

# Optimalisering av fagverksbuer for store frispennkonstruksjoner

**Marius Kristoffer Henriksen**  
**Jørgen Tønsberg Johansen**

Konseptuell konstruksjonsdesign

Innlevert: Juni 2020

Hovedveileder: Anders Rønnquist

Medveileder: Tommy Karlsson

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk





## MASTEROPPGAVE 2020

FAGOMRÅDE: Konseptuell konstruksjonsdesign	DATO: 04.06.2020	ANTALL SIDER: 118
---	---------------------	----------------------

TITTEL:

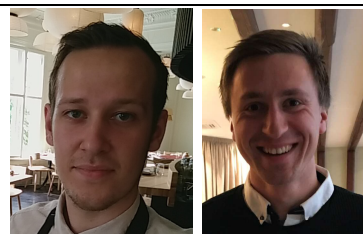
**Optimalisering av fagverksbuer for store frispennkonstruksjoner**

Optimization of truss arches for large free-span structures

UTFØRT AV:

Marius Kristoffer Henriksen

Jørgen Tønsberg Johansen



SAMMENDRAG:

Store frispennkonstruksjoner på over 100 meter er ikke noe standardprosjekt det finnes mange av. Hallmaker ønsker derfor at oppgaven skal studere hvordan slike konstruksjoner kan utføres på en mest mulig gunstig måte ved bruk av stål og fagverksbuer som er det de er spesialister på.

På bakgrunn av at Hallmaker leverer konstruksjoner til ulike land i Europa er det ønskelig at konseptet oppgaven studerer skal være gjeldene også utenfor Norge. Gjennomsnittslaster for store deler av Europa er derfor benyttet som grunnlag for beregningene.

En parametriske modell er bygd opp for enkelt å kunne studere de ønskelige parameterne og deres effekt på konstruksjonen. I hovedsak er programmene Rhino, Grasshopper og Karamba benyttet til utviklingen av den parametriske modellen. Der programmene ikke strakk helt til, ble det laget egne moduler i C# som utførte de spesifikke operasjonene som manglet. Hovedgevinsten ved en slik modell er at det i et forprosjekt kan kontrolleres mange ulike løsninger, typisk i samarbeid med arkitekt, og samtidig umiddelbart få ut de konstruktive effektene. Ved fremtidig prosjektering av lignende konstruksjoner kan den parametriske modellen gjenbrukes ved å endre parameterne. Dette er på bakgrunn av at modellen i denne oppgaven er helt parametriske, og i tillegg kan benyttes som en beregningsmodell.

Opgaven studerer blant annet effekten av ulik fagverkshøyde, pilhøyde, form, lengde frispenn, diagonaler og avstivning. Spørsmålet om gevinstene ved å benytte et romlig fagverk er også studert. Resultatene viser tendenser når det gjelder hvilken variasjon de ulike parameterne bør ha. Det viser seg at den beste utformingen rent konstruktivt peker i retning av at fagverket skal ha form som et sirkelsegment. Den har derimot visse begrensninger når det kommer til brukbarheten av konstruksjonen, spesielt med tanke på takhøyden ned mot oppleggene. En vurdering av de ulike parameterne og resultatene opp mot hverandre må derfor diskuteres for hvert enkelt prosjekt.

Et konsept innen «structural health monitoring» (SHM) ble også diskutert. Konseptet går ut på å gjøre tøyningmålinger i enkelte elementer for å få kontroll over utnyttelsen til hele konstruksjonen.

FAGLÆRER: Anders Rønnquist

VEILEDER(E): Anders Rønnquist og Tommy Karlsson

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

# Forord

Denne oppgaven er et avsluttende arbeidet for sivilingeniørutdannelsen ved NTNU-Trondheim innen studieretning konstruksjonsteknikk og konseptuell konstruksjonsdesign. Oppgaven er skrevet som et oppdrag for Hallmaker Group, som jobber med dimensjonering og prosjektering av store frispennskonstruksjoner. Ønsket var å studere om de kunne gjøre tiltak for å fremme arbeidet sitt.

Det er valgt å legge mye arbeid i å få en god parametrisk modell. Dette er gjort både for å hjelpe de som er interesserte i å benytte seg av modellen i senere prosjektering, og ikke minst fordi vi anser parametrisk design og skripting som et fremtidsrettet verktøy. Ønsket og interessen var derfor stor for å lære mye nytt innen dette feltet, noe vi absolutt har gjort.

Pågangsmotet og arbeidsinnsatsen var meget stor da vi begynte med oppgaven helt i starten av januar 2020. Samarbeidet både mellom oss, skolen og Hallmaker var upåklagelig. Dessverre viste det seg at pandemien covid-19 sørget for at samfunnet måtte stenge ned. Dette har naturligvis også preget arbeidet med oppgaven, og vært utfordrende både med tanke på kommunikasjon og samarbeid.

Til tross for den vanskelige situasjonen har vi lært veldig mye om parametrisk modellering og skripting. En stor takk rettes til Bunji Izumi som har svart eksepsjonelt raskt og hjulpet oss masse når det kommer til det mest kompliserte innen skripting. En takk rettes også veileder Anders Rønning som har stilt opp med møter når vi har ønsket. Han har hele tiden vært positiv, optimistisk og engasjert i oppgaven, samt svart på spørsmål både på e-post og over Skype. Til slutt vil vi takke Hallmaker Group ved Tommy Karlson for en spennende, utfordrende og givende oppgave, samt veiledning gjennom semesteret.

# Sammendrag

Store frispennskonstruksjoner på over 100 meter er ikke noe standardprosjekt det finnes mange av. Hallmaker ønsker derfor at oppgaven skal studere hvordan slike konstruksjoner kan utføres på en mest mulig gunstig måte ved bruk av stål og fagverksbuer som er det de er spesialister på.

På bakgrunn av at Hallmaker leverer konstruksjoner til ulike land i Europa er det ønskelig at konseptet oppgaven studerer skal være gjeldene også utenfor Norge. Gjennomsnittslaster for store deler av Europa er derfor benyttet som grunnlag for beregningene.

En parametriske modell er bygd opp for enkelt å kunne studere de ønskelige parameterne og deres effekt på konstruksjonen. I hovedsak er programmene Rhino, Grasshopper og Karamba benyttet til utviklingen av den parametriske modellen. Der programmene ikke strakk helt til, ble det laget egne moduler i C# som utførte de spesifikke operasjonene som manglet. Hovedgevinsten ved en slik modell er at det i et forprosjekt kan kontrolleres mange ulike løsninger, typisk i samarbeid med arkitekt, og samtidig umiddelbart få ut de konstruktive effektene. Ved fremtidig prosjektering av lignende konstruksjoner kan den parametriske modellen gjenbrukes ved å endre parameterne. Dette er på bakgrunn av at modellen i denne oppgaven er helt parametriske, og i tillegg kan benyttes som en beregningsmodell.

Opgaven studerer blant annet effekten av ulike fagverkshøyde, pilhøyde, form, lengde frispenn, diagonaler og avstivning. Spørsmålet om gevinstene ved å benytte et romlig fagverk er også studert. Resultatene viser tendenser når det gjelder hvilken variasjon de ulike parameterne bør ha. Det viser seg at den beste utformingen rent konstruktivt peker i retning av at fagverket skal ha form som et sirkelsegment. Den har derimot visse begrensninger når det kommer til brukbarheten av konstruksjonen, spesielt med tanke på takhøyden ned mot oppleggene. En vurdering av de ulike parameterne og resultatene opp mot hverandre må derfor diskuteres for hvert enkelt prosjekt.

Et konsept innen «structural health monitoring» (SHM) ble også diskutert. Konseptet går ut på å gjøre tøyningmålinger i enkelte elementer for å få kontroll over utnyttelsen til hele konstruksjonen.

# Abstract

Large freestanding structures over 100 meters are not standard projects there are many of. Hallmaker therefore wants the thesis to study how such constructions can be executed in the most optimal way using steel and truss arches, which are their specialty.

Given that Hallmaker delivers designs to various countries in Europe, it is desirable that the concept this paper is studying is also valid outside of Norway. Average loads for large parts of Europe was therefore used as the basis for the calculations.

A parametric model was designed to easily study the desirable parameters and their effect on the design. Mainly, the programs that were used to develop the parametric model was Rhino, Grasshopper and Karamba. Where the programs did not fully extend, separate modules were created in C# that performed the specific operations that were missing. The main benefit of such a model is that in a preliminary project many different solutions can be controlled, typically in collaboration with the architect, and at the same time immediately get the structural characteristics. In future designs of similar constructions, the parametric model can be reused by changing the parameters. This is because the model in this paper is completely parametric and can also be used as a calculation model.

The thesis studies, among other things, the effect of different truss height, height of the structure, offset, length of free span, diagonals and secondary bracing. The question of whether there are benefits of using a space frame structure is also being studied. The results show clear trends as to what range the different parameters should lie between. It also turns out that the best solution, purely constructive, has certain limitations when it comes to the usability of the design. An evaluation of the different results against each other is therefore discussed for each separate project.

A concept within structural health monitoring (SHM) was also discussed. The concept is to do strain measurements in individual rods to gain control over the utilization of the entire construction.

# Innholdsfortegnelse

Forord.....	i
Sammendrag .....	ii
Abstract.....	iii
Symbolliste.....	vi
Figurliste .....	vii
Tabelliste.....	ix
<b>1 Innledning .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Målet med oppgaven .....</b>	<b>1</b>
<b>1.2 Forutsetninger .....</b>	<b>2</b>
<b>1.3 Historisk tilbakeblikk på store frispennkonstruksjoner .....</b>	<b>3</b>
<b>1.4 Konseptuell konstruksjonsdesign.....</b>	<b>7</b>
<b>1.5 Parametrisk design .....</b>	<b>8</b>
<b>1.6 Programvare .....</b>	<b>9</b>
<b>2 Fagverksbue .....</b>	<b>11</b>
<b>2.1 Store frispennkonstruksjoner.....</b>	<b>11</b>
<b>2.2 Bæresystem .....</b>	<b>11</b>
2.2.1 Fagverk.....	11
2.2.2 Buekonstruksjon .....	14
2.2.3 Knekking .....	17
<b>2.3 Størrelsesbegrensning .....</b>	<b>18</b>
2.3.1 Overflatebehandling.....	18
2.3.2 Transport av segmentene .....	19
2.3.3 Tekkemateriale .....	19
<b>2.4 Overvåkning av konstruksjoner .....</b>	<b>20</b>
<b>3 Laster på konstruksjonen .....</b>	<b>21</b>
<b>3.1 Egenlast .....</b>	<b>21</b>
3.1.1 Påført egenlast.....	21
<b>3.2 Nyttelast .....</b>	<b>21</b>
<b>3.3 Snølast.....</b>	<b>22</b>
3.3.1 Formfaktorer for buetak i henhold til punkt 5.3.5 i standarden .....	24
<b>3.4 Vindlast.....</b>	<b>24</b>
3.4.1 Formfaktor for bueformede tak i henhold til punkt 7.2.8 i standarden ....	26
3.4.2 Formfaktor for vegg i henhold til punkt 7.2.2 i standarden.....	28
3.4.3 Formfaktor for innvendig trykk i henhold til punkt 7.2.9 i standarden.....	29
<b>3.5 Oppsummering av laster .....</b>	<b>29</b>
<b>3.6 Lastkombinasjoner.....</b>	<b>30</b>
<b>4 Oppbygning av parametrisk modell .....</b>	<b>32</b>
<b>4.1 Definerings av geometrien.....</b>	<b>33</b>
4.1.1 Buen.....	33
4.1.2 Generering av rette elementer .....	35
4.1.3 Diagonaler og vertikaler .....	36
<b>4.2 Fra geometri til konstruktiv modell .....</b>	<b>38</b>
4.2.1 Bjelkeelementer .....	38
4.2.2 Oppleggsbetingelser .....	40

4.2.3	Laster .....	40
4.2.4	Lastkombinasjonene .....	41
4.2.5	Sammenstilling av modellen .....	42
<b>4.3</b>	<b>Konstruksjonsanalyse og resultater i Karamba .....</b>	<b>42</b>
4.3.1	Nodeforskyvning .....	43
4.3.2	Reaksjonskrefter .....	43
4.3.3	Utnyttelse.....	44
4.3.4	Vekt.....	44
<b>4.4</b>	<b>Optimalisering av tverrsnitt .....</b>	<b>44</b>
<b>4.5</b>	<b>Lagring av resultater .....</b>	<b>46</b>
<b>4.6</b>	<b>Kvalitetssikring og kontroll mot Robot .....</b>	<b>47</b>
<b>4.7</b>	<b>Oppsummering av modellen .....</b>	<b>47</b>
<b>5</b>	<b>Resultater og diskusjon .....</b>	<b>49</b>
<b>5.1</b>	<b>Studie 1 .....</b>	<b>50</b>
5.1.1	Fagverkshøyde.....	51
5.1.2	Offset.....	52
5.1.3	Pilhøyde .....	53
5.1.4	Diagonaler.....	55
<b>5.2</b>	<b>Studie 2.....</b>	<b>56</b>
5.2.1	Fagverkshøyde:.....	56
5.2.2	Offset.....	58
5.2.3	Pilhøyde .....	59
5.2.4	Diagonaler.....	60
<b>5.3</b>	<b>Konfigurasjon for fagverksbuen etter optimaliseringene .....</b>	<b>61</b>
<b>5.4</b>	<b>Romlig fagverk .....</b>	<b>62</b>
<b>5.5</b>	<b>Effekten av uønsket forskyvning av et oppleggspunkt .....</b>	<b>63</b>
<b>5.6</b>	<b>Effekten av å øke frispennet.....</b>	<b>63</b>
<b>5.7</b>	<b>Effekten av å se bort fra segmenter .....</b>	<b>65</b>
<b>5.8</b>	<b>Effekten av antallet avstivninger ut av planet .....</b>	<b>66</b>
<b>5.9</b>	<b>Avstivning ut av planet .....</b>	<b>68</b>
<b>5.10</b>	<b>Målinger.....</b>	<b>70</b>
<b>6</b>	<b>Anbefalinger ved prosjektering av store frispennskonstruksjoner.....</b>	<b>75</b>
<b>7</b>	<b>Fordeler og ulemper som gjelder bruk av Karamba og Grasshopper som FEM program.....</b>	<b>77</b>
<b>8</b>	<b>Forslag til videre arbeid .....</b>	<b>79</b>
	<b>Referanser .....</b>	<b>80</b>
	<b>Bildereferanser.....</b>	<b>83</b>
	<b>Vedlegg A: Snølast i Europa.....</b>	<b>A</b>
	<b>Vedlegg B: Vindlast i Europa.....</b>	<b>J</b>
	<b>Vedlegg C: Kontroll av beregningsprogram .....</b>	<b>N</b>
	<b>Vedlegg D: Vedlagte filer .....</b>	<b>X</b>



# Symbolliste

Symbol		Forklaring
$\alpha$	-	Takvinkel
$b$	-	Den siden av bygget vinden treffer i det aktuelle tilfelle
$C_e$	-	Eksponeeringskoeffisient
$C_t$	-	Termisk koeffisient
$C_{pe}$	-	Utvendig formfaktor
$C_{pi}$	-	Innvendig formfaktor
$C_{dir}^2$	-	Retningsfaktor
$C_{alt}^2$	-	Nivåfaktor
$C_{season}^2$	-	Faktor som tar hensyn til årstidsvariasjon
$C_{prob}^2$	-	Faktor som tar hensyn til annen returperiode enn 50 år
$d$	-	Ene siden i bygget hvor vinden ikke treffer i det aktuelle tilfelle
$E$	-	Elastisitetsmodul
$F$	-	Kraft
$h$	-	Høyde
$I$	-	Andre arealmoment
$k_1$	-	Faktor som tar hensyn til vindakselerasjon over åser
$k_2$	-	Faktor som tar hensyn til vindkastøkning på leside av bratt terreng
$k_3$	-	Faktor som tar hensyn til omkringliggende område med annen terrengruhet
$L_k$	-	Knekk lengde
$M$	-	Moment
$m^2$	-	Kvadratmeter
$P_E$	-	Euler Knekklast
$q(z)_p$	-	Vindkasthastighetstrykket
$q_{p0}(z)$	-	Grunnverdi for hastighetstrykket
$S$	-	Snølast på tak
$S_k$	-	Karakteristisk verdi for snølast på mark
$v_{b,0}$	-	Referansevindhastigheten
$W_e$	-	Utvendig vindtrykk
$W_i$	-	Innvendig vindtrykk
$Z_e$	-	Referansehøyden for det utvendige trykket
$\varepsilon$	-	Tøyning
$\sigma$	-	Spenning
$\gamma_f$	-	Lastkoeffisient
$\mu_i$	-	Snølastens formfaktor

# Figurliste

Figur 1.1: Trajans marked (100-110) [54].....	3
Figur 1.2: Polonceau takstol [55].....	4
Figur 1.3: Gare Saint-Lazare (1837) .....	4
Figur 1.4: Galérie des Machines (1889) [56] .....	5
Figur 1.5: Singapore SportsHub (2014) [57].....	6
Figur 1.6: Wembley Stadium (2007) [58] .....	6
Figur 1.7: Stratolaunch Hangar (2013) [63].....	7
Figur 2.1: Plant fagverk med tilhørende elementbeskrivelse.....	12
Figur 2.2: Hvordan fagverk opptar moment. ....	12
Figur 2.3: Fordeling av aksialkrefter i et fagverk som følge av en punktlast. ....	13
Figur 2.4: Ulike fagverkstyper [59] .....	13
Figur 2.5: Romlig fagverk [60] .....	13
Figur 2.6: Romlig fagverk med tilhørende elementbeskrivelse. ....	14
Figur 2.7: Fast innspent bue [61] .....	15
Figur 2.8: To ledds bue [61] .....	15
Figur 2.9: Tre ledds bue [61] .....	15
Figur 2.10: Differanse mellom rette og buede gurter.....	16
Figur 2.11: Visualisering av sparkekrefter.....	16
Figur 2.12: Utbøying av bue med fast innspente opplegg. [62].....	17
Figur 2.13: Avstivning ut av planet for en bue. [62].....	17
Figur 2.14: Nullstav. ....	18
Figur 2.15: Thermohall isolasjonsledningssystem. [48].....	20
Figur 3.1: Snølast på buetak. [64].....	22
Figur 3.2: Forenkling av skjevfordelt snølast. ....	22
Figur 3.3: Snølast i Europa. ....	23
Figur 3.4: Geometrisk utgangspunkt for beregning av laster. ....	25
Figur 3.5: Soneinndeling for buetak. [65] .....	26
Figur 3.6: Soneinndeling for buetak (vind mot gavl). [65] .....	27
Figur 3.7: Soneinndeling for vegg. [65].....	28
Figur 4.1: Kontrollpunkter med tilhørende NURBS kurve.....	33
Figur 4.2: Parameterne som definerer kurven. ....	33
Figur 4.3: Formendring ved ulike offset.....	34
Figur 4.4: Modellering av NURBS kurver med og uten C#. ....	34
Figur 4.5: Punkter for generering av rette elementer. ....	35
Figur 4.6: C#-skript som genererer rette over- og undergurter. ....	35
Figur 4.7: Visuell fremstilling av vertikaler og diagonaler.....	36
Figur 4.8: Modellering av diagonaler og vertikaler med innebygde funksjoner. ....	37
Figur 4.9: Modellering av diagonaler og vertikaler med C#. ....	37
Figur 4.10: Etablering av ulike tverrsnitt. ....	39
Figur 4.11: Etablering av oppleggspunkter.....	40
Figur 4.12: Lastparametere. ....	40
Figur 4.13: Generering av lastkombinasjoner. ....	41
Figur 4.14: Vindlast mot bue.....	41
Figur 4.15: Sammenstilling av modellen. ....	42
Figur 4.16: Visuell markering av elementer.....	42
Figur 4.17: Uttaging av forskyvninger. ....	43
Figur 4.18: Uttaging av reaksjonskrefter. ....	43
Figur 4.19: Uttaging av utnyttelse og spenninger. ....	44
Figur 4.20 : Beregning av materialvekt per kvadratmeter og materialkostnad. ....	44
Figur 4.21: Pseudokode for «Optimize Cross Section» modulen. ....	45
Figur 4.22: Flytdiagram for egenutviklet optimaliseringskript.....	46
Figur 4.23: Variasjon i lengde frispenn. ....	47
Figur 4.24: Variasjon i Offset. ....	47
Figur 4.25: Variasjon i pilhøyde.....	48
Figur 5.1: Illustrasjon av manuell uthenting av resultater. ....	49

Figur 5.2: Visuell fremstilling av tverrsnittsgropperinger i studie 1.....	50
Figur 5.3 Forskyvning ved ulike fagverkshøyde og pilhøyde.....	51
Figur 5.4: Utnyttelse ved ulike fagverkshøyde og pilhøyde.....	52
Figur 5.5: Forskyvning ved ulike offset og fagverkshøyde.....	52
Figur 5.6: Utnyttelse ved ulike offset og fagverkshøyde.....	52
Figur 5.7: Visuell fremstilling av utnyttelse og deformasjon.....	52
Figur 5.8: Tapte areal ved ulike offset.....	53
Figur 5.9: Forskyvning ved ulike pilhøyde og fagverkshøyde.....	53
Figur 5.10: Utnyttelse ved ulike pilhøyde og fagverkshøyde.....	53
Figur 5.11: Tapte areal ved ulike pilhøyde.....	54
Figur 5.12: Sparkekrefte ved ulike pilhøyde og offset.....	54
Figur 5.13: Vinkel på buen mot fundament ved ulike pilhøyde og offset.....	54
Figur 5.14: Utnyttelse ved ulike fagverkstyper.....	55
Figur 5.15: Forskyvning ved ulike fagverkstyper.....	55
Figur 5.16: Visuell fremstilling av tverrsnittsgropperinger.....	56
Figur 5.17: Effekten av ulike fagverkshøyder.....	56
Figur 5.18: Resultater ved optimalisering av fagverkshøyde.....	57
Figur 5.19: Effekten av ulike offset.....	58
Figur 5.20: Resultater ved optimalisering av offset.....	58
Figur 5.21: Effekten av pilhøyde.....	59
Figur 5.22: Resultater ved optimalisering av pilhøyde.....	59
Figur 5.23: Effekten av ulike diagonaler.....	60
Figur 5.24: Resultater av optimaliseringen ved ulike diagonaler.....	61
Figur 5.25: Spenningsfordeling gjennom buen.....	62
Figur 5.26: Resultater fra uønsket forskyvning av et opplegg.....	63
Figur 5.27: Visuell fremstilling av økende frispenn med konstant form.....	63
Figur 5.28: Resultater fra økende frispenn for et plant fagverk.....	64
Figur 5.29: Resultater fra økende frispenn for et romlig fagverk.....	65
Figur 5.30: Visuell differanse mellom rette segmenter og elementer.....	66
Figur 5.31: Effekten av avstand mellom avstivningene ut av planet.....	66
Figur 5.32: Kraftene avstivningen ut av planet må håndtere.....	67
Figur 5.33: Avstigning ut av planet.....	68
Figur 5.34: Utnyttelse ved enkle og doble kryss per segment.....	68
Figur 5.35: Spenningsfordeling mot opplegg.....	69
Figur 5.36: Totalvekt med oppleggspunkt på overgurt. Et kryss i blått og to kryss i oransje mellom hvert segment.....	69
Figur 5.37: Reaksjonskrefter for doble kryss.....	70
Figur 5.38: Effekten av økende vindlast.....	70
Figur 5.39: Effekten av økende snølast.....	71
Figur 5.40: Visuell fremstilling av spenningen i elementene.....	72
Figur 5.41: Eksempel på uthenting av snølast gitt spenningen i et element.....	72
Figur 5.42: Eksempel på uthenting av maks utnyttelse.....	73

# Tabelliste

Tabell 3.1: Oppsummering av laster. ....	29
Tabell 3.2: Lastkombinasjoner. ....	31
Tabell 4.1: Diagonaltyper. ....	38
Tabell 5.1: Utgangspunktet til parameterne i studie 1. ....	50
Tabell 5.2: Tverrsnittstørrelser i studie 1.....	51
Tabell 5.3: Verdien av parameterne til den mest gunstige konfigurasjonen. ....	61
Tabell 5.4: Resultater til den mest gunstige konfigurasjonen.....	61
Tabell 5.5: Tverrsnitt til den mest gunstige konfigurasjonen. ....	62
Tabell 5.6: Resultater med og uten segmenter. ....	65
Tabell 5.7: Resultater fra redusering av laster. ....	73

# 1 Innledning

---

Dette er en oppgave initiert av Hallmaker Group AS, som i mer enn 30 år har vært blant de ledende innen leveranse av stålbygg. De har levert alt fra relativt små og enkle stålbygninger til store kompliserte flyhangarer. Utviklingen peker i retning av at kundene ønsker stadig større og mer åpne konstruksjoner, og forespørslene om frispennskonstruksjoner på over 100 meter kommer oftere. Hallmakers ønske har derfor vært å studere ulike utforminger av fagverksbuer til store frispennskonstruksjoner for å se hvilke effekter det har.

Oppgaven er skrevet under fagfeltet konseptuell konstruksjonsdesign, og det var naturlig å bygge opp en parametriske modell for å studere det Hallmaker ønsket å belyse. På den måten ble det mulig å se effekten av mange ulike konfigurasjoner, samt belyse ulike tendenser. Samtidig som modellen har gitt muligheten for å studere ulike effekter ved og enkelt kunne gjøre endringer, har den også blitt et verktøy som kan benyttes ved senere anledninger.

I tillegg til spesialkonstruerte haller er Hallmaker blant de markedsledende innen utleie av litt mindre og midlertidige konstruksjoner. De ønsket derfor også å gjennomføre en liten studie av et mulig konsept for målinger av konstruksjoner med tanke på utnyttelse.

## 1.1 Målet med oppgaven

Denne oppgaven har som hovedmål å hjelpe Hallmaker med å studere hvordan ulike parametere påvirker fagverksbuer i store frispennskonstruksjoner. Ettersom de ulike parameterne og deres påvirkning blir belyst er det et mål å kunne anbefale en utforming av konstruksjonen, både med tanke på de konstruktive egenskapene, brukbarheten og indirekte også på kostnadsbesparelsen. Dette gjøres for å hjelpe Hallmaker med å vurdere om de bør bygge slike konstruksjoner på en annen måte enn de gjør i dag, samt bli bevisste på hvilke faktorer som har størst påvirkning for bæreevnen og dermed er viktigst å vurdere.

I og med at problemstillingene skal studeres ved hjelp av en parametriske modell har det blitt et mål å definere modellen slik at den er fleksibel og kan benyttes i fremtidige prosjekter. Ønsket er at modellen skal kunne bli benyttet for å få en oversikt over hvordan ulike konsepter fungerer, uten å bruke masse tid på modellering.

I tillegg til å se på ulike utforminger av store frispennskonstruksjoner er det et lite delmål å se på en mulig måte å gjennomføre målinger av konstruksjonen for kontroll av utnyttelsen, samt vurdere den gevinsten det kan ha for lastbildet.

Gitt målene forsøker oppgaven å gi svaret på hvilken utforming som kan anbefales for fagverksbuer til store frispennskonstruksjoner.

## 1.2 Forutsetninger

Konstruksjoner er ofte veldig kompliserte, og det er derfor avgjørende å isolere det som er ønskelig å studere for at det ikke skal bli for mange ulike faktorer som kan ha innvirkning på resultatene. I denne oppgaven ble det derfor gjort en rekke forutsetninger for at resultatene i størst mulig grad skal være mulig å benytte. Ved å ha tilstrekkelig med forutsetninger vil det i større grad være mulig å få frem tendenser og virkningen av det som blir studert. Det betyr at oppgaven er nødt til å se bort fra en rekke faktorer som i en reell dimensjonering måtte blitt tatt hensyn til. Forutsetningene og antakelsene blir i hovedsak nevnt under, men det kan også komme noen til underveis i oppgaven.

- Alle fagverksbuene i konstruksjonen antas å være like både med tanke på lastbildet og nedbøyningskrav. Dermed blir ikke endebuene studert separat selv om de i virkeligheten vil ha et annet lastbilde. I tillegg vil port eller dørløsning føre til mye strengere nedbøyningskrav, og er normalt sett en egen beregning på slutten av prosjektet.
- I hovedsak er det kun bærekonstruksjonen som blir studert, med andre ord vil temaer som VVS, Elektro, brann, tekkematerialet, tilstøtende konstruksjoner og så videre ikke bli vurdert.
- Konstruksjonen antas beregnet kun for sporadisk personopphold, noe som medfører lav risiko- og brannklasse ifølge byggt teknisk forskrift (TEK17). Selv om branddimensjonering i utgangspunktet ikke blir studert, blir det tatt hensyn til risiko- og brannklasse for å minimere mulige ekstratiltak ved økende klassifisering.
- Oppleggspunktene i konstruksjonen antas utført som fastlager, og i utgangspunktet festet til undergurten. Fundamentene antas dermed utført tilstrekkelige sterke til å motstå de store reaksjonskreftene.
- Det forutsettes at høyden under taket må være minimum 7 meter for at arealet skal kunne betraktes som brukbart areal. Denne høyden er antatt med bakgrunn i høyden fra bakken og opp til tuppen av flyvingen til noen av verdens mest produserte flytyper [1] [2]. Samt nødvendig høyde for å bedrive idrett eller andre aktiviteter [3].
- Konstruksjonen antas satt sammen av rette segmenter. Det vil si at de ulike elementene blir satt sammen til større deler kalt segmenter, før segmentene blir satt sammen til en fullstendig konstruksjon. Oppbygningen med rette segmenter ble antatt på bakgrunn av Hallmaker sin praksis.
- Knutepunktene i konstruksjonen antas utført tilstrekkelig sterke til å overføre kreftene mellom elementene. I virkeligheten utfører Hallmaker dette med segmenter sveiset sammen på verksted, og boltet sammen via endeplater på byggeplassen. For beregningsmodellen vil knutepunktene i utgangspunktet antas utført som fast innspent selv om virkeligheten sannsynligvis ligger et sted mellom leddet og fast innspent.
- Det antas at portløsningen til konstruksjonen vil være lukket under bruddgrensetilstanden. Ifølge punkt 7.2.9(3) i NS-EN 1991-1-4 vil dermed det innvendige trykket anses som en dimensjonerende ulykkessituasjon.
- Oppgaven tar kun for seg spesifikke konfigurasjoner av fagverk selv om andre løsninger kanskje også kunne vært mulig å benytte.
- Gjennom oppgaven antas det at materialet alltid er S355 stål. Mange andre materialer kunne vært aktuelle å benytte, men det er valgt å se bort fra effekten av ulike materialegenskaper. Dette er i hovedsak gjort på bakgrunn av at

Hallmaker kun benytter stål i dag, og er mer interesserte i de geometriske effektene.

- Kostnader er gjennom hele oppgaven indirekte med i vurderingene. Det vil ikke bli vurdert pris direkte da det er for mye usikkerhet knyttet til dette. Flere av nøkkeltallene som vurderes har likevel en sterk korrelasjon opp mot kostnadene til prosjektet. Eksempelvis vil vekt per areal bli vurdert, og med standard stålpris på 20 NOK per kilo vil det, for en stor hall, bety 120 000 NOK i rene materialkostnader for en endring på kun 1 kg/m<sup>2</sup> [4].
- Lasten som påføres konstruksjonen antas påført kun i positivt globalt aksesystem selv om lasten i virkeligheten kan inntreffe i flere retninger. På bakgrunn av dette blir det antatt at geometrien og tverrsnittene i konstruksjonen må være symmetrisk om midtaksen.
- Nedbøyningskravet i oppgaven er antatt å være L/500. I standarden står det anbefalinger om L/250-300, men på bakgrunn av at denne oppgaven skal studere et så stort spenn ble kravet satt noe strengere. Dette er for at nedbøyningen ikke skal bli for stor spesielt med tanke på eventuelle kraner og andre ting som henges opp i taket. I tillegg med tanke på den visuelle sikkerhetsfølelsen for de som befinner seg i konstruksjonen.

## 1.3 Historisk tilbakeblikk på store frispennkonstruksjoner

### Ingeniørvitenskapens fremvekst

Mennesker har opp gjennom tiden konstruert mange ulike konstruksjoner. Det har vært en lang vei fra antikkens Egypt, med storslåtte pyramider, til dagens teknologi og verdens høyeste byggverk, *Burj Khalifa* på 828 meter (per januar 2020) [5]. På denne veien har forståelsen for fysikkens lover bidratt med å utvikle nye teorier som har hjulpet mennesker med å bygge bedre og smartere [6]. Ulike fagdisipliner har i dag ansvar for hver sine deler av konstruksjonen, til forskjell fra antikken og Romerriket hvor det ikke var uvanlig at en person hadde alt ansvaret for konstruksjonen [7]. Vedkommende var både arkitekt og ingeniør, og det var ikke noe tydelig skille. Det var heller ikke uvanlig at vedkommende var kunstner og/eller matematiker, som under prosjektering av konstruksjonene ofte tok utgangspunkt i geometri [6]. Det var på denne tiden de begynte å ta i bruk hvelv for å åpne opp rom og skape større spennvidder, som for eksempel ved *Trajans marked* (figur 1.1) i Roma bygget rundt år 100-110 [8]. Der er det brukt et krysshvelv som består av to tønnehvelv som krysser hverandre. Denne geometriske utformingen gjør at kreftene føres som trykk nedover i buene og videre ned i søylene, et prinsipp som brukes den dag i dag.



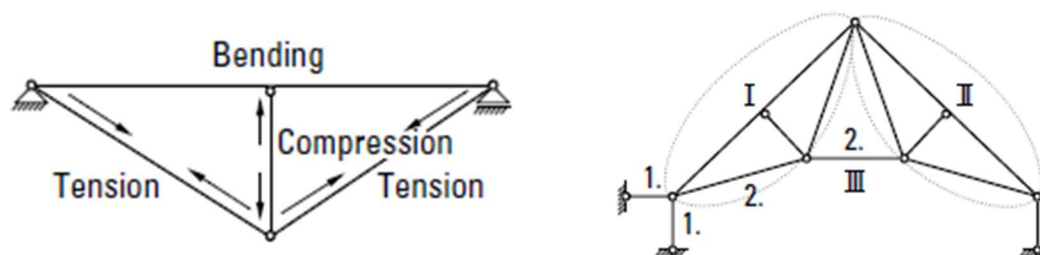
Figur 1.1: Trajans marked (100-110) [54]

En av de eldste tidsskriftene innen ingeniørryknet er datert tilbake til 70-25 f.Kr. og er kartlegging av konstruksjonskunnskap skrevet av Vitruvius Pollio, en mann som levde

under Romerriket [6]. Disse skriftene kan tyde på at konstruksjonslitteratur kan ha preget vår måte å bygge på gjennom hele den moderne tidsregningen.

Etter Vitruvius er det mange store navn som har vært med på utviklingen av teorier rundt konstruksjoner. Arbeidet til mange av disse menneskene ble samlet i en bok skrevet av Claude-Louis Navier (1785-1836), «*L'application de la mecanique*», under neoklassismen. Denne boken er grunnlaget for dagens bjelketeori [9]. I de senere årene av neoklassismen var det flere som også begynte å jobbe med stavkonstruksjoner og fagverk. Noen av disse var Squire Whipple (1804-1888), Johan Wilhelm Schwedler (1823-1894) og Karl Culmann (1821-1881) [9]. Culmann er blant annet ingeniøren bak grafostatikken, en teknikk som går ut på å grafisk lage kraftpolygoner som danner grunnlaget for kreftene i konstruksjonen. Dette er en teknikk som blant annet er brukt i arbeidet med prosjekteringen av Eiffeltårnet [10].

En annen utvikling innen bruken av fagverk kom i 1837, da Camille Polonceau (1813-1859) publiserte «*Notice sur un nouveau système de charpente en bois et en fer*», en rapport om hans utvikling av en ny type takstol [11]. Polonceau-takstolen er en takstol sammensatt av leddete staver som danner et statisk bestemt system i henholdsvis trykk og strekk, som vist til venstre i figur 1.2. To slike fagverker settes sammen med et ledd øverst i mønet slik at de danner et system som vist til høyre i figur 1.2. Her er fagverk *I* og *II* identiske og videre satt sammen ved å innføre et tredje element, *III*, i form av et strekkstag. Uten dette strekkstaget ville systemet vært et ustabil kinematisk bestemt system, men med strekkstaget er det et statisk bestemt system [11].



Figur 1.2: Polonceau takstol [55]

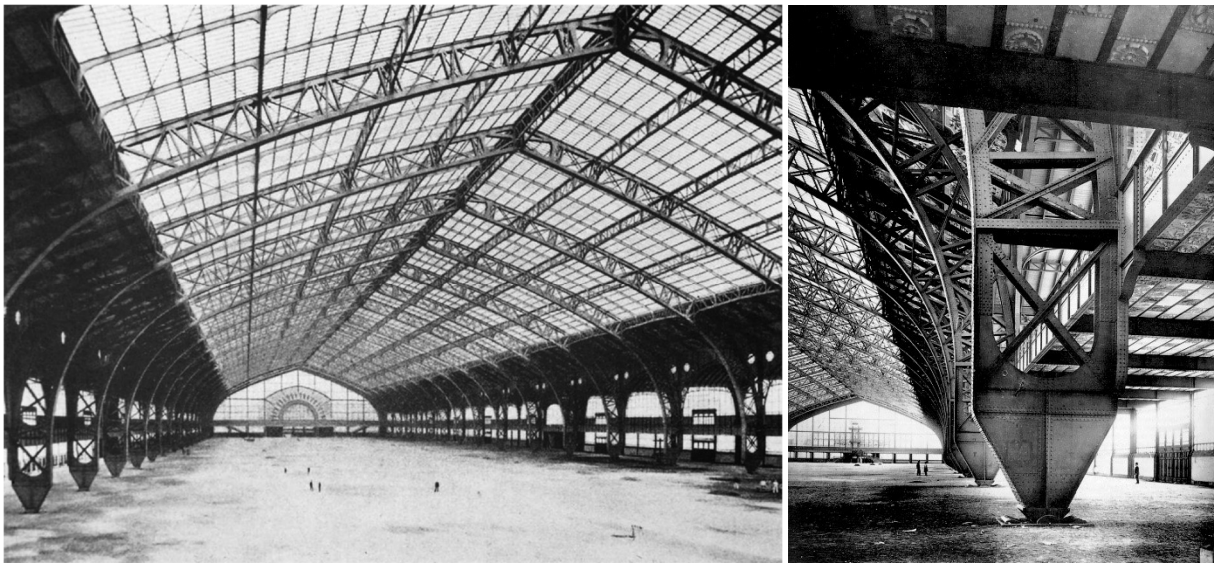
Den nye Polonceau-takstolen førte til nye muligheter for konstruksjoner med større åpne spenn [11]. Noen konstruksjoner hvor denne nye takstolen ble tatt i bruk er i taket på flere av togstasjonene rundt om i Paris. Blant disse er *Gare Saint-Lazare* (figur 1.3) fra 1837 [9].



Figur 1.3: Gare Saint-Lazare (1837)



Noen år senere, til verdensutstillingen «*Exposition Universelle*» i Paris i 1889, ble *Galérie des Machines* (figur 1.4) bygd. Konstruksjon ble bygd opp av 20 fagverksbuer med en fagverkshøyde på 3.7 meter nede ved oppleggspunktet og 3.0 oppe ved leddet i toppen. Fagverket var satt sammen av naglede I profiler og hadde en bredde på 0.75 meter. Konstruksjonens spenn var på 115 meter, det lengste for en bygning av den typen. Fra tidligere var folk vant til at store konstruksjoner som oftest var bygd av store tunge steinblokker, og denne måten å konstruere på ved hjelp av lettere og smalere fagverk i jern var ukjent for de fleste. Konstruksjonen ble også kritisert for å ha innsnevring mot fundamentet, fordi de mente det ikke var riktig at basen skulle være det visuelt svakeste punktet. Årsaken til innsnevringen er blant annet ønske om et momentfritt ledd ved oppleggspunktet. Denne måten å konstruere store rom på ble sett på som en innovasjon på den tiden. [12]



Figur 1.4: *Galérie des Machines* (1889) [56]

Ved å studere konstruksjoner fra nyere tid er det tydelig trekk tilbake til perioden fra 1800 til 1900 som kalles neoklassismen. Denne perioden har vært veldig viktig for fremveksten av ingeniørvitenskapen og lagt grunnlaget for utviklingen frem til i dag [6]. Flere av de samme konstruksjonsprinsippene blir benyttet på dagens store frispennskonstruksjoner.

Sportsarenaer er et godt eksempel på konstruksjoner der konstruksjonsprinsipper fra tidligere er benyttet og videreutviklet, fordi det er helt nødvendig med store søylefrie områder og tak som beskytter mot vær og vind. For eksempel *Singapore Sports Hub* (figur 1.5) som har et frispenn på 310 meter, eller *Wembley Stadium* (figur 1.6) i London som har et frispenn på 315 meter [13] [14]. Begge disse konstruksjonene er i stor grad utført med fagverksbuer.



Figur 1.5: Singapore SportsHub (2014) [57]

Takkonstruksjonen på Singapore Sport Hub er mer enn 80 meter høy, og i hovedsak bygd opp med romlige fagverk som spenner i flere retninger. Fagverkene er bygd opp med sirkulære elementer med diameter fra 139,7 til 508 mm. Takkonstruksjonen er ekstraordinært effektivt utnyttet med en vekt på kun 120 kg/m<sup>2</sup>. Elementene er buede, og festet sammen med over 60 ulike knutepunktsløsninger. Dette har vært mulig å gjennomføre på bakgrunn av bruken av parametrisert design og et veldig tett samarbeid mellom ingeniører og arkitekter i programvaren Tekla. [15]

Buen på Wembley er 133 meter høy, og designet for å gi et solid utseende uten å pådra seg høye vindbelastninger. Buen har derfor en gitterform bestående av 41 stålringer forbundet med spiralformede rør og har en diameter på 7,4 meter. Fra buen går det kabler diagonalt ned til punkter i konstruksjonen anordnet i et mønster som holder den på plass samt motstår knekking. Med sin bærende evne henger 5000 tonn, av takkonstruksjonens totalt 7000 tonn, i kabler ned fra buen. Dette tillot designerne å eliminere behovet for søyler innvendig, noe som betyr at hvert stadionsete har uhindret utsikt over banen. Med spennet på 315m har Wembley Stadium den lengste enkeltspennende takstrukturen i verden.



Figur 1.6: Wembley Stadium (2007) [58]

En annen type konstruksjon som krever store frispenn i dagens samfunn er hangarer for fly. Her er det mange eksempler som: Aerium Hangar, Hangar 375 (Big Texas), Hangar One, Hangar B, og ikke minst Stratolaunch Hangar (figur 1.7) [16]. Sistnevnte er hangaren som huser verdens største fly Stratolaunch. Flyet har et vingespenn på 117 meter, og hangaren har et frispenn på hele 140 meter [17]. Taket er bygd opp med fagverksegmenter på 12-15 meters lengde og en høyde på 4.3-5.2 meter. Segmentene er boltet sammen til en helt fastinnspent konstruksjon. Veggene er bygd opp med 5.5 meter brede fagverk med en høyde på 17.4 meter. Taket har litt ulik helning sannsynligvis for å oppnå en form for buevirkning, og på det høyeste er konstruksjonen 30.5 meter. [18]



Figur 1.7: Stratolaunch Hangar (2013) [63]

## 1.4 Konseptuell konstruksjonsdesign

Konseptuell konstruksjonsdesign er et fagområde som utforsker samspillet mellom ingeniørvitenskapen og arkitekturen. Det handler ikke lenger kun om å føre lastene ned til fundamentet, men om å gjøre det på en måte som er meningsfull, vakker og interessant. I tidligfase av design jobbes det med parametriske modeller, grafisk modellering, optimalisering og konstruksjonsberegninger for å utvikle konstruksjonskonsepter med funksjonell og visuell form som er av interesse [19].

Oppgaven tar for seg en studie i tidligfase før formen er låst. På den måten vil en parametriske modell være avgjørende for å utforske et stort spekter av ulike løsninger. Endringer kan enkelt gjøres for å få frem ulike effekter og tendenser, og en optimalisering av konstruksjonen blir gjennomført for å få en mest mulig effektiv og funksjonell konstruksjon.

## 1.5 Parametrisk design

Parametrisk design er en digital designmetode basert på ulike algoritmer (som per definisjon er en «presis beskrivelse av en serie arbeidsoppgaver») [20]. Det utføres gjennom skript skrevet med programmeringsspråk som for eksempel C# eller Python. Skriptene kan enten være helt egenproduserte eller ferdige moduler i et parametrisk modelleringsprogram.

I starten av en parametrisk designprosess defineres ofte initialbetingelser for den strukturelle geometrien ved et sett parametriske variabler. Underveis i et prosjekt kan formen på konstruksjonen enkelt endres ved å endre verdiene på parameterne, og dette utgjør den store forskjellen mellom tradisjonell og parametrisk modellering. Spesielt for komplekse geometriske former vil parametrisk modellering være et effektivt hjelpemiddel. Det samme gjelder i en tidligfase der ønsket er å teste og vurdere mange ulike geometriske utforminger.

Parametrisk modellering ble for alvor tatt i bruk i byggebransjen på midten av 2000-tallet. Det førte til at arkitekter i stor grad begynte å designe parametrisk fremfor manuelt. En positiv side ved dette er muligheten til å teste et tilnærmet ubegrenset antall alternative løsninger. I tillegg økte effektiviteten drastisk når det kom krav til endringer, i og med at det kun er behov for å endre noen parametere for å få et nytt resultat. [21]

Parametrisk modellering brukes mest i designfasen. Samarbeidet mellom de ulike disiplinene blir tettere når flere disipliner, blant annet arkitekter, ingeniører og produsenter, kan jobbe i samme modell. De kan enkelt gjøre endringer i modellen for å se effekten det utgjør umiddelbart, noe som i stor grad bidrar til bedre løsninger og mindre tidsbruk. Mye på grunn av at alle de involverte kommer med innspill tidlig i prosjektet, samt får muligheten til å teste mange flere løsninger [22].

Når en modell er parametrisk bygd opp vil det være mulig å optimalisere konstruksjonen for de ønskede parameterne. Dette gjøres enten ved manuelt å endre parameterne for å se effekten av det, eller la maskinen kjøre gjennom utallige løsninger. Det finnes forskjellige algoritmer for dette i de ulike programvarene.

I denne oppgaven ble en parametrisk modell definert og brukt i en konseptuell studie av store frispennskonstruksjoner. Modellen ble brukt til å undersøke hvordan endringen av ulike parametere, med innvirkning på formen av en fagverksbue, ga utslag på konstruksjonen. Gjennom ulike studier har den parametriske modellen blitt brukt til å undersøke mange effekter. Dette har gitt flere spennende resultater.

## 1.6 Programvare

Gjennom arbeidet med oppgaven er det tatt i bruk flere forskjellige programmer. De ulike programmene er blitt brukt til alt fra uthenting av laster i Europa til oversetting av maskinkode, og under er en liten forklaring til hver av disse.

**Dlubal** er et Tysk firma som siden 1987 har satset stort på å utvikle brukervennlige og kraftige programmer for konstruksjonsanalyser. Dlubal er i dag et sertifisert selskap innen den internasjonale standardiseringsorganisasjonen (ISO), med mange tusen brukere fra hele verden. De har blant annet utviklet flere ulike elementmetodeprogrammer som er mulig å få tilgang til gratis som studenter. I tillegg har de nettbaserte tjenester som blant annet et verdenskart med snø-, vind- og jordskjelvlaster. Lastene som blir generert i programmet er hentet fra Eurokoden (EC) og de respektive nasjonale tilleggene [23]. I denne oppgaven er Dlubal i hovedsak benyttet for å finne laster rundt om i Europa.

**Rhinoceros**, eller bare Rhino, er et 3D-modelleringsprogram som ofte benyttes til komplisert geometri. Det er et dataassistert konstruksjonsprogram (CAD) som i hovedsak benytter «**Non-Uniform Rational B-Splines**» (NURBS). NURBS kurver er 3D geometri definert ut ifra polynomgrad, kontrollpunkter, knuter og evalueringsregler [24]. Programmet er kompatibelt med flere andre programmer, blant annet blir det benyttet til visuell fremvisning av det som blir laget i Grasshopper [25].

**Grasshopper** er et grafisk programmeringsverktøy som er direkte koblet opp mot Rhino. Det vil si at alt som programmeres i Grasshopper blir visualisert direkte i Rhino. Grasshopper brukes i stor grad til modellering av konstruksjoner ved bruk av parametrisk design. Grafisk programmering er enklere å benytte enn tradisjonell programmering på bakgrunn av at komponentene du benytter visualiseres, og at det er tydelige koblinger i form av streker mellom komponentene som blir benyttet. I Grasshopper finnes det i tillegg en rekke forhåndsdefinerte moduler som utfører bestemte oppgaver. Dette gjør programmet langt mer intuitivt enn mange andre programmeringsverktøy [26].

I Grasshopper fins det et utallig antall tilleggsverktøy som kan lastes ned. Under er forklaringen på to tillegg som har vært brukt til optimalisering i denne oppgaven.

*Galapagos* er en «evolutionary solver» som benytter generisk algoritme til å finne en best mulig løsning. Komponentene tar i utgangspunkt inn noen parametere den kan endre på, samt et mål den ønsker å oppnå. Parameterne blir i første omgang variert helt tilfeldig og vurdert opp mot ønsket mål. Problemløseren sitter da med en rekke tilfeldige løsninger som er utvalg 1. Deretter blir de tilfellene som er lengst unna målet fjernet, og problemløseren sitter igjen med utvalg nummer 2, som ikke er helt tilfeldig lengre. Deretter tester den flere muligheter innenfor utvalget den sitter med, og forkaster igjen de som er lengst unna målet. Slik vil den fortsette helt til den har et godt nok resultat. [27]

Den generiske algoritmen er basert på den naturlige utvelgelsen som Charles Darwin var opptatt av. Den handler om at de best tilpassede individene får flere avkom, og over tid vil utviklingen gå mot at de som er best tilpasset overtar. Slik er det også i Galapagos. Først er løsningene helt tilfeldige, så benyttes de beste løsningene til å lage flere «avkom» som forhåpentligvis er bedre tilpasset målet. [28]

*Octopus* har til forskjell fra Galapagos muligheten til å ha mere enn et mål den ønsker å tilfredsstille. På den måten vil en kunne se hvordan endringen av en parameter gir utslag for to ulike resultater i forhold til hverandre. Octopus er en «Multi-Objective evolutionary optimization» som virker på mye av den samme måten som Galapagos, men her er Pareto-prinsippet benyttet. Pareto prinsippet, også kalt 80/20 regelen, går enkelt forklart ut på at 80% av konsekvensene skyldes 20% av årsakene [29]. I tillegg er Octopus basert på to andre algoritmer SPEA-2 og HypE. [30]

**Karamba3D** er et elementmetodeprogram for parametrisk design. Det er et tilleggsprogram som kan implementeres i Grasshopper, og muliggjør derfor parametrisk design for konstruksjonsberegninger. Ved å koble geometrien fra Grasshopper inn i Karambamoduler vil beregningene utføres fortløpende ettersom parameterne endres, og resultatene oppdateres i sanntid. Optimaliseringsmodulene, Galapagos og Octopus, kan også implementeres slik at de endrer geometrien i modellen på bakgrunn av resultatene fra Karamba. [31].

**Robot Structural Analysis** er et elementmetodeprogram for beregning av konstruksjoner. Dette er mer det tradisjonelle beregningsprogrammet hvor brukeren selv må modellere hver enkelt komponent, og alle endringer må gjøres manuelt.

**ILSpy** er et program med åpen-kildekode som brukes for å oversette og hente ut kildekode til kompilerte filer slik at det er mulig å se hvordan et program er skriptet. I denne oppgaven ble det brukt for å oversette maskinkoden til Karamba3D for å kunne se hvordan skriptene i Karamba er bygd opp i kildekode C# og hvordan de fungerer. Med informasjonen fra ILSpy kan koden fra skriptene i Karamba benyttes sammen med egen kode for å lage nye skript som utfører de arbeidsoppgavene som trengs for oppgaven.

## 2 Fagverksbue

---

I dette kapitlet blir temaer i forbindelse med fagverksbuer gjennomgått. Formålet er å gi en teoretisk bakgrunn for konstruksjonstypen som studeres. Noen temaer er også diskutert for å gi litt informasjon om hvorfor spesifikke valg er gjort.

### 2.1 Store frispennkonstruksjoner

Store frispennkonstruksjoner kan defineres som «konstruksjoner med uforstyrret, søylefrie rom større enn 30 meter» [32]. Videre i denne oppgaven blir det imidlertid definert som konstruksjoner med en avstand mellom oppleggspunktene på mer enn 80 meter. Konstruksjonen må spenne fritt, altså uten noen form for understøttelse, og den globale formen på konstruksjonen blir derfor avgjørende. Mulige konstruksjoner kan være flyhangarer, idrettshaller, konsertarenaer eller andre store åpne konstruksjoner.

Fordelene med å bygge store frispennkonstruksjoner kan være mange. Alt av aktivitet i konstruksjonen er veldig synlig og uforstyrret. Det er stor grad av fleksibilitet i bruksområdet, samt at store objekter som for eksempel fly kan lagres der. En mulig ulempe ved å bygge store frispennkonstruksjoner er at det ikke lengre er noe standardprosjekt, og kvadratmeterprisen kan komme til å gjenspeile dette. [32]

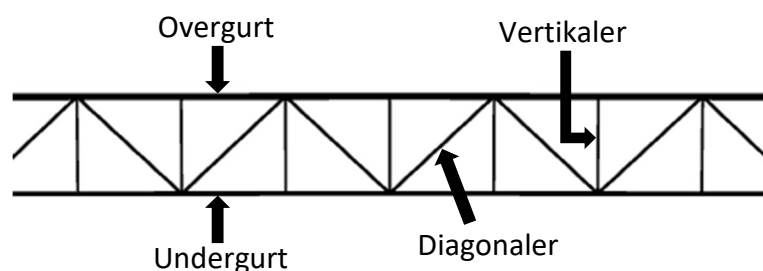
### 2.2 Bæresystem

Bæresystem er fellesbetegnelsen på systemet konstruksjonen benytter for å bære laster, og føre de ned til bakken. Det finnes utallige måter å gjøre dette på, men i denne oppgaven blir det som nevnt tidligere i hovedsak kun sett på et bæresystem i form av en fagverksbue. Ytterpunktene til parameterne som blir studert vil likevel føre til at konstruksjonen oppfører seg som både bjelke og ramme i noen av tilfellene.

#### 2.2.1 Fagverk

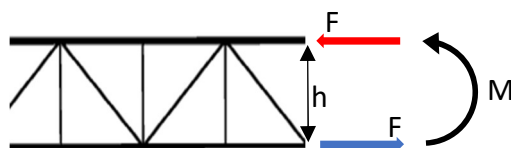
Et fagverk kan være både *statisk underbestemt*, *bestemt* og *ubestemt*. Avhengig av antall ukjente krefter i forhold til antall likevektsligninger i konstruksjonen. Dersom antall stavkrefter og reaksjonskrefter er mindre enn antall likevektsligninger vil konstruksjonen være statisk underbestemt, noe som betyr at den ikke kan bære de ytre lastene. Er derimot antall stavkrefter og reaksjonskrefter det samme som antall likevektsligninger vil konstruksjonen være statisk bestemt. Statisk bestemte konstruksjoner er veldig fordelaktig hvis det skal benyttes manuelle beregninger. Den store fordel er at opplagerkreftene og de indre kreftene kan bestemmes kun ved bruk av rene likevektsbetraktninger. Skal det derimot benyttes programstyrte beregninger, som det stort sett alltid blir gjort, har det ikke like stor betydning. Dette er i hovedsak på grunn av at programmene benytter forskyvningsmetoden, som er upåvirket av graden av bestemthet. Skulle derimot kraftmetoden bli benyttet har det stor påvirkning. En annen stor fordel med statisk bestemte konstruksjoner er at de i stor grad er upåvirket av uheldige omstendigheter som for eksempel at et fundament får en liten forskyvning. Er derimot konstruksjonen statisk ubestemt, noe som vil si at antall stavkrefter og reaksjonskrefter er flere enn antall likevektsligninger, vil uheldige omstendigheter kunne gi store påkjenninger. [33]

Et fagverk er en konstruksjon og et bæresystem som utelukkende er satt sammen av enkle staver, som vist i figur 2.1. Stavene danner trekkanter med hverandre, og får i hovedsak bare aksialkrefter. Dersom stavene ikke danner trekkanter vil det oppstå en mekanisme, og konstruksjonen er geometrisk ustabil. Optimalt sett er stavene leddet til hverandre samtidig som de ytre kreftene kun er påført i knutepunktene. Ved denne oppbygningen vil kreftene overføres kun som trykk og strekkrefter, noe som er å foretrekke fremfor bøyemomenter. I den klassiske beregningsmodellen de fleste er kjent med fra skolen er det optimale fagverket en forutsetning. I praksis vil dette likevel ikke være tilfelle. Knutepunktene er som regel sveist eller boltet sammen, og egenvekten vil alltid være jevnt fordelt. Ofte vil de innspenningskreftene som oppstår på bakgrunn av dette neglisjeres så lenge kreftene i stavene har felles skjæringspunkt. Den klassiske beregningsmodellen kan derfor uansett benyttes med meget god tilnærming så lenge de ytre kreftene er påført i det felles skjæringspunktet i knutepunktene. [34] [35]



Figur 2.1: Plant fagverk med tilhørende elementbeskrivelse.

Fagverk er et effektivt bæresystem som utnytter materialet på en god måte. Når det kommer til store spenn, vil fagverk være det dominerende bæresystemet. Mye på grunn av at kreftene i hovedsak overføres via aksialkrefter, trykk og strekk. Bøyemomenter og skjærkrefter er relativt små, og ofte neglisjerbare, spesielt for et optimalt fagverk. Som det kommer frem av figur 2.2 vil momentet som oppstår på grunn av en ytre last bli tatt opp som aksialkrefter i gurtene. Kraftene i gurtene danner et kraftpar som motstår momentet skapt av den ytre lasten. Størrelsen på kreftene bestemmes på bakgrunn av momentet og avstanden mellom dem, etter ligning 2.1. Avstanden mellom kreftene er den samme som avstanden mellom gurtene, med andre ord høyden på fagverket. Det er derfor avgjørende å ha stor nok høyde til at kreftene ikke blir for store.

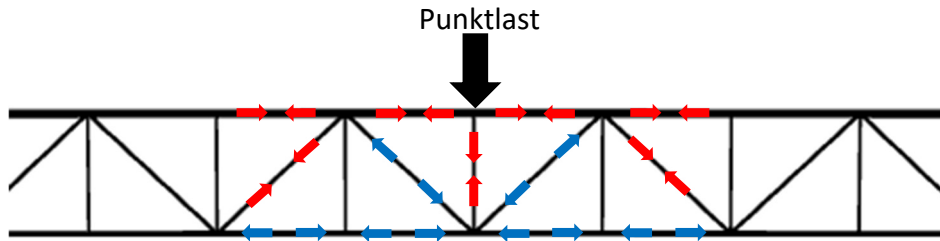


Figur 2.2: Hvordan fagverk opptar moment.

$$F = M/h \quad (2.1)$$

Elementene er sterkere i aksial retning, samtidig som kreftene vil fordele seg likt gjennom hele tverrsnittet. Det vil derfor være bedre materialutnyttelse, noe som fører til at lettere konstruksjoner kan bære større laster. [36] Figur 2.3 viser hvordan kreftene fordeles seg som aksialkrefter gjennom fagverket. De røde pilene viser trykkrefter, mens de blå viser strekkrefter.

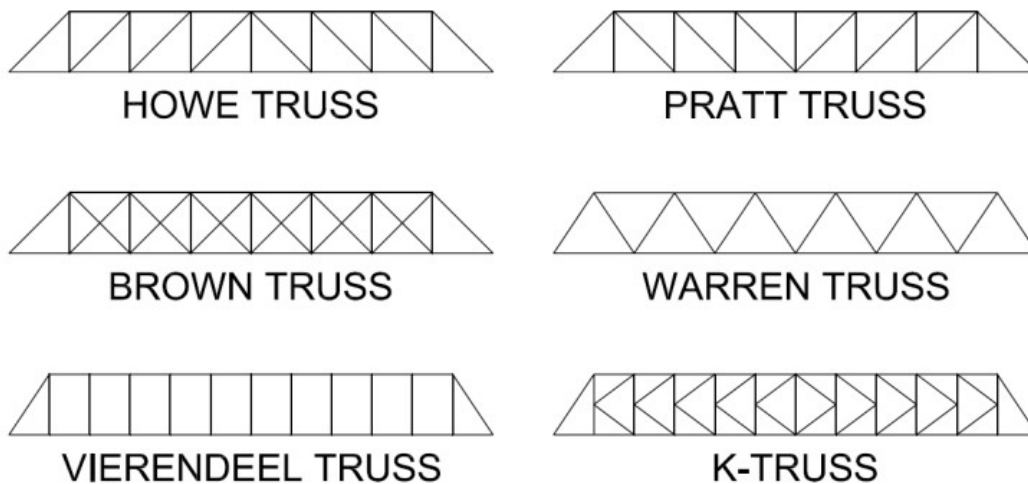




Figur 2.3: Fordeling av aksialkrefter i et fagverk som følge av en punktlast.

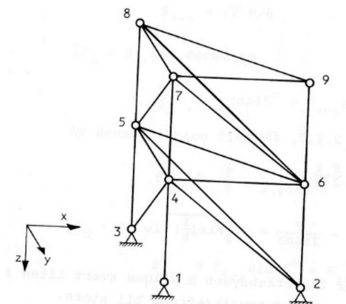
## Ulike typer fagverk

Fagverk kan bygges opp på veldig mange ulike måter. Felles er som nevnt over at det er bygget opp med stive trekanter samt at det hovedsakelig bærer krefter via trykk og strekk i stavene. Utformingen av trekantene kan likevel utføres på mange flere måter enn eksempelet på figur 2.3. Noen eksempler på dette med de tilhørende internasjonale navn er vist i figur 2.4. [37] De ulike utformingene bærer krefter på litt forskjellige måter, hvor den største forskjellen er om diagonalene er under strekk eller trykk.



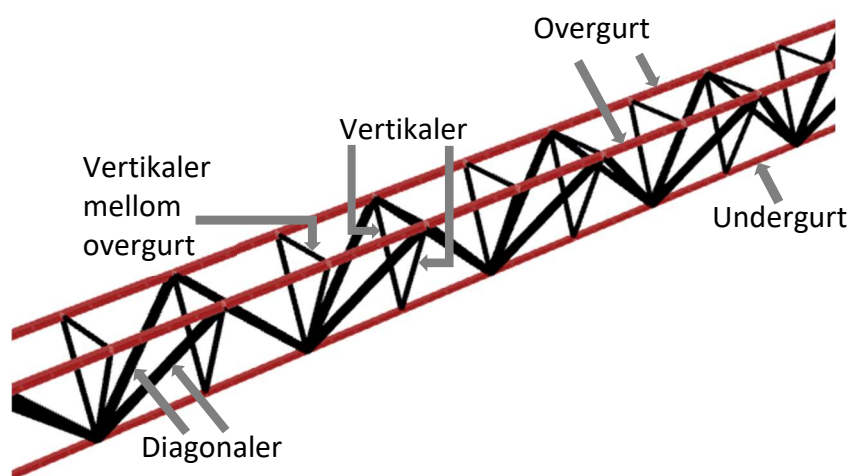
Figur 2.4: Ulike fagverkstyper [59]

**Romlig fagverk** er basert på de samme prinsippene som et plant fagverk, men er her utvidet til å gjelde i rommet fremfor kun i planet. Den enkle og generelle regelen om at det må dannes stive trekanter er like gjeldene for et romlig fagverk. De ulike knutepunktene i det romlige fagverket vil være et fastholdt punkt når minst 3 staver med ulike vinkler er montert i punktet. Denne regelen betegnes tetraeder-regelen. Figur 2.5 viser et romlig fagverk hvor hvert knutepunkt blir et fastholdt punkt. For eksempel blir punkt 4 et fastholdt punkt når stav 1-4, 2-4 og 3-4 møtes i et punkt (punkt 4). [34]



Figur 2.5: Romlig fagverk [60]

Figur 2.6 viser oppbygningen av et typisk romlig fagverk, med tilhørende navn på de ulike elementene. Kraftene vil fordele seg på tilnærmet samme måte som figur 2.3 viser for det plane fagverket. Eneste forskjellen er at kreftene fordeles til to diagonaler, to vertikaler og to overgurter. Samtidig vil vinkelen på vertikale og diagonalene føre til at det blir strekkrefter i vertikale mellom overgurtene. Når fagverket bærer laster som vist på figur 2.3 vil overgurtene få trykkrefter og være utsatt for knekking. I et romlig fagverk vil trykkraften bli fordelt på to gurter, og knekkingsfaren blir betraktelig redusert. Et romlig fagverk vil i tillegg ha noe stivhet i alle retninger på bakgrunn av at det er stive trekanter i rommet og ikke bare i planet. Dette kan være fordelaktig når det kommer til avstivning ut av planet. En stor ulempe kan være at et romlig fagverk har større masse per bue. Dette kan antagelig kompenseres for ved å øke senteravstanden mellom buene.



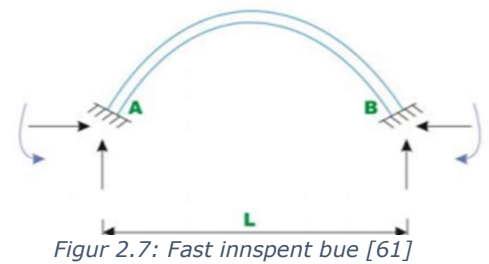
Figur 2.6: Romlig fagverk med tilhørende elementbeskrivelse.

## 2.2.2 Buekonstruksjon

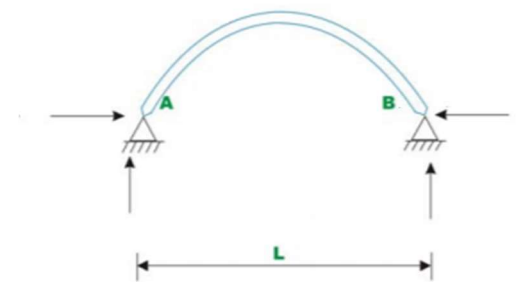
Buen kjennetegnes ved den krumme formen. Krumningen følger som oftest formen til en sirkel eller parabel, men andre former kan også være aktuelt. En konsekvens av den krumme formen er at normalkreftene og skjærkreftene endrer retning i hvert snitt. [34] Buekonstruksjon er en kurvet konstruksjon som bærer krefter over en åpning og ned til støttepunktene sine. Selv om det kun virker vertikale krefter på buen, vil det oppstå horisontale reaksjonskrefter. Buekonstruksjoner stammer helt tilbake til romertiden, og er et effektivt bæresystem som i hovedsak kun skal bære krefter via trykk. For store spenn er det den mest brukte formen [38]. En av grunnene er at en bue er lengre enn en rett bjelke mellom oppleggene. Det betyr at konstruksjonen har mer materiale å fordele spenningene på, og kan motstå større laster. I tillegg er noen elementer i buen rettet mer vertikalt, og bærer en større andel av kreftene i aksial retning [39].

Det finnes flere ulike typer buekonstruksjoner, basert på ulik geometri og opplegg. I praksis er det tre ulike hovedtyper som beskrevet under.

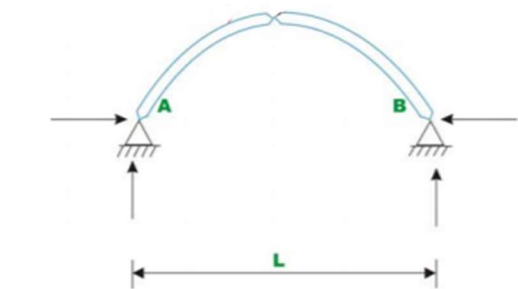
**Fast innspent bue** er statisk ubestemt, og får både translasjonskrefter og momenter i oppleggene. Små endringer i systemets geometri som følger av blant annet setninger, temperaturpåvirkninger, kryp og svinn vil potensielt gi betydelige tvangskrefter i konstruksjonen. For en fast innspent bue vil solide fundamenter være avgjørende for å ta opp reaksjonskreftene i enden, samt forhindre store tvangskrefter som følge av setninger. Betong er det mest benyttede materialet i denne typen bue. [40]



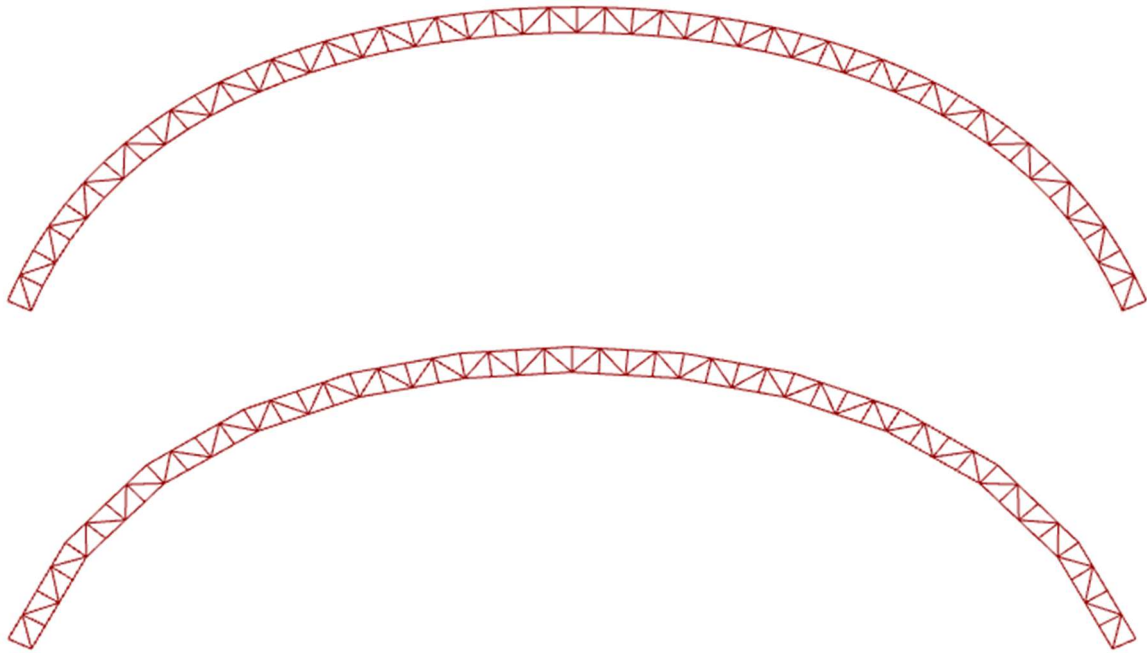
**To ledds bue** er også statisk ubestemt, men får kun translasjonskrefter i oppleggene. Den er også sensitiv til endringer i systemets geometri, men ikke i samme grad som den fast innspente. Ved å benytte et fastlager i kombinasjon med glidelager vil det bli en statisk bestemt konstruksjon, men da vil buen kunne bære mye mindre last. Leddene ved oppleggene gir konstruksjonen rom til å bevege seg under termisk påvirkning. I denne typen bue er det stål og tre som er de mest benyttede materialene. [40]



**Tre ledds bue** er en statisk bestemt konstruksjon. Leddet som er innført i toppen sørger for at konstruksjonen ikke får tvangskrefter ved utilsiktet geometriske endringer. Det sørger også for at moment og skjærspenninger gjennom buen er lavere enn for en kontinuerlig bue. Buen vil kunne bevege seg fritt under termisk påvirkning. Også for denne typen bue er det stål og tre som er de mest benyttede materialene. [41]



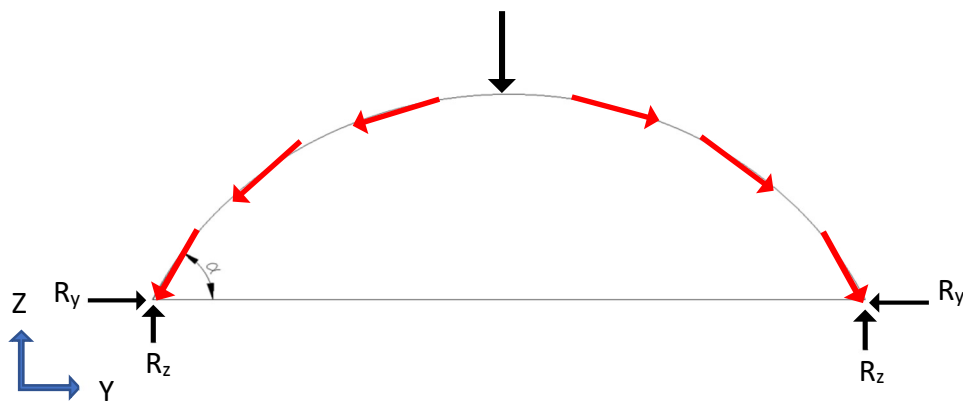
Fagverksbuer benyttet i store frispennskonstruksjoner kan både utføres med rette og krumme over- og undergurter. Den synlige forskjellen er som vist i figur 2.10 relativt liten, men ved å studere endene på buene fremkommer det at buen til venstre har rette elementer. Produksjonsmessig vil det være en besparelse ved å benytte rette elementer slik at prosessen med å bøye komponentene unngås. Beregningene vil avhenge av om gurtene er rette eller krumme, og det vil derfor være ekstremt viktig at beregningsmodellen modelleres på samme måte som det skal bygges. Eksempler på tilfeller hvor dette ikke er gjort er blant annet Vallhall Arena i Oslo. Aksialkreftene vil ikke bli nevneverdig påvirket av dette valget, men momentene i over- og undergurtene vil bli relativt ulike. Ved bruk av rette segmenter får undergurtene tilnærmet null moment, mens med krumme segmenter får undergurtene en betydelig andel moment. I og med det er kombinasjonen av moment og aksialkraft som oftest blir dimensjonerende vil dette ha stor innvirkning på kapasiteten til undergurtene. [33]



Figur 2.10: Differanse mellom rette og buede gurter.

## Sparkekrefter

Ytre krefter som blir påført en bue blir i utgangspunktet ført gjennom buen som trykk. Når trykkraften treffer fundamentet vil den ha en vinkel,  $\alpha$ . Avhengig av vinkelen på kraften vil den skape ulike reaksjonskrefter i to retninger ( $R_y$  og  $R_z$ ), se figur 2.11.



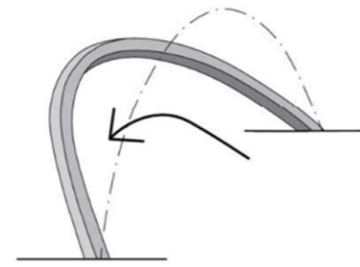
Figur 2.11: Visualisering av sparkekrefter.

Størrelsen på reaksjonskreftene bestemmes av vinkelen og størrelsen på kraften. Vinkelen på kraften er naturlig nok den samme som vinkelen på buen. Reaksjonskraften i Z-retning er som vanlig relativt stor, og for store buekonstruksjoner gjelder dette også for Y-retning. Det vil derfor være et viktig resultat å ta hensyn til i dimensjoneringen av slike konstruksjoner. Videre blir denne reaksjonskraften henvist til som sparkekrefter. Dette på bakgrunn av at konstruksjonen «sparker» ut til hver sin side.

## Stabilitet

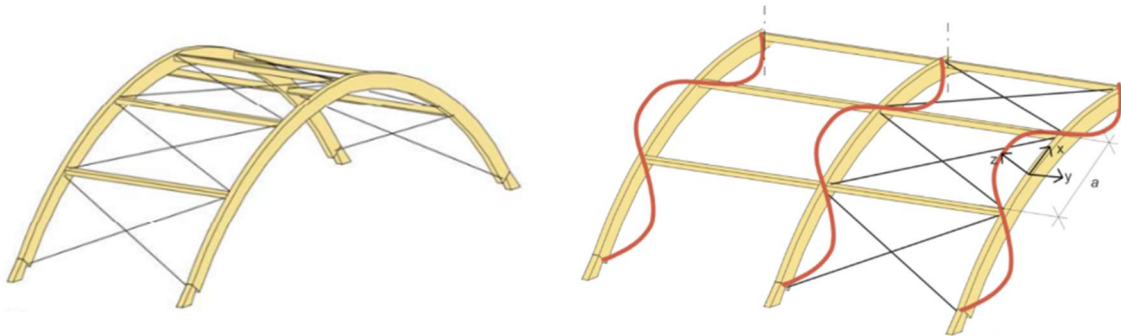
En enkelt bue er stabil i sitt eget plan, men veldig ustabil ut av planet. For å stabilisere buen ut av planet finnes det flere mulige løsninger.

**Fast innspenning i oppleggene** (som vist i figur 2.12) fører til ekstremt store krefter fundamentet må ta opp, noe som er vanskelig og kostbart. Knekk lengden ut av planet blir også veldig lang og det er stor fare for at buen knekker ut, spesielt når frispennet blir langt.



Figur 2.12: Utbøyning av bue med fast innspente opplegg. [62]

**Avstivning mellom buene** (som vist i figur 2.13) fører til noe større egenvekt samt litt større arbeidsprosess på byggeplassen. Vindkryssene gir stivhet i bueplanet, og sørger for å føre de horisontale kreftene ned til fundamentet. De horisontale bjelkene (over- og undergurter) vil redusere knekk lengden til buen ut av planet, se figur 2.13 til høyre. Denne måten å stabilisere buen på er gunstig både for knekk lengder og reaksjonskrefter.



Figur 2.13: Avstivning ut av planet for en bue. [62]

### 2.2.3 Knekking

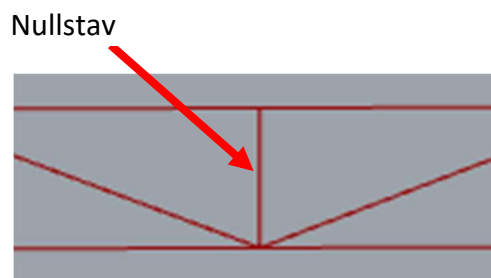
Knekking er en form for konstruksjonssvikt, og kan oppstå i elementer utsatt for trykkraft. Når elementet er for slankt i forhold til kraften den skal oppta kan den bli ustabil og bøye seg ut. Denne utbøyningen, kalt knekking, fører til materialbrudd noe som ofte gjør at konstruksjonen kollapser. Når knekkingen intrefører på et element mister elementet mer eller mindre hele sin styrke, og det er derfor viktig å forhindre at dette skjer. Et problem som gjør knekking alvorlig er at det skjer plutselig og uten forvarsel. For trykkpåkjennte staver vil det derfor ofte bli referert til kritisk knekklast. Med andre ord, den største lasten staven kan oppta før den blir ustabil. [34] [33]

Knekking blir beregnet etter andre ordens teori, noe som betyr at likevektsligningene blir satt opp etter den deformerte konstruksjonen. Ellers gjelder de samme antagelsene som for første ordens teori: Små deformasjoner, likevektsligningene refereres til udeformert geometri, lineær sammenheng mellom spenning og tøyning(materialloven).

For manuelle beregninger av knekklasten benyttes som oftest analytisk løsning, mest kjent som Eulers knekklast. Eulerlasten finnes ved å løse differensialligningen til en ideell helt perfekt søyle med sentrisk last, ofte referert til som Euler søylen.

Når differensialligningen løses fås det flere løsninger, hvorav den minste blir referert til som Euler lasten. Denne lasten er den kritiske knekklasten til søylen;  $P_E = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 * EI$ . Som det fremgår av formelen for Euler lasten er knekk lengden til elementet avgjørende for den kritiske lasten.

Grasshopper løser knekkningsproblemet ved å benytte en Von Mises iterasjonsprosess. Det går ut på å løse egenverdiproblemet til elementet, ved å finne hvilken last som fører til en singular stivhetsmatrise. Denne lasten er den kritiske knekklasten til elementet, og når programmet da løser egenverdiproblemet for hele konstruksjonen vil den minste verdien være den kritiske for konstruksjonen. [42]



Figur 2.14: Nullstav.

Vertikaler kan innføres som såkalte nullstaver, se figur 2.14. Det vil si at de i utgangspunktet ikke får noen krefter. Nullstavene har likevel en viktig funksjon, de bidrar til å redusere knekk lengden til tilstøtende elementer i planet. Selv om knekk lengden i planet blir redusert ved å innføre nullstaver vil knekk lengden ut av planet ikke bli påvirket.

## 2.3 Størrelsesbegrensning

Fagverksbuen som studeres i denne oppgaven er som nevnt bygd opp med rette segmenter som er sveiset ferdig på verksted og kjørt ut til byggeplassen. Derfor er det flere faktorer som kan ha påvirkning på størrelsen til segmentene. Overflatebehandling og transport er de viktigste og blir forklart nærmere. Når fagverksbuene settes sammen til å bli en hel konstruksjon er tekkematerialet en avgjørende faktor når det kommer til avstanden mellom buene, noe som også blir forklart nærmere.

### 2.3.1 Overflatebehandling

Stålet konstruksjonen bygges opp med må behandles for å beskytte det mot korrosjon. For en best mulig beskyttelse gjøres dette segmentvis slik at sammenføyningene mellom elementene også får beskyttelse.

Galvanisering er en vanlig prosess som går ut på å påføre stålet et tynt lag med sink for å forlenge levetiden på konstruksjonen. Opprinnelsen er elektrogalvanisering som er en kjemisk prosess. Den går ut på at stålet senkes ned i en saltløsning, oftest med sink, deretter kobles stålet til en strømkilde med motsatt ladning for å tiltrekke seg sinkioner. Dette fører til at stålet får en tynn og jevn beskyttende overflate [43].

I dag forbindes prosessen like mye med varmforsinking, som per i dag den beste og rimeligste metoden for å beskytte stål mot korrosjon. Metoden går ut på å dyppe stål i et stort bad fylt med flytende sink slik at konstruksjonen får et utvendig sinkbelegg. Reaksjonen i kontaktflaten mellom stålet og den flytende sinken sørger for at det dannes en jern-/sinklegering. Det finnes ingen annen behandling som har samme styrke og motstand mot mekanisk påvirkning [44].

Av andre metoder finnes det flere, som for eksempel å påføre et ytre lag med maling eller lignende, men de blir ikke like mye brukt, spesielt med tanke på pris. Likevel kan det i en del tilfeller bli benyttet som et supplement der det er behov [45].

På bakgrunn av dette antas det videre at hvert enkelt segment blir varmforsinket i et bad. Dette gjør segmentene veldig motstandsdyktige mot blant annet korrosjon, men det fører til noen begrensninger når det kommer til størrelsen på segmentene. De vanlige store galvaniseringsbadene har mulighet til å dyppe elementer helt opp til en lengde på 12.5 m, bredde på 2.4 m og høyde på 3 m [4]. Høyden kan i teorien være høyere ved at elementet snus og dyppes på nytt, men det er ikke ønskelig med tanke på både resultatet og kostnader. Mulighetene for at det finnes større galvaniseringsbad i verden er nok veldig store, men dette vil være et spørsmål om kostnad. Videre i oppgaven vil derfor størrelsene som beskrevet over bli benyttet som begrensning for segmentstørrelse, mye på bakgrunn av hva Hallmaker benytter til vanlig.

### **2.3.2 Transport av segmentene**

Transporten vil naturligvis være med å begrense størrelsen på segmentene slik at den blir lovlig og ikke alt for dyr. Det finnes i hovedsak tre ulike størrelsesbegrensninger. Standardtransport, som normalt sett er billigst, med en lengde-, høyde- og breddebegrensning på henholdsvis 12, 2.5 og 2.6 meter [46]. Deretter er det noe som heter utvidet standardtransport med lengde-, høyde-, og breddebegrensning på henholdsvis 12.5, 2.8 og 2.6 meter. Det vil medføre veldig liten økning i kostnader ved å benytte utvidet standardtransport, og det medfører ingen spesielle vurderinger for transporten. Den siste muligheten er spesialtransport, da vil det bli flere og flere krav til transportetappen samt færre og færre veier som er lov å kjøre på. Dette vil medføre store kostnader, og blir derfor ikke ansett å være aktuelt. Videre tar oppgaven derfor utgangspunkt i at det er den utvidede standardtransporten som blir begrensende. [4]

### **2.3.3 Tekkemateriale**

Avstanden mellom fagverksbuene bestemmes hovedsakelig av type tekkematerialet og last, og det finnes flere ulike alternativer hvor duk eller plater er mest vanlig. Oppgaven tar utgangspunkt i de alternativene Hallmaker benytter til vanlig, og studerer ikke andre alternativer nærmere. Basert på blant annet byggherrens krav og geografisk plassering av konstruksjonen blir det benyttet enten enkel duk, duk med isolasjon eller plater.

Som uisolert duk benyttes Serge Ferrari, men det finnes mange ulike typer til forskjellig bruk. Produsenten anbefaler noen typer til haller og industribygninger. På bakgrunn av dette blir det benyttet «Flexlight Performe 832 S2» som er en tokomposittmembran. Den har utmerket motstandsevne og garanterer lang levetid [47].

Som isolert duk benyttes Rubb sitt Thermohall isolasjonskledningssystem. Det er en isolert PVC-duk (Polyvinylklorid som er et polymer av kloreten) utviklet til bruk i haller. Thermohall har et indre og ytre lag av kraftig PVC duk med GLAVA proff 34 glassull i skott mellom det ytre og indre laget, se figur 2.15.

Isolasjonstykkelsen kan variere fra 50-200mm, og i denne oppgaven er det valgt å benytte 100mm isolasjon etter samtale med Tommy Karlsson om at det vil være tilstrekkelig i store deler av Europa [48].



Figur 2.15: Thermohall isolasjonskledningssystem. [48]

I tillegg kan det benyttes plater. For at platene skal kunne spenne fritt mellom buene er de nødt til å være profilerte, og det mest vanlig er trapesformet profil. Her benyttes Ruukki sine selvberende profilerte plater som kan produseres i stål eller aluminium. De selvberende platene kan benyttes til isolerte og uisolerte tak. De kan også prosjekteres slik at de kan benyttes som en stiv skive. Det vil i så fall sørge for å føre de horisontale kreftene via bæresystemet og ned til fundament. Det eneste som trengs er et enkelt sekundært bæresystem under montasje og installasjon av platene. [49]

Lengden tekkematerialet kan ha mellom støttepunkter, altså senteravstanden mellom fagverksbuene vil variere. Normalt vil det for en duk være 5-6 meter, mens det for plater vil være 7-8 meter [4]. Disse avstandene er veiledende og vil variere veldig, men blir ikke undersøkt i detalj. Videre i oppgaven antas det at Thermohall isolasjonskledningssystem blir benyttet, og at avstanden mellom buene er seks meter. Nøyaktig avstand vil variere blant annet i forhold til lastsituasjon og type. Det kan påvirke de endelige resultatene, men har liten betydning for resultatene i oppgaven.

## 2.4 Overvåkning av konstruksjoner

Overvåkning av konstruksjoner er et område i utvikling, og noe som flere og flere blir interessert i. Hovedsakelig handler det om å identifisere endringer i konstruksjonen som er av betydning for konstruksjonen sin oppførsel. Overvåkning av konstruksjoner har vært forsket på i rundt 30 år, men i starten var det kun endringer på globalt nivå som ble studert. De siste 10 årene har det blitt en kraftig økning i forskningen på området, og dagens mulighet for å samle og prosessere store mengder data spiller en viktig rolle. Økningen i interesse kan komme av potensialet for betydelig økning av livssikkerheten, konstruksjonens levetid og muligheten for en relativt stor økonomisk fordel, spesielt med tanke på lastreduksjon. I oppgaven vil det bli sett på hvordan gjennomføre og benytte målinger av fagverksbuen. [50]



## 3 Laster på konstruksjonen

---

Ved prosjektering av konstruksjoner benyttes normalt Eurokodene, en felles europeisk serie med standarder. De gir ofte en detaljert beskrivelse av beregningsprosessen, og er i mange sammenhenger en forutsetning for dokumentasjon av blant annet konstruksjonens sikkerhet. Eurokodene blir derfor ofte brukt som grunnlag når en konstruksjon skal dimensjoneres. Både med tanke på hvilke laster som skal benyttes, og med tanke på konstruksjonens bæreevne [51].

Denne oppgaven tar utgangspunkt i laster som vil gjelde for store deler av Europa. Dette er gjort på bakgrunn av tanken om at konseptet oppgaven belyser skal være relevant for et stort område. Vind- og snølastene er derfor funnet for et stort område for deretter å finne en verdi som dekker rundt 90 prosent av aktuelle lokasjoner. De respektive laststandardene gir et grovt lastkart for Europa, men de er lite detaljerte og utdaterte, og ble derfor ikke benyttet. Lastene er som oftest oppgitt i de respektive nasjonale tilleggene, noe det ikke er så enkelt å få tak i uten store kostnader, men Dlubal har laget egne lastkart basert på de respektive nasjonale tilleggene. Disse lastkartene er mulig å få tak i ved å laste ned den ene programvaren de har, RSTAB, og benytte seg av lastgenereringsverktøyet i det programmet. For å kontrollere om lastene RSTAB genererer er korrekte er det gjort en enkel kontroll mot lastene i Norge som er oppgitt i det nasjonale tillegget.

### 3.1 Egenlast

Egenlaster for byggverk er vekten av bygget uten noen form for belastning, de er permanente og bundne laster. Lasten beregnes i henhold til NS-EN 1991-1-1 punkt 5.1(1) på grunnlag av «nominelle dimensjoner og de karakteristiske verdiene for tetthet». Egenvekten som benyttes for stål er  $78.5 \text{ kN/m}^3$ . Egenvekten til avstivningen ut av planet når en enkelt bue blir studert er ikke automatisk med. For å ta hensyn til denne lasten når en enkelt buekonstruksjon studeres blir det påført som punktlaster der buen blir avstivet ut av planet. Vekten regnes ut med utgangspunkt i at et kvadratisk hulprofil 200x12 i stål benyttes, og at buen blir avstivet som vist i figur 2.13.

#### 3.1.1 Påført egenlast

Påført egenlast regnes som egenlast i konstruksjonen som typisk ikke er en del av den modellerte bærekonstruksjonen. Fast installert utstyr som takteking, lysarmatur, varme- og ventilasjonsutstyr regnes som egenvekt, men ofte som påført egenvekt. Taktekingen Thermohall isolasjonskledningssystem har en egenvekt på:  $G = 0.0085 + 0.0175 + 0.0055 = 0.0315 \text{ kN/m}^2$  [48] [52]. I tillegg til takteking vil det bli lagt til  $0.1 \text{ kN/m}^2$  som skal ta hensyn til lys og ventilasjon som legges i takkonstruksjonen [53].

### 3.2 Nyttelast

Nyttelast er en variabel last som oppstår under bruk, og finnes i NS-EN-1991. Punkt 6.3.4 gir nyttelast på tak i forhold til sin tilgjengelighet. Ettersom det kun skal være tilgjengelig for vedlikehold og reparasjoner kategoriseres det som kategori H. I henhold til punkt 6.3.4.2(1) kan lasten velges i intervallet  $0-1 \text{ kN/m}^2$ , og ifølge punkt 3.3.2(1) skal ikke denne lasten kombineres med snø eller vindlast. På bakgrunn av at denne

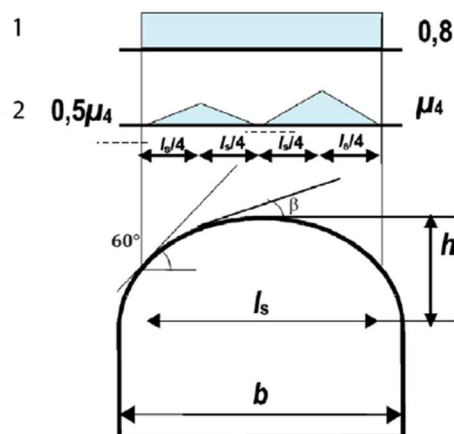
lasten i utgangspunktet er relativt liten, samt at den ikke skal kombineres med snø eller vindlast vil det ikke være behov for å ta den med i beregningene.

### 3.3 Snølast

Snølasten blir beregnet på grunnlag av NS-EN 1991-1-3, og ifølge NS-EN 1990, punkt 4.1.1(1)P, skal snø betraktes som en variabel påvirkning (Q).

NS-EN 1991-1-3, punkt 5.2(1)P, uttrykker at det skal tas hensyn til to lasttilfeller, se figur 3.1;

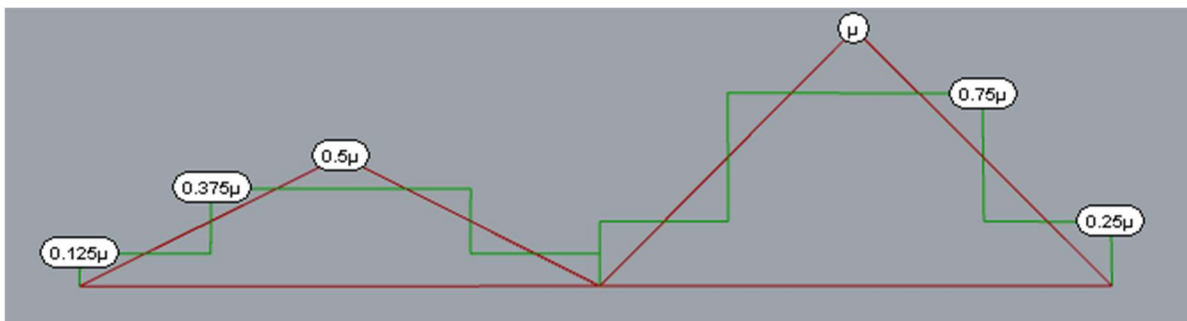
- 1: Snølast på tak uten påvirkning av snødriver
- 2: Snølast på tak med påvirkning av snødriver



**Tegnforklaring**  
 1. Lasttilfelle 1  
 2. Lasttilfelle 2

Figur 3.1: Snølast på buetak. [64]

I denne oppgaven vil snølast med påvirkning av snødriver bli forenklet i forhold til figur 3.1, i hovedsak på bakgrunn av at Grasshopper ikke har mulighet til å påføre trekantlast. Lasten blir derfor påført som den grønne linjen fremfor den røde i figur 3.2. Effekten av forenklingen er kontrollert med en enkel bjelke i Robot. Oppleggskreftene blir identiske, og differansen i maks moment er på 1.3%. På bakgrunn av at oppgaven studerer fagverk vil differansen ha enda mindre effekt, og det antas dermed at forenklingen er en god tilnærming.



Figur 3.2: Forenkling av skjevfordelt snølast.

Snølasten på tak bestemmes etter punkt 5.2.3.3(3)P(a), og formelen for beregning av snølasten på tak er:

$$S = \mu_i * C_e * C_t * S_k \quad (3.1)$$

Der:

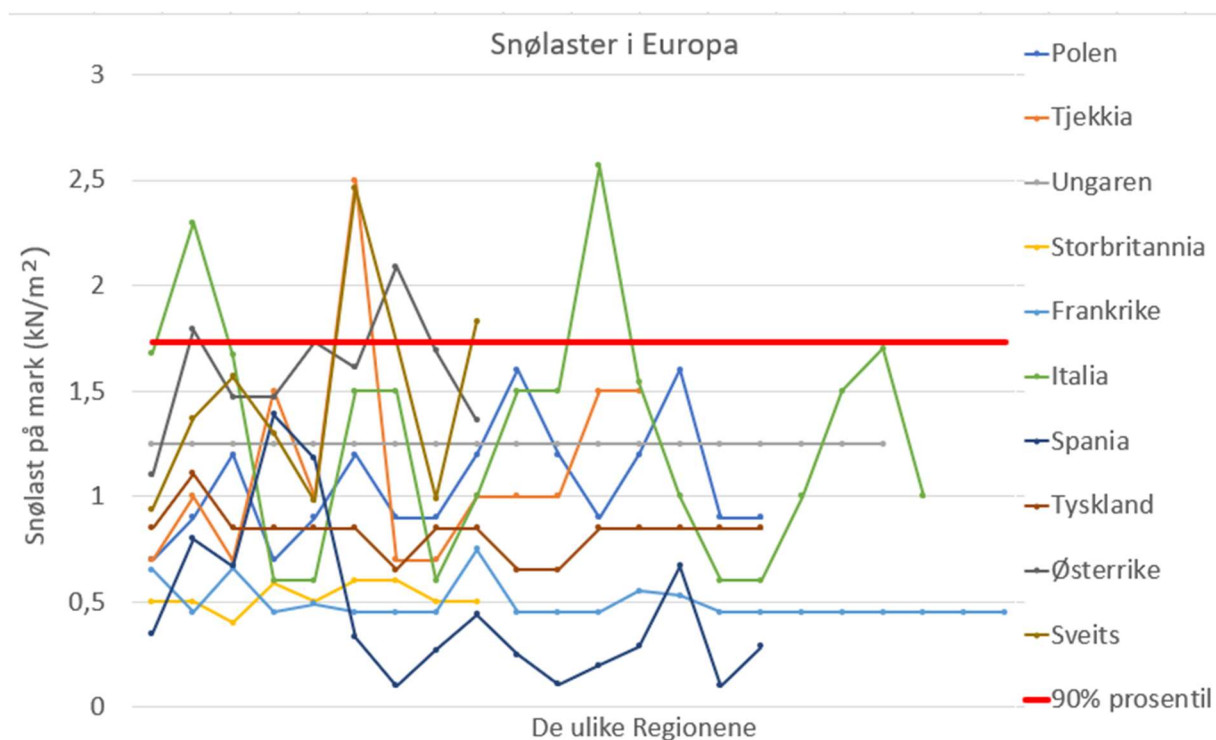
- $\mu_i$  er snølastens formfaktor
- $C_e$  er eksponeringskoeffisienten
- $C_t$  er den termiske koeffisienten
- $S_k$  er karakteristisk verdi for snølast på mark

Ifølge punkt 5.2(7) og tabell 5.1 er anbefalt verdi for  $C_e$  lik 1.0 hvis ikke annet er angitt. Ifølge punkt 5.2(8) skal  $C_t$  ta hensyn til reduksjon av snølasten hvis varmegjennomgangen er større enn  $1 \text{ W/m}^2\text{K}$ . Dette vil aldri være tilfelle for et isolert tak [48]. Verdien 1.0 benyttes derfor både som eksponeringskoeffisient og termisk koeffisient.

### Snølast på mark

Som nevnt tidligere ble Dlubal sin programvare benyttet til å ta ut kart med nøyaktige snølasten på mark for hvert enkelt land, deretter ble snølasten i alle regionhovedstedene kartlagt. Regionhovedstedene ble valgt for å finne en representativ verdi for aktuelle lokasjoner i store deler av Europa. Til slutt ble det funnet en 90% fraktil av de verdiene, markert med den tykke røde horisontale streken på figur 3.3. For detaljerte lastkart se vedlegg A. Basert på dette ble da snølasten på mark:

$$S_k = 1.733 \text{ kN/m}^2$$



Figur 3.3: Snølasten i Europa.

### 3.3.1 Formfaktorer for buetak i henhold til punkt 5.3.5 i standarden

Dette punktet omhandler buede tak. Konstruksjonen i denne oppgaven vil bli betraktet som en bue med utgangspunkt som vist i figur 3.4. Gjennom studie i denne oppgaven vil det bli studert konfigurasjoner av konstruksjonen som helt tydelig ikke er en bue. Det kan være både saltak og flatt tak, men hvor går egentlig skille mellom disse tre? Her finnes det ikke et entydig svar, og det må gjøres individuelle vurderinger for hver gang. I forhold til påføring av laster i denne oppgaven blir det imidlertid antatt at konstruksjonen alltid er en bue til tross for at det i noen tilfeller ikke vil være helt korrekt. Tilfellene hvor formfaktorer for bue ikke er helt korrekt å benytte vil bli enda verre med riktige formfaktorer. Resultatene for disse konfigurasjonene blir derfor ikke helt riktig, men tendensene som kommer frem vil uansett være de samme.

Som vist i figur 3.1 vil formfaktoren  $\mu_i = 0$  der takvinkelen er brattere enn  $60^\circ$ . For tak der takvinkelen er mindre enn  $60^\circ$  deles det opp i to ulike lastkombinasjoner, se figur 3.1. Lasttilfelle 1 med jevnt fordelt snølast har en formfaktor  $\mu_i = 0.8$ . Lasttilfelle 2 som er skjevt fordelt snølast påvirket av vind har ifølge figur 5.4 i standarden alltid en formfaktor  $\mu_i = 2$  på bakgrunn av at  $h/b > 0.18$ .

Etter ligning 3.1 vil dermed snølasten på taket bli:

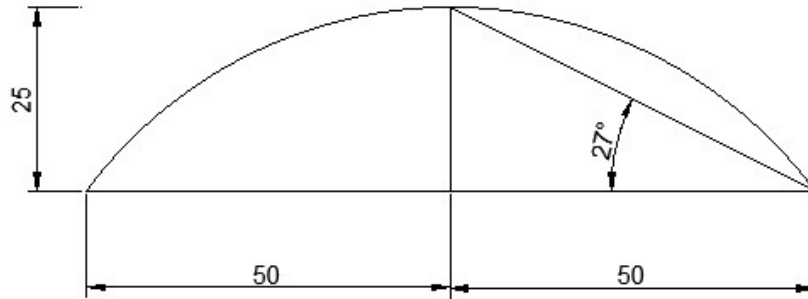
$$\text{For lasttilfelle 1: } S = 0.8 * 1 * 1 * 1.733 = 1.3864 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{For lasttilfelle 2: } S(0.25\mu_4) &= 0.25 * 2.0 * 1 * 1 * 1.733 = 0.8665 \text{ kN/m}^2 \\ S(0.75\mu_4) &= 0.75 * 2.0 * 1 * 1 * 1.733 = 2.5995 \text{ kN/m}^2 \\ S(0.125\mu_4) &= 0.125 * 2.0 * 1 * 1 * 1.733 = 0.43325 \text{ kN/m}^2 \\ S(0.375\mu_4) &= 0.375 * 2.0 * 1 * 1 * 1.733 = 1.29975 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

## 3.4 Vindlast

Vindlast beregnes i henhold til veiledningen gitt i NS-EN 1991-1-4. Den er i utgangspunktet ikke en del av NS-EN 1994-1-4, men et hjelpemiddel for beregning av vindhastighetstrykket. På bakgrunn av at dette er en konseptuell studie, og ikke et konkret prosjekt anses det som nøyaktig nok å benytte den forenklete metoden. Den gir tilstrekkelig nøyaktighet og ligger på konservativ side. Ved eventuell bestemmelse av nøyaktig lokasjon kan mer nøyaktige beregninger foretas for å muligens kunne senke lasten noe.

Beregningene av vindlasten tar utgangspunkt i et fritt spenn på 100m og en pilhøyde på 25m, se figur 3.4. Beregningsmåten vil være den samme selv om geometrien endres noe i det parametriske studie. Ved lengre fritt spenn vil formfaktorene gå ned, men ved større pilhøyde vil den gå noe opp. Disse differansene er relativt små, og antas derfor neglisjert.



Figur 3.4: Geometrisk utgangspunkt for beregning av laster.

Som nevnt tidligere blir referansevindhastigheten valgt på bakgrunn av Dlubal sine lastkart, se vedlegg B, for å dekke store deler av Europa. Det blir derfor valgt å benytte:

$$V_{b,0} = 26 \text{ m/s}$$

Vindkasthastighetstrykket,  $q(z)_p$ , er toppverdien av vindens hastighetstrykk, og bestemmes av punkt V.2 etter følgende formel:

$$q(z)_p = k_1 * k_2 * k_3 * C^2_{dir} * C^2_{alt} * C^2_{Season} * C^2_{prob} * q_{p0}(z) \quad (3.2)$$

Der:

$k_1$	Faktor som tar hensyn til vindakselerasjon
$k_2$	Faktor som tar hensyn til vindkastøkning på leside av bratt terreng
$k_3$	Faktor som tar hensyn til omkringliggende område med annen terrengruhet
$C^2_{dir}$	Retningsfaktor
$C^2_{alt}$	Nivåfaktor
$C^2_{Season}$	Faktor som tar hensyn til årstidsvariasjon
$C^2_{prob}$	Faktor som tar hensyn til annen returperiode enn 50 år
$q_{p0}(z)$	Grunnverdi for hastighetstrykk fra vindlast

Alle faktorene er faktorer som skal ta hensyn til spesielle omgivelser og eller omstendigheter. Som tidligere nevnt er dette en konseptuell studie, og ikke noe konkret prosjekt, faktorene antas derfor lik 1.0. Vindkasthastighetstrykket blir derfor lik grunnverdien for hastighetstrykket etter ligning 3.2:

$$q(z)_p = q_{p0}(z)$$

Grunnverdi for hastighetstrykk bestemmes etter punkt V.3 figur V.1(c) i standarden, som en funksjon av byggets høyde, terrengruhetskategori og referansevindhastighet. Terrengruhetskategorien bestemmes etter tabell 4.1 i standarden. Det antas i dette tilfelle å være kategori 3, med tanke på at denne type konstruksjoner ikke plasseres midt i bykjernen, men heller litt utenfor. Basert på figur V.1(c) blir vindkasthastighetstrykket:

$$q_{p0}(z) = 1025 \text{ N/m}^2$$

## Vindtrykk på overflater i henhold til punkt 5.2 i standarden

Vindtrykket på de utvendige flatene:

$$W_e = q(z_e)_p * C_{pe} \quad (3.3)$$

Der:

$q(z_e)_p$	Topp hastighetstrykket
$z_e$	Referanse høyden for det utvendige trykket
$C_{pe}$	Formfaktor for det utvendige trykket

Vindtrykket på de innvendige flatene:

$$W_i = q(z_i)_p * C_{pi} \quad (3.4)$$

Der:

$q(z_e)_p$	Topp hastighetstrykket
$z_e$	Referanse høyden for det innvendige trykket
$C_{pi}$	Formfaktor for det innvendige trykket

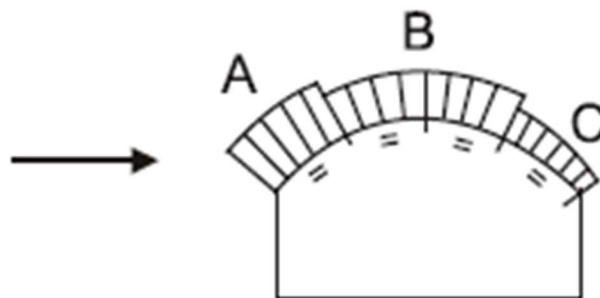
Fortegnene på formfaktoren forteller om vindlasten virker som trykk eller sug på konstruksjonen, og det er antatt å være i samsvar med figur 5.1 i standarden.

### 3.4.1 Formfaktor for bueformede tak i henhold til punkt 7.2.8 i standarden

Dette punktet omhandler buede tak og kupler. Samme diskusjonen som blir ført under kapittelet for snølast er gjeldene her. Det betyr at til tross for ulike konfigurasjoner vil laster for bueformet tak være gjeldene.

#### Vind mot bue

Ved vind mot buen benyttes punkt 7.2.8(1) og figur 7.11 i standarden for å finne riktige formfaktorer på taket. Det antas at vegghøyden er tilnærmet null selv om dette ikke alltid er korrekt. Vegghøyden kan variere litt, men forholdet vegghøyde på frispenn vil uansett være veldig liten. Antagelsen gir derfor relativt nøyaktige formfaktorer, og vil eventuelt være litt konservativt. Formfaktorene på taket blir dermed:  $A=0.4$ (trykk),  $B=-0.95$ (sug) og  $C=-0.4$  (sug) i som vist i figur 3.5.



Figur 3.5: Soneinndeling for buetak. [65]

Dette gir en utvendig vindlast i de ulike sonene etter ligning 3.3:

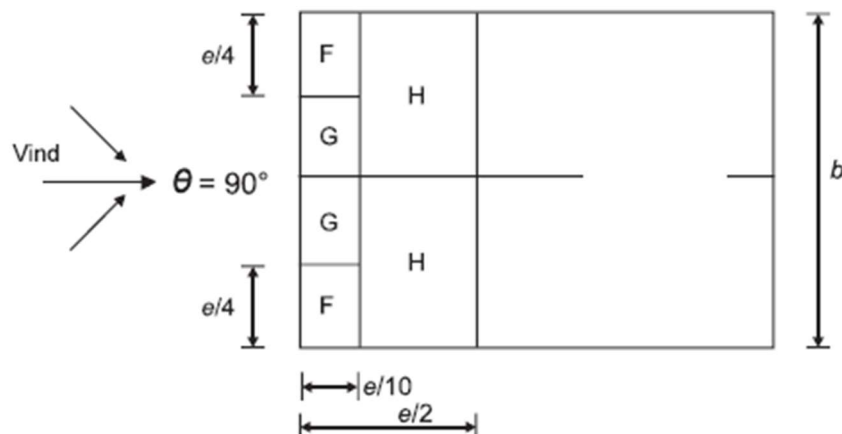
$$\text{Sone A: } W_e = 1025 \text{ N/m}^2 * 0.4 = 410 \text{ N/m}^2 = 0.41 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sone B: } W_e = 1025 \text{ N/m}^2 * (-0.95) = -974 \text{ N/m}^2 = -0.974 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sone C: } W_e = 1025 \text{ N/m}^2 * (-0.4) = -410 \text{ N/m}^2 = -0.41 \text{ kN/m}^2$$

## Vind mot gavl

Standarden gir i utgangspunktet ingen informasjon om vind mot gavlveggen, men det nasjonale tillegget punkt NA.7.2.8(1) gir informasjon om at punkt 7.2.5 og figur 7.8(c) skal benyttes med noen korreksjoner. Dette gir formfaktorene:  $G=-1.4(\text{sug})$ ,  $F=H=-0.8(\text{sug})$  og  $I=-0.5(\text{sug})$  ifølge tabell 7.4b i standarden. Vinkelen er hentet med tanke på utgangspunktet, se figur 3.4. Vinkelen i det parametriske studie kan i noen tilfeller bli mindre, men utgangspunktet vil ligge på konservativ side. På bakgrunn av at endebuen i hallen som nevnt tidligere ikke blir vurdert vil det bli gjort en forenkling i forhold til soneinndelingen i figur 3.6. Det er valgt å benytte sone H over hele takflaten for å få lik last på alle buene. Denne forenklingen sørger for at endebuen ikke får noe ekstra last, samtidig som det i sin helhet ligger litt på konservativ side ved at sone H virker på hele takflaten.

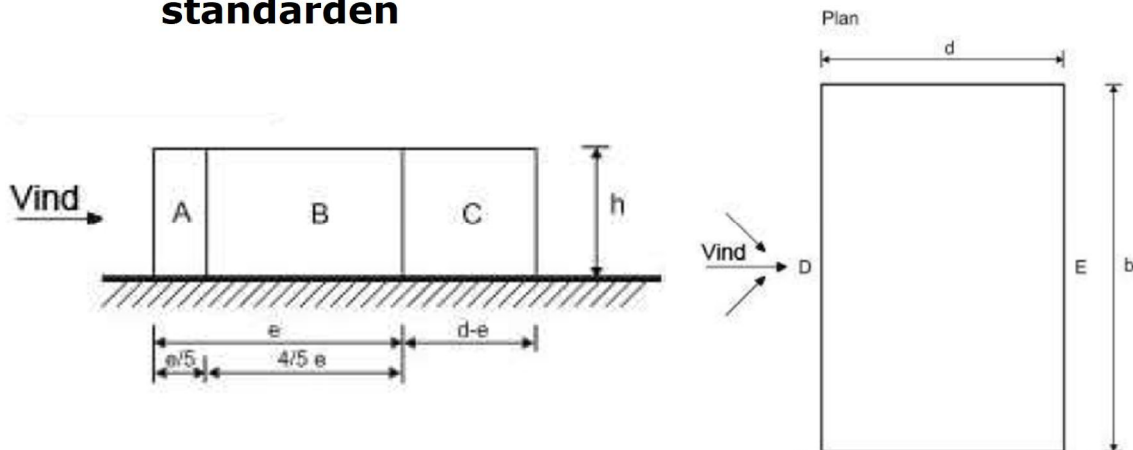


Figur 3.6: Soneinndeling for buetak (vind mot gavl). [65]

Dette gir en utvendig vindlast over hele takflaten etter ligning 3.3:

$$\text{Sone H: } W_e = 1025 \text{ N/m}^2 * (-0.8) = -820 \text{ N/m}^2 = -0.82 \text{ kN/m}^2$$

### 3.4.2 Formfaktor for vegg i henhold til punkt 7.2.2 i standarden



Figur 3.7: Soneinndeling for vegg. [65]

Ifølge punkt 7.2.8(2) skal formfaktoren på vegger for rektangulære bygninger med bueformet tak beregnes etter punkt 7.2.2. Figur 7.5 og tabell 7.1 i standarden gir informasjon om de ulike sonene og deres formfaktor avhengig av geometrien til konstruksjonen.

$$e = \min b \ \& \ 2h \quad (3.5)$$

Med utgangspunkt i figur 3.4 vil alltid  $e=2h$ , vindlasten mot gavlveggen deles dermed i utgangspunktet opp i 5 soner, A, B, C, D, E.

Tabell 7.1 i standarden gir verdien på formfaktoren for de ulike sonene basert på forholdet:

$$\frac{h}{d} = \frac{25}{100} = 0.25 \quad (3.6)$$

Selv om forholdet  $h/d$  varierer litt vil det alltid ligge i nærheten av 0.25, formfaktorene blir dermed alltid:  $A=-1.2$ ,  $B=-0.8$ ,  $C=-0.5$ ,  $D=0.7$ ,  $E=-0.3$ . Som tidligere nevnt vil endebuene ikke bli studert i detalj, og det blir derfor gjort en forenkling i soneinndelingen i forhold til figur 3.7. Sone B blir benyttet over hele veggen som står normalt på vindkraften. Lasten på veggen blir dermed noe mindre i enden, men totalt sett blir det en større last. Antagelsen om å erstatte sone A og C med sone B ligger derfor på den konservative siden.

Dette gir en utvendig vindlast i de ulike sonen etter ligning 3.3:

$$\text{Sone B: } W_e = 1025 \text{ N/m}^2 * (-0.8) = -820 \text{ N/m}^2 = -0.82 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sone D: } W_e = 1025 \text{ N/m}^2 * 0.7 = 718 \text{ N/m}^2 = 0.718 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sone E: } W_e = 1025 \text{ N/m}^2 * (-0.3) = -308 \text{ N/m}^2 = -0.308 \text{ kN/m}^2$$

Lasten som virker på gavlveggen, gjøres det noen forenklinger med. Først antas det at halve lasten går direkte ned i fundamentet. Deretter fordeles den andre halvparten likt ut i alle punktene hvor det er antatt å bli plassert en søyle. Dette er antatt å være hver sjette meter på bakgrunn av maksimal avstand som duken kan tolerere.



### 3.4.3 Formfaktor for innvendig trykk i henhold til punkt 7.2.9 i standarden

Det antas i denne oppgaven at den ene gavlveggen kan åpnes for å frakte inn det som måtte være ønskelig å ha i hallen. Det innvendige trykket blir som nevnt under forutsetninger betraktet som en ulykkessituasjon. Dette er på bakgrunn av at åpningen i veggene er dominerende, og antatt lukket under bruddgrensetilstand. Åpningen er dominerende fordi det er antatt at en av fasadene i konstruksjonen har en åpning som er to ganger større enn åpningene og antatte lekkasjer i de andre fasadene.

Etter punkt 7.2.9(5) vil formfaktoren for innvendig trykk være:

$$C_{pi} = 0.9 * C_{pe} \quad (3.7)$$

Når det er antatt at arealet av åpningen i den dominerende fasaden er minst tre ganger arealet av åpningene i de andre fasadene. Der  $C_{pe}$  er den utvendige formfaktoren for fasaden med åpningen.

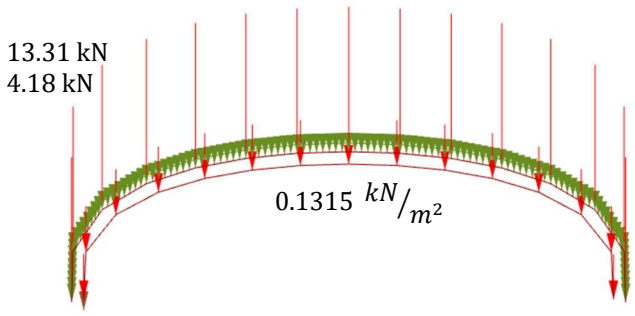
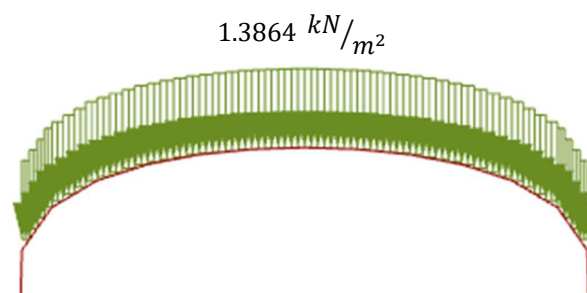
$$C_{pi} = 0.9 * 0.7 = 0.63$$

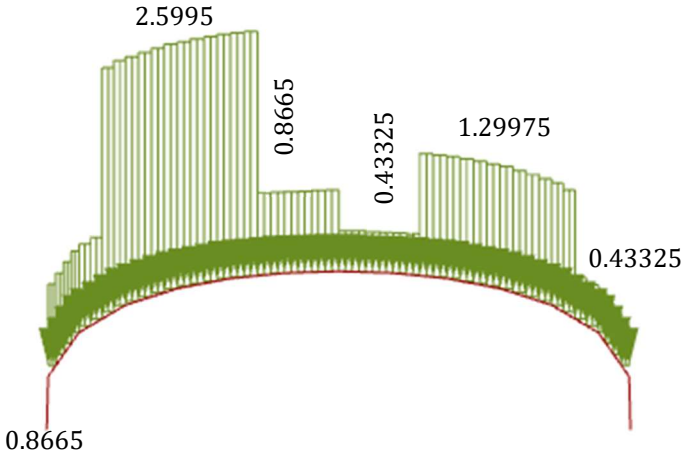
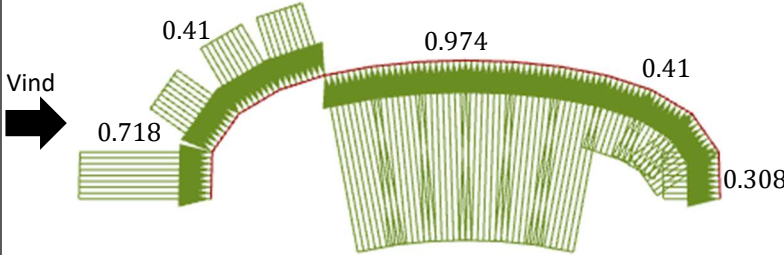
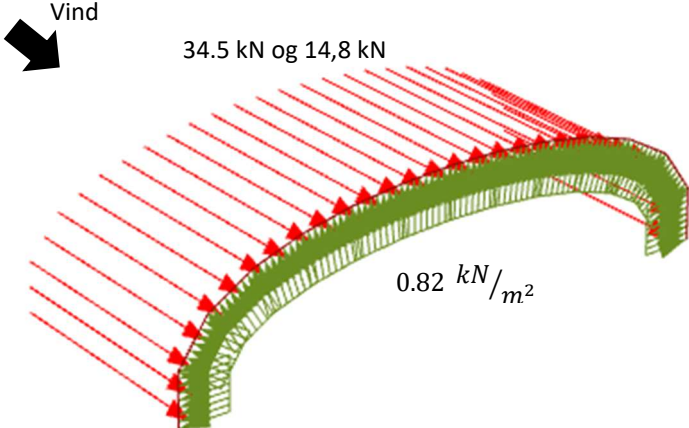
Dette gir da et innvendig vindtrykk etter ligning 3.4:

$$W_i = 1025 \text{ N/m}^2 * 0.63 = 646 \text{ N/m}^2 = 0.646 \text{ kN/m}^2$$

## 3.5 Oppsummering av laster

Tabell 3.1: Oppsummering av laster.

<p><b>Egenlaster:</b> Påførte egenlaster som jevnt fordelt og laster fra avstivningen ut av planet som punktlaster</p>	
<p><b>Snølast lasttilfelle 1:</b> Direkte fra figur 5.5 i standarden</p>	

<p><b>Snølast lasttilfelle 2:</b></p> <p>Liten endring i forhold til figur 5.5 i standarden. Endringen kommer frem i figur 3.2.</p>	<p><b>Alle tall i kN/m<sup>2</sup></b></p> 
<p><b>Vindlast mot buen:</b></p> <p>Direkte fra standarden punkt 7.2.8(1) for taket og 7.2.2 for veggen.</p>	<p><b>Alle tall i kN/m<sup>2</sup></b></p> 
<p><b>Vindlast mot gavlveggen:</b></p> <p>Forenklet soneinndeling for taket sammenlignet med standarden. Vindlasten mot veggen er også forenklet og påført som punktlaster.</p>	

### 3.6 Lastkombinasjoner

Lastkombinasjonene ble generert på bakgrunn av NS-EN 1990-tillegg A1. Det ble generert kombinasjoner både for bruks- og bruddgrensetilstand. For bruksgrensetilstand ble tabell A1.4 og linjen for karakteristiske verdier benyttet. I bruddgrensetilstand ble tabell A1.2(B) benyttet da analysene gjennomført i dette studiet ser på konstruksjonselementene sin utnyttelse og ikke tar hensyn til egenskapene i grunnen. Ligningene 6.10a og 6.10b ble benyttet som følge av at usikkerheten i egenvekten normalt sett er relativt liten.

Det ble også generert noen ulykkeslaster på bakgrunn av punkt 7.2.9(3) som forklart tidligere. I tabell 3.2 er alle lastkombinasjonene som kan oppstå basert på de implementerte lastene vist med sine respektive last- og psi-faktorer. Kombinasjonene markert med rødt er ansett som gunstige kombinasjoner på bakgrunn av at lastene til en viss grad kansellerer hverandre. Lastkombinasjonene hvor disse lastene virker alene vil derfor være mer ugunstig for konstruksjonen, og kombinasjonene markert i rødt vil derfor ikke bli implementert i beregningsmodellen.

Tabell 3.2: Lastkombinasjoner.

Last-kombinasjon	Likning	Egenlast	Påført egenlast	Snø	Snø ujevn	Vind mot bue	Vind mot gavlvegg	Innvendig trykk
SLS_1		1.0	1.0		1.0	0.6		
SLS_2		1.0	1.0		1.0		0.6	
SLS_3		1.0	1.0	1.0		0.6		
SLS_4		1.0	1.0	1.0			0.6	
SLS_5		1.0	1.0		0.5	1.0		
SLS_6		1.0	1.0		0.5		1.0	
SLS_7		1.0	1.0	0.5		1.0		
SLS_8		1.0	1.0	0.5			1.0	
ULS_1	6.10a	1.35	1.35		1.5*0.5	1.5*0.6		
ULS_2	6.10a	1.35	1.35		1.5*0.5		1.5*0.6	
ULS_3	6.10a	1.35	1.35		1.5*0.5			
ULS_4	6.10a	1.35	1.35	1.5*0.5		1.5*0.6		
ULS_5	6.10a	1.35	1.35	1.5*0.5			1.5*0.6	
ULS_6	6.10a	1.35	1.35	1.5*0.5				
ULS_7	6.10a	1.0	1.0			1.5*0.6		
ULS_8	6.10a	1.0	1.0				1.5*0.6	
ULS_9	6.10b	1.35*0.85	1.35*0.85		1.5	1.5*0.6		
ULS_10	6.10b	1.35*0.85	1.35*0.85		1.5		1.5*0.6	
ULS_11	6.10b	1.35*0.85	1.35*0.85	1.5		1.5*0.6		
ULS_12	6.10b	1.35*0.85	1.35*0.85	1.5			1.5*0.6	
ULS_13	6.10b	1.35*0.85	1.35*0.85		1.5*0.5	1.5		
ULS_14	6.10b	1.35*0.85	1.35*0.85		1.5*0.5		1.5	
ULS_15	6.10b	1.35*0.85	1.35*0.85	1.5*0.5		1.5		
ULS_16	6.10b	1.35*0.85	1.35*0.85	1.5*0.5			1.5	
ULS_17	6.10b	1.35*0.85	1.35*0.85		1.5			
ULS_18	6.10b	1.35*0.85	1.35*0.85	1.5				
ULS_19	6.10b	1.0	1.0			1.5		
ULS_20	6.10b	1.0	1.0				1.5	
Ulykke_1	6.11	1.0	1.0					1.0
Ulykke_2	6.11	1.0	1.0			0.2		1.0

## 4 Oppbygning av parametriske modell

---

Dette kapitlet har hovedfokus på hvordan den parametriske modellen ble bygd opp og analysert. For å gjøre konstruksjonen parametriske, er geometrien konstruksjonen baserer seg på modellert i Grasshopper, og visualisert i Rhino. Underveis i oppbygningen av modellen var det et ønske at modellen skulle være fleksibel, oversiktlig og fullstendig, slik at den kan benyttes i lignende prosjekter ved en senere anledning.

En hovedtanke under hele modelleringsprosessen var å ha kontroll på punktene i modellen. Til forskjell fra tradisjonelle beregningsprogrammer er det i parametriske modeller punktene som er styrende for modellen. Linjer, kurver, laster, knekkledd osv. blir definert ut ifra punktenes plassering. Derfor er det helt avgjørende i en parametriske modell å ha kontroll på punktene og sørge for at det er de riktige punktene som blir flyttet på når geometrien skal endres. Ved å ha kontroll på alle punktene unngås duplikater som kan gi doble elementer og feil resultater.

I første omgang ble alt modellert med forhåndsdefinerte moduler i Grasshopper som utførte spesifikke oppgaver. De forhåndsdefinerte modulene ga i flere tilfeller resultater som ikke ble benyttet videre i oppbygningen av modellen. Etter hvert som modellen ble treg og uoversiktlig ble det besluttet å bytte ut flere av modulene med egendefinerte C#-skript som kun ga ønskede resultater. På denne måten ble det unngått at programmet brukte tid på å utføre operasjoner som ikke skulle benyttes videre i modelleringen. Dette førte til mindre prosessorbruk ettersom flere unødvendige operasjoner ble fjernet, samtidig ble modellen mer oversiktlig og komprimert utseendemessig. I tillegg ble modellen mer fleksibel ved å benytte egendefinerte skript. C#-skript er et kraftig verktøy som i utgangspunktet gjør det mulig å utføre alle ønskelige oppgaver ved selv å definere dem.

Den parametriske definisjonen av konstruksjonen gjør det mulig å enkelt justere blant annet geometrien og lastbildet. Dette gjøres ved å endre utvalgte parametere, og gir muligheten til å teste mange ulike konfigurasjoner på kort tid. Resultatene fra testingen kan enkelt sammenlignes for å se utviklingen av ulike effekter som følge av endringene som utføres. Fagverksbuen i modellen skal i hovedsak kunne endres etter følgende parametere:

- Pilhøyden til konstruksjonen
- Lengde på frispennet fra oppleggspunkt til oppleggspunkt
- Høyden på fagverket
- Formen på fagverket
- Type avstivende diagonaler mellom over- og undergurt i fagverket
- Antall avstivende diagonaler i fagverket
- Tverrsnittprofil på elementene i fagverket

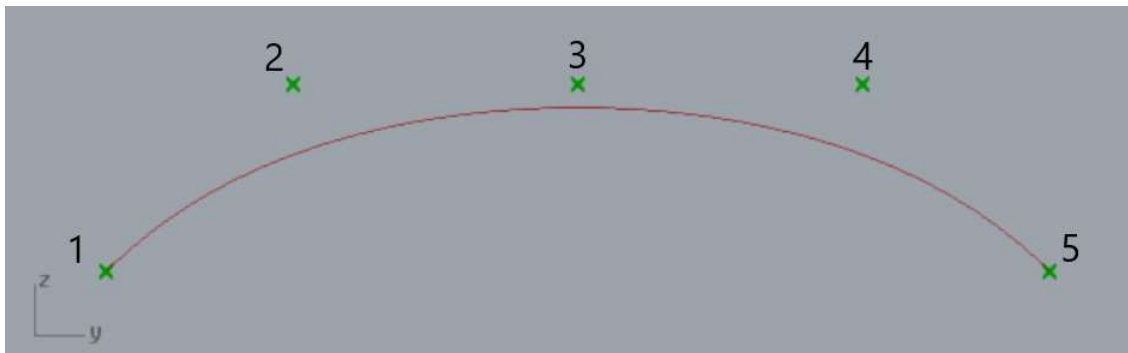
## 4.1 Definerings av geometrien

For å få en parametrisk modell til å fungere er det å definere geometrien til konstruksjonen på en logisk og oversiktlig måte helt avgjørende. Gjennom dette kapitlet blir det gjennomgått hvordan geometrien til modellen er bygd opp. Fokuset har vært å gjøre modellen fleksibel blant annet basert på de parameterne som er nevnt over.

### 4.1.1 Buen

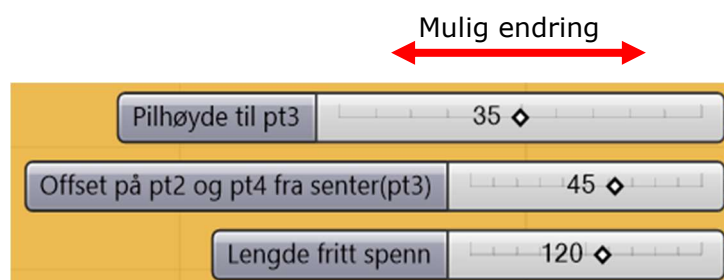
Buen i modellen er basert på NURBS kurver. Det ble tatt utgangspunkt i én NURBS kurve, som etterpå ble kopiert opp i z-retning. Denne NURBS kurven er basert på fem kontrollpunkter og har en form av polynomgrad fire, se figur 4.1. For at NURBS kurven skulle fungere var det nødt til å være minst et kontrollpunkt mer enn den graden det var ønsket at kurven skulle ha [24]. Kontrollpunktene kan vektet ulikt slik at formen på kurven endrer seg, for eksempel vil en høyere vektning av et kontrollpunkt føre til at kurven ligger nærmere dette punktet enn punkter som har lavere vektning [24]. For at kurven skal være jevnest mulig er vektningen av de ulike kontrollpunktene i modellen lik, og formen av polynomgrad fire.

Antallet kontrollpunkter ble valgt på bakgrunn av at det skulle være enkelt å endre formen på buen uten å endre på opplagrene, samtidig som modellen skulle være symmetrisk om midtpunktet. I figur 4.1 vises kontrollpunktene med grønn farge, samt NURBS kurven de danner i rødt.



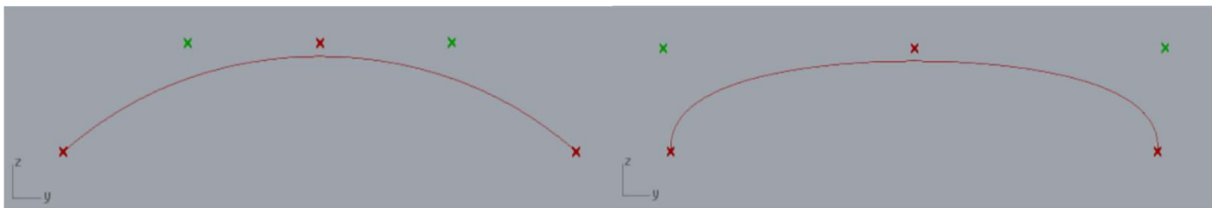
Figur 4.1: Kontrollpunkter med tilhørende NURBS kurve.

Lengden, høyden og formen på NURBS kurven endres ved å endre plasseringen til de ulike kontrollpunktene. Kontrollpunktene i oppgaven defineres ved å endre parameterne som vist i figur 4.2, hvor verdiene er definert i meter.



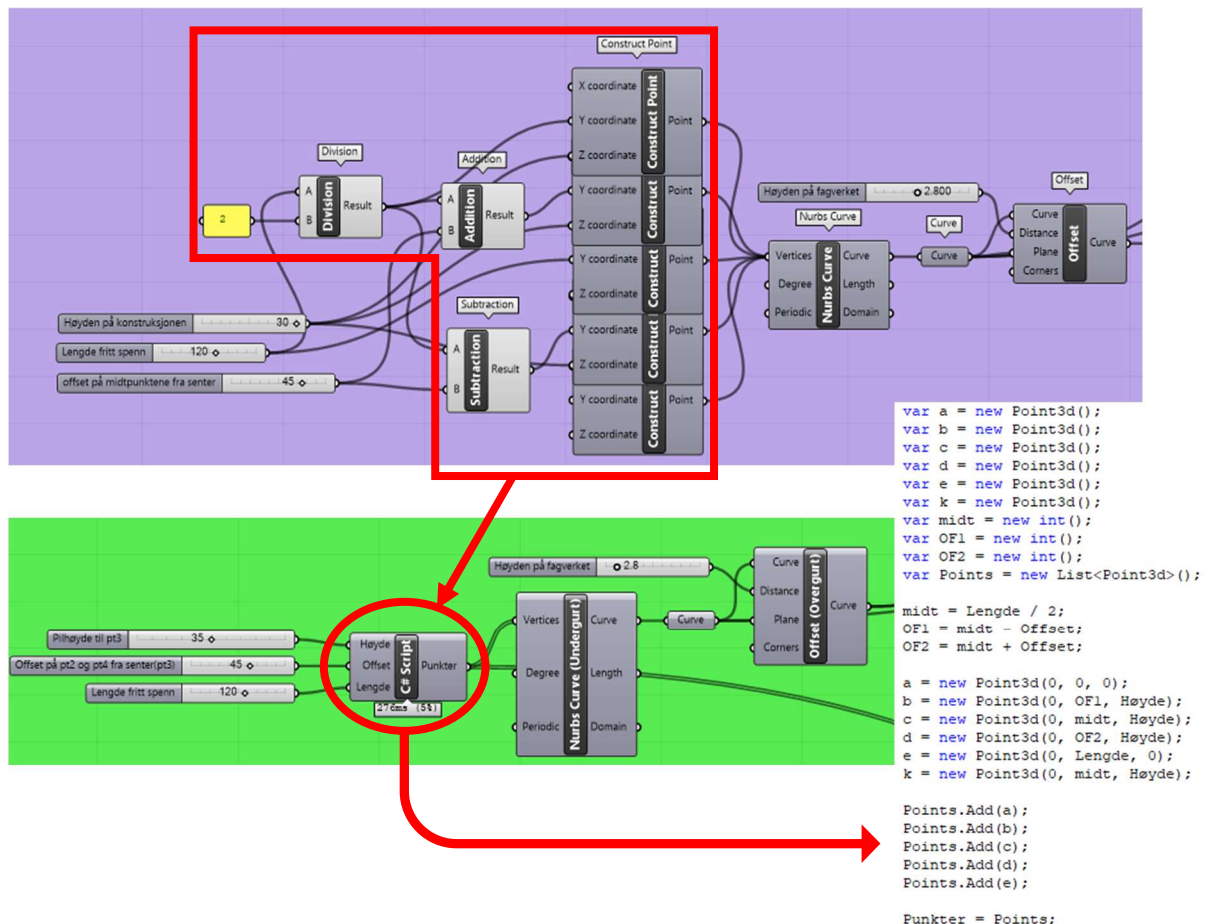
Figur 4.2: Parameterne som definerer kurven.

Parameteren «lengde fritt spenn» definerer avstanden (i y-retning) mellom punkt 1 og 5, mens punkt 2, 3 og 4 i utgangspunktet blir definert midt mellom dem. Formen på buen endres hovedsakelig ved at punktene 2 og 4 flyttes symmetrisk ut til hver side fra punkt 3. Parameteren som definerer hvor langt punktene flytter seg horisontalt ut fra punkt 3 blir referert til som «offset». Figur 4.3 viser to ulike bueformer hvor den til høyre har høyere verdi på parameteren «offset». Parameteren «pilhøyde» definerer høyden (i z-retning) på punktene 2, 3 og 4. Som det kommer frem av figur 4.1 er selve høyden på buen noe mindre enn den angitte verdien.



Figur 4.3: Formendring ved ulik offset.

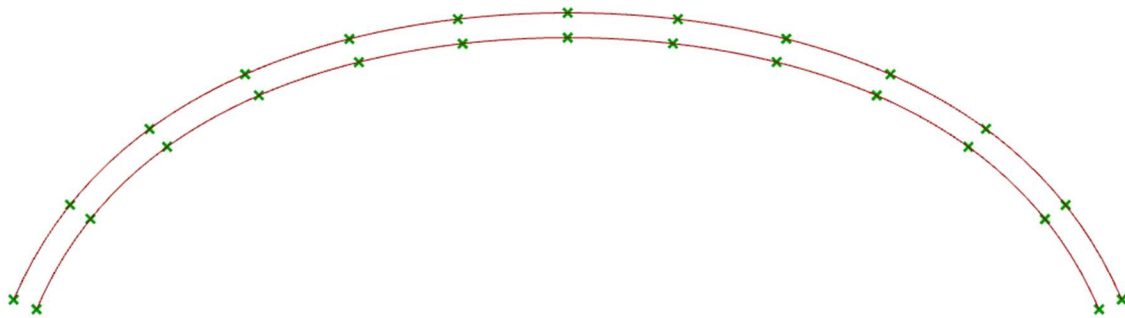
Når den ene NURBS kurven skulle bli til to (over- og undergurt) var det en stor fordel å ta utgangspunkt i den eksisterende kurven fremfor å definere en ny. På den måten ble det forsikret at begge buene var identiske i og med at de var basert på de samme kontrollpunktene. Avstanden mellom buene ble definert av parameteren «Høyde på fagverket». Figur 4.4 viser hvordan punktene og kurvene først ble modellert med separate moduler før de ble erstattet av et egenlagd C#-skript.



Figur 4.4: Modellerina av NURBS kurver med og uten C#.

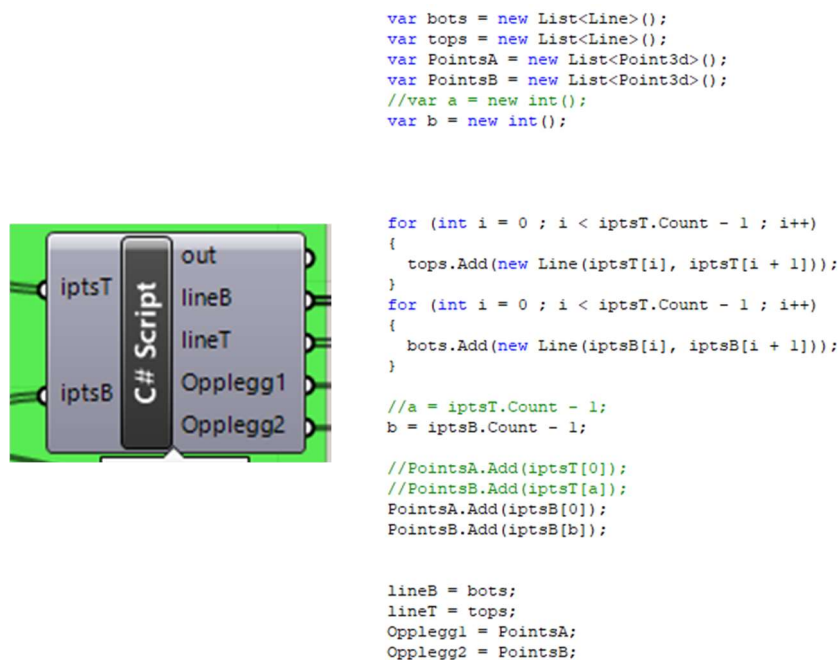
## 4.1.2 Generering av rette elementer

De to etablerte buene i modellen ble delt opp i elementer med maks lengde på 12.5 meter. Størrelsen på elementene var valgt ut ifra lengden på et galvaniseringsbad, slik at det skal være mulig å galvanisere hele elementet samtidig (se kapittel 2.3.1). Oppdelingen av buen genererte punkter, som vist i grønt på figur 4.5. Disse punktene ble brukt for å definere nye rette linjer som danner overgurtene og undergurtene til et fagverk. Valget om å benytte rette elementer i stedet for buede ble gjort på bakgrunn av Hallmakers praksis i dag. De benytter i stor grad rette elementer med hensyn på produksjonen av fagverkene og kostnadene som er knyttet til dette.



Figur 4.5: Punkter for generering av rette elementer.

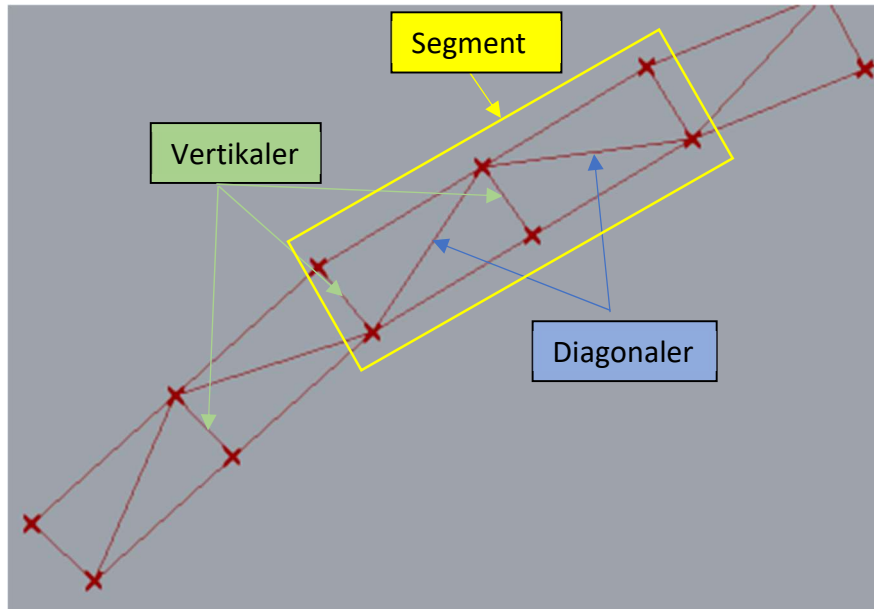
Over- og undergurtene ble modellert med et C#-skript, se figur 4.6. Skriptet tar inn punktene i den øverste og nederste buen i to ulike parametere, kalt «iptsT» og «iptsB». Inne i skriptet er det brukt forløkker for å lage linjer kontinuerlig gjennom punktene i toppen og bunnen.



Figur 4.6: C#-skript som genererer rette over- og undergurter.

### 4.1.3 Diagonaler og vertikaler

Diagonaler og vertikaler i fagverket ble modellert ved å dele de eksisterende elementene av over- og undergurter i nye, mindre elementer. Antallet nye elementer det ble delt inn i er basert på hvor mange diagonaler det ble valgt å ha i hvert segmentene. Antallet justeres enkel ved å endre parameteren for antall diagonaler. Den nye oppdelingen ga nye punkter som ble brukt for å definere diagonalene og vertikale.

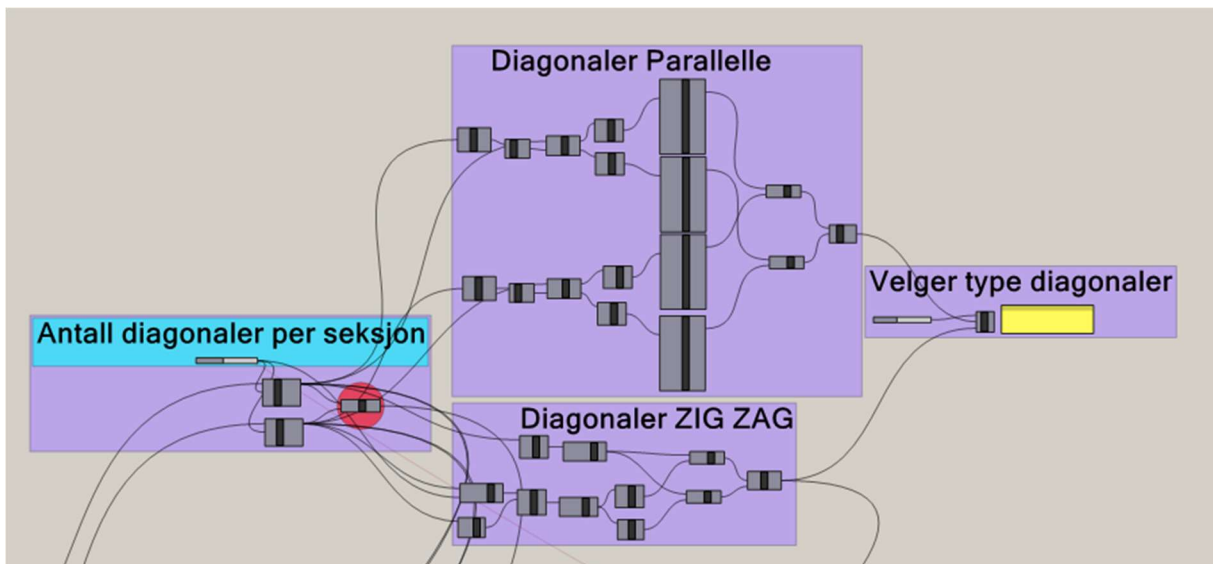


Figur 4.7: Visuell fremstilling av vertikaler og diagonaler.

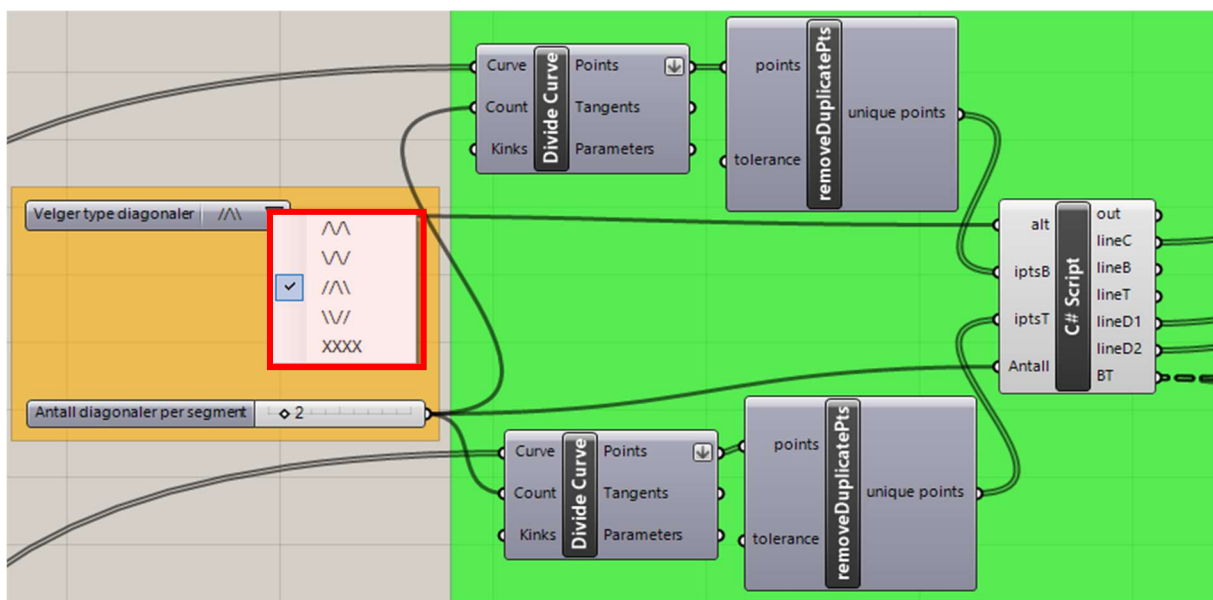
Vertikalene ble modellert fra et punkt på undergurten, til tilsvarende punkt på overgurten. Diagonalene på sin side ble modellert fra et punkt på undergurten til et punkt på overgurten som ligger enten et punkt til høyre eller et punkt til venstre for tilsvarende punkt, se figur 4.7.

Tidlig ble dette gjort som vist på figur 4.8, men det ble etter hvert ansett for å være ineffektiv og uoversiktlig. Av den grunn ble det besluttet å lage egne skript i C# for å modellere diagonalene og vertikale. Dette viste seg i ettertid å være et viktig valg som både gjorde modelleringen mer fleksibel, oversiktlig og tidsbesparende. Dette gjorde også modellen bedre egnet for fremtidige endringer. Figur 4.9 viser bruken av C# og hvordan det erstattet store mengder med moduler.





Figur 4.8: Modellering av diagonaler og vertikaler med innebygde funksjoner.



Figur 4.9: Modellering av diagonaler og vertikaler med C#.

Ved å benytte C# ble det også mye lettere å definere flere ulike varianter av diagonaler. Den tidligere metoden vist i figur 4.8 har kun to ulike varianter, mens metoden med C# har 5 ulike varianter (markert med rødt i figur 4.9). Tabell 4.1 gir en oversikt over de ulike diagonaltypene. I tillegg kreves det kun noen få ekstra linjer i C# for å legge til nye varianter.

Tabell 4.1: Diagonaltyper.

$/\backslash/\backslash$ [A] Warren	
$\backslash/\backslash/$ [B] Warren	
$/\backslash/\backslash$ [C] Howe	
$\backslash/\backslash/$ [D] Pratt	
$X X X X$ [E] Brown	
$\wedge\wedge$ [F] Warren	
$\vee\vee$ [G] Warren	
$XXXX$ [H] Brown	

Selv om diagonaltype A, B, F og G blir definert som Warren fagverk er de ikke identiske. A og B har vertikaler mellom hver diagonal, og er snudd i forhold til hverandre. F og G har kun vertikaler mellom segmentene, og er også snudd i forhold til hverandre. De er med andre ord alle sammen en liten modifikasjon av Warren fagverket. Diagonaltype H som er definert som Brown fagverk har kun vertikaler mellom segmentene, og kan derfor også sees på som et dobbel Warren fagverk.

## 4.2 Fra geometri til konstruktiv modell

Som beskrevet i kapittel 1.6 er det mulig å implementere Karamba i Grasshopper slik at beregningene også blir parametriske. For å få til dette må geometrien fra Grasshopper gis konstruktive egenskaper.

### 4.2.1 Bjelkeelementer

Alle linjene i modellen må gjøres om til bjelker eller staver, slik at de får de riktige konstruktive egenskapene. På bakgrunn av hvordan lastene er påført konstruksjonen ble det antatt at alle elementene modelleres som bjelker, selv om staver ville vært det mest optimale for et fagverk. For at elementene skulle få riktige egenskaper ble de gitt ulike elementidentifikasjoner. Elementidentifikasjonene fungerer som en type gruppering av

alle elementene som får samme identifikasjon. Grupperingen benyttes til blant annet lastpåføring og for å gi elementene konstruktive egenskaper. Bjelker med samme elementidentifikasjon påføres den samme linjelasten, og får det samme tverrsnittet. Muligheten til å hente ut resultater kun for utvalgte elementidentifikasjoner er også til stede.

Vertikalene og diagonalene blir delt i tre grupper, mens over- og undergurtene først ble delt i fire og deretter åtte. Denne oppdelingen ble valgt på bakgrunn av at det skal være rasjonelt å bygge, samt et ønske om best mulig resultater.

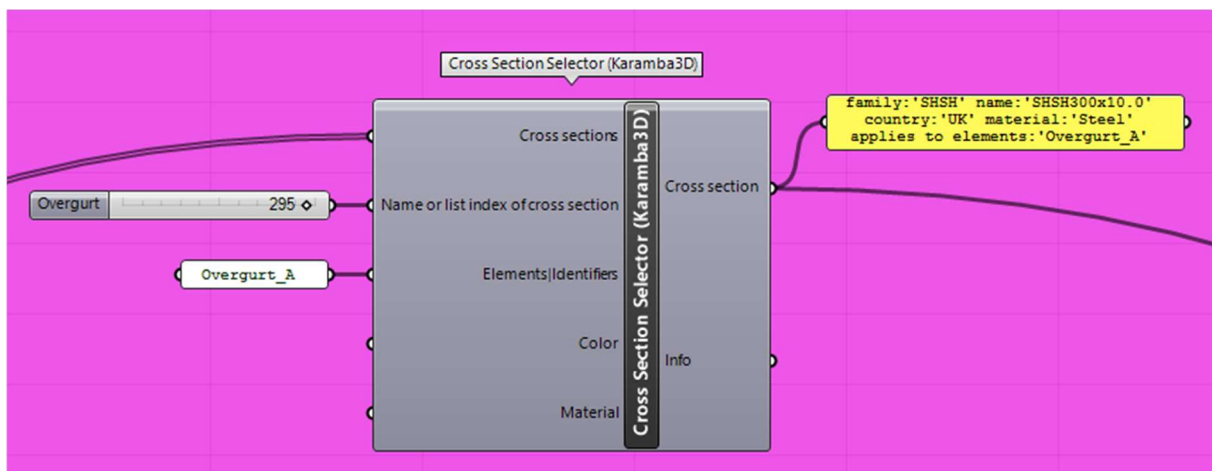
Elementene gjennom buen fikk elementidentifikasjoner basert på lokasjonen i fagverket. På bakgrunn av at lastene som nevnt tidligere kun blir påført i positiv akseretning var det helt avgjørende å kunne gruppere elementene symmetrisk om midten. Det ble derfor benyttet en grupperingsmodul kalt «sets». Denne funksjonen grupperer flere grupper med ulike elementidentifikasjoner sammen til en større gruppe med en ny identifikasjon. Dette var helt avgjørende for at tverrsnittene skulle bli symmetriske om midten i og med at lasten kun påføres i positiv akseretning, mens den i virkeligheten kan inntreffe i begge retninger.

## Materialet

I denne oppgaven er det antatt at alle elementene har samme materiale, S355 stål. Type materialet kan bestemmes enten ved å manuelt legge inn alle egenskapene, eller benytte den innebygde materialmodulene i Karamba. For denne oppgaven ble det valgt å bruke den innebygde modulen på bakgrunn av at S355 stål allerede var definert.

## Tverrsnitt

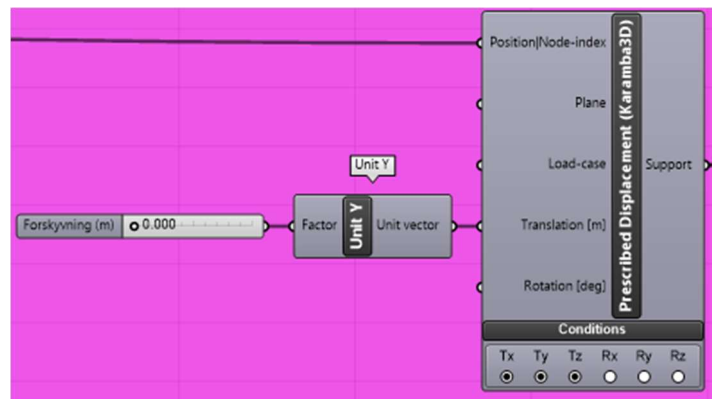
Som tverrsnitt er det nesten ubegrenset med alternativer, men i denne oppgaven er det valgt å kun se på varmvalsede kvadratiske og rektangulære hulprofiler (i tverrsnittsklasse 1 eller 2). Dette er i hovedsak gjort på bakgrunn av hva Hallmaker benytter til vanlig, samt for å unngå faren for blant annet plateknekking. Tverrsnittene som kan være aktuelle å benytte blir samlet i en liste hvor det er mulig å plukke ut ønsket tverrsnitt, og gikk fra 20x2.0 til 400x20. De ulike elementidentifikasjonene ble benyttet til å koble riktige elementer opp mot riktig tverrsnitt, som vist i figur 4.10.



Figur 4.10: Etablering av ulike tverrsnitt.

## 4.2.2 Oppleggsbetingelser

Oppleggsbetingelsene vil kunne variere fra helt fast innspent til at de kun er fastholdt mot translasjon i en retning. Valget har stor betydning for hvordan konstruksjonen oppfører seg, og et mest mulig korrekt valg er derfor avgjørende. I denne oppgaven er det valgt å ha et oppleggspunkt på hver side av fagverksbuen som er fastholdt mot translasjon, men ikke rotasjon. Dette er i hovedsak gjort for å unngå at fundamentet må ta opp momenter, for med et så stort spenn er sparkekraftene mer enn nok å ta hensyn til. Som det kommer frem av figur 4.11 er det også mulig å foreskrive en forskyvning, dette er gjort for å se effekten av at fundamentet får en liten utilsiktet forskyvning.



Figur 4.11: Etablering av oppleggspunkter.

Når det studeres en enkelt fagverksbue vil den være ustabil med mindre den fastholdes mot forskyvning ut av planet i minst et punkt. Støttepunktene som forhindrer denne forskyvningen, er derfor i utgangspunktet påført i knutepunktene mellom segmentene. Støttepunktene blir erstattet med avstivning ut av planet når konstruksjonen skal studeres i sin helhet.

## 4.2.3 Laster

Lastene ble i utgangspunktet påført som beskrevet i kapittel 3, med noen modifikasjoner som blir beskrevet under. Laster som er beskrevet som flatelaster ble i modellen påført som linjelaster ved å multiplisere flatelasten med senteravstanden (seks meter) mellom fagverksbuene. Verdien til flatelastene kan enkelt endres ved å endre parameterne for de ulike lastene som vist i figur 4.12. Plasseringen av lastene blir gjort enten ved å benytte elementidentifikasjoner eller punkter for å ha kontroll på at lastene blir påført korrekt. Dette fører til en veldig fleksibel modell der lastene følger elementene etter hvert som de endres.



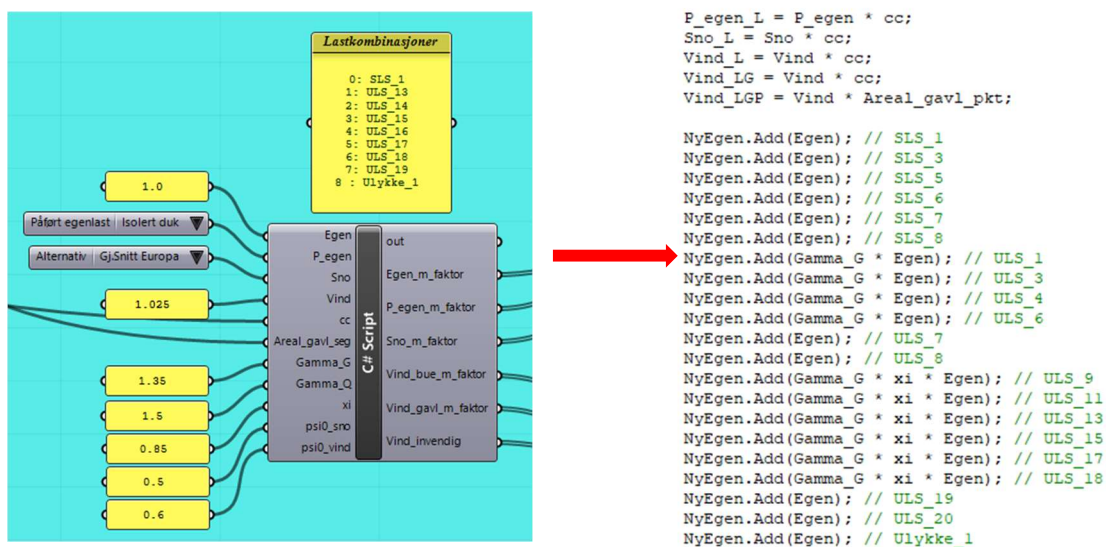
Figur 4.12: Lastparametere.

Vindlasten ble påført som to ulike lastkombinasjoner, en hvor det blåser mot buen og en hvor det blåser mot gavlveggen. For vind mot buen ble elementene, med tanke på formfaktorer, definert som vegg når vinkelen på elementet er større enn  $60^\circ$ . Valget er blant annet tatt med utgangspunkt i at standarden ikke gir noen snølast for så bratte flater. Vindlasten som i utgangspunktet skal opptre som sug på hver av gavlene antas å være gunstig da det kun vil skape strekk i avstivningen ut av planet. Vindlasten i sone A, B og C settes derfor til null når det blåser mot buen.

Videre beskrevet i kapittel 3 vil det kunne oppstå et innvendig vindtrykk på bakgrunn av åpninger i veggen. Vindtrykket er antatt å virke i overgurtene i og med at det er her duken vil bli festet.

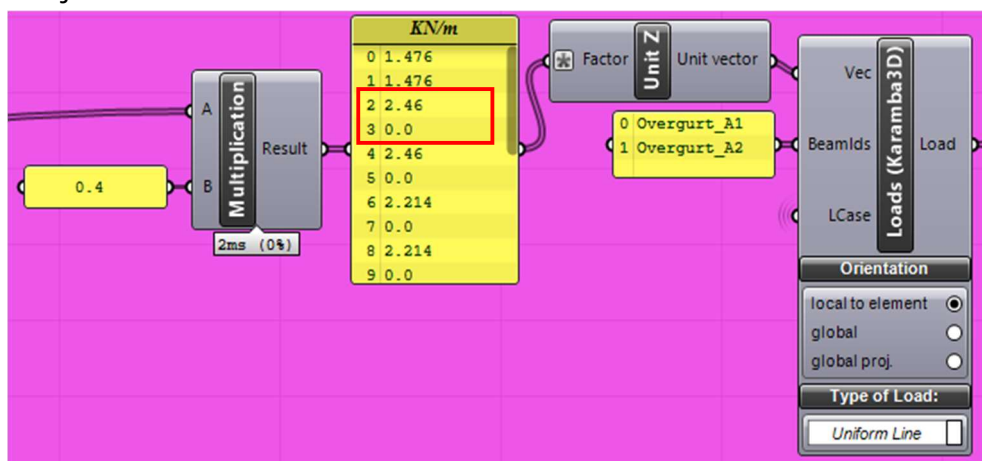
#### 4.2.4 Lastkombinasjonene

Lastkombinasjonene ble generert som vist i tabell 3.2 ved å benytte et C#-skript som tar inn lastfaktorer, lastverdier og lastareal, se figur 4.13.



Figur 4.13: Generering av lastkombinasjoner.

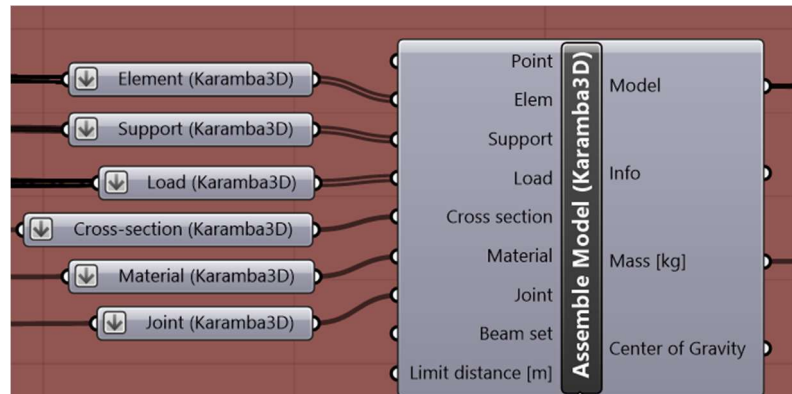
Hver enkelt last for eksempel vindlast mot bue ble omgjort til en liste med lastverdier ut ifra lasten og tilhørende lastfaktorer for den gitte lastkombinasjonen. Lastverdiene i listen ble sortert i samsvar med lastkombinasjonene i tabell 3.2. Det vil si at for vindlast mot bue som vist i figur 4.14 vil lastkombinasjon 2 ha 2.46 kN/m i vindlast, mens for lastkombinasjon 3 vil det være null.



Figur 4.14: Vindlast mot bue

## 4.2.5 Sammenstilling av modellen

Før modellen er fullstendig og beregningsklar må alle de ulike enkeltoperasjonene settes sammen til en modell. Dette gjøres ved å benytte Karambamodulen «Assemble model» som vist i figur 4.15.



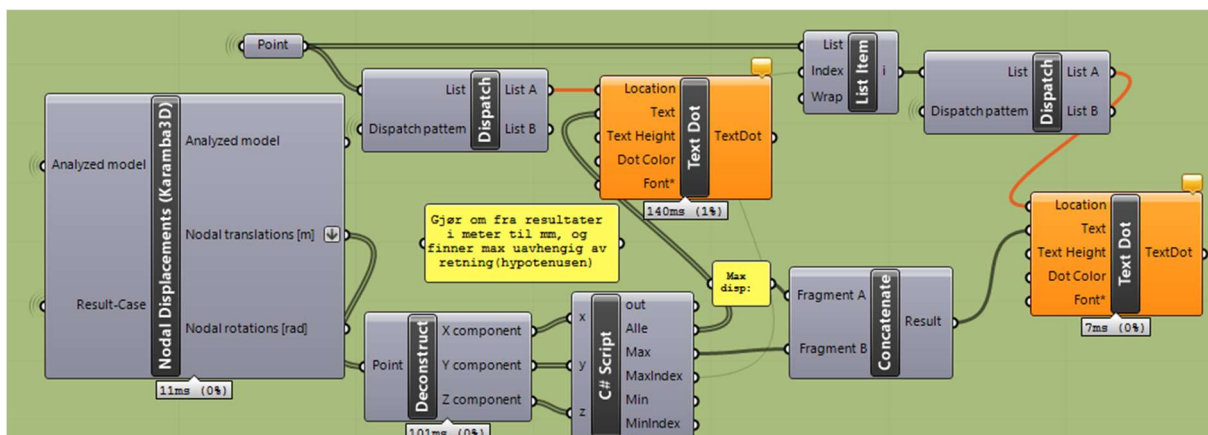
Figur 4.15: Sammenstilling av modellen.

Herifra kan modellen enten beregnes i Grasshopper ved hjelp av egne moduler, eller så kan den eksporteres til et tredjepartsprogram som for eksempel Robot dersom det er ønskelig.

## 4.3 Konstruksjonsanalyse og resultater i Karamba

I denne oppgaven ble tilleggsprogrammet Karamba benyttet som elementmetodeprogram. Som beskrevet tidligere i kapittelet er modellen bygd opp parametrisert, og etter sammenstillingen av modellen gjennomføres både en første- og andre ordens analyse. I og med at modellen hele tiden kan endres er det viktig å enkelt få ut de aktuelle resultatene både som tallverdier, men også visuelt fremstilt.

Komponentene «Model View» og «Beam View» ble benyttet for å visuelt fremstille de ønskede resultatene for hele konstruksjonen samtidig. For å se posisjonen til de ulike resultatene med tilhørende verdi, ble det satt sammen komponenter som gjorde dette mulig, se figur 4.16. Det muliggjorde både visuell fremstilling av resultatene i alle element, men også kun maks- og min-verdiene.

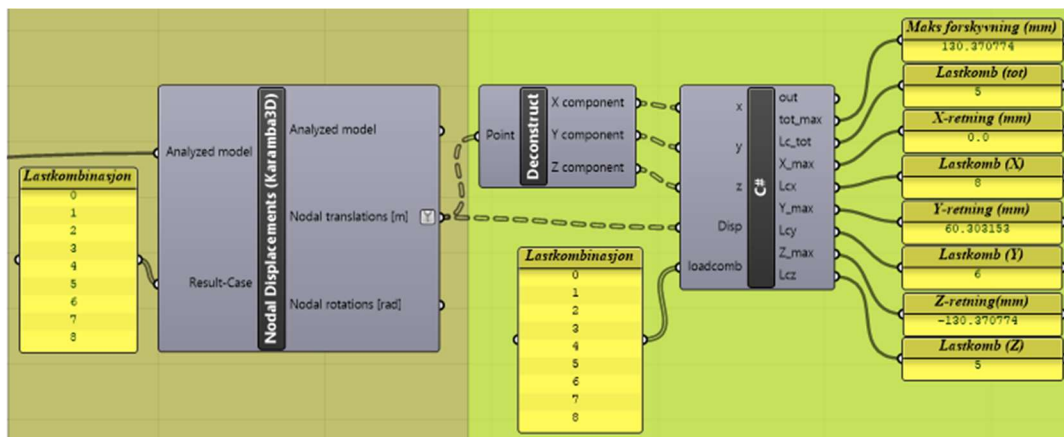


Figur 4.16: Visuell markering av elementer.

### 4.3.1 Nodeforskyvning

Den innebygde funksjonen «Nodal displacement» er benyttet for å finne alle nodeforskyvningene, deretter er det laget et C#-skript som tar ut maks i hver retning med tilhørende lastkombinasjon, se figur 4.17. I tillegg finner den maks forskyvning av en node, som vist i ligning 4.1, med tilhørende lastkombinasjon.

$$Max = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \tag{4.1}$$

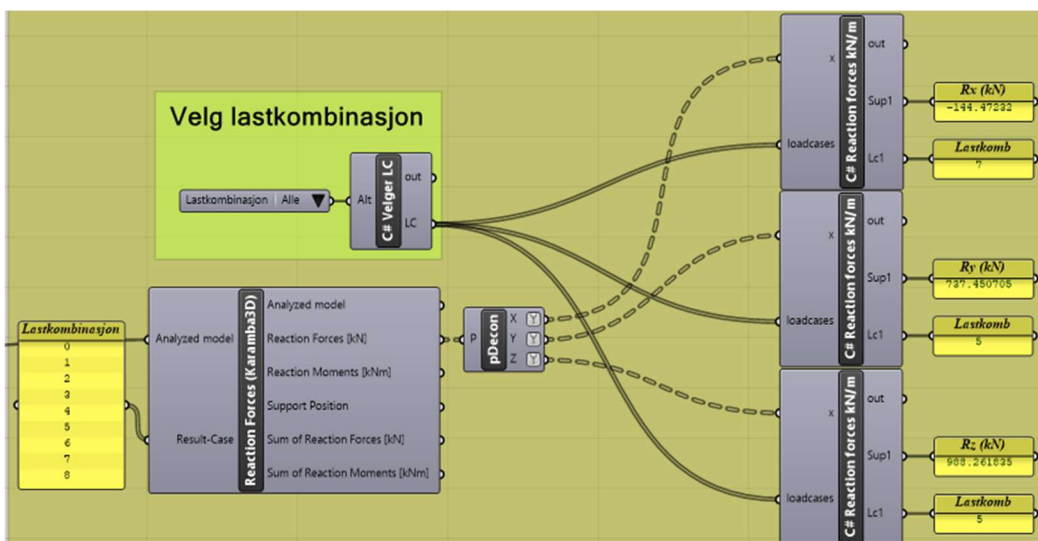


Figur 4.17: Uttaging av forskyvninger.

I C#-skriptet velges hvilke lastkombinasjoner det ønskes å få resultater fra ved å skrive de med i panelet som går inn i «loadcomb» variabelen. Dermed kan det velges å bare se på en spesiell lastkombinasjon eller flere kombinasjoner samtidig. Dette for at det skal være mer oversiktlig å se hvilke krefter og kombinasjoner som forårsaker hvilke forskyvninger.

### 4.3.2 Reaksjonskrefter

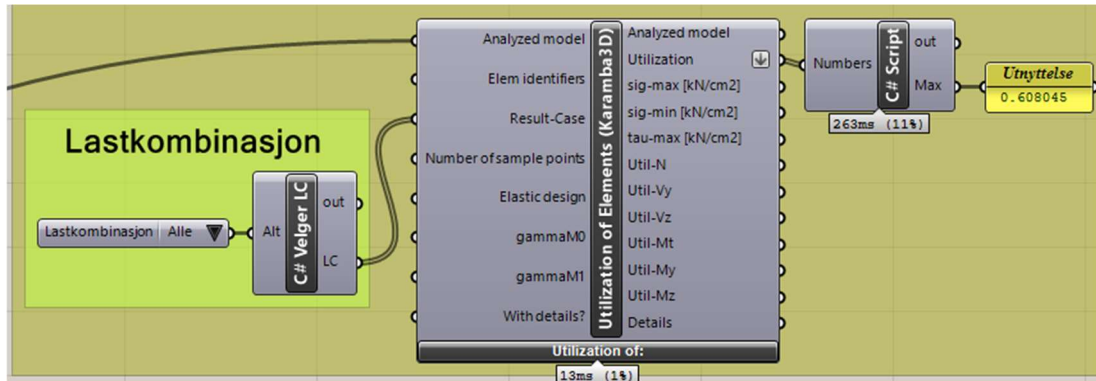
I figur 4.18 vises maks reaksjonskraft i hver retning med tilhørende lastkombinasjon. Dette gjøres med en kombinasjon av innebygde moduler og C#-skript. Også her er det mulig å velge å kun se resultatet fra utvalgte lastkombinasjoner. Skriptet henter ut den største kraften i absoluttverdi, og fortegnene angir kraftretning i forhold til det globale aksesystemet.



Figur 4.18: Uttaging av reaksjonskrefter.

### 4.3.3 Utnyttelse

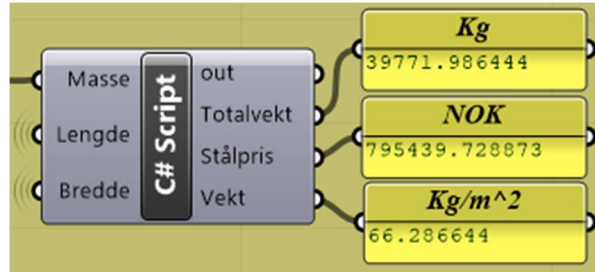
Utnyttelsesmodulen i Karamba finner spenningen og utnyttelsen av alle bjelkene for de ønskede lastkombinasjonene. I denne oppgaven ble den modulen sammen med et eget C#-skript benyttet for å finne den største verdien av alle elementene og lastkombinasjonene, se figur 4.19.



Figur 4.19: Uttaging av utnyttelse og spenninger.

### 4.3.4 Vekt

Massen ble tatt direkte ut av den sammenstilte modellen. C#-skripte ble brukt for å finne  $Kg/m^2$  ved å dele den totale massen på lengden av frispennet og avstanden mellom fagverksbuene, se figur 4.20.



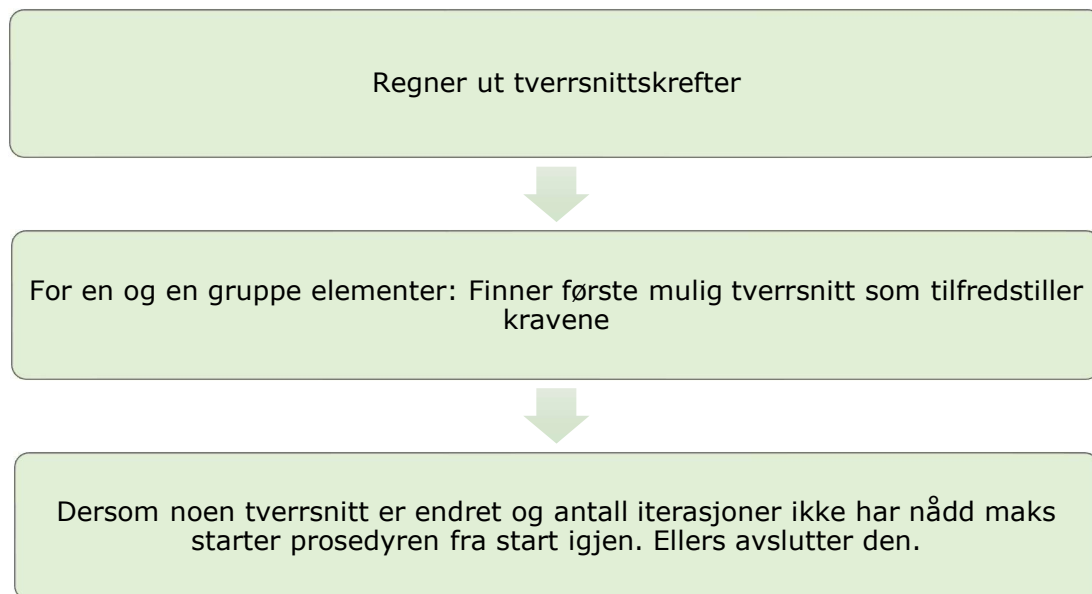
Figur 4.20 : Beregning av materialvekt per kvadratmeter og materialkostnad.

## 4.4 Optimalisering av tverrsnitt

For å finne den mest gunstige oppbygningen av konstruksjonen ble det i tillegg til å manuelt endre på de ulike parameterne gjennomført ulike optimaliseringsprosesser. Den store fordelen ved å benytte optimaliseringsverktøy er muligheten til å selv velge et mål konstruksjonen forsøker å tilfredstille. Dette blir gjort ved å prøve veldig mange ulike verdier av parameterne. I denne oppgaven er dette gjort både med innebygde funksjoner og egendefinerte optimaliseringskript.



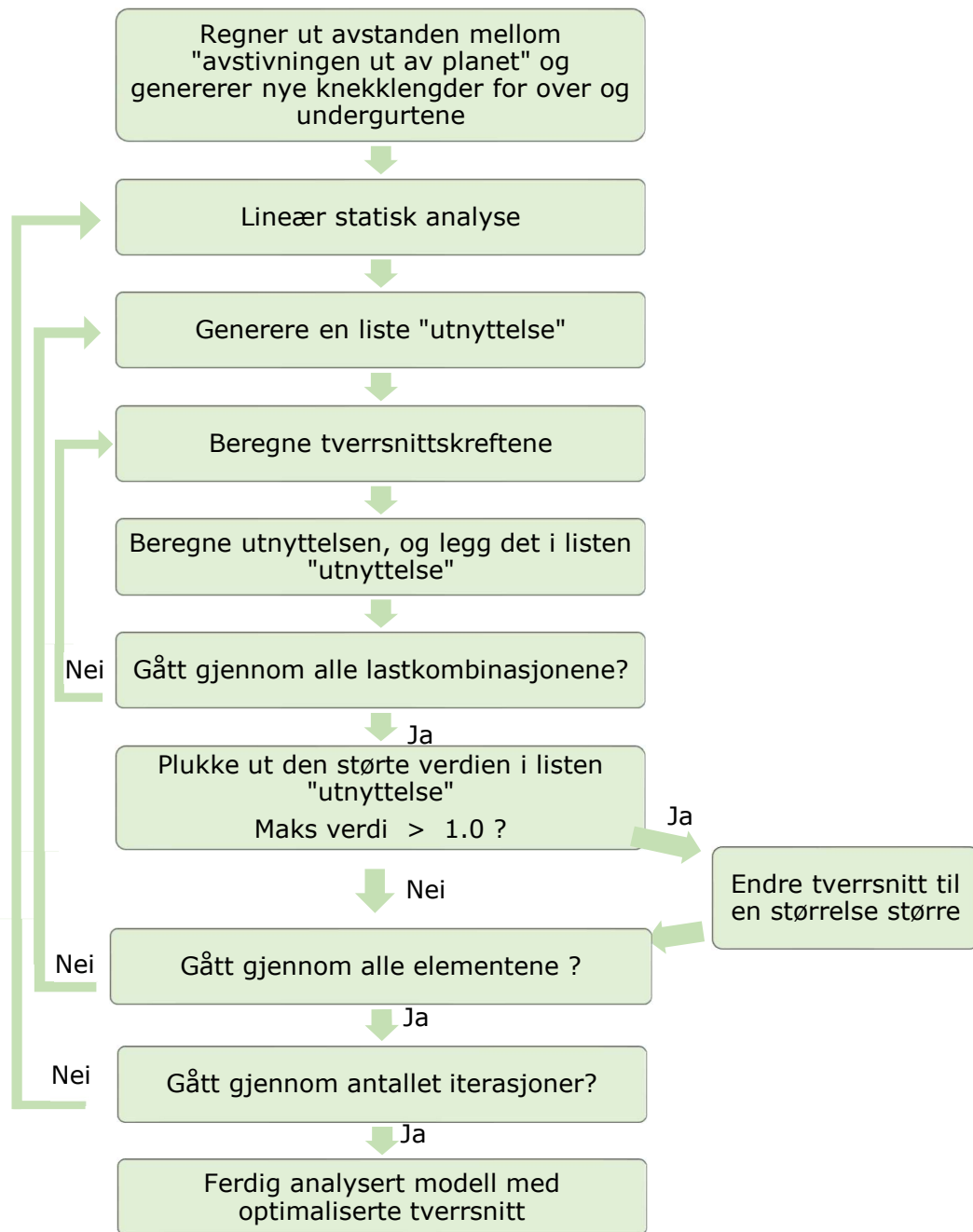
Gjennom hele oppgaven er den innebygde modulen «Optimize Cross Section» benyttet for å finne et mest mulig effektivt tverrsnitt, innenfor hver gruppe, som tilfredsstiller utnyttelse og nedbøyningskravene. Modulen finner riktig tverrsnitt ved å følge pseudokoden vist i figur 4.21.



Figur 4.21: Pseudokode for «Optimize Cross Section» modulen.

For å teste et ubegrenset antall variasjoner av parameterne, med ønske om å finne de mest optimale verdiene, ble både Galapagos og Octopus benyttet i kombinasjon med «Optimize Cross Section» modulen. Galapagos ga muligheten til å endre flere av parameterne samtidig for å se om ulike sammensetninger var mer eller mindre gunstig. Optimaliseringsprosessen har kun mulighet til å tilfredsstille et mål. Derfor ble det utviklet C#-skript for å implementere flere mål samtidig. Skriptet ble lagd for forskyvning, utnyttelse og knekking. Det sørget for å gi et veldig stort tall dersom kravet ikke var tilfredsstilt, og null dersom det var innenfor kravet. Deretter ble verdien av disse tre samt vekten av konstruksjonen summert, og målet ble dermed å minimere denne verdien. Galapagos har også den begrensning at det kun er det beste resultatet den har mulighet til å vise, tendensene den har sett på vei til denne løsninger holder den skjult. Octopus derimot kan kun endre en og en parameter, men kan i gjengjeld tilfredsstille to krav samtidig. I tillegg gir den tendensene for variasjonene den har testet.

Dessverre viste det seg at «Optimize Cross Section» komponenten ikke tar hensyn til ulike knekkledder. På bakgrunn av at knekkleddene i en fagverksbue kan være ganske forskjellige i og ut av planet var det nødvendig å generere et eget C#-skript som optimaliserer tverrsnittene også med hensyn på ulike knekkledder. Det nye skriptet tar utgangspunkt i tverrsnittene fra «Optimize Cross Section» komponenten for deretter å finne noen nye tverrsnitt ved å benytte fremgangsmåten vist i flytdiagrammet i figur 4.22.



Figur 4.22: Flytdiagram for egenutviklet optimaliseringskript.

## 4.5 Lagring av resultater

For å kunne bearbeide data fra analysene i Grasshopper ble resultatene eksportert til en Excel-fil ved hjelp av ferdige moduler fra Plug-in programmet Toolbox. Eksporteringen ble utført ved hjelp av datalagringsmoduler som ble koblet til alle de aktuelle resultatene. Datalagringsmodulene lagret automatisk resultatene fra analysene etter hvert som de ulike parameterne i modellen ble endret, mens eksporteringen fra datalagringsmodulene og over til Excel ble utført manuelt med et tastetrykk. Valget om at dette skulle utføres manuelt ble gjort på bakgrunn av at endringen av ulike parametere skulle eksporteres til ulike kolonner i Excel, hvilket ikke var mulig om eksporteringen ble utført forløpende.

## 4.6 Kvalitetssikring og kontroll mot Robot

På bakgrunn av at det er benyttet en ny og ukjent programvare til modellering og beregning av konstruksjonen var det ønskelig å få gjort en kontroll. Det ble derfor modellert en kjent og enkel ramme både i Grasshopper og Robot for å se om de oppførte seg likt og ga like resultater som forventet. Det ble også eksportert en modell fra Grasshopper til Robot for å kontrollsjekke om overføringen her gikk som forventet.

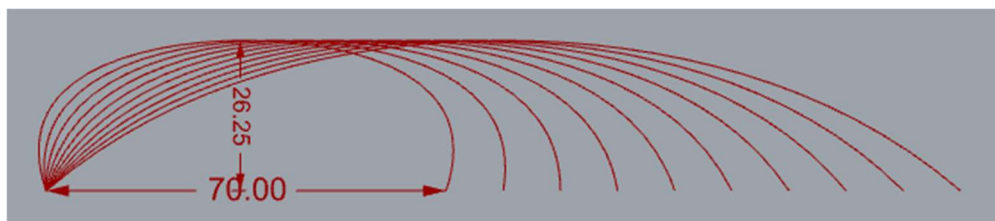
Det ble benyttet en enkel ramme som er fast innspent mot fundament og leddet i knutepunktene mellom bjelke og søyle. Enhetslaster ble påført for å se om resultatene ble som forventet, og bruken av en kjent konstruksjon gjorde det enkelt å kontrollere resultatene mot manuelle beregninger.

Som det kommer frem av vedlegg C er beregningsprogrammet til å stole på. Det er veldig godt samsvar mellom Grasshopper modellen, modellen bygd opp i Robot, og modellen eksportert til Robot. Den eksporterte modellen krevde dog et par justeringer etter overgangen til Robot, disse justeringene er nærmere beskrevet i vedlegg C. Resultatene i begge programmene samsvarer med det som forventes etter manuelle beregninger.

## 4.7 Oppsummering av modellen

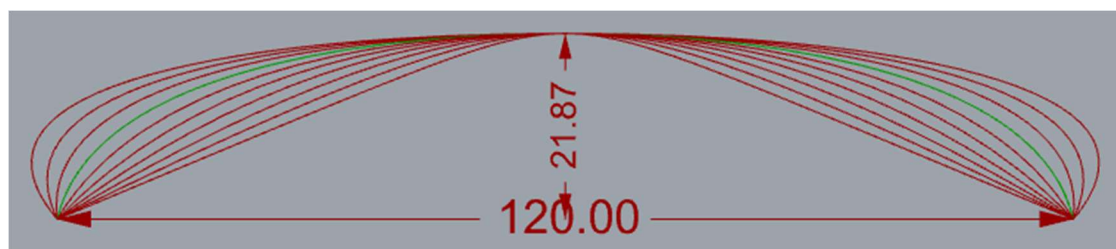
Den ferdige modellen er fleksibel og oversiktlig, og kan sees på som et «verktøy» som gjør konstruksjonsberegninger for ulike konfigurasjoner av fagverksbuer. Geometri og utforming kan enkelt endres ved å endre de ulike parameterne. Alle de nødvendige resultatene kommer frem både som verdier som kan lagres og eksporteres til Excel. Det er også mulig å visuelt fremstille de ulike resultatene, eksempelvis med fargekart eller deformert figur.

De ulike parameterne kan i utgangspunktet velges helt fritt, men vil i denne oppgaven bli variert som forklart nedenfor.



Figur 4.23: Variasjon i lengde frispenn.

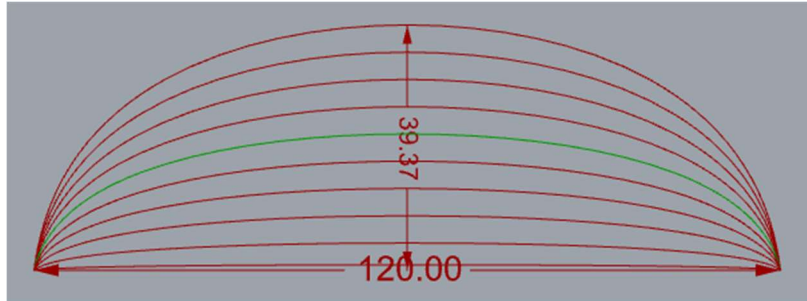
Lengde frispenn varierer fra 70 til 160 som vist i figur 4.23. Av figuren fremgår det at formen på buen endres i takt med økende frispenn. For resultatene betyr dette at ikke bare økt frispenn har påvirkning, men også endring av formen.



Figur 4.24: Variasjon i Offset.

Det vil likevel gi en pekepinn på hvordan frispennet påvirker konstruksjonen. For å holde formen konstant er det nødvendig å endre offseten i takt med økende frispenn.

Offseten varieres fra 0 (innerste buen) til 81 (ytterste buen) på figur 4.24. Formen variere fra en trekant til en oval form. Buen markert i grønn er den som er brukt som utgangspunkt.



Figur 4.25: Variasjon i pillhøyde.

Høyden på konstruksjonen varieres fra 0 til nesten 40 meter (som tilsvarer 45 i pillhøyde parameteren). Figur 4.25 illustrerer de forskjellige høydene, og buen markert i grønn er brukt som utgangspunkt. Fagverkshøyden varieres fra 0.5 meter og opp til og med 5 meter.

Diagonalene og vertikale i modellen kan i utgangspunktet bli modellert på hvilken som helst måte. Det vil i denne oppgaven likevel kun bli variert som vist i tabell 4.1 med 1-6 i hvert segment.

I tillegg til at geometrien enkelt kan endres ved ulike verdier for parameterne beskrevet over kan både lastverdier og lastkombinasjoner også det. Type materiale, tverrsnitt og knutepunkter er også relativt enkelt å endre dersom det er ønskelig. Modellen blir dermed ansett for å være et «beregningsprogram» som kan benyttes når ulike fagverksbuer skal analyseres.

## 5 Resultater og diskusjon

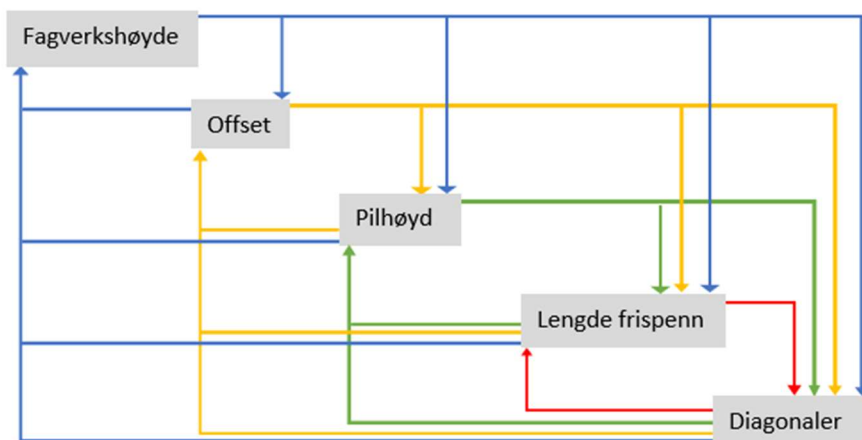
I dette kapittelet blir det presentert et utvalg av de mest relevante resultatene fra de gjennomførte undersøkelsene. Utfyllende resultater finnes i vedlagte Excel filer navngitt i vedlegg D. I hovedsak presenteres resultatene kronologisk, og med det menes at etter at ett resultat er presentert har dette resultatet blitt lagt til grunn for de neste undersøkelsene. Målet har gjennom hele studien vært å se etter tendenser med tanke på best mulig utforming av fagverksbuer i store frispennskonstruksjoner. Ønske har også vært å finne de parameterne som har størst innvirkning på konstruksjonen, og dermed viktigst å vurdere.

Grundige undersøkelser er gjennomført for å finne ut hvilke parametere som påvirker bærekonstruksjonen i størst grad. Under de to første studiene vil parameterne som er nevnt under bli variert som forklart i kapittel 4.7.

### Parametere som ble variert:

- Fagverkshøyde
- Offset
- Pilhøyde
- Type- og antall diagonaler
- Lengde frispenn

Parameterne ble gjennomgått slik det er illustrert i figur 5.1. Den første verdien til parameteren for fagverkshøyden ble analysert sammen med alle de ulike verdiene for parameteren offset. Deretter ble neste verdi for fagverkshøyde analysert på samme måte, med alle de ulike verdiene for offset. De andre parameterne, pilhøyde, lengde frispenn og diagonaler, ble holdt konstante. Denne prosessen ble gjentatt helt til alle verdiene for fagverkshøyde hadde blitt analysert sammen med alle verdiene for offset. Den samme prosessen ble så utført for fagverkshøyde sammen med pilhøyde, etterfulgt av lengde frispenn og diagonaler til alle verdiene for fagverkshøyde hadde blitt analysert sammen med alle verdiene for alle de andre parameterne. Deretter ble det samme utført for offset, pilhøyde, lengde frispenn og diagonaler, slik det er illustrert i figur 5.1, helt til alle verdiene til alle parameterne var analysert sammen.



Figur 5.1: Illustrasjon av manuell uthenting av resultater.

I tillegg til å analysere konstruksjonen som vist i figur 5.1 ble optimaliseringsprosesser i både Galapagos og Octopus gjennomført. Dette ble gjort både for å verifisere resultatene, samt kunne teste flere verdier for hver parameter.

Etter at de to første studiene var gjennomført ble den beste geometriske konfigurasjonen basert på resultatene funnet. Denne konfigurasjonen ble benyttet videre for å undersøke andre effekter som:

- Uønsket forskyvning av et opplegg
- Økende frispenn med konstant form
- Å se bort fra segmenter
- Avstivning av fagverksbuene ut av planet
- Måling av konstruksjonen

I og med at Karamba regner knekk lengder basert på avstanden mellom to noder, vil de fleste knekk lengdene for knekking ut av plante være feil. Dette vil påvirke resultatene i forbindelse med antall diagonaler.

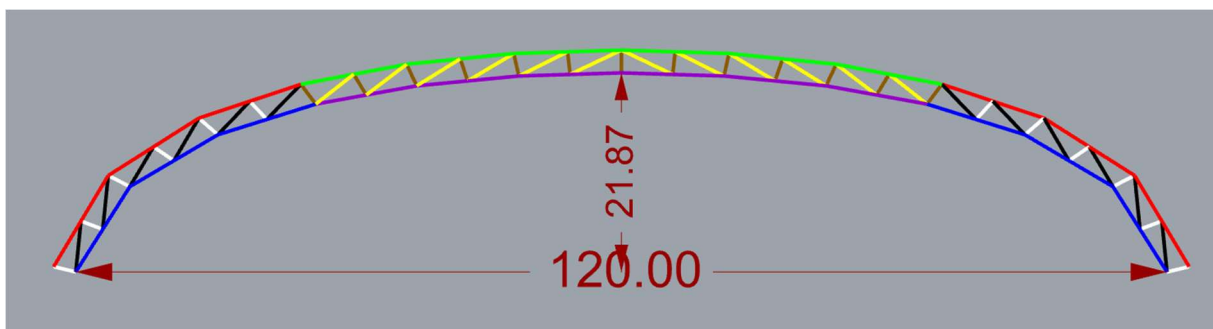
## 5.1 Studie 1

Under dette studie ble veldig mange ulike konfigurasjoner manuelt testet som vist i figur 5.1. Totalt ble det testet i overkant av 2600 forskjellige konfigurasjoner, og tatt ut over 26000 ulike resultater.

I og med at dette er den første undersøkelsen som ble gjennomført måtte det bli valgt et utgangspunkt. Valget er tatt noe på bakgrunn av hva Hallmaker normalt sett bygger, egen erfaring fra skolen og en visuell vurdering av utseende og brukbarhet. Verdiene på de ulike parameterne for utgangspunktet er listet opp i tabell 5.1, og visuelt fremstilt i figur 5.2.

Tabell 5.1: Utgangspunktet til parameterne i studie 1.

Fagverkshøyde	2.5m
Lengde frispenn	120m
Pil høyde	25
Offset	54
Diagonaltype	/ / \
Antall diagonaler per segment	2



Figur 5.2: Visuell fremstilling av tverrsnittsgupperinger i studie 1.

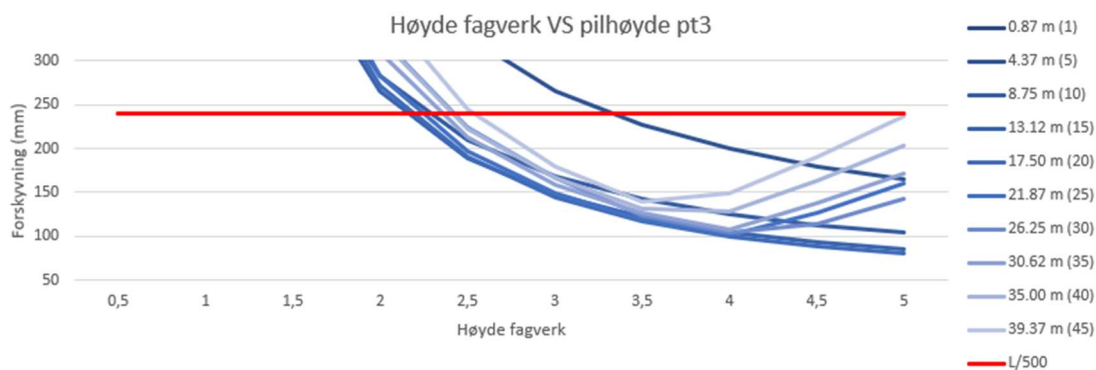
Tverrsnittene i dette studie holdes konstante når parameterne endres. Tverrsnittene til elementene ble optimalisert for utgangspunktet, ved bruk av innebygde moduler i Karamba. For at alle elementene ikke skulle få ulike tverrsnitt, noe som trolig ikke hadde vært rasjonelt å bygge i virkeligheten, ble konstruksjonen delt i grupper. Gruppene er visuelt fremstilt med farger i figur 5.2. Sagt med andre ord vil det største tverrsnittet som er nødvendig innenfor hver enkelt farge bli benyttet for alle elementene med den fargen. Tverrsnittene for dette studie ble låst som tabell 5.2 viser, deretter ble resultatene hentet ut. På bakgrunn av at tverrsnittene var konstante ble konstruksjonen i hovedsak vurdert etter utnyttelsesgrad og forskyvning.

Tabell 5.2: Tverrsnittstørrelser i studie 1

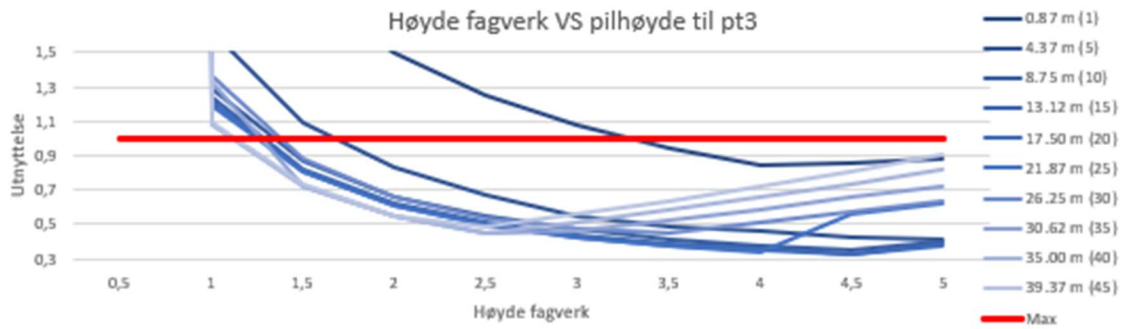
Rød	SHSH 400x20
Grønn	SHSH 400x20
Blå	SHSH 400x20
Lilla	SHSH 220x16
Hvit	SHSH 250x16
Brun	SHSH 100x10
Svart	SHSH 200x16
Gul	SHSH 180x16

### 5.1.1 Fagverkshøyde

Som det kommer frem av figur 5.3 og 5.4 må fagverkshøyden opp på en bestemt høyde for de ulike konfigurasjonene for at konstruksjonen ikke skal gå til brudd. Deretter er tendensen stor gevinst ved økende fagverkshøyde opp til et gitt nivå før det begynner å flate ut litt, og i noen tilfeller også snu. Vendepunktet varierer fra rundt 2.5 til 4 meters høyde etter hvert som pilhøyden og offseten endres. Dersom pilhøyden er veldig lav bærer konstruksjonen i hovedsak som en bjelke. Fagverket må dermed oppta momentet som oppstår på grunn av den ytre lasten som et kraftpar i gurtene. Dermed vil det som resultatene viser stort sett være fordelaktig med fagverkshøyder opp mot fire meter. Det vil likevel ikke være mulig å øke fagverkshøyden til det uendelige i og med at knekking kan bli et problem når elementene blir lange.



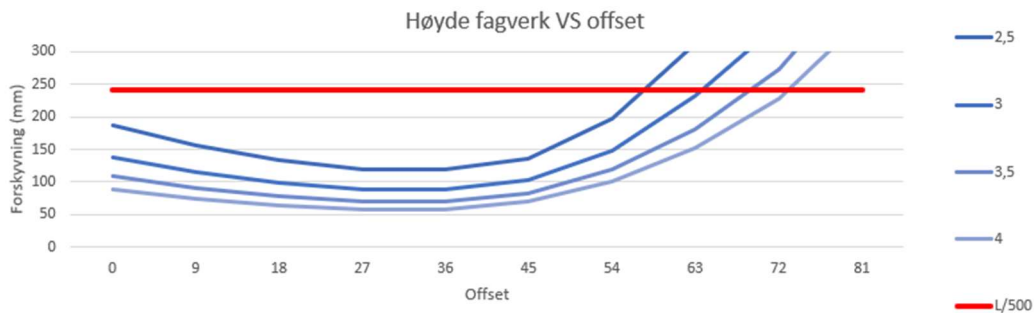
Figur 5.3 Forskyvning ved ulike fagverkshøyde og pilhøyde.



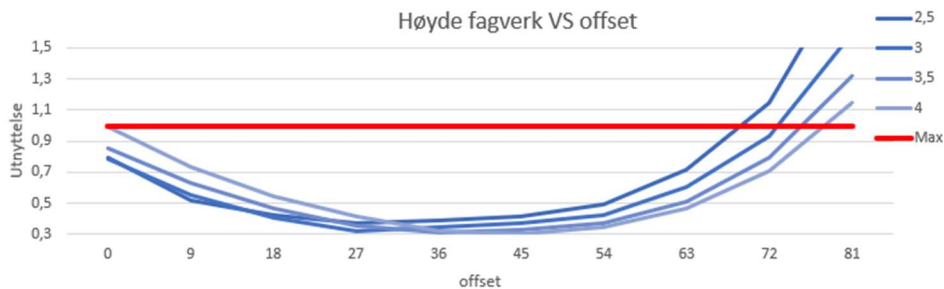
Figur 5.4: Utnyttelse ved ulike fagverkshøyde og pilhøyde.

### 5.1.2 Offset

Figur 5.5 og 5.6 viser at en offset mellom 27 og 54 vil være mest gunstig rent konstruktivt. Basert på resultatene viser det seg at en offset mellom 27 og 45 vil være den konstruktivt beste utformingen. Innenfor disse verdiene representerer konstruksjonen i store grad et sirkelsegment.

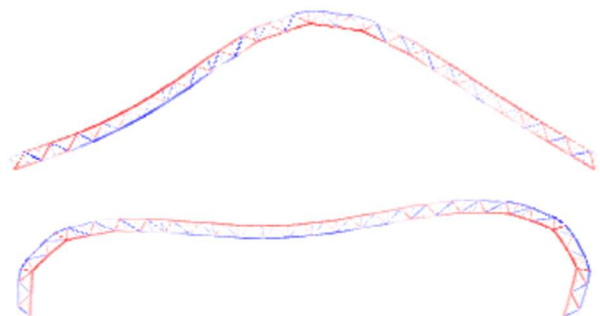


Figur 5.5: Forskyvning ved ulike offset og fagverkshøyde.



Figur 5.6: Utnyttelse ved ulike offset og fagverkshøyde.

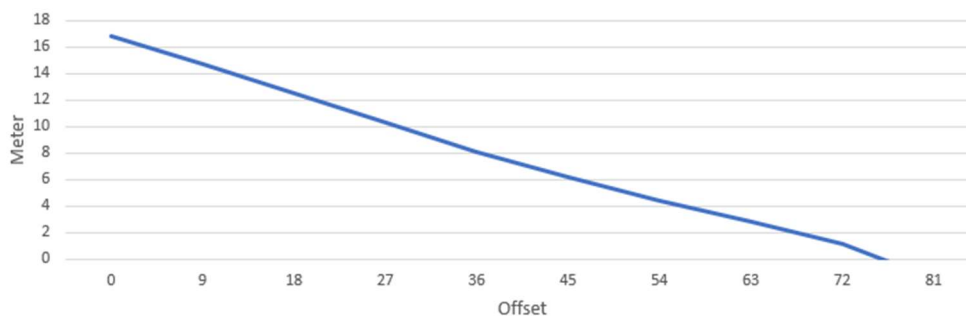
Når offseten er under 27 vil konstruksjonen i større grad virke som to skrå bjelker satt sammen i toppunktet. Det fører til at både forskyvningen og utnyttelsen blir høyere enn om konstruksjonen hadde virket som en bue og fordelt kreftene mer jevnt. Dersom offseten er over 54 vil konstruksjonen i større grad begynne å bære krefter som en ramme, se figur 5.7. Når konstruksjonen bærer som en ramme vil den få problemer både med forskyvningen ned på midten samt høy utnyttelse i rammehjørnene.



Figur 5.7: Visuell fremstilling av utnyttelse og deformasjon.



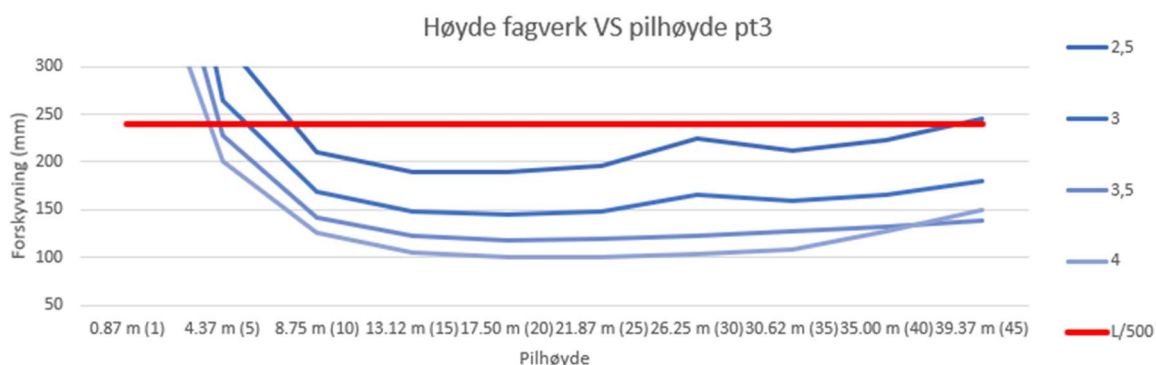
I tillegg til å se på de rent konstruktive egenskapene til konstruksjonen er det viktig å vurdere brukbarheten til konstruksjonen. Det vil derfor være nødvendig å ta hensyn til hvor mye areal som går tapt i endene av buen. Som det kommer frem av figur 5.8 vil høyest mulig offset være gunstig for takhøyden. Tapt areal refererer, som nevnt tidligere, til hvor langt det er fra oppleggspunktet til det punktet som har en takhøyde på 7 meter. Som figur 5.8 viser, synker tapet tilnærmet lineært med økende offset. Det vil derfor være en diskusjon rundt dette tapet opp mot de andre resultatene. Utgangspunktet er alltid at en ønsker å utnytte hele konstruksjonen uten at noe areal går «tapt» spesielt i områder hvor tomter er dyrt. Muligheten til å benytte areal med lavere takhøyde til alternative ting som kontorer kan være en god mulighet, men det vil medføre andre brannkrav og vil derfor ikke være aktuelt i denne oppgaven.



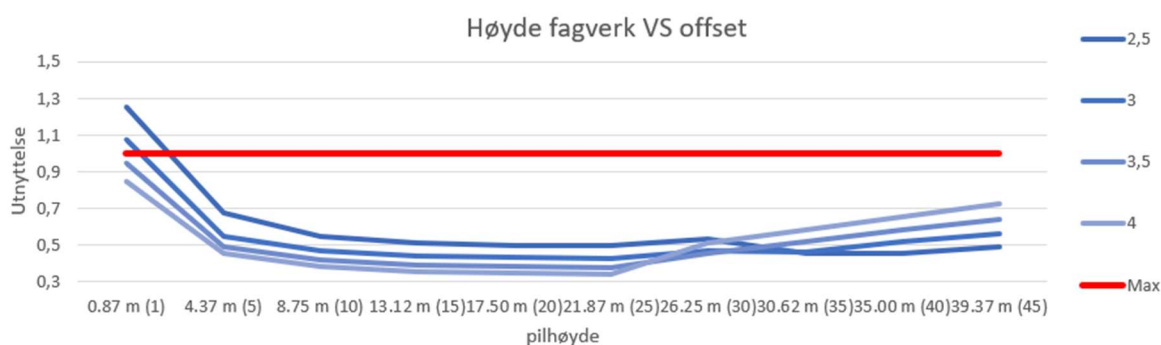
Figur 5.8: Tapt areal ved ulik offset.

### 5.1.3 Pilhøyde

Figur 5.9 og 5.10 viser at en pilhøyde mellom 15 og 35 vil være den konstruktivt beste løsningen. Også her vil det være behov for å vurdere de konstruktive egenskapene opp mot brukbarheten til konstruksjonen.

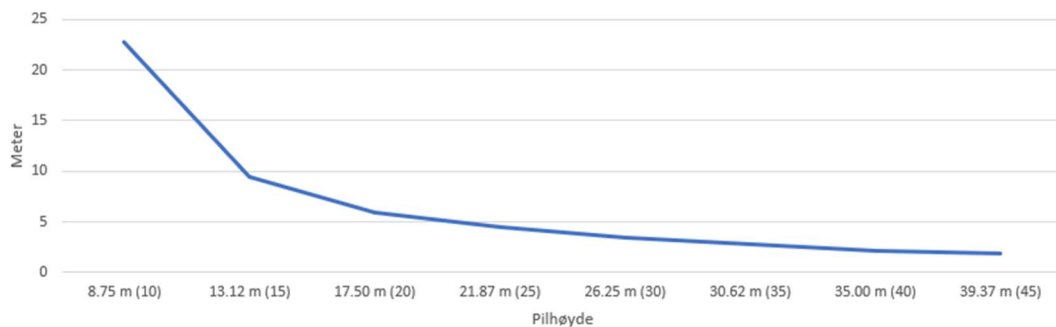


Figur 5.9: Forskyvning ved ulik pilhøyde og fagverkshøyde.



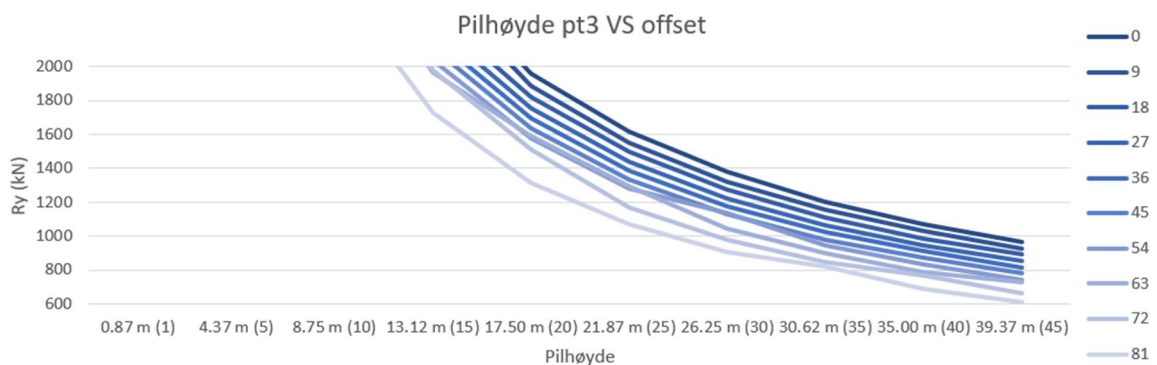
Figur 5.10: Utnyttelse ved ulik pilhøyde og fagverkshøyde.

Figur 5.11 viser hvor mye areal som går tapt i endene av buen. Tapet i endene reduseres kraftig frem til en pilhøyde på 20-25, deretter begynner den å flate ut. Det vil derfor være gunstig ha en pilhøyde på over 20.

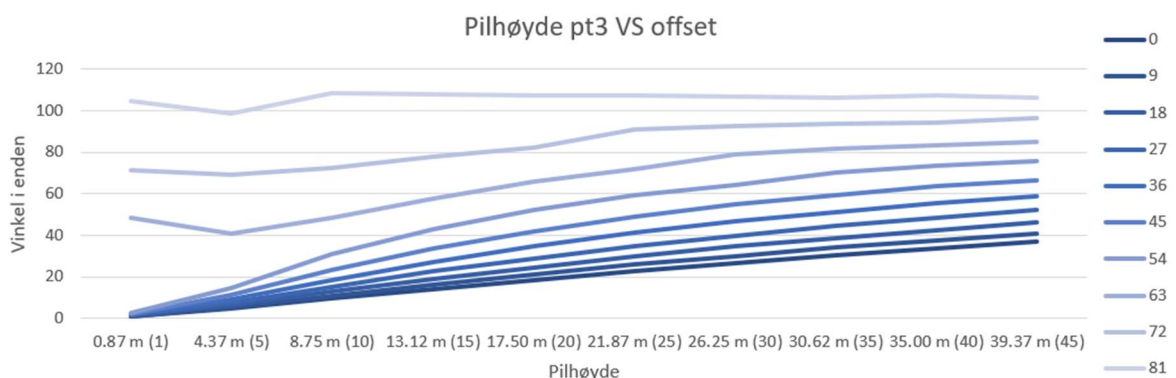


Figur 5.11: Tapt areal ved ulik pilhøyde.

Når det gjelder formen på buen, som i hovedsak blir påvirket av pilhøyde og offset, har den spesielt stor påvirkning på reaksjonskreftene ved fundamentet. Som nevnt tidligere vil det være en direkte sammenheng mellom vinkelen på buen ned til fundamentet og reaksjonskreftene. Som det kommer frem av figur 5.12 og 5.13 vil en økning både i offset og pilhøyde føre til større vinkel i enden av buen, noe som igjen fører til at sparkekraftene reduseres betraktelig.



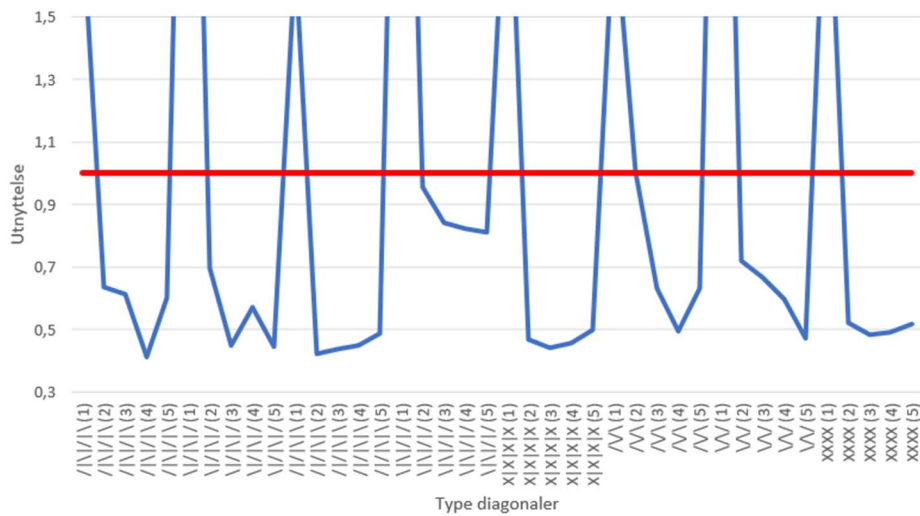
Figur 5.12: Sparkekrefter ved ulik pilhøyde og offset.



Figur 5.13: Vinkel på buen mot fundament ved ulik pilhøyde og offset.

## 5.1.4 Diagonaler

Diagonalene ble endret som fremstilt i tabell 4.1 med et antall fra 1-5 per segment. Resultatene for diagonalene kommer frem i figur 5.14 og 5.15.



Figur 5.14: Utnyttelse ved ulike fagverkstyper.



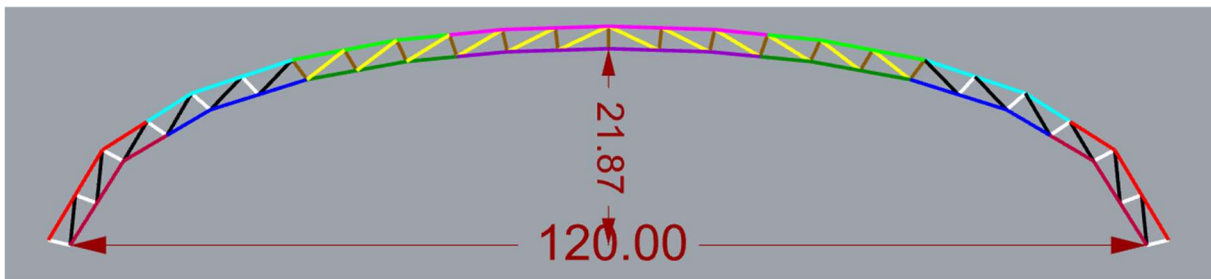
Figur 5.15: Forskyvning ved ulike fagverkstyper.

Av resultatene fremgår det at en diagonal per segment ikke er aktuelt i og med at det skiller seg negativt ut, både i forhold til utnyttelse og forskyvning. Det samme gjelder diagonaltype [D] som har høyere utnyttelse og forskyvning enn de andre diagonaltypene. Det fremgår også at gevinsten ved å benytte kryss som diagonaler er neglisjerbar, og med tanke på byggbarhet, effektivitet på verksted og vekt, vil derfor denne diagonaltypen ikke være med i videre vurderinger.

## 5.2 Studie 2

Under dette studiet ble tverrsnittene optimalisert for hver konfigurasjon for å tilfredsstille kravene til utnyttelse og forskyvning. Tverrsnittene ble optimalisert i grupper, som vist med farger i figur 5.16, ved bruk av «Optimize Cross Section» modulen. Grupperingene fra studie 1 er delt i to, slik at det blir dobbelt så mange grupper. Dette valget ble tatt fordi det ble oppdaget at mange elementer ble lite utnyttet. Den nye inndelingen førte til bedre utnyttelse av elementene i konstruksjonen. På bakgrunn av at tverrsnittene optimaliseres for hver gang en parameter endres vil utnyttelse og forskyvning alltid være innenfor de gitte kriteriene. Konstruksjonen ble i hovedsak derfor vurdert etter vekt per kvadratmeter, samt reaksjonskrefter.

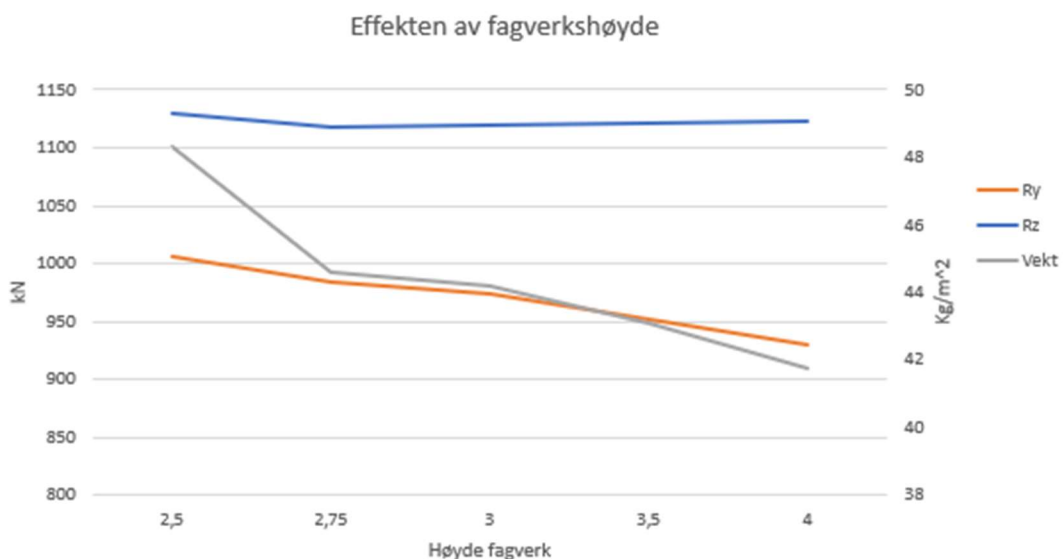
Dette studie tar som nevnt utgangspunkt i resultatene fra studie 1. Parameterne ble derfor hovedsakelig undersøkt for det spekteret av verdier som ble oppfattet som optimalt under det første studie. Det ble totalt testet i overkant av 340 ulike konfigurasjoner manuelt på samme måte som under studie 1, før det ble gjennomført en optimaliseringsprosess med både Galapagos og Octopus.



Figur 5.16: Visuell fremstilling av tverrsnittsgrupperingene.

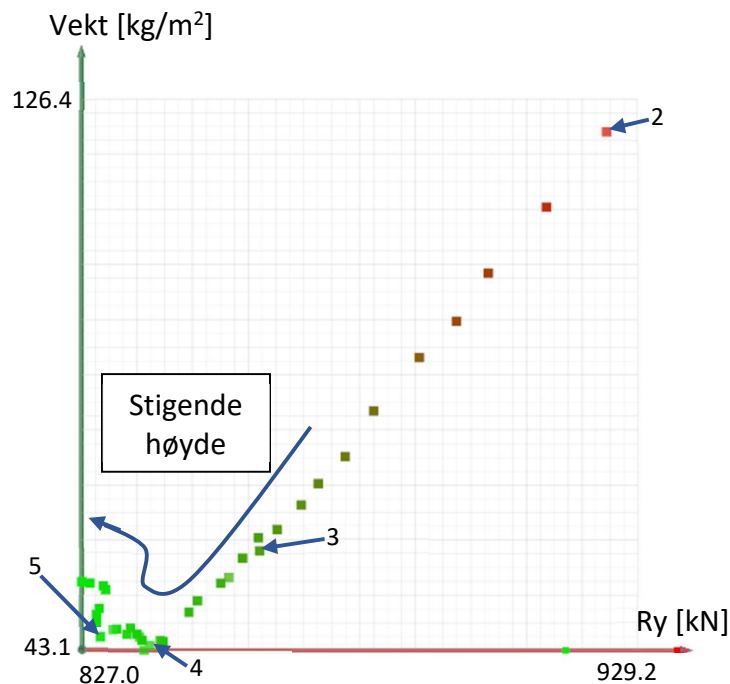
### 5.2.1 Fagverkshøyde:

Noen av resultatene for fagverkshøyden er vist i figur 5.17. I figuren fremgår det at økende fagverkshøyde er gunstig. Både vekten og sparkekraftene går ned, mens reaksjonskreftene i z-retning holder seg stabil. Under studie 1 viste resultatene et vendepunkt på rundt fire meters fagverkshøyde. Det samme vendepunktet kommer ikke frem under resultatene i studie 2 med optimaliserte tverrsnitt.



Figur 5.17: Effekten av ulike fagverkshøyder.

Ved optimaliseringen i Octopus økes derfor spekteret som studeres opp til en fagverkshøyde på seks meter. Det viser seg imidlertid at effekten ved å øke fagverkshøyden over fire meter likevel ikke gir noen særlig effekt, se figur 5.18.



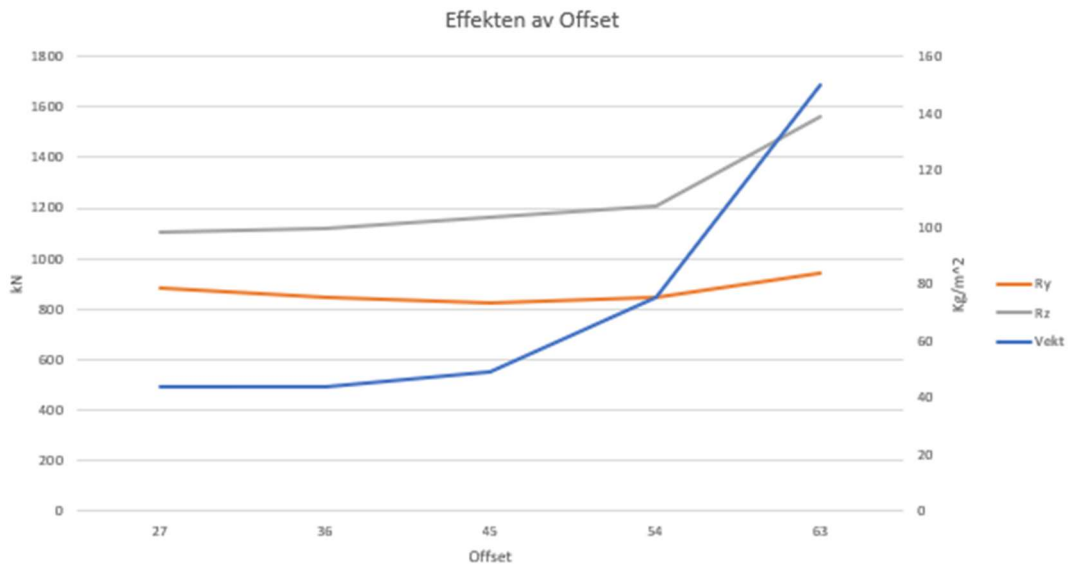
Figur 5.18: Resultater ved optimalisering av fagverkshøyde.

Figur 5.18 viser den samme utviklingen som tidligere. Avstanden mellom punktene over viser til at det er fordel å øke til rundt 3 meters høyde. Deretter er gevinstene noe mindre frem til en høyde på fire meter hvor gevinstene så godt som stagnerer eller til og med uteblir.

Basert på resultatene vil en fagverkshøyde på mellom fire og fem meter være det beste valget. Som tidligere antydnet vil det bli ekstra kostnader knyttet til transport dersom høyden blir for stor. Det vil derfor være en diskusjon og en vurdering på hvorvidt dette vil være en gevinst eller ikke. Fortetningen av punktene rundt 3 meters fagverkshøyde betyr at gevinsten ved å øke høyde ytterligere minker. Transportkostnadene vil som nevnt tidligere øke når fagverkshøyden overstiger 2.8 meter. På bakgrunn av dette blir en fagverkshøyde på 2.8 meter anbefalt. Skulle derimot stålfabrikken være lokalisert i nærheten av der konstruksjonen skal bygges er en fagverkshøyde mellom fire og fem meter å anbefale. Dersom høyden blir større enn dette kan knekking bli et problem, slik at tverrsnittene må økes. Dette fører videre til at vekten øker.

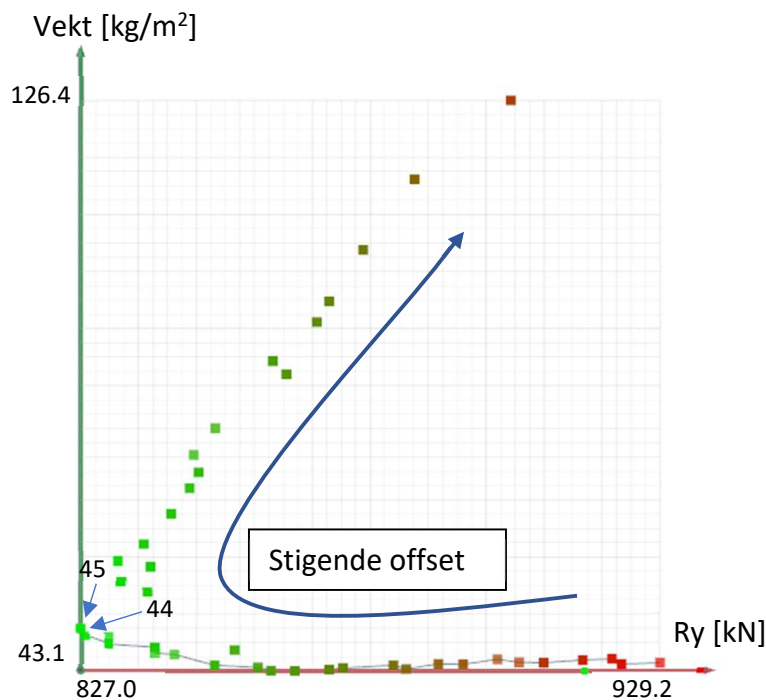
## 5.2.2 Offset

Figur 5.19 viser utviklingen til noen av de viktigste resultatene når offseten endres. Som det kommer frem av figuren er det relativt små endringer frem til en offset på 45. Vekten og reaksjonskraften i z-retning går smått opp, mens reaksjonskraften i y-retning går smått ned. I tillegg til disse resultatene må det som diskutert tidligere tas hensyn til tapt areal i endene av buen, og i den forbindelse er størst mulig offset gunstig.



Figur 5.19: Effekten av ulik offset.

Resultatene fra Octopus optimaliseringen som kommer frem i figur 5.20 verifiserer at offset på rundt 45 er det mest gunstige. Det er ved offset 44-45 at kombinasjonen av vekten og sparkekraftene er minst.

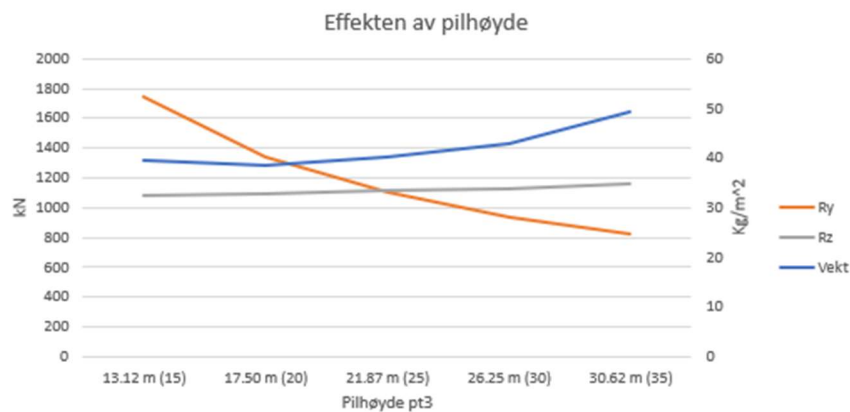


Figur 5.20: Resultater ved optimalisering av offset.

Det er likevel alltid en diskusjon rundt andre forhold som det tapte arealet vist i figur 5.8. En vurdering av det tapte arealet opp mot resultatene vist her, er derfor nødvendig. Arealet som går tapt synker tilnærmet lineært, og høyere offset vil dermed redusere tapet betraktelig. Ved en offset på 45 vil vinklene i enden være 59 grader, og det er fire meter fra oppleggspunktet til takhøyden er syv meter. Det blir ikke sett på som et stort tap, for det kan muligens benyttes til andre ting som ikke krever så stor takhøyde. Det vil likevel være en diskusjon det må tas stilling til, men for denne oppgaven blir en offset på 45 ansett som den beste løsningen.

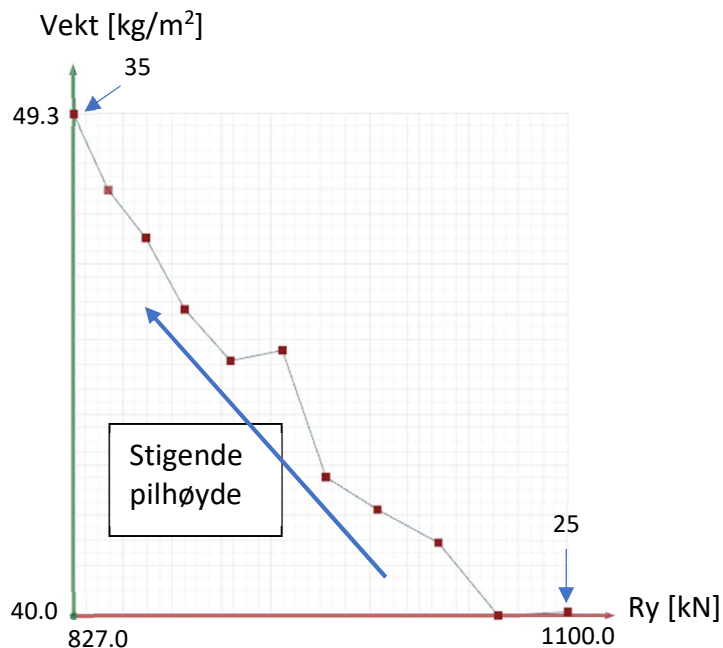
### 5.2.3 Pilhøyde

Figur 5.21 viser noen effekter av å endre pilhøyden. Som figuren viser går sparkekraftene betraktelig ned etter hvert som pilhøyden øker. Denne reduksjonen er i takt med at vinkelen i enden endrer seg som vist i figur 5.13. Ellers er det små endringer



Figur 5.21: Effekten av pilhøyde.

i resultatene. Vekten får en betraktelig økning fra pilhøyde 30 til 35, og det antas at denne bare vil fortsette å øke kraftigere. Octopus optimaliseringen, vist i figur 5.22, gir mer eller mindre samsvarende resultater.

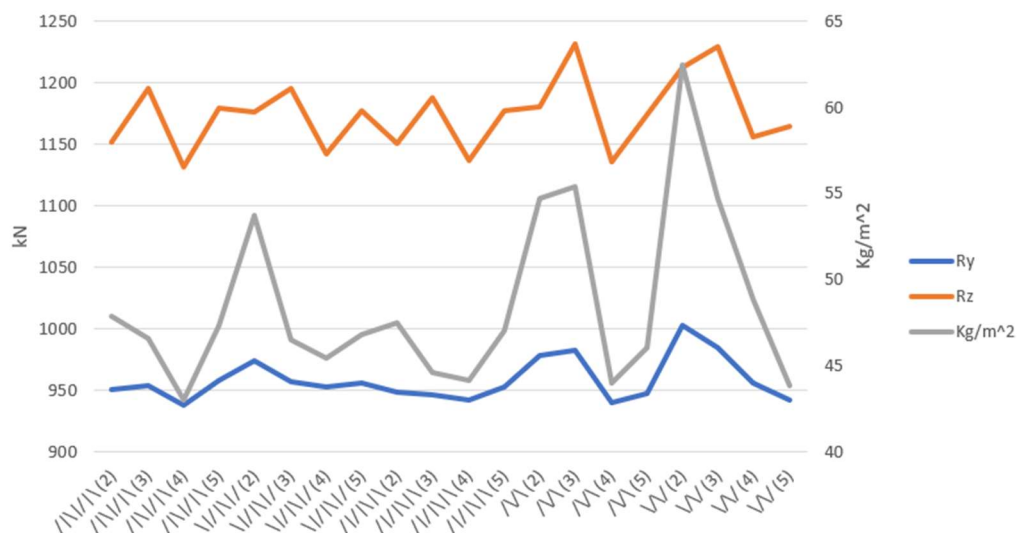


Figur 5.22: Resultater ved optimalisering av pilhøyde.

Etter hvert som pilhøyden øker vil også vekten øke, mens sparkekraftene minker. Hva som er den mest gunstige pilhøyden, er derfor et diskusjonsspørsmål basert på om ønske er å minimere sparkekraftene eller vekten. Samtidig må andre forhold som blant annet det tapte arealet i enden av buen være med i vurderingen. Frem til pilhøyde 30 minker sparkekraftene betraktelig raskere enn vekten øker, men fra 30 til 35 stiger/syker de med tilnærmet samme utvikling. Arealet som går tapt i enden synker i takt med økende pilhøyde. En pilhøyde på 35 er derfor å anbefale, men høyder mellom 30 og 35 blir ansett som tilnærmet like gode løsninger. Andre forhold som heisekranhøyde og oppvarmingsareal er også faktorer som kommer med i den totale vurderingen, men det blir ikke tatt hensyn til i denne oppgaven.

## 5.2.4 Diagonaler

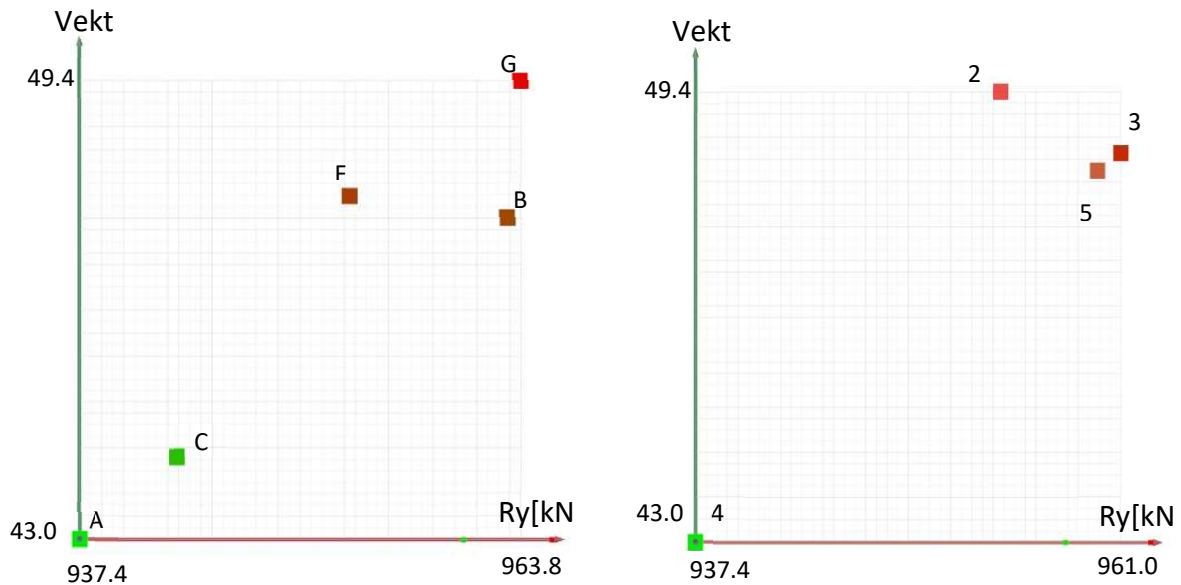
Diagonalene som viste seg å være tilnærmet like bra i forrige studie er studert på nytt med optimaliserte tverrsnitt. Som det kommer frem av figur 5.23 er differansen mellom de ulike diagonaltypene liten, men type [B], [F] og [G] viser seg å jevnt over ha litt høyere vekt og reaksjonskrefter. Dette kommer også godt frem i resultatene fra Octopus vist i figur 5.24.



Figur 5.23: Effekten av ulike diagonaler.

Valget mellom de to diagonaltypene [A] og [C] er ikke enkelt kun basert på resultatene i figur 5.23. Derimot viser det seg av optimaliseringen i Octopus (figur 5.24) at [A] er bedre. Andre forhold som kostnader i forbindelse med produksjon og montasje antas derimot å være mer avgjørende, og det vil derfor være opp til hvert prosjekt å velge hvilken diagonaltypene som skal benyttes. Antallet diagonaler per segment har derimot mye større påvirkning, og det viser seg at det mest gunstige er å ha fire diagonaler per segment. Dette kommer frem også under optimaliseringen fra Octopus, der det samme antallet utmerker seg positivt og har klart lavest vekt og reaksjonskrefter i y-retning. Som nevnt tidligere vil måten Karamba beregner knekk lengde på være påvirket av antallet diagonaler. Dette har innvirkning på resultatene ved at et større antall diagonaler gir kortere knekk lengde, uten at knekkavstivningen blir tatt hensyn til. Videre i denne oppgaven er det likevel valgt å benytte [A] med fire diagonaler på bakgrunn av at resultatene viser at det har lavere vekt og reaksjonskrefter som vist i figur 5.23 og 5.24.





Figur 5.24: Resultater av optimaliseringen ved ulike diagonaler.

### 5.3 Konfigurasjon for fagverksbuen etter optimaliseringene

Den mest gunstige konfigurasjonen av fagverksbuen basert på resultatene og forutsetningene som benyttes i videre studier er gitt i tabell 5.3.

Tabell 5.3: Verdien av parameterne til den mest gunstige konfigurasjonen.

Fagverkshøyde	2.8m
Lengde frispenn	120m
Pilhøyde	35
Offset	45
Diagonaltyp	/ \ /\ [A]
Antall diagonaler per segment	4

Konfigurasjonen i tabell 5.3 er kontrollert for knekking med bruk av det egenutviklede optimaliseringskriptet. Noen av resultatene er gitt i tabell 5.4.

Tabell 5.4: Resultater til den mest gunstige konfigurasjonen.

Vekt	62,4 Kg/m <sup>2</sup>
Ry	949.3 kN
Rz	1352.9 kN
Max forskyvning	192.6 mm
Utnyttelse	0.895
Knekkfaktor	2.154

Det egenutviklede optimaliseringskriptet valgte ut tverrsnitt til de ulike gruppene. Tverrsnittene er gitt i tabell 5.5.

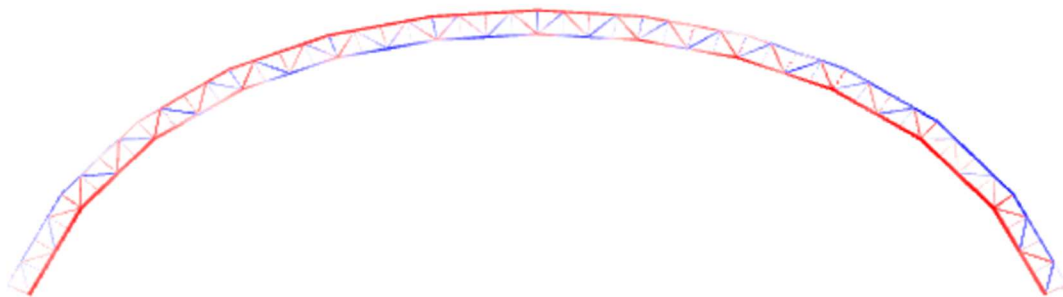
Tabell 5.5: Tverrsnitt til den mest gunstige konfigurasjonen.

Rød	SHSH 220x16
Turkis	SHSH300x12
Neongrønn	SHSH 300x16
Rosa	SHSH 300x16
Burgunder	SHSH 350x16
Blå	SHSH 350x16
Grønn	SHSH 300x12
Lilla	SHSH 220x12.5
Hvit	SHSH 90x8
Brun	SHSH 70x6
Svart	SHSH 120x10
Gul	SHSH 120x8

## 5.4 Romlig fagverk

Nøyaktig de samme resultatene er tatt ut for et romlig fagverk, se vedlagt Excelfil «Resultater romlig fagverksbue». Fagverket er bygd opp på samme måte som vist i figur 2.6. Tendensene er nøyaktig de samme som for det plane fagverket beskrevet tidligere, bare at det romlige fagverket har noe høyere vekt og reaksjonskrefter. Resultatene for det romlige fagverket vil derfor ikke bli vist i detalj.

En mulig grunn til at det romlige fagverket tilsynelatende ikke gir noen gunstige effekter kan komme av hvordan kreftene fordeler seg gjennom buen.

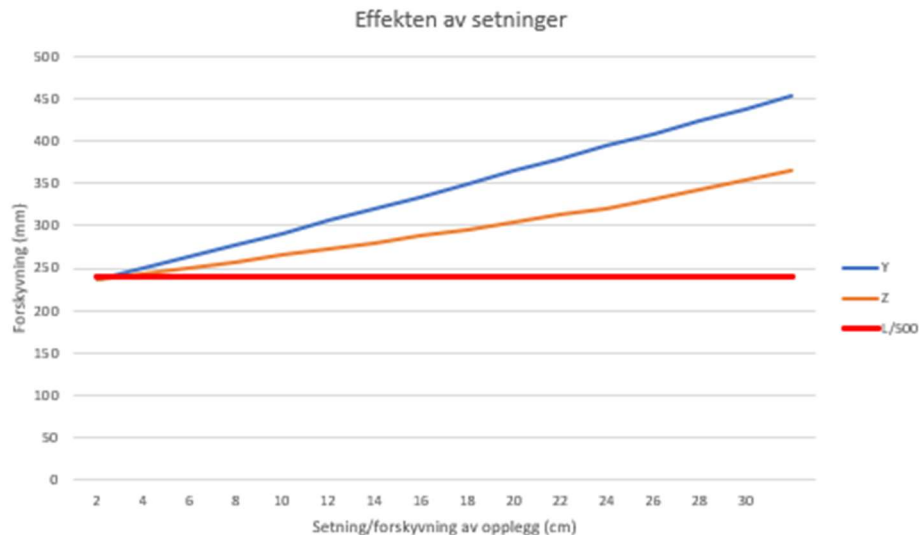


Figur 5.25: Spenningsfordeling gjennom buen.

Figur 5.25 viser hvordan normalkreftene fordeler seg gjennom buen. Som det fremgår av fargene, rød (trykk) og blå (strekk), vil det endre seg om det er over- eller undergurten som er i trykk. Gevinstene ved å innføre to overgurter for å motstå trykkreftene vil derfor forsvinne helt mot oppleggspunktet der undergurten er i trykk. I en plan rett fagverksbjelke vil overgurten normalt sett alltid være i trykk, og det kan dermed antas at gevinsten ved å innføre to overgurter slik som i et romlig fagverk, vil være av stor betydning. Skal det romlige fagverket virkelig komme til sin rett bør det studeres mulighetene for å snu fagverket i et gitt punkt. Dersom det ville vært mulig å gjennomføre ville det vært spennende og se på effektene, for basert på erfaringer gjennom oppgaven vil det da alltid bli to gurter der det er store trykkrefter.

## 5.5 Effekten av uønsket forskyvning av et oppleggspunkt

En liten studie ble gjennomført for å se effekten av at et oppleggspunkt ble forskjøvet i y- eller z-retning. Resultatene av det kommer frem av figur 5.26.

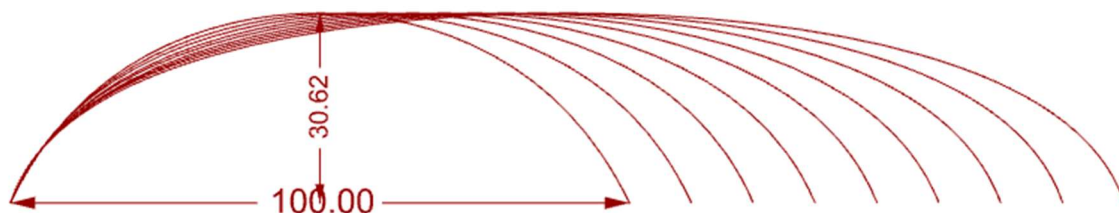


Figur 5.26: Resultater fra uønsket forskyvning av et opplegg.

Som figuren viser vil forskyvningen øke tilnærmet lineært etter hvert som oppleggspunktet forskyves. Det fremkommer også at det naturlig nok er en forskyvning i y-retning som er mest ugunstig for konstruksjonen. Forskyvningen til konstruksjonen vil fort overstige ønsket nivå ved en liten forskyvning. Det vil derfor være nødvendig med solide fundamenter som kan motstå faren for slike forskyvningen når den utsettes for store krefter fra konstruksjonen. Sett bort fra at forskyvningen øker kraftig vil det ikke være en direkte fare for kollaps. Forskyvningen vil likevel føre til at de som bruker hallen kan bli engstelige samt at brukbarheten til hallen kan svekkes ved at for eksempel kraner som er hengt opp i buen ikke fungerer like bra lengre, og for en eventuell dør ved endebuen vil det være kritisk.

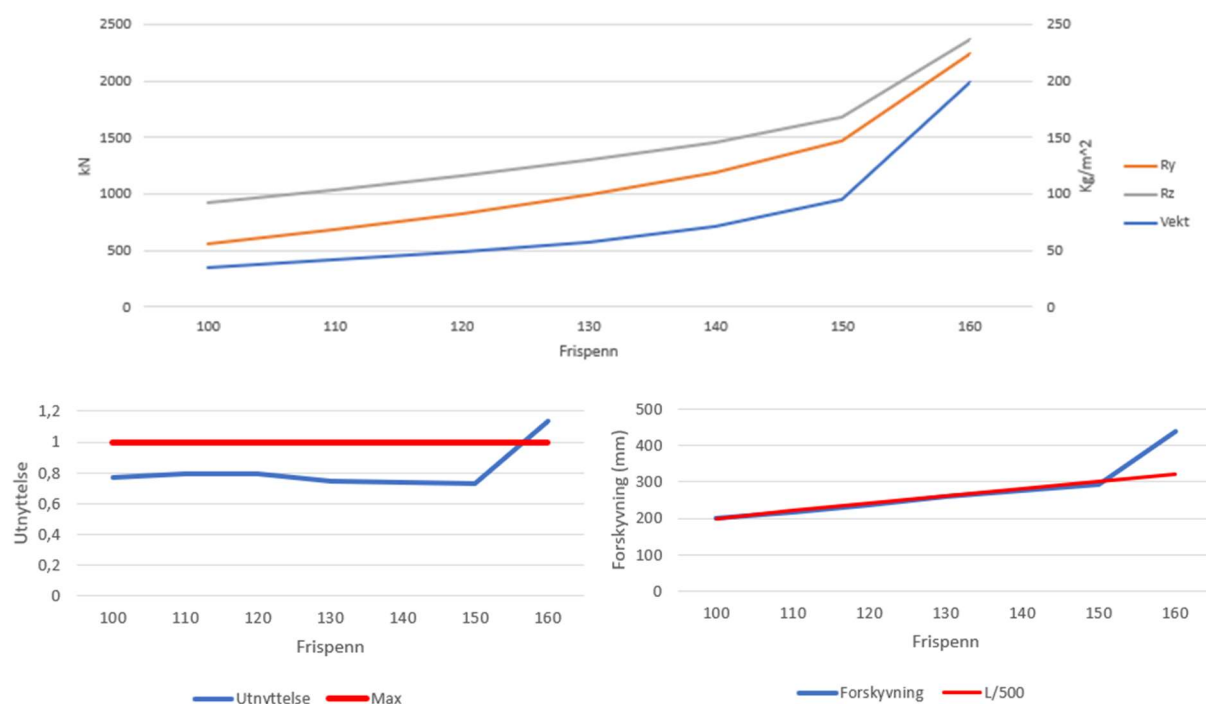
## 5.6 Effekten av å øke frispennet

Etter at den mest gunstige formen på buen var funnet ble det gjort en liten studie på effekten av at frispennet økte mens formen holdt seg konstant. Dette ble gjort ved å endre offseten i takt med frispennet for å holde vinkelen på endeveggene konstant lik 59 grader, se figur 5.27.



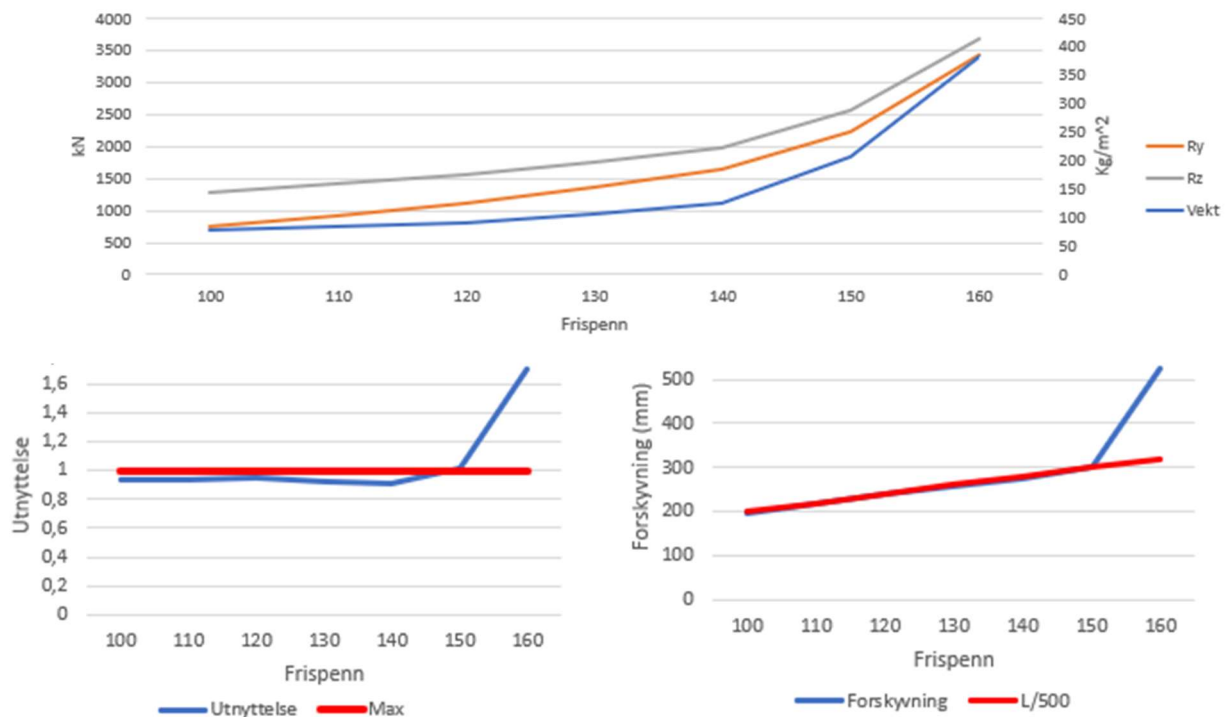
Figur 5.27: Visuell fremstilling av økende frispenn med konstant form.

Resultatene fra det plane fagverket er vist i figur 5.28. Her blir det synliggjort at denne konfigurasjonen har et maks spenn på 150 meter før buen overskrider de gitte kriteriene. Fra 100 til 150 meters frispenn vil bare vekt og reaksjonskrefter øke sakte, tilnærmet lineært.



Figur 5.28: Resultater fra økende frispenn for et plant fagverk

For det romlige fagverket er utviklingen veldig mye av den samme. Verdiene ligger som tidligere vist litt høyere, samt at det overskrider de gitte kriteriene etter 140 meter fremfor 150 meter slik som det plane, se figur 5.29. Etter tidligere studie av det romlige fagverket er ikke dette noen stor overraskelse. Vekten blir naturlig nok høyere, og den ønskede gevinsten ved to gurter oppnås som nevnt ikke når aksialkreftene endres fra trykk til strekk underveis i buen, vist i figur 5.25.



Figur 5.29: Resultater fra økende frispenn for et romlig fagverk.

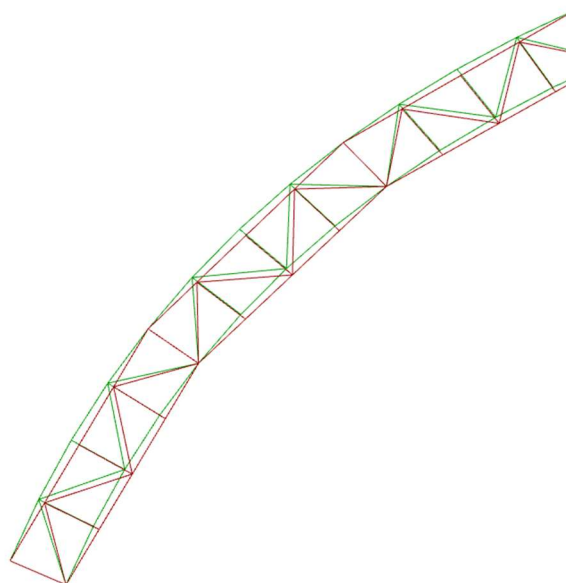
## 5.7 Effekten av å se bort fra segmenter

Konstruksjonen kan bygges opp med rette elementer mellom alle knutepunktene fremfor segmenter. Denne forskjellen er visuelt fremvist i figur 5.30, buen merket i grønn er bygd opp med rette elementer mellom knutepunktene, mens den i rød er med segmenter.

Tabell 5.6: Resultater med og uten segmenter.

	Segmenter	Rette elementer mellom knutepunkter
Vekt	62.4 Kg/m <sup>2</sup>	65.12 Kg/m <sup>2</sup>
Ry	949.3 kN	962.9 kN
Rz	1352.9 kN	1350.5 kN
Max forskyvning	192.6 mm	193.9 mm
Utnyttelse	0.895	0.88
Knekkfaktor	2.154	1.96

Tabell 5.6 kolonne «Segmenter» viser resultatene fra konstruksjonen med segmenter, og kolonne «Rette elementer mellom knutepunkter» viser resultatene for konstruksjonen uten segmenter. Når konstruksjonen ikke har segmenter vil hver av gurtene ha rette elementer mellom punktene som buen blir delt opp i når diagonalene blir definert. Som det kommer frem av resultatene, vil konstruksjonen med segmenter jevnt over ha litt bedre resultater. En mulig årsak til dette kan være at vinkelen i enden blir noe brattere, 63° istedenfor 59°, og at buen derfor blir noe svakere for utbøyning i endene. At

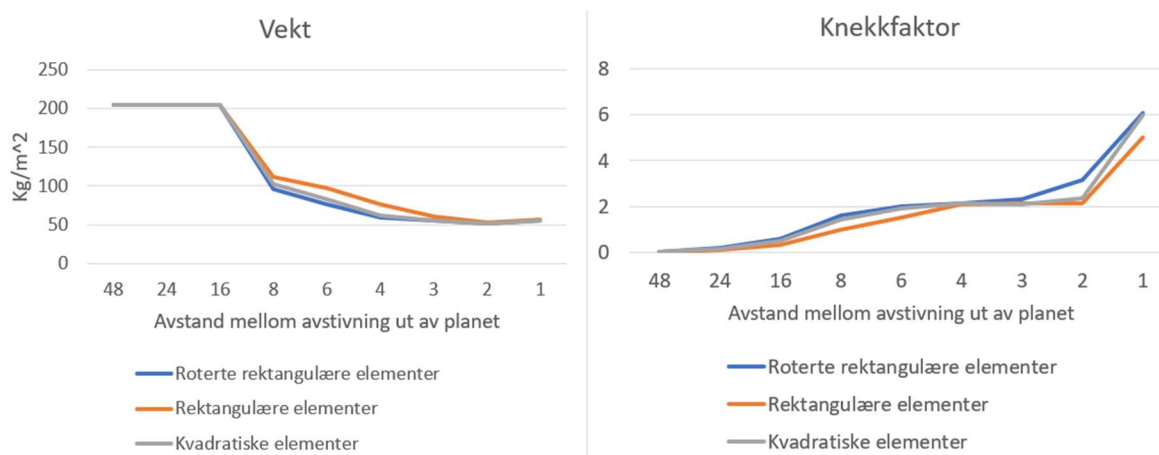


Figur 5.30: Visuell differanse mellom rette segmenter og elementer.

vekten blir høyere kan forklares med at den totale lengden av buen blir noe lengre ved at den i større grad følger en bue fremfor rette linjer. I tillegg vil det bli en mye større arbeidsoppgave på byggeplassen å montere buen sammen. Det eneste som kunne vært fordelene med å ikke benytte segmenter er enklere transport, samt muligheten til å kunne definere antallet diagonaler i konstruksjonen uavhengig av segmentene. På bakgrunn av at resultatene viser at det ikke er noen gunstige effekter samt den ekstra jobben på byggeplassen vil det ikke anbefales å bygge på denne måten, og det blir ikke tatt med videre i oppgaven.

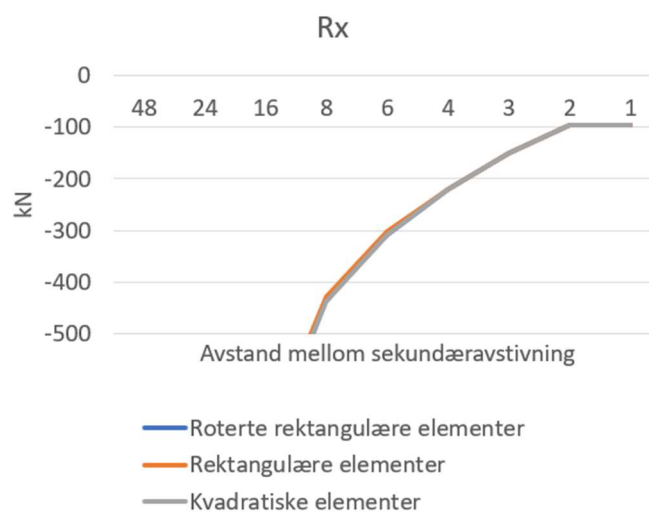
## 5.8 Effekten av antallet avstivninger ut av planet

På bakgrunn av at knekk lengden til buelementene vil være ulike i og ut av planet ble effekten av avstanden mellom avstivningene studert. For å få frem denne effekten ble den egendefinerte optimaliseringsmodulen (beskrevet i kapittel 4.4) benyttet. Det ble for det plane fagverket gjort ved å endre avstanden mellom oppleggspunktene langs buen som holder konstruksjonen fast ut av planet (x-retning). Avstanden det henvises til i figurene er antallet diagonaler mellom hvert opplegg, altså tilsvarer en avstand på fire et segment.



Figur 5.31: Effekten av avstand mellom avstivningene ut av planet.

Av resultatene i vedlagt Excelfil «Resultater plan fagverksbue» kommer det frem at avstanden mellom avstivningene ut av planet må være maksimalt 1.5 ganger segmentlengden for at utnyttelsen og forskyvningen skal være innenfor kravene. Resultatene vist i figur 5.31 viser at det er gunstig å minimere avstanden mest mulig, men at gevinstene spesielt med tanke på vekt vil flate ut fra og med en avstand på et segment. Naturlignok er det mest gunstig å ha rektangulære profiler med den største lengden i den retningen knekk lengden er størst. Kraftene avstivningen ut av planet må ta opp og føre ned til fundamentet varierer også veldig, se figur 5.32. Etter hvert som avstand mellom avstivningene ut av planet blir mindre, avtar kreftene de må ta opp betraktelig frem til avstanden er et halvt segment. Etter det er gevinsten liten. I og med at avstivningene ut av planet får relativt lange elementer vil det være veldig ønskelig å minimere lasten de må oppta. Dette gjøres som figur 5.32 viser ved å ha kortere avstand mellom avstivningen, det vil i tillegg til mindre kraft gi kortere knekk lengder som også er veldig gunstig.

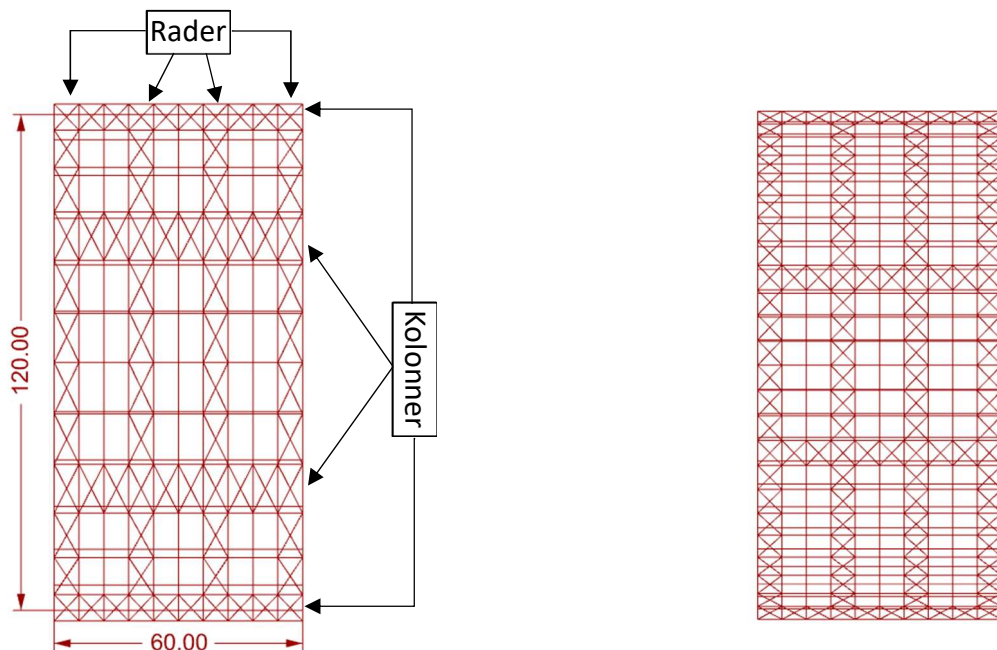


Figur 5.32: Kraftene avstivningen ut av planet må håndtere.

I tillegg til å ta hensyn til stabiliteten til elementene i begge retninger er den egenutviklede optimaliseringsanalysen gjort et steg videre i den konseptuelle verden med tanke på at hvert eneste element vil ha mulighet til å få egne tverrsnitt. Å bygge nøyaktig som programmet sier i denne analysen vil derfor ikke være rasjonelt. Det gir likevel en god indikasjon og tendenser på plassering og hyppighet for avstivningene ut av planet.

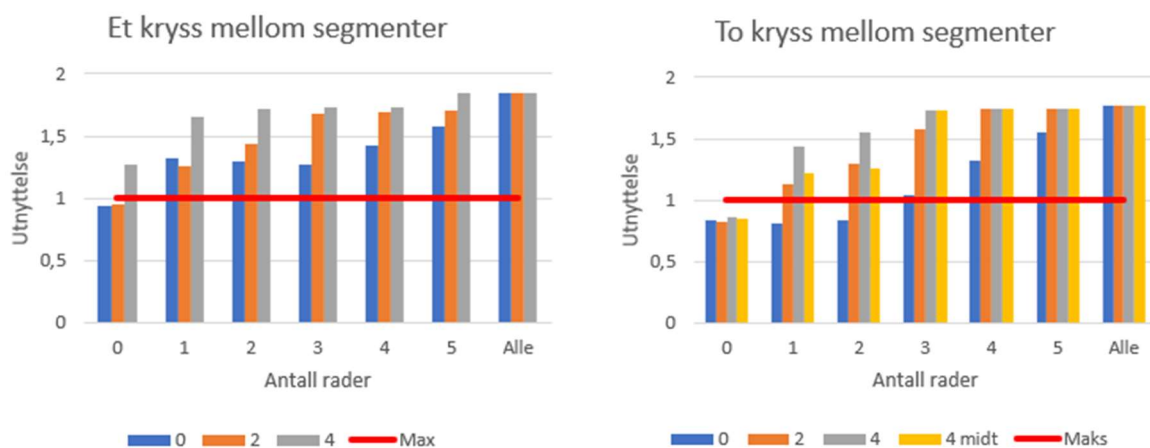
## 5.9 Avstivning ut av planet

Til nå har det kun blitt studert effekter for en fagverksbue. I et reelt prosjekt vil fagverksbuene bli benyttet til å lage en full hall.



Figur 5.33: Avstivning ut av planet.

Både den geometriske utformingen og tverrsnittene det er kommet frem til ved å studere en bue ble benyttet når hallen studeres. Avstivningen ut av planet ble erstattet med over- og undergurter samt kryssavstivningen mellom buene som vist i figur 5.33. Effekten av ulik utforming for avstivningen ut av planet ble undersøkt. På bakgrunn av studiet angående effekten av antallet avstivninger ut av planet (kapittel 5.8) ble det undersøkt avstivning både med et og to kryss mellom hvert segment, se figur 5.33.

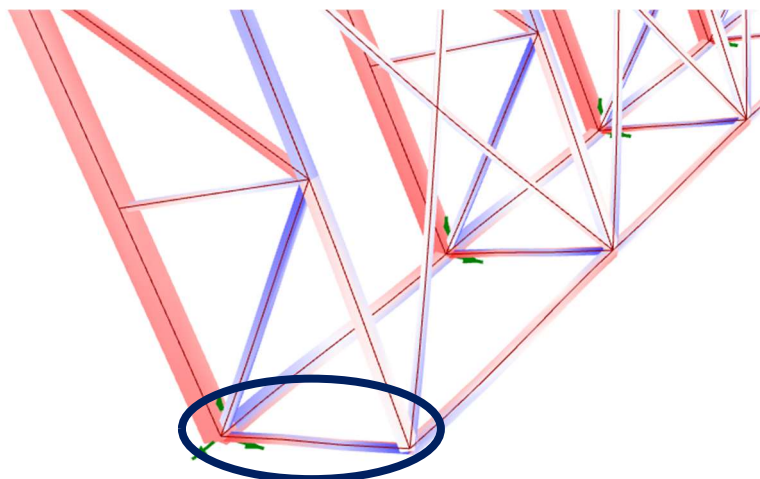


Figur 5.34: Utnyttelse ved enkle og doble kryss per segment.

For begge alternativene ble det undersøkt effekten av ulike utforminger når det gjelder antall rader og kolonner, vist i vedlagt Excelfil «Resultater hall med plan fagverksbue». Det viste seg umiddelbart av resultatene, se figur 5.34, at utnyttelsen var for høy. Grunnen til dette er at kryssene ble modellert mellom overgurtene og ikke direkte til

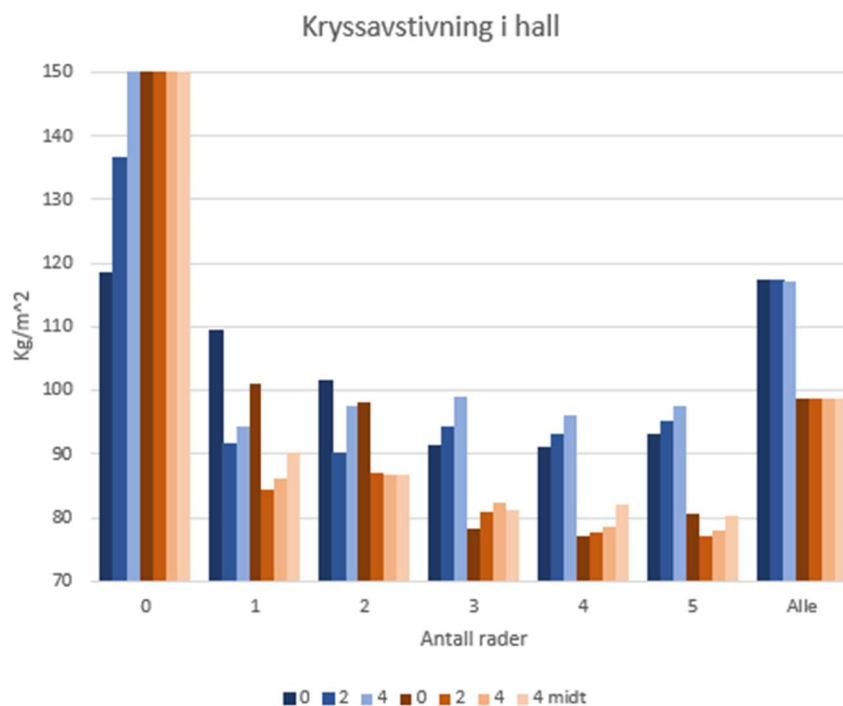


oppleggspunktene i enden, som var definert på undergurtene. De horisontale kreftene måtte derfor overføres fra kryssene, via den nederste vertikalen, og ned i oppleggspunktet. Figur 5.35 viser hvordan kreftene ble fordelt i vertikale, noe det ikke ble tatt høyde for i analysene for en enkelt fagverksbue. Vertikalen ble derfor alltid for høyt utnyttet. Effekten av å plassere oppleggspunktene der kryssene kom ned i enden, altså overgurt, ble derfor undersøkt for de samme konfigurasjonene.



Figur 5.35: Spenningsfordeling mot opplegg.

Den nye plasseringen av oppleggspunktene viste seg å fungere bedre. Av resultatene i vedlagt Excelfil «Resultater hall med plan fagverksbue» kommer det frem at de fleste utformingene tilfredsstiller nedbøynings- og utnyttelseskravet bortsett fra null og en rad med avstivning. Antall kolonner anbefales også å være større enn en for å minimere utbøyningen av hallen.



Figur 5.36: Totalvekt med oppleggspunkt på overgurt. Et kryss i blått og to kryss i oransje mellom hvert segment.

Resultatene viser at to kryss per segment vil være mest gunstig, både med tanke på vekt, som vist med oransje i figur 5.36, men også med tanke på reaksjonskreftene. Figur 5.37 viser reaksjonskreftene når det ble modellert avstivningen ut av planet med to kryss per segment. Grafene viser at tre, fire eller fem rader med avstivning ut av planet er den mest gunstige utformingen. Når det gjelder antall kolonner viser resultatene liten variasjon når det er brukt tre, fire eller fem rader med avstivning. Antall kolonner anses derfor å ha liten betydning, og må avgjøres i hvert enkelt prosjekt.



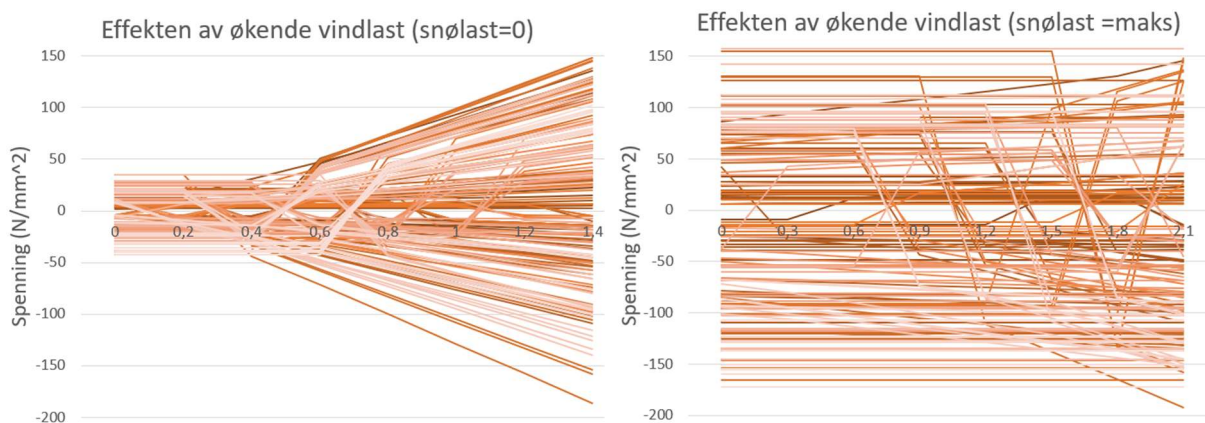
Figur 5.37: Reaksjonskrefter for doble kryss.

## 5.10 Målinger

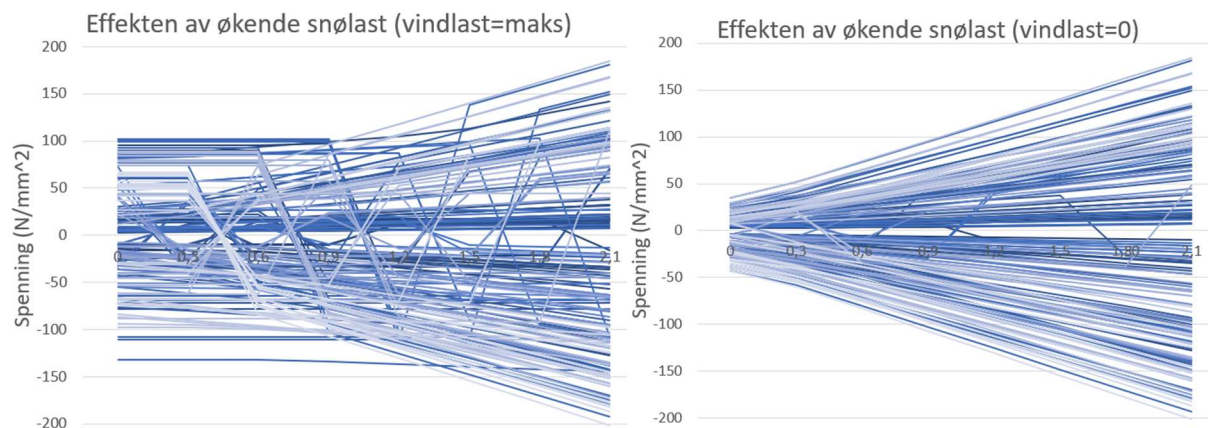
Det ble gjort en studie i forbindelse med målinger av en plan fagverksbue. Studien ble ikke gjennomført for en hall på bakgrunn av at det ble for mange elementer å holde kontroll på. Likevel antas det at konseptet som diskuteres og forklares under kan benyttes på samme måte for hele hallen. På bakgrunn av manglende reell måledata ble det kun gjennomført simuleringer av konstruksjonen. Reelle målinger ville målt hvor stor tøyningen i et element er, til forskjell fra simuleringen der det ble tatt ut spenninger. På bakgrunn av antagelsen om elastisk første ordens analyse og små deformasjoner vil Hooke's lov gi en lineær sammenheng mellom disse, og det vil derfor være samme resultatet om det er spenninger eller tøyninger som studeres.

$$\sigma = E * \varepsilon \quad (5.1)$$

Simuleringene ble gjort ved gradvis å øke snø og vindlasten hver for seg, og verdiene går opp til litt over den opprinnelige lasten. Til venstre i figur 5.38-39 vises spenningsutviklingen i elementene når den ene lasten er null, mens til høyre vises spenningsutviklingen når den ene lasten er på maks. Figur 5.38 viser spenningene i elementene når vindlasten øker med jevne steg fra 0 til 1.4 og figur 5.39 viser spenningene i elementene når snølasten øker fra 0 til 2.1.



Figur 5.38: Effekten av økende vindlast.



Figur 5.39: Effekten av økende snølast.

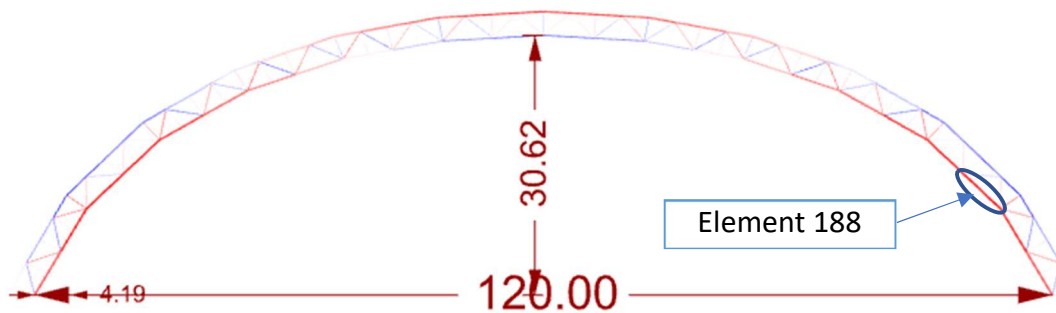
Av grafen i figur 5.38 til høyre, økende vindlast med maks snølast, kommer det frem at spenningen i mange av elementene vil være uforandret. Det vil si at det i dette tilfellet i hovedsak er snølasten som forårsaker spenningen i elementene, og det kan være vanskelig å få en oversikt over hvor stor den opptredende vindlasten er ved store snølast. Det kan derfor være litt vanskeligere å ha kontroll på når konstruksjonen går mot kritisk nivå. Det viser seg uansett av grafen at noen elementer varierer mellom trykk og strekk, og at noen elementer har en slak men jevn tilnærmet lineær økning. Det viktige er dermed å identifisere disse elementene og sette ut målepunkter på dem.

I de tre andre grafene vil det i mye større grad være en utvikling av spenningen i elementene. Utviklingen er noe ulik i forhold til lastsituasjonen, men jevnt over kommer det frem en naturlig trend med at økende last gir økende spenning. Med unntak av noen elementer som varierer mellom strekk og trykk får de fleste elementene en tilnærmet lineær utvikling av spenningen. Dette kan benyttes til å få oversikt over utnyttelsen til konstruksjonen i bruksfasen.

Ved å gjøre målinger av et lite utvalg av de mest sensitive elementene kan det ved bruk av et program gi oversikt over utnyttelsen til konstruksjonen. Gjennomføres en simulering av målingen på tilsvarende måte som fremstilt i figur 5.38 og 5.39, kan korrelasjonen mellom simuleringen og reell måledata benyttes. Når tøyningen i det målte elementet gjøres det om til spenning, kan den reelle spenningen sammenlignes med den simulerte spenningen for tilsvarende elementet. På den måten finnes hvor på kurven elementet befinnes seg på det gitte tidspunktet. Når dette punktet er identifisert finnes både spenningen i de andre elementene samt lasten som måtte påføres får å få den målte spenningen. Når lasten er identifisert kan det benyttes til å finne utnyttelsen i elementene. Det antas at et program kan få grunnlaget fra simuleringer og beregninger, og gjøre denne prosessen automatisk for alle elementene.

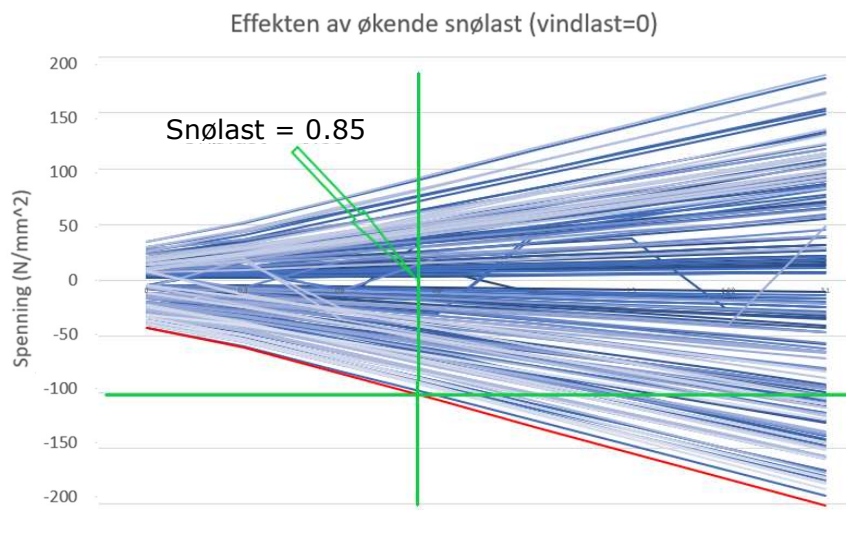
For eksempel kan tøyningene i element 188 måles. Dette elementet er som vist i figur 5.40 i nærheten av et knekkpunkt der spenningen i elementene er høy. Elementet er blant de med høyest trykkspenning og størst økning i spenning når snølasten øker, se den røde linjen i figur 5.41. Med andre ord er elementet et av de mest sensitive for snølast. Basert på reell måledata for tøyningen i dette elementet, kan spenningen regnes ut etter ligning 5.1:

$$\varepsilon = -0.0005 = E * \sigma \rightarrow \sigma = 210000 * (-0.0005) = -105 \text{ N/mm}^2$$



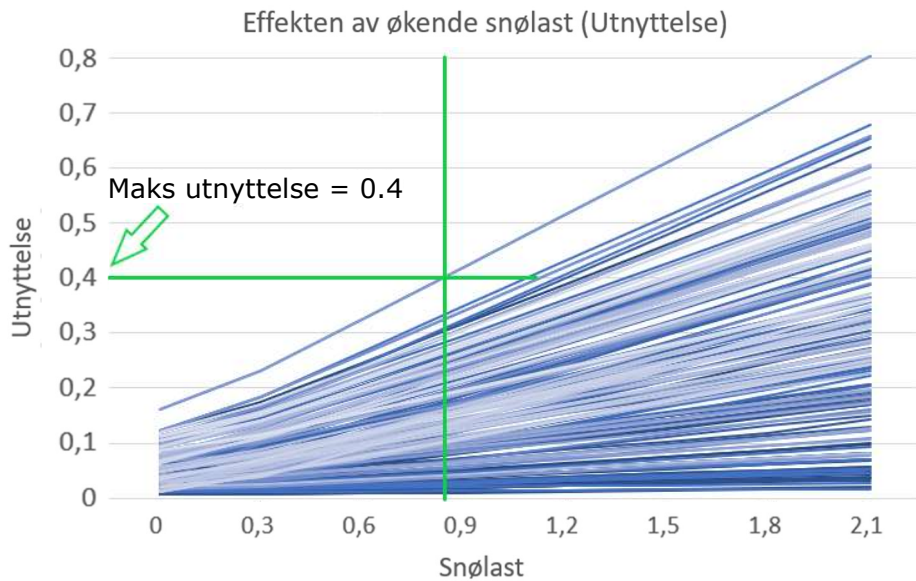
Figur 5.40: Visuell fremstilling av spenningen i elementene.

Denne spenningen finnes på den loddrette akse, derfra trekkes en vannrett linje som vist i grønt på figur 5.41 til den krysser det målte elementet (røde linjen). Derfra trekkes en loddrett linje hvor det nå kan avleses enten spenningen på et vilkårlig element eller lasten som er angitt på den vannrette akse.



Figur 5.41: Eksempel på uthenting av snølast gitt spenningen i et element.

Etter å ha funnet lasten kan figur 5.42 som viser utnyttelse og last benyttes for å finne den største utnyttelsen for den gitte lasten. Her er konseptet vist og forklart for et enkelt element når det kun er snølast som virker på konstruksjonen. Konseptet vil fungere på samme måte for alle elementene, og for andre laster. Så lenge det i prosjekteringsfasen er gjort beregninger og undersøkelser som kan fortelle om korrelasjonen mellom spenning/last og last/utnyttelse i alle elementene, vil et enkelt program kunne utføre prosedyren som forklart gjennom dette kapitlet på alle elementene samtidig.



Figur 5.42: Eksempel på uthenting av maks utnyttelse.

Som det kommer frem av figur 5.42 vil elementene sjelden få problemer med ren utnyttelse, det som i større grad vil være utfordrende er forskyvningen. Kontroll av andre resultater vil fungere på nøyaktig den samme måten som forklart for utnyttelse.

Dersom programmet gjør denne utregningen vil de ansvarlige for konstruksjonen til enhver tid ha mulighet til å se hvor stor lasten, spenningene og utnyttelsen er i forhold til maks tillatt verdi. Det vil også være mulig å implementere knekking og forskyvning i programmet med samme konsept som vist over for utnyttelse. På den måten vil det være mulig å iverksette tiltak dersom konstruksjonen skulle begynne å nærme seg kritisk nivå. Dette kan blant annet være å måtte måke ned store deler av snøen dersom det skulle bli et problem et år. For som det kommer frem av grafene over vil det i stor grad være snølasten som har størst påvirkning på spenningene i konstruksjonen.

Ved å ha tilgang til måledata vil det være mulig å opparbeide seg erfaring i forhold til om konstruksjonen eller ulike elementer nærmer seg kritisk nivå, og i så fall hyppigheten av dette. Om erfaringene viser at konstruksjonen aldri nærmer seg kritisk nivå, selv etter perioder med mye snø og vindkast opp mot maks styrke, vil målingene kanskje kunne gi grunnlag for å redusere laster i arbeidet med fremtidige prosjekter. Dersom lastene reduseres vil det fortsatt være nødvendig å måle konstruksjonen, slik at det kan gjøres tiltak de gangene konstruksjonen nærmer seg et kritisk nivå.

Tabell 5.7: Resultater fra reduisering av laster.

	Full last	Halv snølast full vind	Halv vind full snø	Halv vind halv snø
Vekt	62.4 Kg/m <sup>2</sup>	51.8 Kg/m <sup>2</sup>	59.6 Kg/m <sup>2</sup>	46.7 Kg/m <sup>2</sup>
Ry	949.3 kN	604.5 kN	945.4 kN	589.7 kN
Rz	1352.9 kN	862.4 kN	1341.5 kN	841.5 kN
Max forskyvning	192.6 mm	144.6 mm	189.1 mm	140.6 mm
Utnyttelse	0.895	0.897	0.885	0.895
Knekkfaktor	2.154	1.933	2.253	1.9

Hvis det å ha kontroll på utnyttelsen til konstruksjonen gir mulighet for å redusere lastene, vil for eksempel halverte laster gi resultatene vist i tabell 5.7. Dette gir reduksjon både i vekt og reaksjonskrefter. Ved at vekten og kreftene reduseres vil dermed kostnadene med stor sannsynlighet også reduseres. Selv om måleinstrumentene og utviklingen av den nødvendige programvaren har en kostnad, antas det å gi besparelse over tid.

På bakgrunn av at vindlasten kan virke fra begge sider av buen, samt at snøen kan fukke seg på begge sider, er det nødvendig å sette ut måleinstrumenter på de valgte elementene symmetrisk om midtaksen. For en hall vil avstivningen ut av planet, spesielt når vinden virker på gavlveggen, kunne gi utslag med tanke på hvilke elementer som er mest sensitive. Konseptet er likevel nøyaktig det samme. Det må gjøres beregninger og undersøkelser som gir informasjon om spenning/last og last/utnyttelsesutviklingen i samtlige elementer i konstruksjonen. Deretter må de mest sensitive elementene identifiseres, når de er identifisert må målesensorer settes ut på de gitte elementene. For å ta hensyn til lastvirkningen fra alle retninger må sensorer plasseres på elementer symmetrisk om midtaksene. Deretter må bakgrunnsinformasjonen gis til programmet som kontinuerlig finner hvor mye de ulike elementene er utnyttet i forhold til maks verdien det elementet tåler.

## 6 Anbefalinger ved prosjektering av store frispennskonstruksjoner

---

Når store frispennskonstruksjoner skal prosjekteres er det mange faktorer som må tas hensyn til. Hva som isolert sett er best for konstruksjonen er som resultatene viser som regel ikke det beste for brukeren av konstruksjonen. En vurdering av de ulike resultatene opp mot hverandre er derfor nødvendig i hvert enkelt prosjekt i og med at prosjektspesifikke variasjoner kan føre til forskjellige utfall.

Gjennom denne oppgaven er en kombinasjon av de ulike resultatene ansett som den beste løsningen. De ulike resultatene har ofte forskjellig utvikling etter hvert som parameterne endres. En vurdering av de ulike resultatene opp mot hverandre, med prioritet der den positive utviklingen er størst, ble derfor gjennomført for hver av parameterne.

For fagverksbuer til store frispennskonstruksjoner anbefales følgende utforming ut ifra forutsetningene som er lagt til grunn og resultatene fra analysene. Anbefalingene gjelder i hovedsak et frispenn på 120 meter, men resultatene viser den samme tendensen for spenn opp til og med 150 meter.

- Fagverkshøyden bør som minimum være 2.8 meter. Dersom transport og galvanisering av elementene ikke er noe problem vil det være gunstig å øke høyden opp til drøyt fire meter.
- Offseten til kontrollpunktene bør være 45 eller mindre. Ved offset på 45 vil vinkelen i enden på buen være 60 grader, og økes den mer er det nødvendig med ekstra avstivning i knekkpunktet mellom «vegg» og «tak». Dersom dette kan gjøres på en rasjonell måte vil det gi gevinster når det gjelder tapt areal i endene av buen.
- Pilhøyden til konstruksjonen bør være rundt 30 meter. Opp til denne høyden synker reaksjonskreftene betraktelig mer enn vekten stiger. Etter dette punktet flater reaksjonskreftene noe ut og vekten stiger betraktelig fortere.
- Når det gjelder type diagonaler er det litt mindre variasjoner. Det er mer opp til hver enkelt å velge det de ønsker, men det anbefales å benytte type A eller C. Når det gjelder antallet diagonaler viser det seg ut fra resultatene å være gunstig og benytte fire diagonaler per segment. Det er imidlertid usikkerhet knyttet til dette resultatet på bakgrunn av at knekkleddene ut av planet i denne analysen ikke ble tatt hensyn til på en korrekt måte.
- Et romlig fagverk, slik det er modellert, kan ikke erstatte et plant fagverk for utformingene av fagverksbuene i denne oppgaven. Basert på geometri og lastbilde vil spenningene i over- og undergurtene endres gjennom konstruksjonen, og sørge for at det ikke er aktuelt å benytte.

- Fagverksbuen anbefales å konstruere med rette segmenter i og med at de konstruktive gevinstene ved å gå bort fra det er relativt små. I tillegg er det avgjørende at avstivningen ut av planet går direkte ned i oppleggspunktene.
- For avstivningen ut av planet anbefales det å benytte kryss. Det anbefales å benytte to kryss per segment. I store haller er det også smart å bruke både rader og kolonner med kryss. Rader er viktigere enn kolonner, men det anbefales med en kombinasjon. For denne oppgaven var 3-5 rader og 2 kolonner det som viste seg å være den beste løsningen.

For kontroll av utnyttelsen til konstruksjonen kan målte tøyninger sammenlignes med en simulering av spenningsutviklingen og utnyttelsen fra en beregningsmodell. Ved å implementere de målte og beregnede tøyningene i et program, gir det muligheten til å kontrollere utnyttelsen til konstruksjonen. Dersom en slik programvare blir benyttet, og tøyningene blir målt på de riktige punktene vil det være en sikkerhet for brukeren. I tillegg til å ha kontroll på utnyttelsen til konstruksjonen vil det ved å bruke programmet over tid gi erfaringer i forhold til om konstruksjonen nærmer seg kritisk nivå. Om erfaringene tilsier at konstruksjonen aldri når et kritisk nivå, vil det kanskje gi mulighet for å redusere laster i fremtidige prosjekter. Det vil derfor anbefales å investere i dette, spesielt for bedrifter som jobber med like konstruksjoner over tid.

I tillegg til anbefalingene for hvordan konstruksjonen bør bygges opp og kontrolleres er kanskje den største og viktigste anbefalingen å benytte den parametriske modellen definert i oppgaven ved fremtidige prosjekter. Ved å benytte modellen vil de prosjekterende tidlig i prosjektet kunne se effekter og muligheter samt teste mange løsninger. Dette vil i mange tilfeller være tidsbesparende fordi det ikke vil være nødvendig å bygge opp en ny modell, men kun endre noen prosjektspesifikke variabler.



## 7 Fordeler og ulemper som gjelder bruk av Karamba og Grasshopper som FEM program

---

Karamba og Grasshopper er som nevnt benyttet som elementmetodeprogram i denne oppgaven, det har vært både utfordrende og lærerikt. På bakgrunn av at parametriske design for ingeniører er relativt nytt og ikke så utbredt speiler dette også mulighetene i programvaren. Flere problemer har ført til store utfordringer, forenklinger og egenutviklede skript. Noen av de viktigste utfordringene blir forklart nedenfor.

- Laster opptrer i virkeligheten på mange ulike måter. I tradisjonelle elementmetodeprogrammer kan lasten påføres nøyaktig som ønsket, og den påførte lasten vil dermed alltid representere det reelle lastbilde. I Karamba derimot er det kun mulig å påføre punktlaster i noder, eller jevnt fordelte linjelaster på elementer. For oppgaven sin del førte det til problemer i forbindelse med den skjevt fordelte snølasten. Forenklinger som forklart under lastkapittelet måtte derfor gjøres.
- Karamba har en stor feil når det kommer til knekk lengder til elementene. Programmet tar utgangspunkt i at knekk lengden er den samme som avstanden mellom nodene. I mange tilfeller vil dette være en grei tilnærming, men det blir veldig feil når elementene må deles opp for å få sammenkoblet tilstøtende elementer. Nettopp dette er tilfelle i denne oppgaven. Selve buen må deles opp der hvor det er ønskelig med diagonaler og eller vertikaler. Knekk lengden blir dermed riktig i planet til buen hvor vertikalerne og diagonalene forhindrer buen å knekke ut. Ut av planet har de derimot ingen påvirkning, og knekk lengden blir feil. Det er kun avstivningen ut av planet som påvirker denne knekk lengden, og det er forsøkt studert ved å sette på fastholdningspunkt mot nettopp dette. For at knekk lengden i denne retningen skal bli korrekt måtte det derfor lages en helt egen modul ved bruk av C# helt fra start. Etter mye jobb og mye hjelp av Bunji Izumi var en slik modul på plass og det var mulig å studere effekten denne knekkingen hadde på konstruksjonen.
- Fagverksbuene i denne oppgaven er i hovedsak bygd opp ved bruk av rette segmenter satt sammen. Effekten av kortere rette elementer er også studert. Som nevnt tidligere var en av hovedårsakene til at Vallhall arena fikk problemer, differansen mellom rette og buede elementer, det var derfor ønskelig å se på hvordan dette påvirket konstruksjonen når geometrien endret seg. Det viste seg dessverre at ikke var mulig å gjennomføre en analyse i Karamba med buede elementer. Programmet gjør om alle elementene til rette elementer mellom nodene, og det var derfor ikke mulig å undersøke denne effekten i nærmere.

På den andre siden er det mange fordeler ved å bruke Grasshopper og Karamba fremfor andre modelleringsprogrammer.

- Det å bruke tid på å definere en parametrisk modell for et enkelt prosjekt vil nok i de fleste tilfeller ta litt lengre tid enn ved å bruke andre mer vanlige modelleringsprogrammer. På en annen side vil en parametrisk modell være mye mer effektiv og tidsbesparende når det er snakk om flere ulike utforminger av et prosjekt, akkurat som i denne oppgaven. Det vil ta mye kortere tid å endre på parameterne i en parametrisk modell enn det vil være å bygge opp en ny modell fra bunn av hver gang. Spesielt i et forprosjekt der det i mange tilfeller vil være et ønske om å teste mange ulike konsepter. I tillegg vil det for bedrifter som driver med mange relativt like konstruksjoner, slik som Hallmaker, trolig være mye tid å spare ved å bruke gode parametriske modeller. Til eksempel har det blitt definert over 3000 ulike modeller for denne oppgaven i løpet av 20 uker. Det hadde ikke vært like gjennomførbart med bruk av tradisjonell modellering.
- Parametrisk modellering har også en stor fordel når det kommer til å kunne definere egne moduler ved hjelp av datakoding. I mange andre programmer er det vanskeligere å utføre arbeidsoppgaver programmet ikke allerede har en løsning for. Muligheten for å lage egne skript som løser spesifikke arbeidsoppgaver etter hvert som det trengs, er en stor fordel i den parametriske modelleringen. Dette gir utrolig stor fleksibilitet både under definering av geometri, men også under gjennomføring av ulike analyser. Det er mulig å løse nesten alt som kan tenkes, bare kunnskapen strekker til.

## 8 Forslag til videre arbeid

---

Gjennom de ulike studiene i oppgaven er det gjort en rekke forutsetninger og interessante funn det kunne vært interessant og studert nærmere.

- Fundamentering er ikke studert, det er kun sett på effekten av utilsiktet forskyvninger av oppleggspunktene. En liten forskyvning viste seg å være relativt uheldig for konstruksjonen, samtidig som kreftene ved så store frispenn er relativt store. En studie som omhandler mulige løsninger på hvordan fundamenteringen kan utføres på en rasjonell måte ville derfor vært interessant.
- Resultatene har vist at høye verdier av offset parameteren gir konstruksjonen i oppgaven problemer. Problemene ligger stort sett i knekkpunktet mellom «vegg» og «tak». Å studere mulighetene rundt ekstra avstivning i knekkpunktet, samt ulik fagverkshøyde gjennom buen ville derfor vært veldig interessant å vurdere effektene av.
- Romlig fagverk er i utgangspunktet et veldig spennende tema. For konfigurasjonene i denne oppgaven viste det seg dessverre at spenningsfordelingen gjorde at et romlig fagverk som modellert i denne oppgaven ikke var aktuelt å benytte. En studie på muligheten og effekten av å snu fagverket underveis i buen, slik at det alltid er to gurter der fagverket er under trykk, ville vært meget interessant å studere.
- Muligheten til å benytte profilerte takplater ble så vidt nevnt i denne oppgaven, men ikke studert. Behovet for avstivning ut av planet ville blitt mindre, og egenvekten av tekkematerialet ville økt betraktelig. Det ville derfor vært interessant å studere effektene dette har på store frispennskonstruksjoner.
- Under studie i forbindelse med målinger ble det lagt frem et konsept som krevde et enkelt program for å kontrollere de målte tøyningene opp mot beregningene. Nøyaktig hvordan dette programmet må bygges opp er ikke vurdert, og det ville derfor vært meget interessant å studere hvordan programmet skal utvikles.

I tillegg vil det alltid være interessant å videreutvikle den parametriske modellen. Den kan bli mer fleksibel i forhold til alternative geometriske variasjoner som for eksempel ulik fagverkshøyde gjennom buen. Den kan også bli mer nøyaktig ved å ha færre antagelser og forenklinger. Spesielt med tanke på lastpåføring er det et forbedringspotensial.

# Referanser

- [1] Boeing Commercial Airplanes, 09 2013. [Internett]. Available: <https://www.slideshare.net/RenzoJoseJuradoRolon/737-66864457>. [Funnet 06 05 2020].
- [2] Wikipedia, «Wikipedia,» 9 4 2020. [Internett]. Available: [https://en.wikipedia.org/wiki/List\\_of\\_most-produced\\_aircraft](https://en.wikipedia.org/wiki/List_of_most-produced_aircraft). [Funnet 6 5 2020].
- [3] O. Halvorsen, «fotball.no,» 10 06 2018. [Internett]. Available: <https://www.fotball.no/globalassets/klubb-og-leder/anlegg/veileder-fotballhall.pdf>. [Funnet 06 05 2020].
- [4] T. Karlsson, *Personlig kommunikasjon*, Oslo, 2020.
- [5] Ø. Reisegg, «snl.no,» 9 Januar 2020. [Internett]. Available: [https://snl.no/Burj\\_Khalifa](https://snl.no/Burj_Khalifa).
- [6] M. Wells, *Engineers: A History of Engineering and Structural Design*, Oxfordshire: Routledge, 2010.
- [7] O. P. Larsen og A. Tyas, *Conceptual structural design: bridging the gap between architects and engineers*, London: Thomas Telford Publishing, 2003.
- [8] B. N. Sandaker, «Antikken til barokken,» AAR4250 Arkitektur som teknologisk praksis, 22 August 2019. [Internett]. Available: [https://ntnu.blackboard.com/webapps/blackboard/execute/content/file?cmd=view&content\\_id=\\_757833\\_1&course\\_id=\\_14832\\_1](https://ntnu.blackboard.com/webapps/blackboard/execute/content/file?cmd=view&content_id=_757833_1&course_id=_14832_1). [Funnet 15 Januar 2020].
- [9] B. N. Sandaker, «Neoklassisismen og fremveksten av ingeniørvitenskapen (2),» AAR4250 Arkitektur som teknologisk praksis, 5 September 2019. [Internett]. Available: [https://ntnu.blackboard.com/webapps/blackboard/execute/content/file?cmd=view&content\\_id=\\_761573\\_1&course\\_id=\\_14832\\_1](https://ntnu.blackboard.com/webapps/blackboard/execute/content/file?cmd=view&content_id=_761573_1&course_id=_14832_1). [Funnet 15 Januar 2020].
- [10] R. Gerhardt, K.-E. Kurrer og G. Pichler, «The methods of graphical statics and their relation to the structural form,» i *Proceedings of the First International Congress on Construction History*, Madrid, 2003.
- [11] K.-E. Kurrer, *The History of the Theory of Structures: From Arch Analysis to Computational Mechanics*, Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co, 2008.
- [12] atlasofplaces, «atlasofplaces,» November 2017. [Internett]. Available: <https://www.atlasofplaces.com/architecture/galerie-des-machines/>. [Funnet 14 April 2020].
- [13] Arch2o, «Arch2o,» 14 April 2020. [Internett]. Available: <https://www.arch2o.com/singapore-sportshub-dparchitects/>. [Funnet 14 April 2020].
- [14] Design Build Network, «Design Build Network,» 14 April 2020. [Internett]. Available: <https://www.designbuild-network.com/projects/wembley/>. [Funnet 14 April 2020].
- [15] Tekla, [Internett]. Available: <https://www.tekla.com/references/singapore-sports-hub>. [Funnet 07 05 2020].
- [16] Alaska Structures, «Alaska Structures,» 6 Juni 2016. [Internett]. Available: <https://alaskastructures.com/aviation/worlds-largest-aircraft-hangars/>. [Funnet 15 April 2020].

- [17] Wikipedia, «Wikipedia,» 12 April 2020. [Internett]. Available: [https://en.wikipedia.org/wiki/Stratolaunch\\_Systems](https://en.wikipedia.org/wiki/Stratolaunch_Systems). [Funnet 15 April 2020].
- [18] P. Deffenbaugh, «Metal Constructions,» 07 12 2013. [Internett]. Available: <https://www.metalconstructionnews.com/articles/massive-hangar-supports-out-of-this-world-mission>. [Funnet 21 04 2020].
- [19] NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk, [Internett]. Available: <https://www.ntnu.no/kt/konstruksjonsdesign>. [Funnet 17 02 2020].
- [20] I. Wivel, «Graphisoft,» 28 01 2019. [Internett]. Available: <https://graphisoft.no/archicad/parametrisk-design-visuell-programmering-inntar-byggebransjen/>. [Funnet 17 02 2020].
- [21] Fremtidns Byggenæring , «Parametrisk modellering: - Bedre enn standard BIM,» *Fremtidns Byggenæring* , 09 08 2017.
- [22] E. Landet, «Parametrisk analyse og modellering (PAM),» i *Den kloke teknologi*, Oslo, 2018.
- [23] Dlubal, «Dlubal.com,» [Internett]. Available: <https://www.dlubal.com/en/company/about-us/company-philosophy> . [Funnet 27 01 2020].
- [24] B. Stenseth, «hiof.no,» Høgskolen i Østfold, 3 Juni 2015. [Internett]. Available: <http://www.it.hiof.no/~borres/gb/ma-nurb/p-nurb.html>. [Funnet 25 Februar 2020].
- [25] «Wikipedia,» [Internett]. Available: [https://en.wikipedia.org/wiki/Rhinoceros\\_3D](https://en.wikipedia.org/wiki/Rhinoceros_3D) . [Funnet 25 01 2020].
- [26] «Grasshopper,» [Internett]. Available: <https://www.grasshopper3d.com/>. [Funnet 06 02 2020].
- [27] D. Rutten, «grasshopper3d,» 25 09 2010. [Internett]. Available: <https://www.grasshopper3d.com/profiles/blogs/evolutionary-principles>. [Funnet 15 04 2020].
- [28] K. L. V. o. S. A. Helsem, «Store norske leksikon,» 31 10 2018. [Internett]. Available: [https://snl.no/naturlig\\_utvalg](https://snl.no/naturlig_utvalg). [Funnet 15 04 2020].
- [29] Jason Sachowski, Implementing Digital Forensic Readiness, Syngress, 2016.
- [30] R. Vierlinger, «food4rhino,» [Internett]. Available: <https://www.food4rhino.com/app/octopus>. [Funnet 15 04 2020].
- [31] «Karamba3D,» [Internett]. Available: <https://www.karamba3d.com/> . [Funnet 08 02 2020].
- [32] «Britannica,» [Internett]. Available: <https://www.britannica.com/technology/construction/Long-span-buildings>. [Funnet 03 02 2020].
- [33] K. Bell, Matrisestatikk, Trondheim: Fagbokforlaget, 2018.
- [34] T. E. Hals, Konstruksjonsmekanikk, Trondheim: Tapir Forlag, 1999.
- [35] «Meccanica,» [Internett]. Available: <http://meccanica.no/statikk/fagverk.html>. [Funnet 13 02 2020].
- [36] Z. Liang, «SkyCiv,» 09 01 2019. [Internett]. Available: <https://skyciv.com/technical/why-are-trusses-so-efficient-over-long-spans/>. [Funnet 13 02 2020].

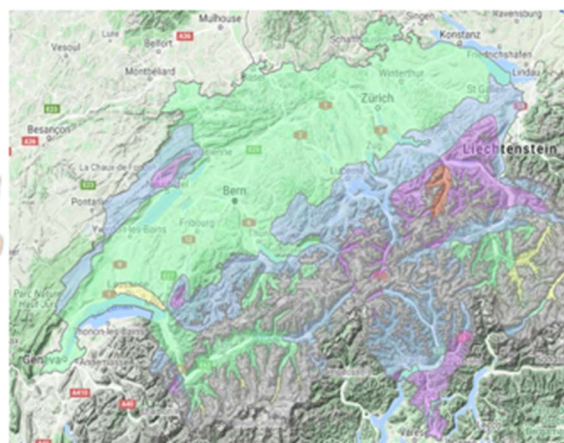
- [37] Scott, «Perch engineering,» 02 12 2016. [Internett]. Available: <https://perchpro.com/2016/12/02/monthly-mechanics-truss-bridges/>. [Funnet 20 04 2020].
- [38] Archistudent, «Archistudent,» 14 03 2016. [Internett]. Available: <https://www.slideshare.net/archistudentportal/arch-system>. [Funnet 17 02 2020].
- [39] K. Miller, «futureofworking,» [Internett]. Available: <https://futureofworking.com/6-advantages-and-disadvantages-of-arch-bridges/>. [Funnet 19 Mai 2020].
- [40] C. Ustundag. [Internett]. Available: [https://web.itu.edu.tr/ustunda1/course/Slides\\_10.10.2013.pdf](https://web.itu.edu.tr/ustunda1/course/Slides_10.10.2013.pdf). [Funnet 22 02 2020].
- [41] F. Udoeyo, Structural Analysis, Temple University Press, 2020.
- [42] C. Preisinger, 3 10 2016. [Internett]. Available: [http://web.arch.virginia.edu/struct/arch721/docs/Karamba\\_1\\_2\\_2\\_Manual.pdf](http://web.arch.virginia.edu/struct/arch721/docs/Karamba_1_2_2_Manual.pdf). [Funnet 20 05 2020].
- [43] «Norsk stanseindustri,» [Internett]. Available: <https://www.nsi.as/overflatebehandling/>. [Funnet 29 01 2020].
- [44] «Zinken,» [Internett]. Available: <https://www.zinken.no/varmforzinking/>. [Funnet 29 01 2020].
- [45] «Galvanizers,» [Internett]. Available: <https://gaa.com.au/types-of-galvanizing-and-other-zinc-coatings/>. [Funnet 29 01 2020].
- [46] G. Ottesen, «NDLA,» 27 Desember 2018. [Internett]. Available: <https://ndla.no/nb/subjects/subject:36/topic:1:105287/resource:1:105325>. [Funnet 14 Mai 2020].
- [47] Serge Ferrari, [Internett]. Available: <https://www.sergeferrari.com/productsflexlight-range/flexlight-perform-832-s2>. [Funnet 20 02 2020].
- [48] RUBB Building System, «Rubb.no,» [Internett]. Available: <https://www.rubb.no/wp-content/uploads/2018/09/thermohall.pdf>. [Funnet 20 02 2020].
- [49] Ruukki, [Internett]. Available: <https://www.ruukki.com/nor/b2b/produkter/selvb%C3%A6rende-takplater-og-andre-profilerte-plater>. [Funnet 08 05 2020].
- [50] C. R. o. K. Worden, «An introduction to structural health monitoring,» University of Sheffield, Sheffield, 2006.
- [51] Standard Norge, «Standard,» [Internett]. Available: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>. [Funnet 17 02 2020].
- [52] Selamawit Mamo Fula, « Glava.no,» [Internett]. Available: <https://media.glava.net/mediabank/store/10634/EPD-221N-ver3-Glassull.pdf>. [Funnet 20 02 2020].
- [53] E. Gaustad, «Statiske beregninger Telemarkshallen,» Moelven Limtre, 1994.

# Bildereferanser

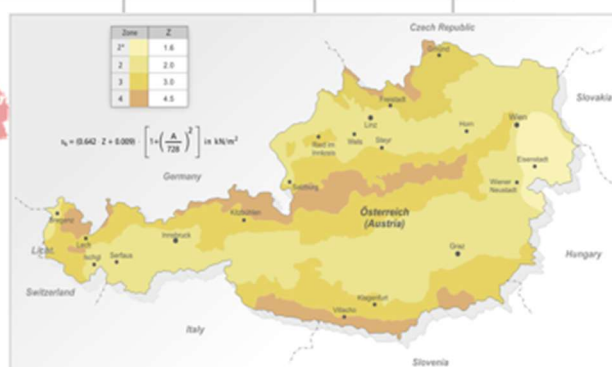
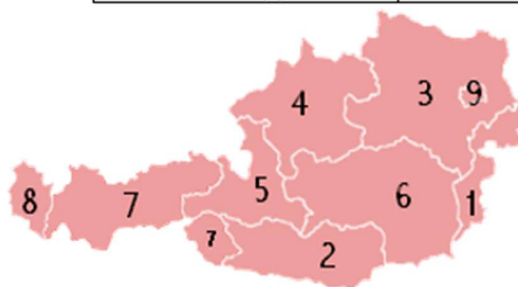
- [54] 11 06 2010. [Internett]. Available: <https://theancientworld.tumblr.com/post/688822197/interior-of-the-great-hall-markets-of-trajan>. [Funnet 12 03 2020].
- [55] K.-E. Kurrer, «The History of the Theory of Structures: From Arch Analysis to Computational Mechanics,» Berlin, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co, 2008, p. 49.
- [56] 11 2017. [Internett]. Available: <https://www.atlasofplaces.com/architecture/galerie-des-machines/>. [Funnet 18 03 2020].
- [57] 2014. [Internett]. Available: <https://www.arch2o.com/singapore-sportshub-dparchitects/>. [Funnet 20 03 2020].
- [58] [Internett]. Available: <https://archello.com/story/33272/attachments/photos-videos>. [Funnet 20 03 2020].
- [59] Scott, 2 12 2016. [Internett]. Available: <https://perchpro.com/2016/12/02/monthly-mechanics-truss-bridges/>. [Funnet 30 03 2020].
- [60] T. E. Hals, i *Konstruksjonsmekanikk*, Trondheim, Tapir Forlag, 1999, p. 60.
- [61] Constructing Careers , 29 12 2007. [Internett]. Available: [https://edurev.in/studytube/Three-Hinged-Arch--Part--1--Structural-Analysis-II/2bc9b808-db5e-4dee-8dd4-1370ae9c6c87\\_t#](https://edurev.in/studytube/Three-Hinged-Arch--Part--1--Structural-Analysis-II/2bc9b808-db5e-4dee-8dd4-1370ae9c6c87_t#). [Funnet 12 03 2020].
- [62] R. Crocetti, «Buer,» i *Limtreboka*, Norske Limtreprodusenters Forening , 2015, p. 192.
- [63] «ASSA ABLOY,» [Internett]. Available: <https://www.assaabloyentrance.cn/en/case-studies/stratolaunch-systems/>. [Funnet 25 Mai 2020].
- [64] Standard Norge, «Eurocode 1: Laster på konstruksjoner. Del1-3 Almenne laster. Snølaster,» Standard Norge, 2018.
- [65] Standard Norge, «Eurocode 1: Laster på konstruksjoner. Del1-4 Almenne laster. Vindlaster,» Standard Norge, 2009.

## Vedlegg A: Snølast i Europa

Sveits		Gjennomsnitt	1,463333333	
Region:	Regionshovedstad:	Meter over havet:	Snølast:	Sone:
Zürich	Zürich	429	0,94	
Bern	Bern	549	1,37	
Freiburg	Fribourg	610	1,57	
Wallis	Sion	500	1,3	
Tessin	Bellinzona	230	0,98	
Graubünden	Chur	601	2,46	
Luzern	Luzern	437	1,73	
Jura	Delémont	432	0,99	
Uri	Aldorf	458	1,83	



Østerrike		Gjennomsnitt	1,59	
Region:	Regionshovedstad:	Meter over havet:	Snølast:	Sone:
Burgenland (1)	Eisenstadt	182	1,1	2*
Kärnten (2)	Klagenfurt	450	1,79	2
Niederösterreich (3)	St. Pölten	271	1,47	2
Oberösterreich (4)	Linz	266	1,47	2
Salzburg (5)	Salzburg	424	1,73	2
Steiermark (6)	Graz	363	1,61	2
Tirol (7)	Innsbruck	570	2,09	2
Vorarlberg (8)	Bregenz	405	1,69	2
Wien (9)	Wien	171	1,36	2





Tyskland		Gjennomsnitt	0,82875	
Region:	Regionshovedstad:	Meter over havet:	Snølast:	Sone:
Baden-Württemberg (1)	Stuttgart	252	0,85	2
Bayern (2)	München	524	1,11	1a
Berlin (3)	Berlin	74	0,85	2
Brandenburg (4)	Potsdam	34	0,85	2
Bremen (5)	Bremen	18	0,85	2
Hamburg (6)	Hamburg	8	0,85	2
Hessen (7)	Wiesbaden	128	0,65	1
Mecklenburg-Vorpommern (8)	Schwerin	48	0,85	2
Niedersachsen (9)	Hannover	57	0,85	2
Nordrhein-Westfalen (10)	Düsseldorf	45	0,65	1
Rheinland-Pfalz (11)	Mainz	126	0,65	1
Saarland (12)	Saarbrücken	193	0,85	2
Sachsen (13)	Dresden	116	0,85	2
Sachsen-Anhalt (14)	Magdeburg	57	0,85	2
Schleswig-Holstein (15)	Kiel	7	0,85	2
Thüringen (16)	Erfurt	195	0,85	2



Spania		Gjennomsnitt	0,465	
Region:	Regionshovedstad:	Meter over havet:	Snølast:	Sone:
Galicia (1)	Santiago de Compostela	257	0,35	2
Asturias (2)	Oviedo	237	0,8	4
Cantabria (3)	Santander	28	0,67	4
Baskerland (4)	Vitoria	547	1,39	4
Navarra (5)	Pamplona	460	1,18	4
Aragón (6)	Zaragoza	214	0,33	2
Catalonia (7)	Barcelona	15	0,1	1
Castilla y León (8)	Valladolid	702	0,27	1
La Rioja (9)	Logroño	389	0,44	2
Madrid (10)	Madrid	665	0,25	1
Extremadura (11)	Mérida	229	0,11	1
Castilla-La Mancha (12)	Toledo	533	0,2	1
Comunitat Valenciana (13)	Valencia	15	0,29	2
Balearene (14)	Palma de Mallorca	20	0,67	4
Andalucía (15)	Sevilla	14	0,1	1
Murcia (16)	Murcia	53	0,29	2

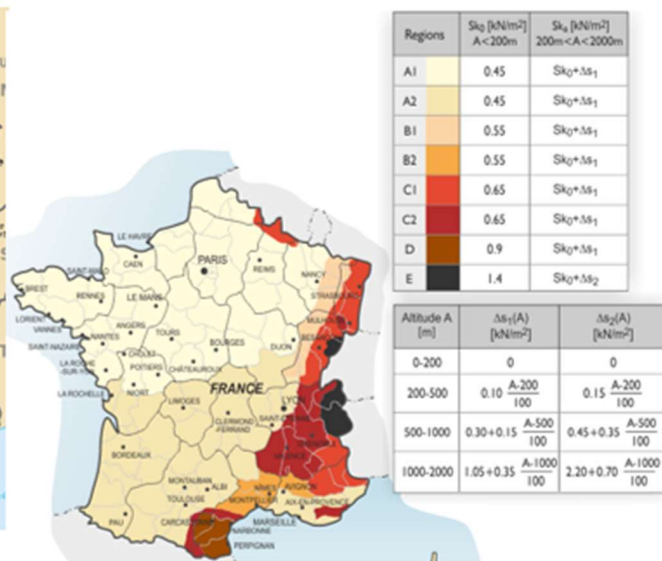


Italia		Gjennomsnitt	1,298	
Region:	Regionshovedstad:	Meter over havet:	Snølast:	Sone:
Abruzzo (tidlegare Nord-Abruzzi)	L'Aquila	728	1,68	III
Aostadalen	Aosta	589	2,3	I-A
Basilicata	Potenza	726	1,67	III
Calabria	Catanzaro	124	0,6	III
Campania	Napoli	28	0,6	III
Emilia-Romagna	Bologna	71	1,5	I-M
Friuli-Venezia Giulia	Trieste	27	1,5	I-A
Lazio	Roma	29	0,6	III
Liguria	Genova	39	1	II
Lombardia	Milano	120	1,5	I-M
Marche	Ancona	29	1,5	I-M
Molise (tidlegare Sør-Abruzzi)	Campobasso	685	2,57	II
Piemonte	Torino	240	1,54	I-A
Puglia	Bari	10	1	II
Sardinia	Cagliari	22	0,6	III
Sicilia	Palermo	20	0,6	III
Toscana	Firenze	62	1	II
Trentino-Syd-Tirol	Trento	195	1,5	I-A
Umbria	Perugia	482	1,7	II
Veneto	Venezia	3	1	II

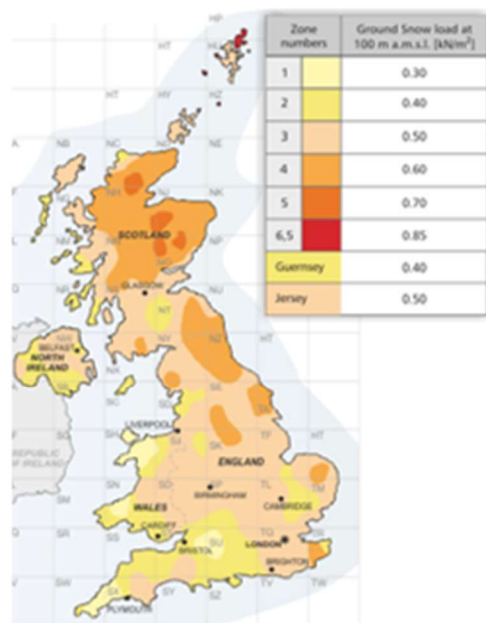
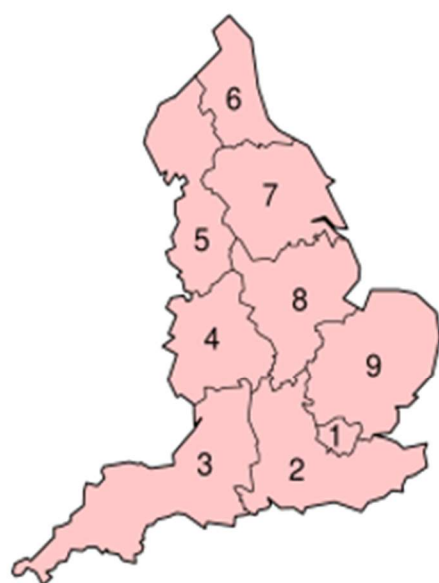


Zona	$q_{sk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I-A	1.50	$1.39 \left[ 1 + \left( \frac{a_s}{728} \right)^2 \right]$
I-M	1.50	$1.35 \left[ 1 + \left( \frac{a_s}{602} \right)^2 \right]$
II	1.00	$0.85 \left[ 1 + \left( \frac{a_s}{481} \right)^2 \right]$
III	0.60	$0.51 \left[ 1 + \left( \frac{a_s}{481} \right)^2 \right]$

Frankrike		Gjennomsnitt	0,492272727	
Region:	Regionshovedstad:	Meter over havet:	Snølast:	Sone:
Alsace	Strasbourg	151	0,65	C1
Aquitaine	Bordeaux	20	0,45	A2
Auvergne	Clermont-Ferrand	406	0,66	A2
Basse-Normandie	Caen	21	0,45	A1
Bourgogne	Dijon	242	0,49	A1
Bretagne	Rennes	39	0,45	A1
Centre-Val de Loire	Orléans	115	0,45	A1
Champagne-Ardenne	Châlons-en-Champagne	85	0,45	A1
Franche-Comté	Besançon	300	0,75	C1
Haute-Normandie	Rouen	21	0,45	A1
Île-de-France	Paris	42	0,45	A1
Korsika	Ajaccio	29	0,45	A2
Languedoc-Roussillon	Montpellier	56	0,55	B2
Limousin	Limoges	284	0,53	A2
Lorraine	Metz	182	0,45	A1
Midi-Pyrénées	Toulouse	150	0,45	A2
Nord-Pas-de-Calais	Lille	27	0,45	A1
Pays de la Loire	Nantes	19	0,45	A1
Picardie	Amiens	28	0,45	A1
Poitou-Charentes	Poitiers	76	0,45	A1
Provence-Alpes-Côte d'Azur	Marseille	28	0,45	A2
Rhône-Alpes	Lyon	173	0,45	A2



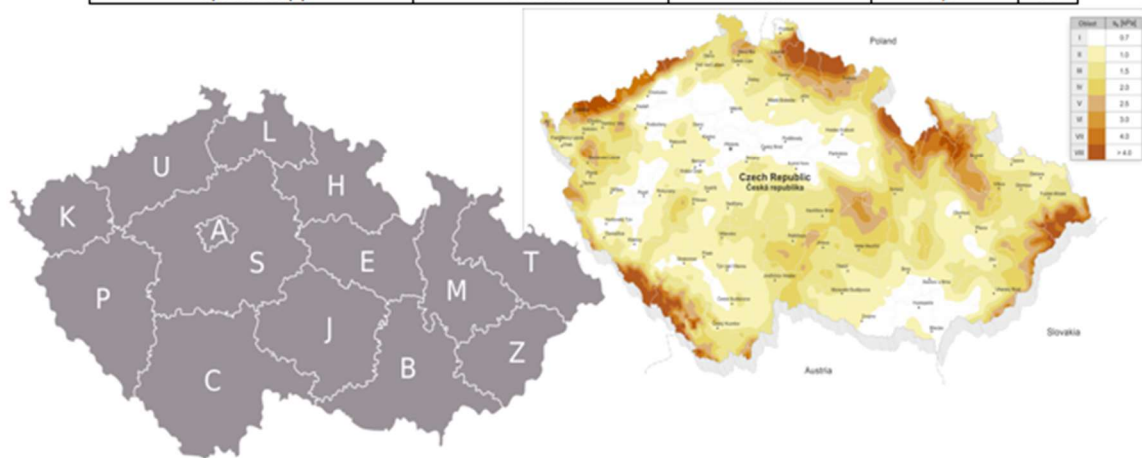
Storbritannia		Gjennomsnitt	0,5211111111	
Region:	Regionshovedstad:	Meter over havet:	Snølast:	Sone:
Stor-London (1)	London	25	0,5	3
Sørøst-England (2)	Guildford	45	0,5	3
Sørvest-England (3)	Bristol	21	0,4	2
Vest-Midlands (4)	Birmingham	149	0,59	3
Nordvest-England (5)	Manchester	51	0,5	3
Nordøst-England (6)	Newcastle upon Tyne	54	0,6	4
Yorkshire og Humber (7)	Leeds	50	0,6	4
Øst-Midlands (8)	Nottingham	46	0,5	3
Øst-England (9)	Cambridge	12	0,5	3



Ungaren		Gjennomsnitt	1,25	
Region:	Regionshovedstad:	Meter over havet:	Snølast:	Sone:
Bács-Kiskun	Kecskemét	120	1,25	
Baranya	Pécs	193	1,25	
Békés	Békéscsaba	87	1,25	
Borsod-Abaúj-Zemplén	Miskolc	131	1,25	
Csongrád	Szeged	84	1,25	
Fejér	Székesfehérvár	117	1,25	
Győr-Moson-Sopron	Győr	122	1,25	
Hajdú-Bihar	Debrecen	123	1,25	
Heves	Eger	168	1,25	
Jász-Nagykun-Szolnok	Szolnok	85	1,25	
Komárom-Esztergom	Tatabánya	146	1,25	
Nógrád	Salgótarján	242	1,25	
Pest	Budapest	111	1,25	
Somogy	Kaposvár	144	1,25	
Szabolcs-Szatmár-Bereg	Nyíregyháza	111	1,25	
Tolna	Szekszárd	94	1,25	
Vas	Szombathely	230	1,25	
Veszprém	Veszprém	265	1,25	
Zala	Zalaegerszeg	152	1,25	



Tjekkia		Gjennomsnitt	1,138461538	
Region:	Regionshovedstad:	Meter over havet:	Snølast:	Sone:
Sentral-Böhmen (S)	Praha (A)	202	0,7	I
Syd-Böhmen (C)	České Budějovice	381	1	II
Pízeň (P)	Pízeň	316	0,7	I
Karlovy Vary (K)	Karlovy Vary	374	1,5	III
Ústí nad Labem (U)	Ústí nad Labem	150	1	II
Liberec (L)	Liberec	359	2,5	V
Hradec Králové (H)	Hradec Králové	250	0,7	I
Pardubice (E)	Pardubice	227	0,7	I
Olomouc (M)	Olomouc	223	1	II
Mähren-Schlesien (T)	Ostrava	211	1	II
Syd-Mähren (B)	Brno	226	1	II
Zlín (Z)	Zlín	229	1,5	III
Vysočina (J)	Jihlava	523	1,5	III

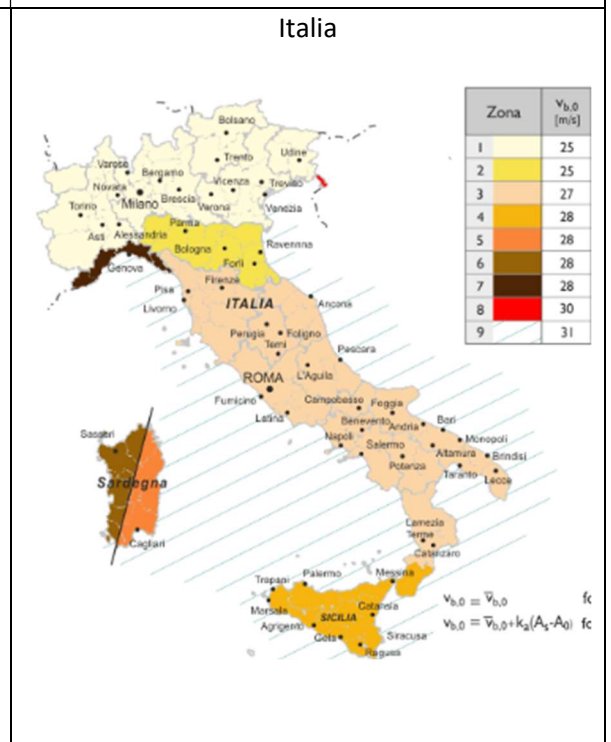
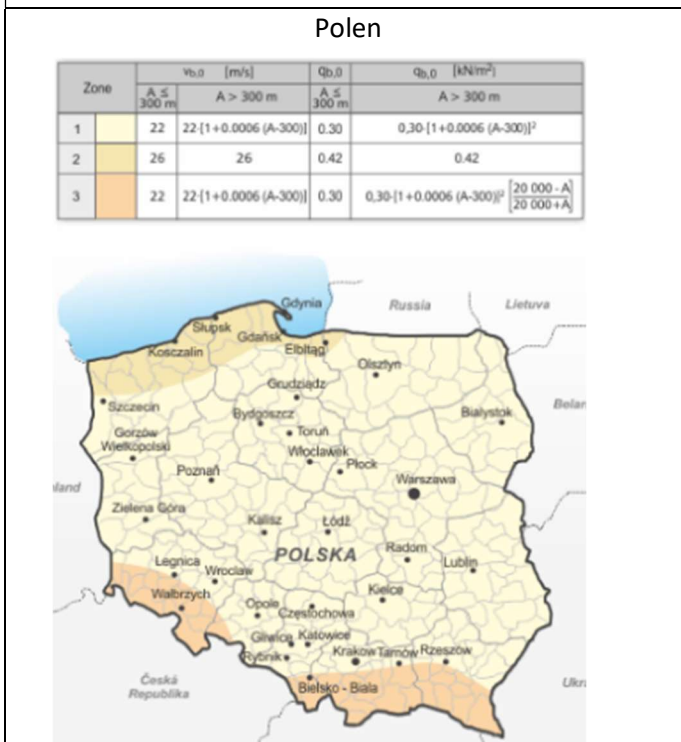
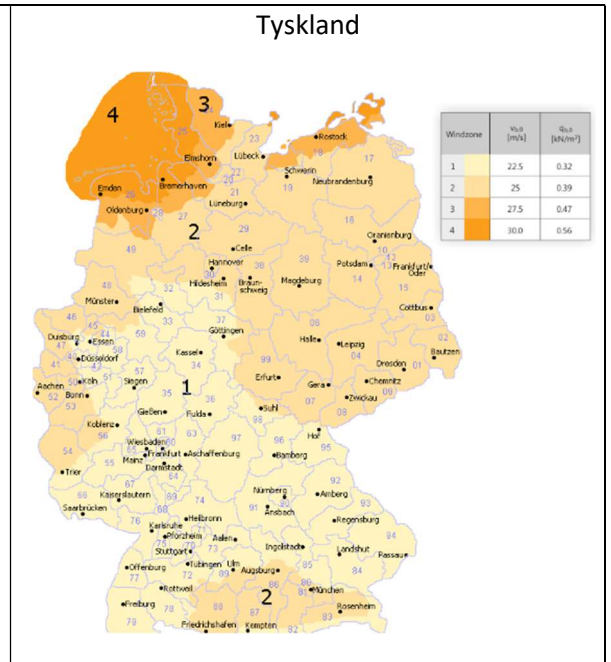
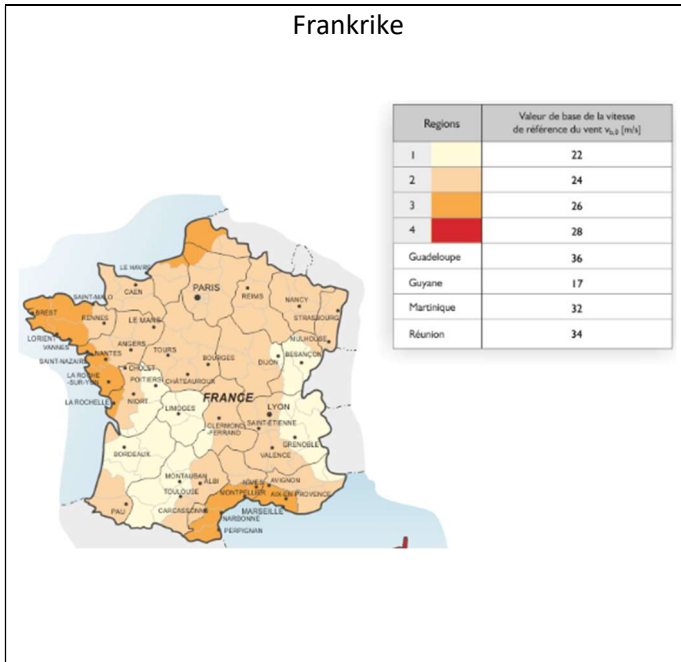


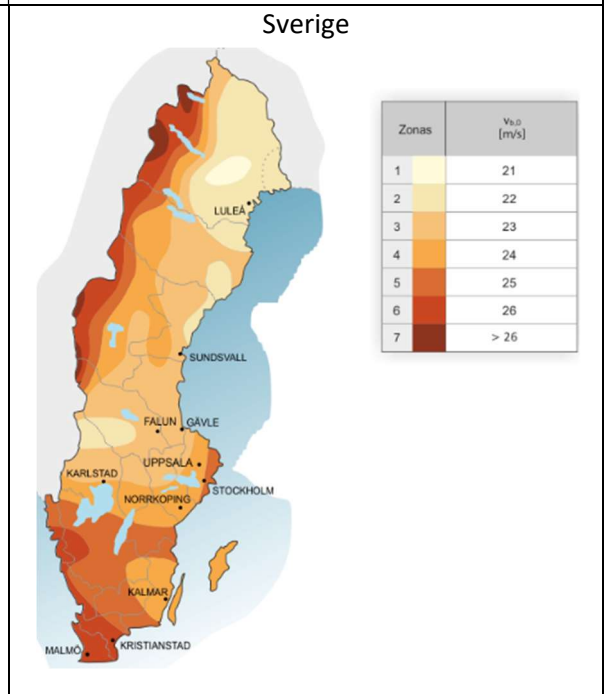
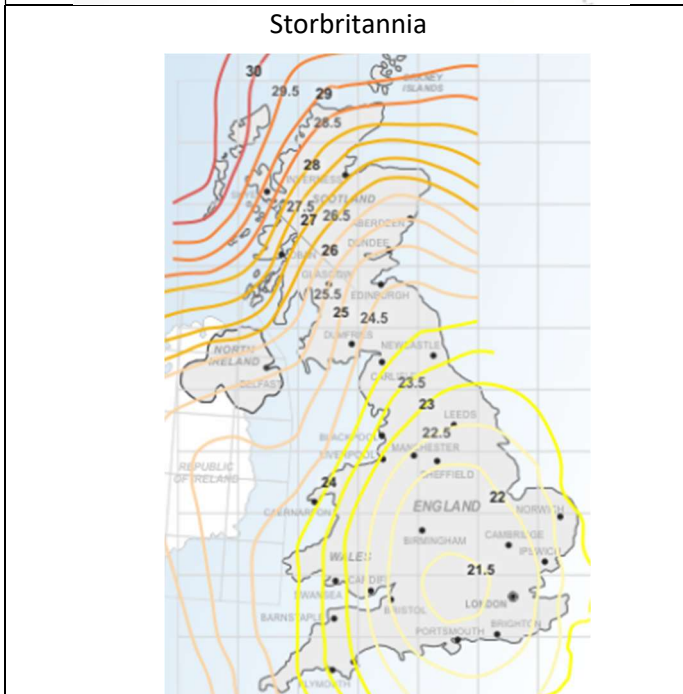
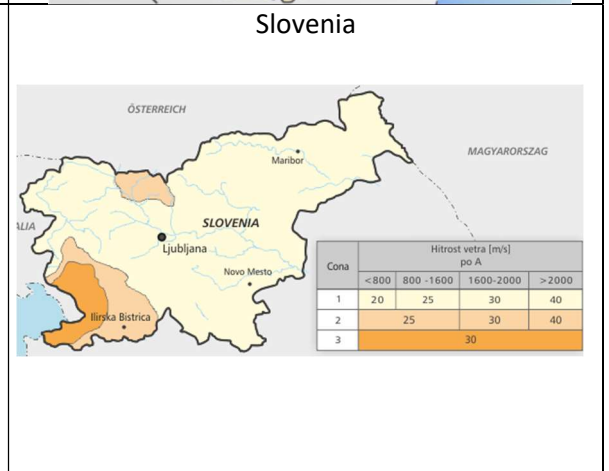
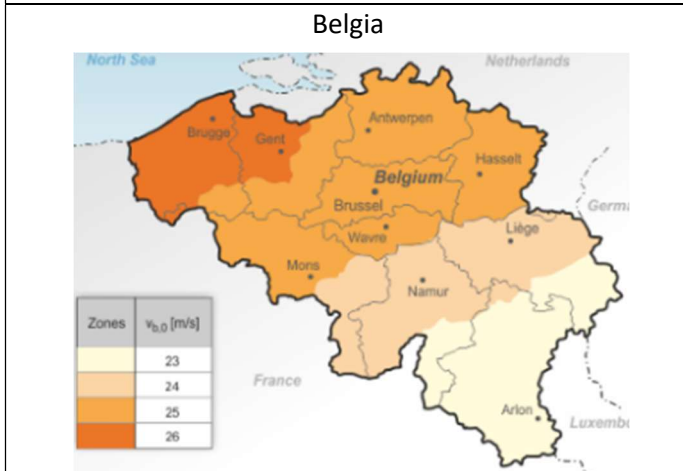
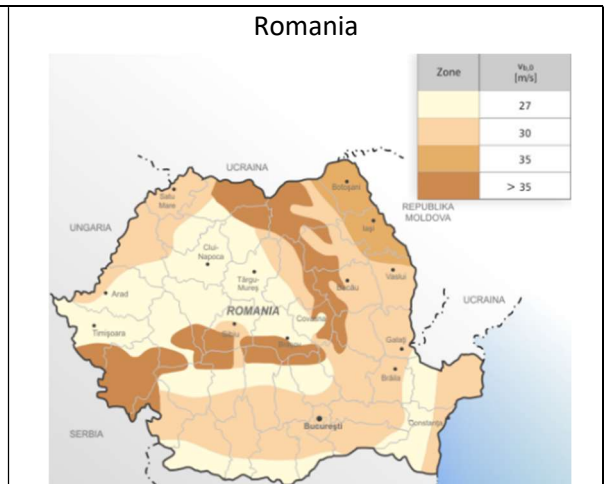
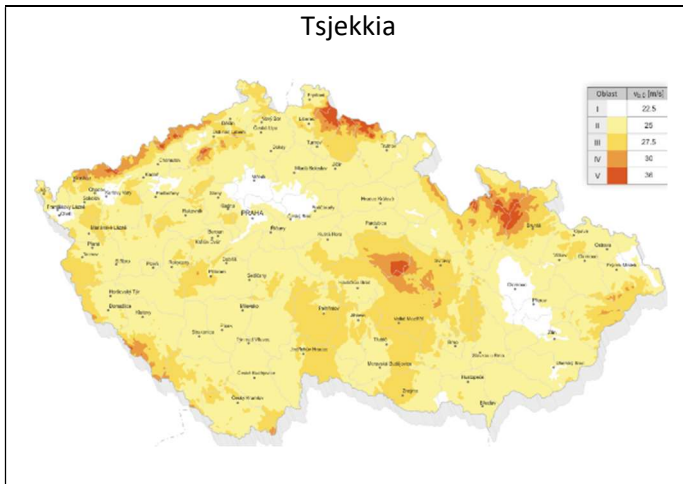
Polen		Gjennomsnitt	1,05625	
Region:	Regionshovedstad:	Meter over havet:	Snølast:	Sone:
Dolnośląskie	Wrocław	119	0,7	1
Kujawsko-pomorskie	Bydgoszcz	37	0,9	2
Lubelskie	Lublin	183	1,2	3
Lubuskie	Zielona Góra	143	0,7	1
Łódzkie	Łódź	192	0,9	2
Małopolskie	Kraków	219	1,2	3
Mazowieckie	Warszawa	85	0,9	2
Opolskie	Opole	167	0,9	2
Podkarpackie	Rzeszów	209	1,2	3
Podlaskie	Białystok	135	1,6	4
Pomorskie	Gdańsk	7	1,2	3
Śląskie	Katowice	266	0,9	2
Świętokrzyskie	Kielce	267	1,2	3
Warmińsko-mazurskie	Olsztyn	139	1,6	4
Wielkopolskie	Poznań	69	0,9	2
Zachodniopomorskie	Szczecin	149	0,9	2



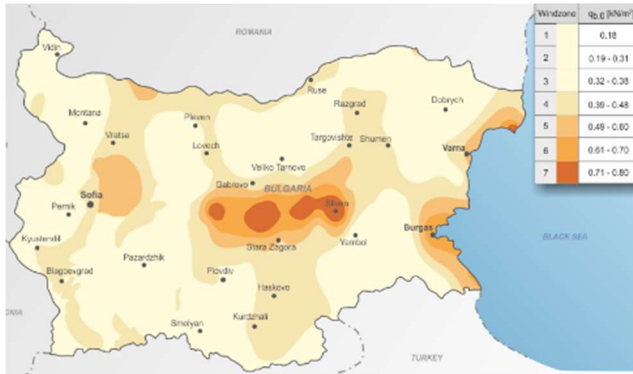


# Vedlegg B: Vindlast i Europa





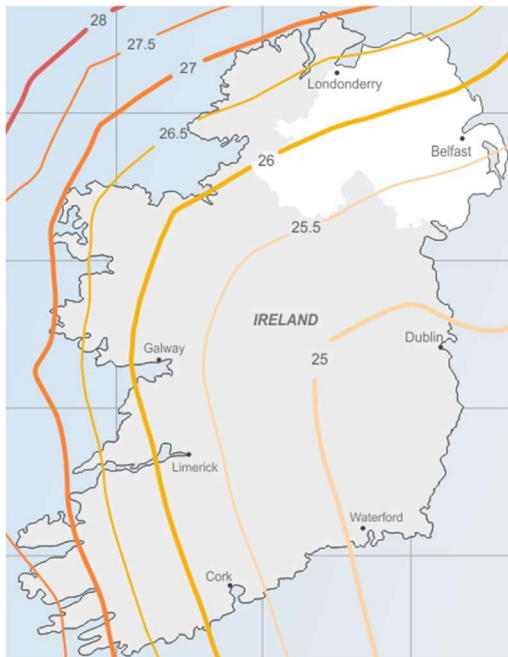
### Bulgaria



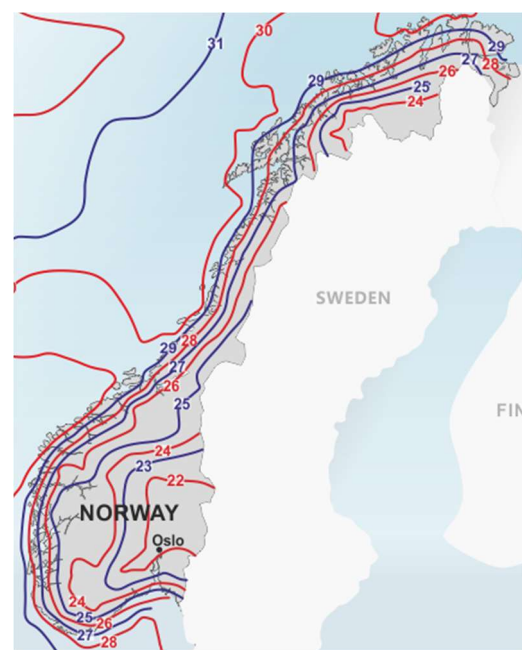
### Nederland



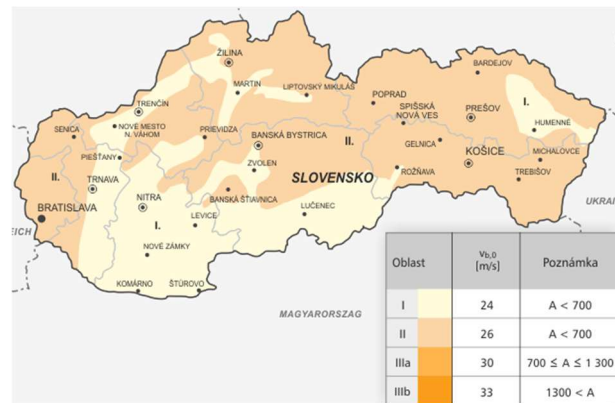
### Irland



### Norge



### Slovakia



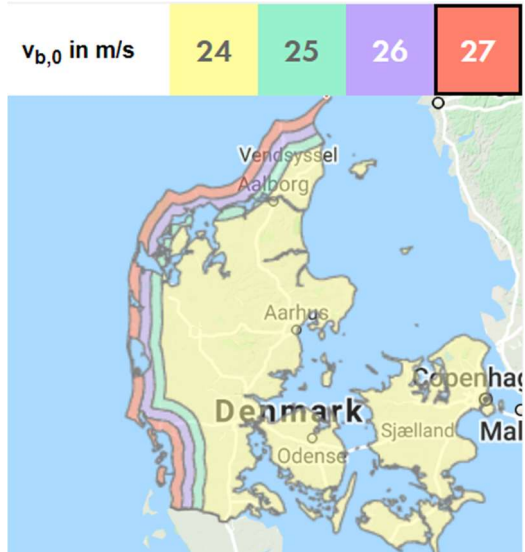
### Hviterusland



Luxemburg



Danmark



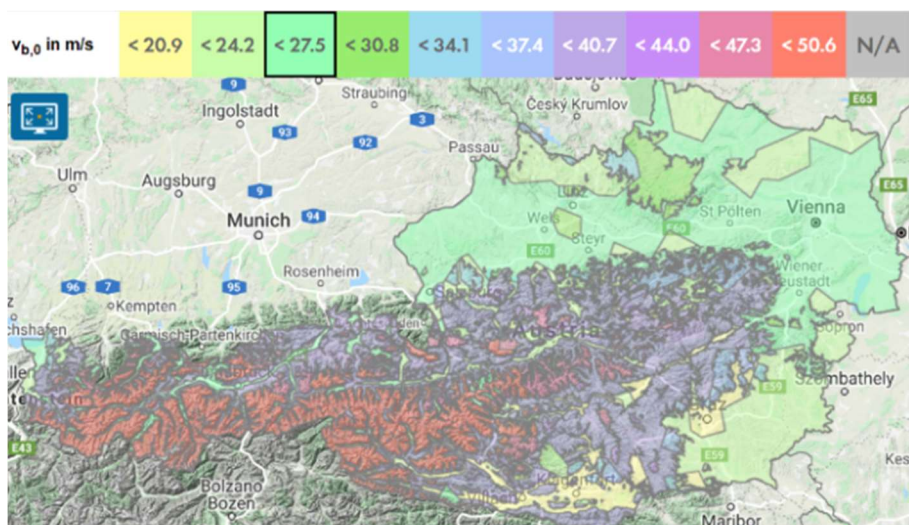
Ungaren



Spania



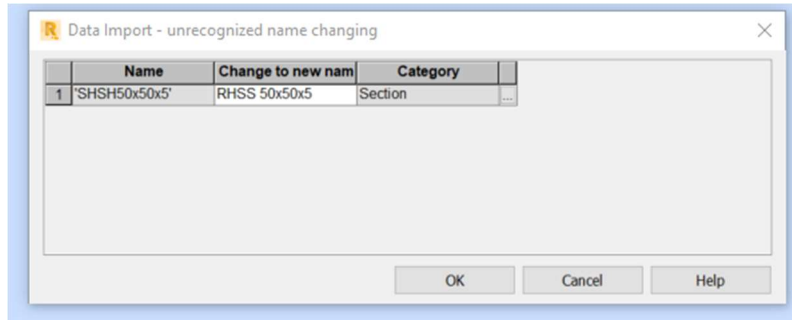
Østerrike



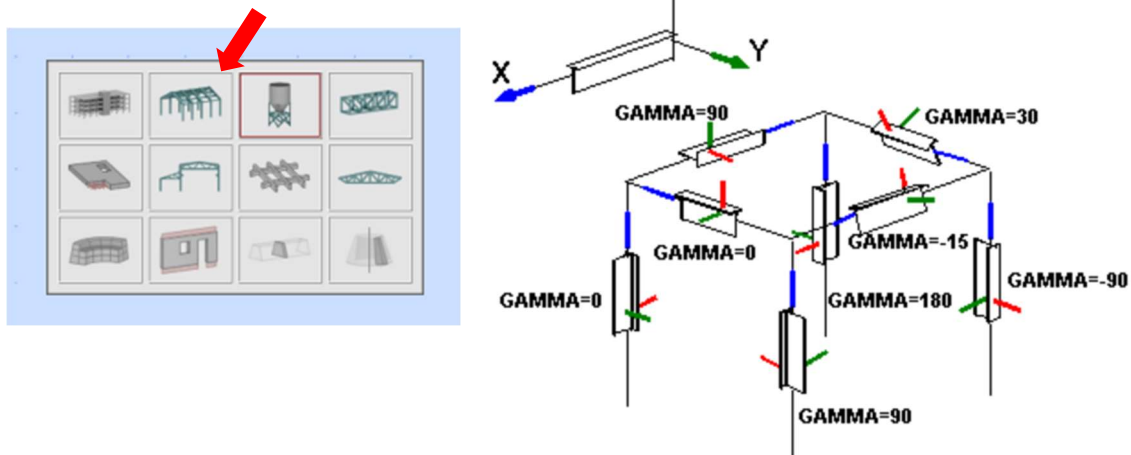
## Vedlegg C: Kontroll av beregningsprogram

Dersom ønsket er å bygge opp modellen i Grasshopper, for deretter å eksportere modellen til det mer kjente beregningsprogrammet Robot er det uproblematisk. Kun noen små manipuleringer må gjøres med den eksporterte modellen.

- Tverrsnittet må endres fra UK standard til EU standard, i dette tilfelle ble det fra SHSH til RHSS tverrsnitt. Differansen i de ulike tverrsnittene er neglisjerbare.



- Konstruksjonstypen må endres fra skallkonstruksjon til 3D rammekonstruksjon.
- Gamma faktoren må endres fra 3.1 til 0. Hvorfor dette skjer er det ingen som har noen god forklaring på, men det er enkelt å endre. Gamma faktoren gir informasjon om hvor mye tverrsnittet skal roteres rundt sin egen akse. Se bilde under.



- Bjelketypen må endres fra ikke definert til «simple bar» for å få mulighet til å gjennomføre en design kontroll.

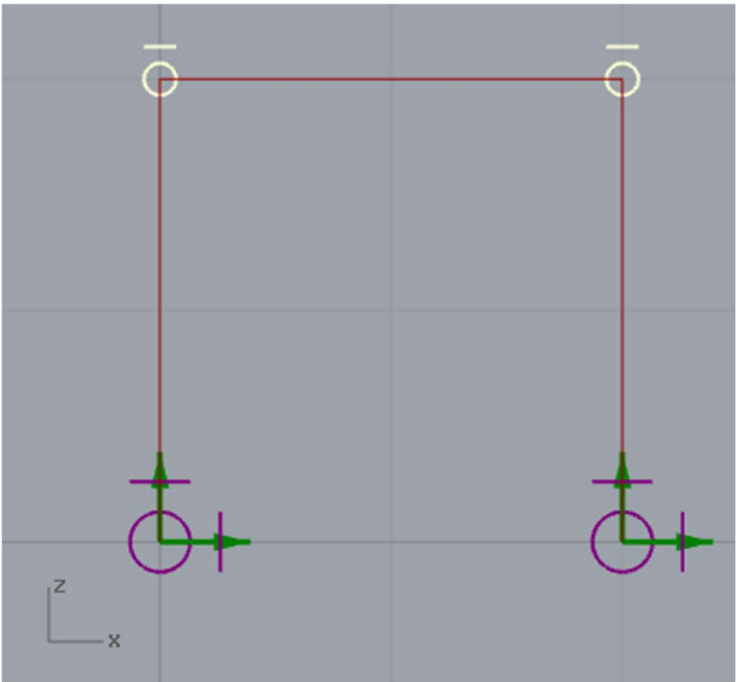
Bar	Node 1	Node 2	Section	Material	Gamma (Deg)	Type	Structure object
1	1	2	RHSS 50x50x5	S355	3.0	N/A	Bar
2	2	3	RHSS 50x50x5	S355	3.0	N/A	Bar
3	4	3	RHSS 50x50x5	S355	3.0	N/A	Bar
*							

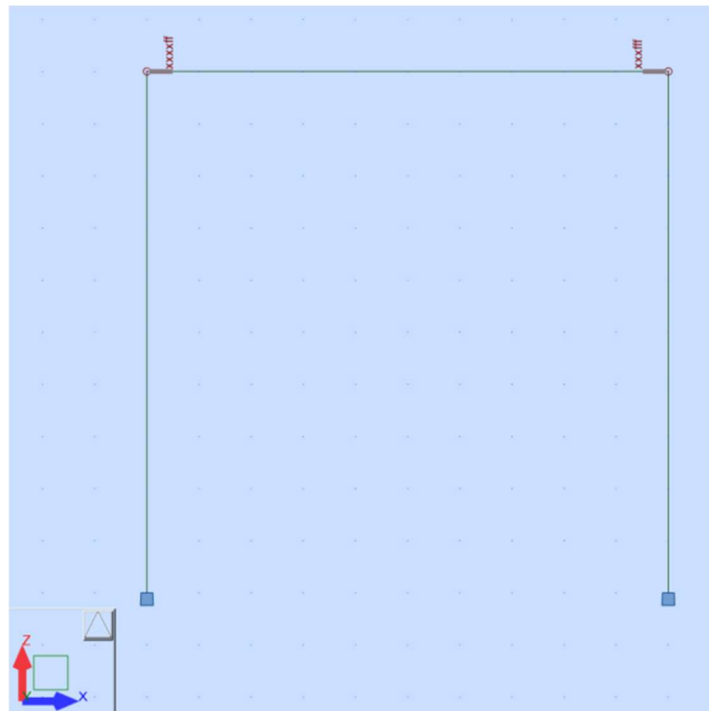
Bar	Node 1	Node 2	Section	Material	Gamma (Deg)	Type	Structure object
1	1	2	RHSS 50x50x5	S355	0.0	Simple bar	Bar
2	2	3	RHSS 50x50x5	S355	0.0	Simple bar	Bar
3	4	3	RHSS 50x50x5	S355	0.0	Simple bar	Bar
*							

Etter punktene over er gjennomført er det ingen forskjell på om modellen er bygd opp i Robot eller eksportert dit fra Grasshopper.

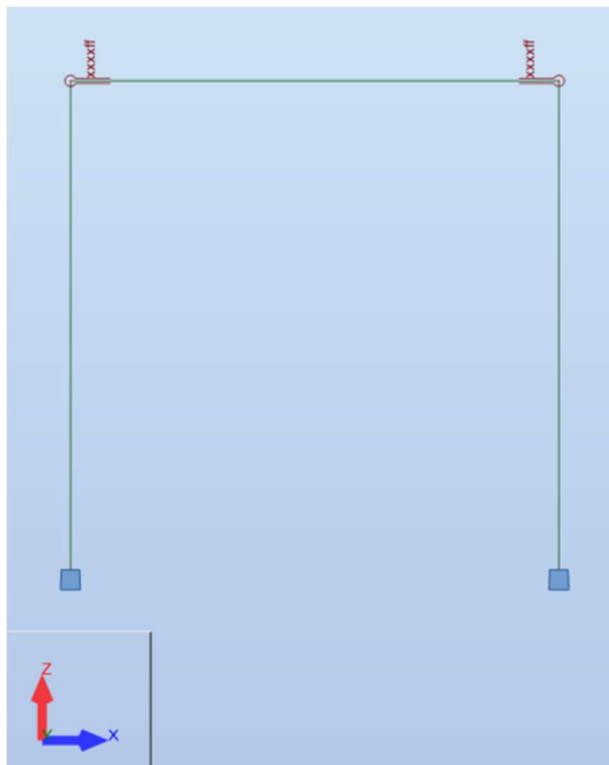
Under fremgår det en sammenligning av ulike resultater for tre ulike modeller hvor en er bygd opp fra bunn i Robot, en er eksportert fra Grasshopper til Robot, og en er bygd opp og analysert i Grasshopper.

<p><b>Oppbygning</b></p>	<p><b>Ramme bygd opp i Grasshopper(A):</b> Bjelke og søyler er 2 meter lange med tverrsnitt SHSH 50x5 i materialet stål S355. Konstruksjonen er fast innspent i bunn, og rotasjonsfri om y- og z-aksen i rammehjørner.</p> 
--------------------------	---

**Ramme bygd opp i Robot(B):** Konstruksjonen er bygd opp nøyaktig som i Grasshopper. Tverrsnittene er RHSS 50x50x5 som er tilnærmet det samme tverrsnittet.



**Ramme eksportert fra Grasshopper til Robot(C):** Konstruksjonen er nøyaktig den samme som i Grasshopper. Tverrsnittet må endres til RHSS 50x50x5 som er tilnærmet det samme tverrsnittet fordi Robot og Grasshopper ikke benytter de samme standard tverrsnittsprofilene.

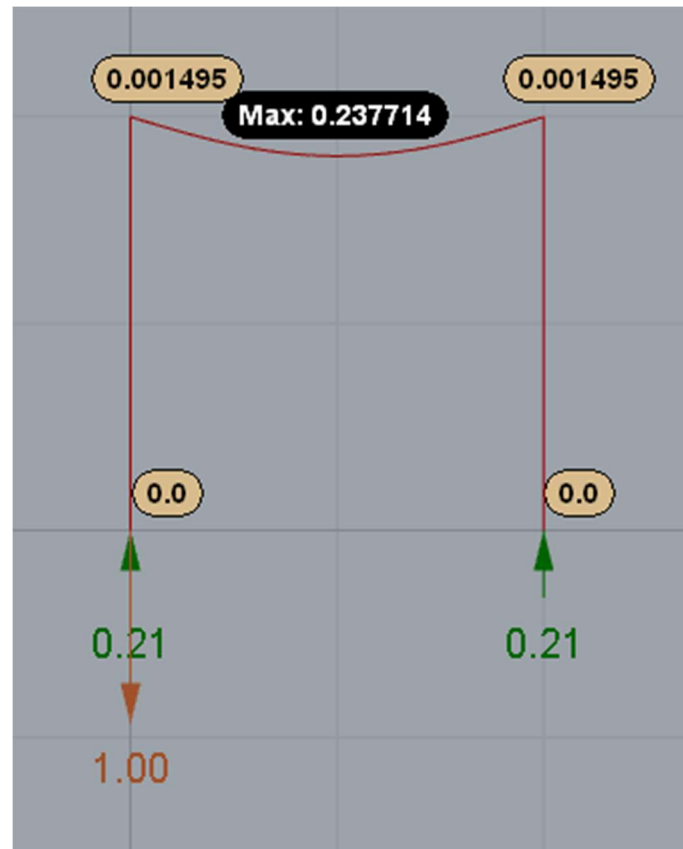


**Egenvekt (LC0)**

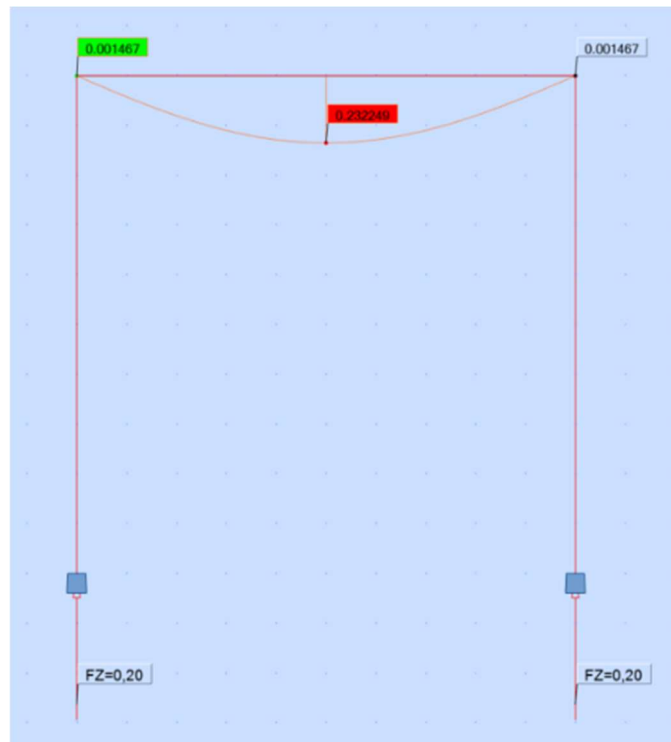
Resultantkrefter i kN og deformasjoner i mm.

**A**

**Vekt:** 41.1183 Kg

**B**

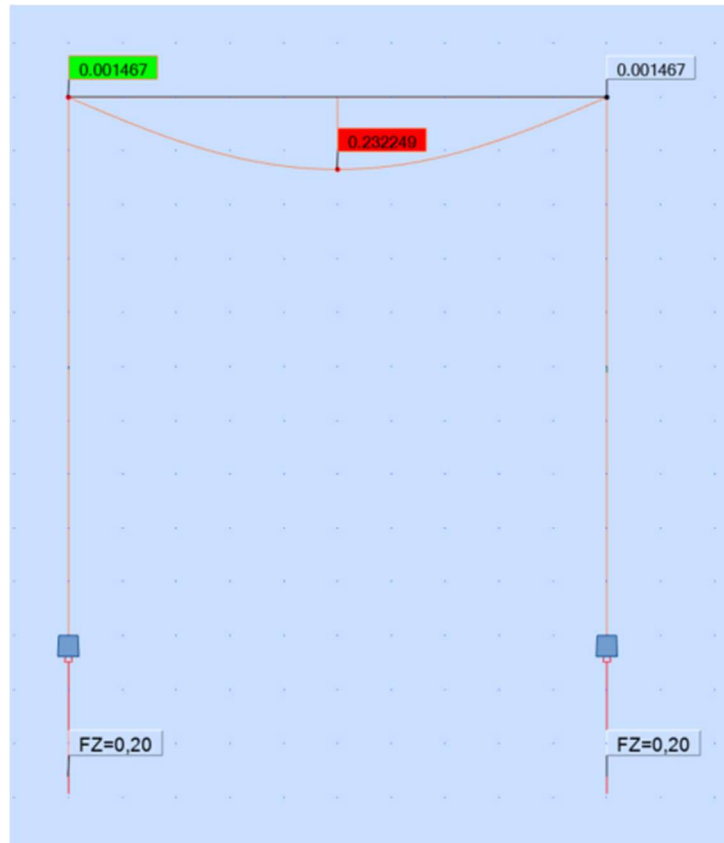
**Vekt:** 41 Kg



Den lille differansen som oppstår kan antas å være forårsaket på bakgrunn av den lille forskjellen i tverrsnittet.



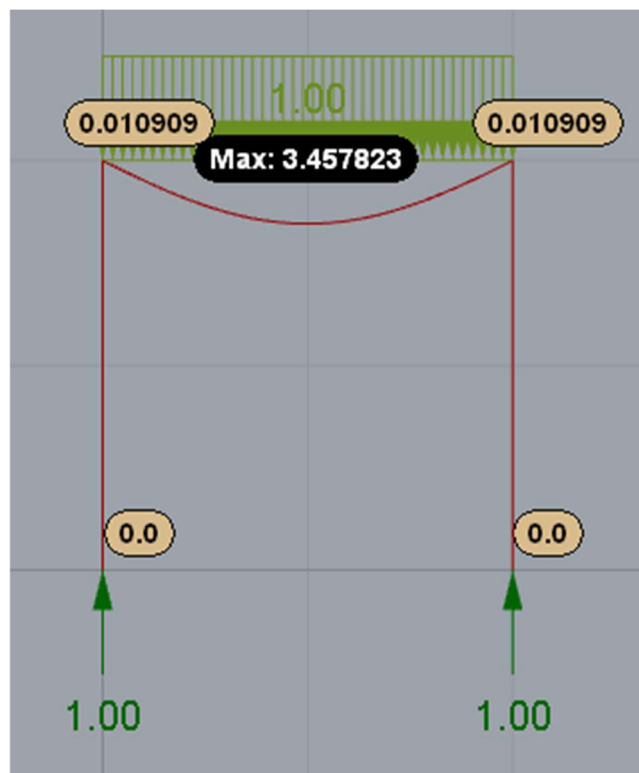
**C**  
**Vekt: 41 Kg**



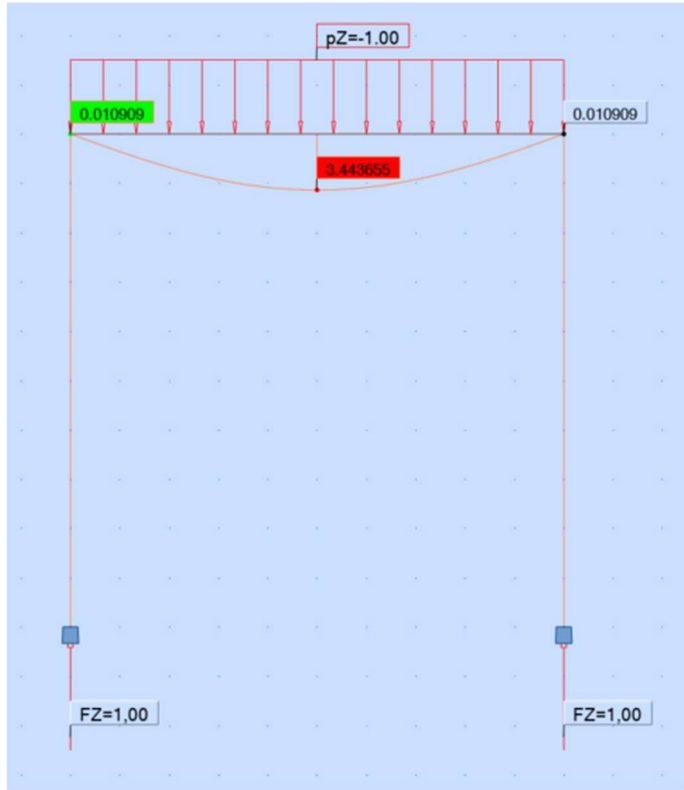
Den lille differansen som oppstår, kan antas å være forårsaket på bakgrunn av den lille forskjellen i tverrsnittet.

**Vertikal linjelast, 1 kN/m (LC1):**

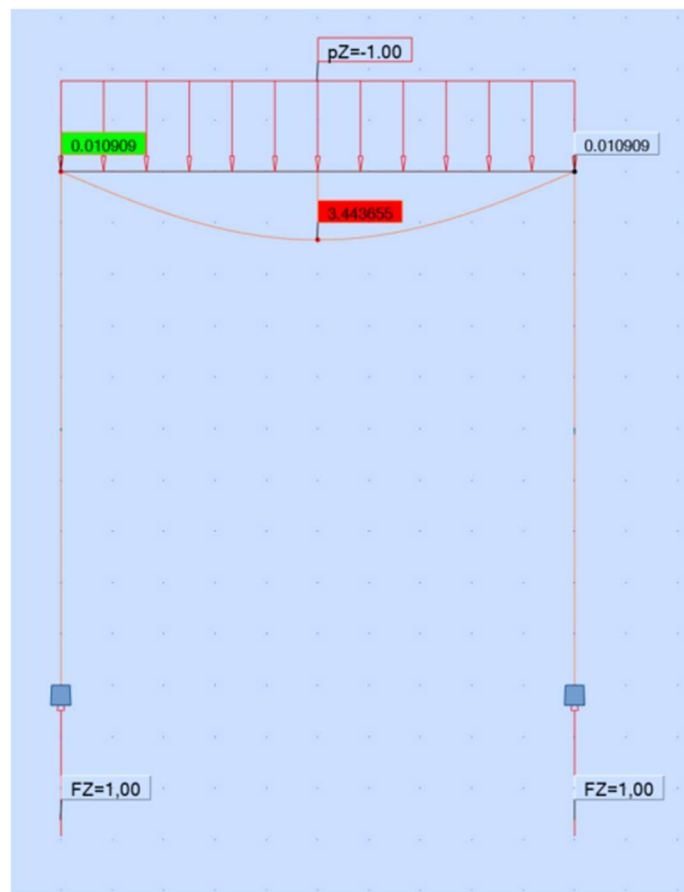
**A**



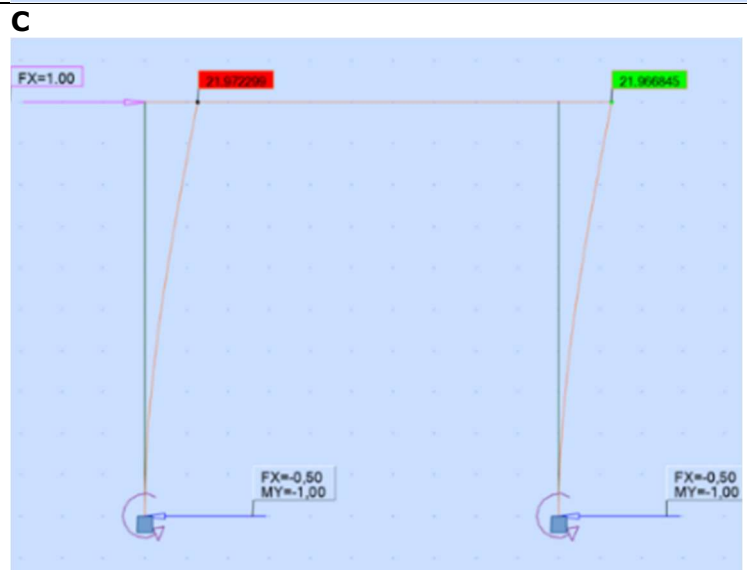
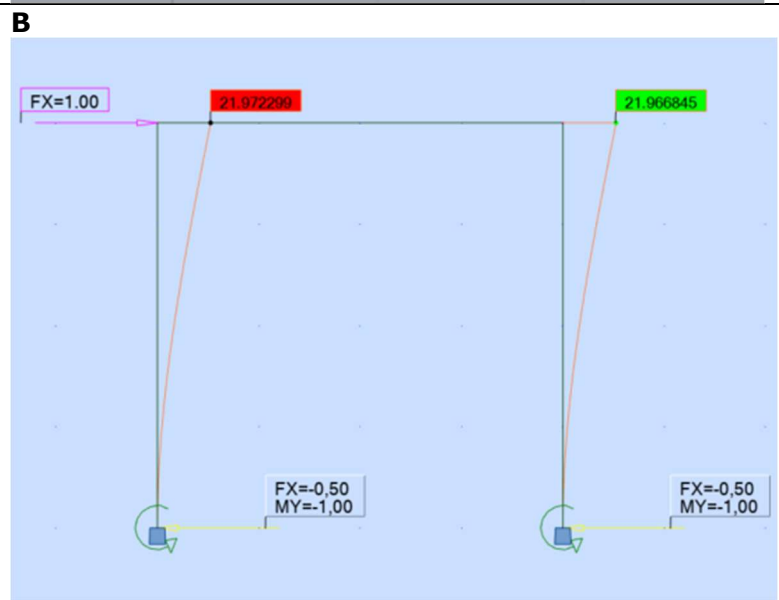
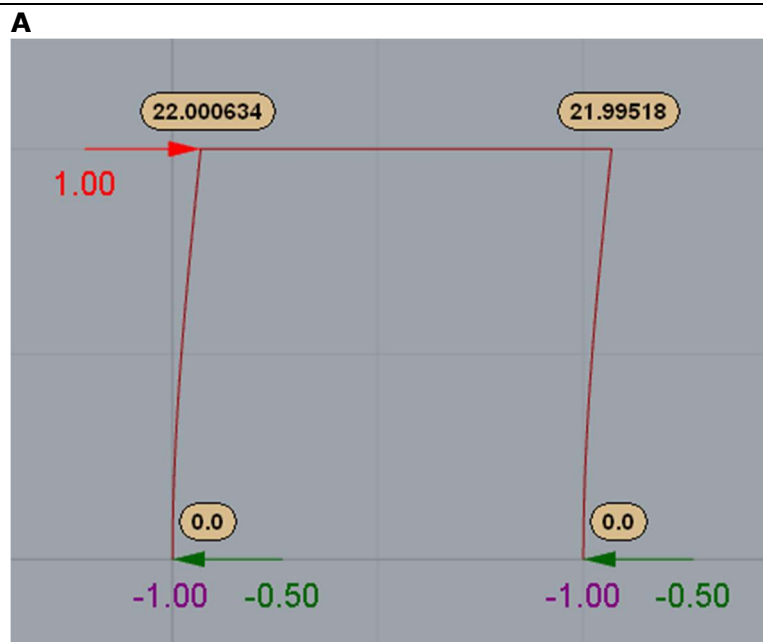
**B**



**C**



Horizontal punktlast,  
1 kN (LC2):

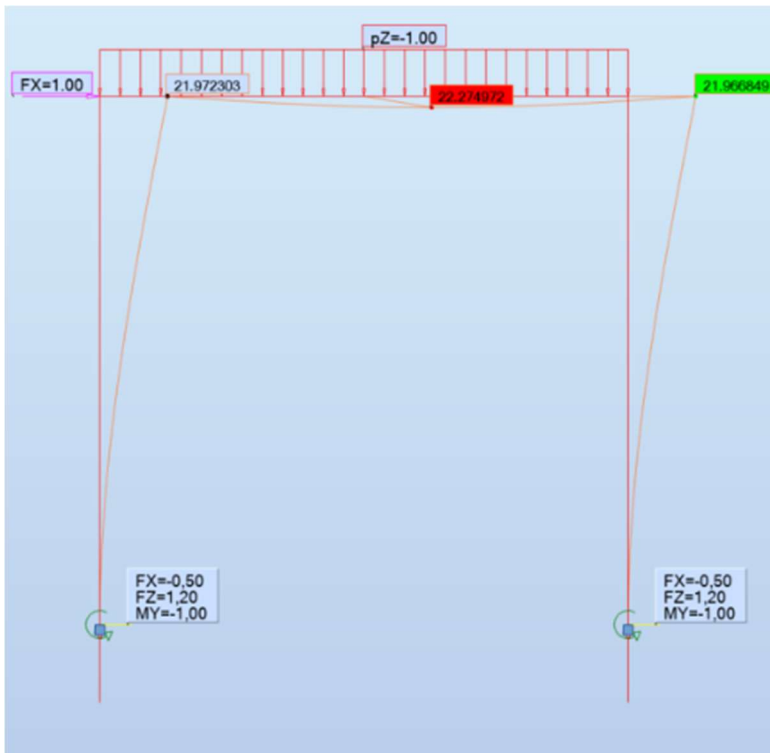


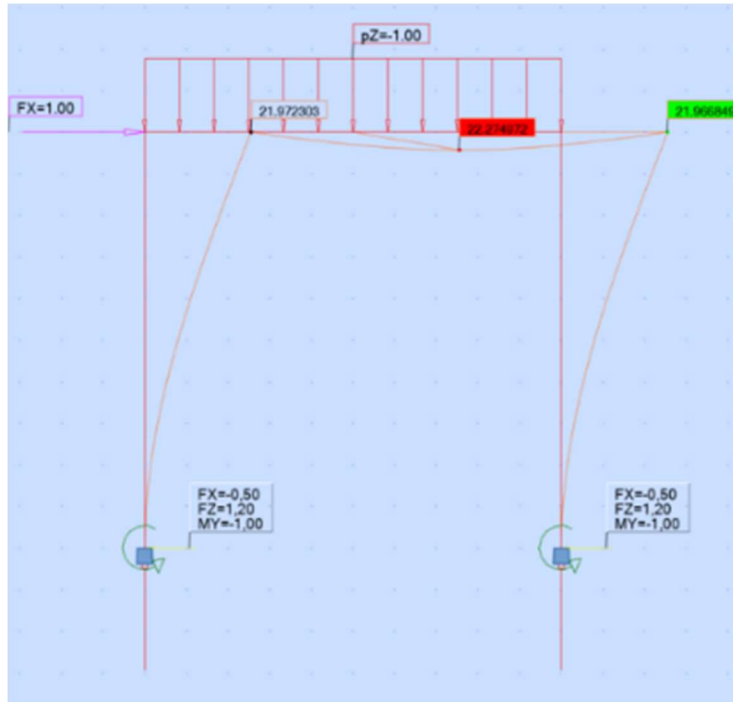
Kombinasjon av alle lastene (LC3):

A



B





C

**Utnyttelse** av elementene for de ulike lastene og kombinasjonen:

Egenvekt

<i>Max Utilization</i>	
0	0.001656
1	0.007795
2	0.001656

Vertikal linjelast

<i>Max Utilization</i>	
0	0.008057
1	0.113745
2	0.008057

Horisontal punktlast

<i>Max Utilization</i>	
0	0.215544
1	0.004028
2	0.215491

Kombinasjon

<i>Max Utilization</i>	
0	0.226514
1	0.125862
2	0.22646

Member	Section	Material	Ratio	Case
1 Simple bar	RHSS 50x50x5	S355	0.0017	1 DL1
2 Simple bar	RHSS 50x50x5	S355	0.0069	1 DL1
3 Simple bar	RHSS 50x50x5	S355	0.0017	1 DL1

Member	Section	Material	Ratio	Case
1 Simple bar	RHSS 50x50x5	S355	0.0085	2 vertikalt linielast
2 Simple bar	RHSS 50x50x5	S355	0.1020	2 vertikalt linielast
3 Simple bar	RHSS 50x50x5	S355	0.0085	2 vertikalt linielast

Member	Section	Material	Ratio	Case
1 Simple bar	RHSS 50x50x5	S355	0.2040	3 horisontal punktlast
2 Simple bar	RHSS 50x50x5	S355	0.0042	3 horisontal punktlast
3 Simple bar	RHSS 50x50x5	S355	0.2040	3 horisontal punktlast

Member	Section	Material	Ratio	Case
1 Simple bar	RHSS 50x50x5	S355	0.2155	5 Kombinasion
2 Simple bar	RHSS 50x50x5	S355	0.1134	5 Kombinasion
3 Simple bar	RHSS 50x50x5	S355	0.2154	5 Kombinasion

Member	Section	Material	Ratio	Case
1	RHSS 50x50x5	S355	0.0017	1 PERMANENT1 LC 0
2	RHSS 50x50x5	S355	0.0069	1 PERMANENT1 LC 0
3	RHSS 50x50x5	S355	0.0017	1 PERMANENT1 LC 0

Member	Section	Material	Ratio	Case
1	RHSS 50x50x5	S355	0.0085	2 PERMANENT2 LC 1
2	RHSS 50x50x5	S355	0.1020	2 PERMANENT2 LC 1
3	RHSS 50x50x5	S355	0.0085	2 PERMANENT2 LC 1

Member	Section	Material	Ratio	Case
1	RHSS 50x50x5	S355	0.204	3 PERMANENT3 LC 2
2	RHSS 50x50x5	S355	0.004	3 PERMANENT3 LC 2
3	RHSS 50x50x5	S355	0.204	3 PERMANENT3 LC 2

Member	Section	Material	Ratio	Case
1	RHSS 50x50x5	S355	0.2155	4 PERMANENT4 LC 3
2	RHSS 50x50x5	S355	0.1134	4 PERMANENT4 LC 3
3	RHSS 50x50x5	S355	0.2154	4 PERMANENT4 LC 3

**Kommentar:**

Som det fremgår av resultatene over er resultatene som forventet for en rammekonstruksjon. Resultatene er også tilnærmet like uavhengig av om modellen er bygd opp i Grasshopper, Robot eller om den er bygd opp i Grasshopper og eksportert til Robot og blitt analysert der. De små differansene som oppstår kan antas å være på bakgrunn av at tverrsnittene i Grasshopper og Robot er litt ulike. Likevel er differansene så små at de antas å være neglisjerbare.

# Vedlegg D: Vedlagte filer

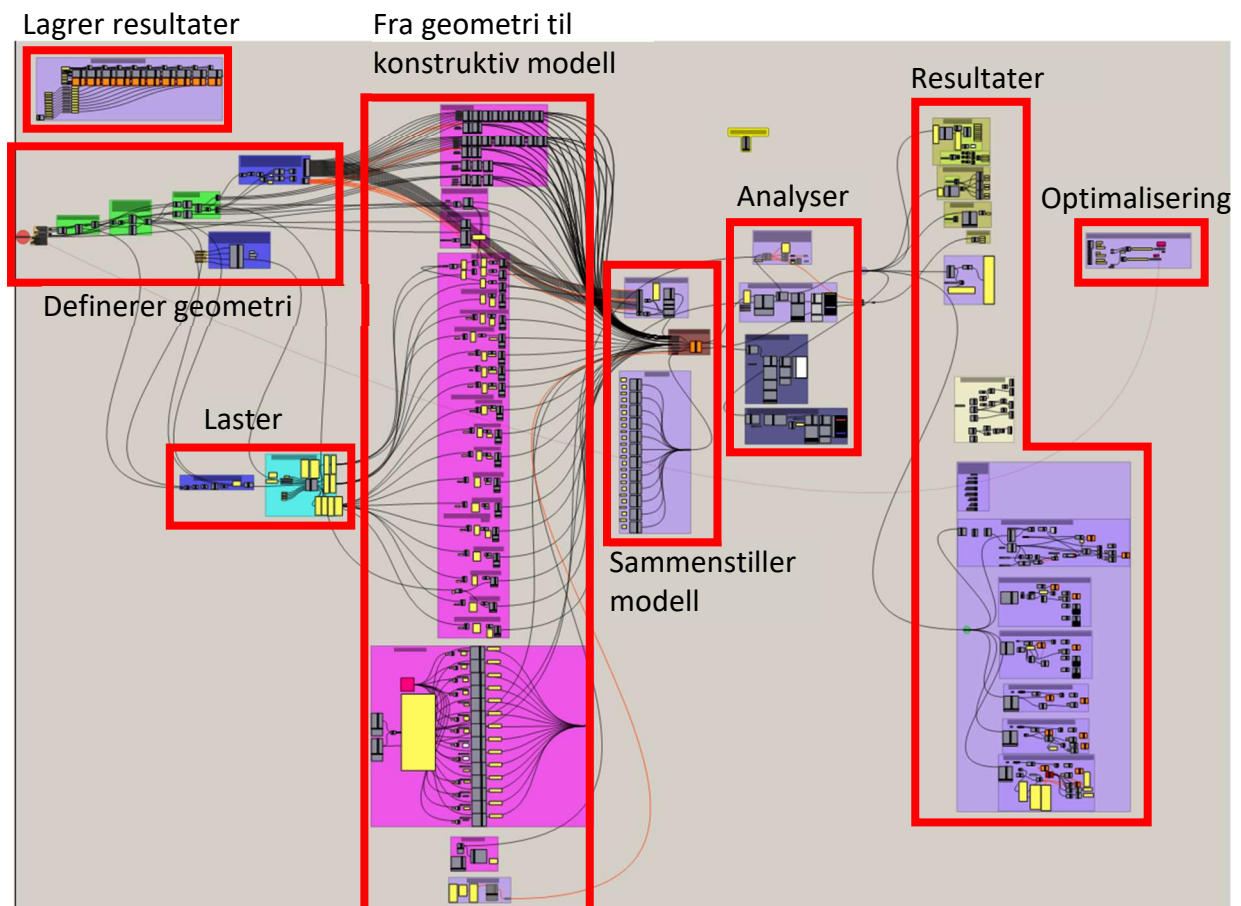
Vedlagt ligger åtte filer, hvorav fire av de er ulike modellene i Grasshopper og de fire andre er de tilhørende resultatene som er lagret i Excel.

## Grasshopper:

Grasshopper filene har forklarende navn som vist under:

- Plan fagverksbue
- Romlig fagverksbue
- Hall med plan fagverksbue
- Hall med romlig fagverksbue

De ulike filene tilsvarer forskjellige modeller. Selv om modellene er noe ulike, er oppbygningen tilnærmet den samme. Figuren under gir et grovt bilde av hvordan modellene er bygd opp slik at det skal være enklere å finne frem.



## Excel:

Resultatene fra de ulike modellene er lagret i forskjellige Excel dokumenter. Disse har tilsvarende navn som modellene:

- Resultater plan fagverksbue
- Resultater hall med plan fagverksbue
- Resultater romlig fagverksbue
- Resultater hall med romlig fagverksbue

For noen av modellene er det gjort mange studier, og det vil derfor være mange «ark» i en fil. Arkene er gitt forklarende navn så det skal være enkelt å finne frem til de ulike resultatene.

Resultatene er typisk organisert i tabeller som vist under. Inni den lilla firkanten forklares hvilke resultater som vises, og inni den svarte vises hvilke konfigurasjoner som blir endret med deres verdier. Eksempelvis ville tabellen under vist resultater for forskyvning når pilhøyden ble variert som den grønne kolonnen og fagverkshøyden variert som den blå raden. Resultatet som ville ligget innenfor den røde firkanten ville dermed vist forskyvningen når fagverkshøyden er 2 og pilhøyden er 25, mens de resterende parameterne er som utgangspunktet er beskrevet.

Høyde fv VS Pilhøyde pt3	Forskyvning				
0.87 m (1)	0,5	1	1,5	2	2,5
4.37 m (5)					
8.75 m (10)					
13.12 m (15)					
17.50 m (20)					
21.87 m (25)					
26.25 m (30)					