

Andreas Lundemo  
Leif-Erik Flo Hoem  
Oskar Sande

## Romsdalsgondolen

Dimensjonering av skråtårnet i toppstasjonen

Bacheloroppgave i Konstruksjonsteknikk

Veileder: Torodd Skjerve Nord

Mai 2021



Andreas Lundemo  
Leif-Erik Flo Hoem  
Oskar Sande

## **Romsdalsgondolen**

Dimensjonering av skråtårnet i toppstasjonen

Bacheloroppgave i Konstruksjonsteknikk  
Veileder: Torodd Skjerve Nord  
Mai 2021

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for havromsoperasjoner og byggteknikk



**NTNU**

Kunnskap for en bedre verden



TITTEL:

Romsdalsgondolen

Kandidatnummer(e):

10011 Leif-Erik Flo Hoem

10032 Andreas Lundemo

10047 Oskar Sande

DATO:	EMNEKODE:	EMNE:	DOKUMENT TILGANG:
20.05.2021	IB303312	Bacheloroppgave	Åpent
STUDIUM:	ANT SIDER/VEDLEGG:	BIBL. NR:	
Ingeniør/bachelorprogram 3-årig, Ålesund Byggingeniør	161/8		

VEILEDER(E):

Oddvin Myklebust, Pétur Jóhannesson og Torodd Skjerve Nord

## BACHELOROPPGAVE

## SAMMENDRAG:

Denne rapporten omhandler Romsdalsgondolprosjektet. Vi har sammen med veileder og Nordplan AS utarbeidet en ønsket problemstilling, med mål om å dimensjonere og kontrollere dette avanserte fagverket mot usikkerheten som kommer fra ytre lastpåvirkninger.

Gjennom arbeidet med oppgaven har vi møtt på utfordringer knyttet til statikk, lastberegninger og bruk av beregnings- og modelleringsprogram.

Rapporten viser en ferdigdimensjonert konstruksjon som lar seg bli utnyttet av de eksterne og lokale lastpåvirkningene vi har beregnet.

*Denne oppgaven er en eksamensbesvarelse utført av studenter ved NTNU i Ålesund.*

## Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

Du/dere fyller ut erklæringen ved å klikke i ruten til høyre for den enkelte del 1-6:		
1.	Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input checked="" type="checkbox"/>
2.	Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen: <ul style="list-style-type: none"> <li>• ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands.</li> <li>• ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt.</li> <li>• ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt.</li> <li>• har alle referansene oppgitt i litteraturlisten.</li> <li>• ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.</li> </ul>	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å <b><u>betrakte som fusk</u></b> og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. <a href="#">Universitets- og høgskoleloven</a> §§4-7 og 4-8 og <a href="#">Forskrift om eksamen</a> §§14 og 15.	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert i Ephorus, se <b>Retningslinjer for elektronisk innlevering og publisering av studiepoenggivende studentoppgaver</b>	<input checked="" type="checkbox"/>

## BACHELOROPPGAVE

5.	Jeg/vi er kjent med at høgskolen vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter <a href="#">høgskolens studieforskrift §31</a>	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av <a href="#">kilder og referanser på biblioteket sine nettsider</a>	<input checked="" type="checkbox"/>



## **Publiseringsavtale**

**Studiepoeng: 20**

**Veileder: Torodd Skjerve Nord**

**Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven**

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten ([Åndsverkloven §2](#)).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage HiM med forfatter(ne)s godkjenning.

Opgaver som er unntatt offentlighet eller båndlagt vil ikke bli publisert.

**Jeg/vi gir herved NTNU i Ålesund en vederlagsfri rett til å**

**gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering:** ja nei

**Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?** ja nei

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

**Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?**

ja nei

**Er oppgaven unntatt offentlighet?** ja nei

(inneholder taushetsbelagt informasjon. [Jfr. Offl. §13/Fvl. §13](#))

**Dato: 20.05.2021**

## FORORD

Denne besvarelsen på bacheloroppgaven, er gjennomført og skrevet av Andreas Lundemo, Leif-Erik Flo Hoem og Oskar Sande hos institutt for havromsoperasjoner og byggteknikk ved NTNU i Ålesund. Studieretning: 3-årig bachelor, byggingeniør – retning konstruksjonsteknikk.

Vi fikk Romsdalsgondolen introdusert av Torodd Skjerve Nord. Dette spennende prosjektet omfatter en kompleks konstruksjon som vekket interessen for valg av problemstilling for bacheloroppgaven. Denne problemstillingen er løst ved hjelp av metoder og opparbeidet kunnskap fra bachelorprogrammet vi har fulgt de siste tre årene. Det har også vært nødvendig å anvende oss ny kunnskap, samt metoder i løpet av arbeidet for å løse problemstillingen.

Torodd Skjerve Nord fra NTNU har vært vår veileder igjennom oppgaven. Han har hatt flittig kommunikasjon og oppfølging med gruppen, og bistått med fagkunnskaper som har vært til god nytte for gruppen.

Vi har skrevet oppgaven med selskapet Nordplan som har prosjektet Romsdalsgondolen. Samarbeidet med Oddvin Myklebust og Pétur Jóhannesson fra Nordplan har vært til stor nytte og nødvendig for at vi kunne ta for oss et slikt prosjekt med vår kompetanse.

Med dette vil vi takke Torodd Skjerve Nord, Oddvin Myklebust og Pétur Jóhannesson for en spennende oppgave og god veiledning som vi tar med oss videre etter endt utdanning.

Ålesund 20.05.2021



Andreas Lundemo

Stryn 20.05.2021



Leif-Erik Flo Hoem

Ålesund 20.05.2021



Oskar Sande



## **SAMMENDRAG**

Denne rapporten omhandler Romsdalsgondolprosjektet som skal være ferdigstilt 28. mai 2021. Vi har sammen med veileder og Nordplan AS utarbeidet en ønsket problemstilling, med mål om å dimensjonere og kontrollere dette avanserte fagverket mot usikkerheten som kommer fra en dynamisk last.

For dimensjoneringen har vi funnet krav og lovverk som er relevant ved lastberegning og dimensjonering av stålkonstruksjoner, disse er i hovedsak hentet fra eurokoder og norsk standard. Vi har beregnet for hånd og ved bruk av FEM-program.

I første del av rapporten er teorien beskrevet og de metodene som er brukt for å besvare denne problemstillingen vist. Gjennom arbeidet med oppgaven har vi møtt på utfordringer knyttet til statikk, lastberegninger og bruk av beregnings- og modelleringsprogram.

Rapporten viser en ferdigdimensjonert konstruksjon som lar seg bli utnyttet av de eksterne og lokale lastpåvirkningene vi har beregnet, hvor resultatene er presentert i tabeller.



## **ABSTRACT**

This bachelor thesis applies to the “Romsdalsgondol” project which is finalised on the 28th of May 2021. To design and control the advanced framework against the uncertainty of the applied dynamic loads, we have prepared a wanted issue together with a supervisor and Nordplan AS.

We have found requirements and regulations that are relevant in design and load calculations of steel structures, these are mainly taken from Eurocodes and Norwegian standards, we have calculated by hand and by using a Finite Element Method program.

First part of the thesis, the theory and methods used to answer the current problem has been described and displayed. During the work with this assignment, we have encountered challenges related to static system, load calculations and the usage of design- and analysing software.

This thesis shows the designed construction which can be utilized by the calculated external and internal load impacts. The results are presented in our charts.





## INNHOLD

<b>SAMMENDRAG</b>	<b>IX</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>XI</b>
<b>TERMINOLOGI</b>	<b>XXIX</b>
BEGREPER	XXIX
SYMBOLER	XXX
FORKORTELSER	XXXIV
<b>1 INNLEDNING</b>	<b>1</b>
1.1 BAKGRUNN	1
1.2 FORMÅL OG PROBLEMSTILLING	1
1.3 AVGRENSNINGER	1
1.4 RAPPORTENS OPPBYGGING	2
<b>2 TEORETISK GRUNNLAG</b>	<b>5</b>
2.1 REGELVERK	5
2.1.1 <i>Forskrift</i>	5
2.1.2 <i>Norsk standard</i>	5
2.1.3 <i>Eurokode</i>	6
2.2 TIDLIGERE ARBEID	7
2.2.1 <i>Loen skylift</i>	7
2.2.2 <i>Forprosjektrapport Romsdalsgondolen</i>	7
2.2.3 <i>Planforslag Romsdalsgondolen</i>	8
2.3 TOPPSTASJONEN	8
2.3.1 <i>Geografisk plassering</i>	8

## BACHELOROPPGAVE

2.3.2	<i>3D-Modell</i>	10
2.3.3	<i>Konstruksjonsdeler</i>	11
2.3.4	<i>Skråtårnet</i>	11
2.3.5	<i>Midttårnet</i>	14
2.3.6	<i>Knutepunkt</i>	15
2.3.7	<i>Stål</i>	15
2.3.8	<i>Limtre</i>	18
2.4	DIMENSJONERINGSPRINSIPP	19
2.4.1	<i>Pålitelighetsklasse</i>	19
2.4.2	<i>Grensetilstander</i>	20
2.4.3	<i>Lastpåvirkninger</i>	22
2.5	LASTER	23
2.5.1	<i>Egenlast</i>	23
2.5.2	<i>Snølast</i>	24
2.5.3	<i>Vindlast</i>	24
2.5.4	<i>Pendelbanelast</i>	24
2.6	PROGRAMVARE	25
2.6.1	<i>Microsoft Office</i>	25
2.6.2	<i>Zotero</i>	26
2.6.3	<i>Autodesk Revit</i>	26
2.6.4	<i>Autodesk AutoCAD</i>	26
2.6.5	<i>EUROCODEexpress</i>	27
2.6.6	<i>Focus Konstruksjon</i>	28
2.7	FEM - FOCUS KONSTRUKSJON	28

## BACHELOROPPGAVE

2.7.1	<i>Segmenter</i>	29
2.7.2	<i>Plane skall</i>	29
2.7.3	<i>Materialtyper</i>	30
2.7.4	<i>Tverrsnitt</i>	30
2.7.5	<i>Randbetingelser</i>	31
2.7.6	<i>Ledd</i>	31
2.7.7	<i>Fjærer</i>	32
2.7.8	<i>Laster</i>	32
2.7.9	<i>Lasttilfeller</i>	33
2.7.10	<i>Lastkombinasjoner</i>	33
2.7.11	<i>Beregninger</i>	34
2.8	ELEMENTMETODEN	35
<b>3</b>	<b>METODE</b>	<b>37</b>
<b>4</b>	<b>LASTER</b>	<b>39</b>
4.1	LASTFORDELING	39
4.2	EGENLAST	40
4.2.1	<i>Grunnverdier</i>	40
4.2.2	<i>Egenlast for tak</i>	43
4.2.3	<i>Bregnede verdier</i>	45
4.3	VINDLAST	46
4.3.1	<i>Vindkasthastighetstrykket</i>	46
4.3.2	<i>Vindlast på vegger</i>	54
4.3.3	<i>Vindlast på tak</i>	58
4.3.4	<i>Resultat vindlastberegninger</i>	61

## BACHELOROPPGAVE

4.4	SNØLAST	66
4.4.1	<i>Snølast på mark</i>	66
4.4.2	<i>Snølast på tak</i>	67
4.4.3	<i>Beregnete verdier</i>	69
4.5	LAST FRA PENDELBANEN	70
<b>5</b>	<b>FEM-MODELL</b>	<b>73</b>
5.1	GEOMETRI	73
5.2	RANDBETINGELSER	75
5.2.1	<i>Randbetingelse 1 og 2</i>	75
5.2.2	<i>Randbetingelse 3-6</i>	77
5.3	FJÆRSTIVHETER	78
5.3.1	<i>Fjærstivhet 1 og 3</i>	79
5.3.2	<i>Fjærstivhet 2</i>	80
5.4	STAVSEGMENT OG LEDD	82
5.5	LASTPÅFØRING	84
5.6	LASTKOMBINASJONER	84
5.6.1	<i>Lastkombinering</i>	84
<b>6</b>	<b>RESULTAT</b>	<b>87</b>
6.1	LASTKOMBINASJONER	87
6.1.1	<i>Bruddgrensetilstand</i>	87
6.1.2	<i>Bruksgrensetilstand</i>	87
6.2	ANALYSE AV FEM-MODELL	88
6.2.1	<i>Analyse 1</i>	88
6.2.2	<i>Analyse 2</i>	100

## BACHELOROPPGAVE

6.3	SAMMENLIGNING AV ANALYSE 1 OG 2	111
6.4	KONTROLL	111
6.4.1	<i>Forskyvningskontroll</i>	<i>111</i>
6.4.2	<i>Kapasitetskontroll</i>	<i>112</i>
<b>7</b>	<b>DISKUSJON</b>	<b>113</b>
<b>8</b>	<b>EGENVURDERING</b>	<b>119</b>
<b>9</b>	<b>KONKLUSJON</b>	<b>121</b>
<b>10</b>	<b>VIDERE STUDIE</b>	<b>123</b>
<b>11</b>	<b>REFERANSELISTE</b>	<b>124</b>
<b>12</b>	<b>VEDLEGG</b>	<b>127</b>



## FIGURLISTE

Figur 1. Geografisk plassering av Romsdalsgondolen [9].....	8
Figur 2. Plassering av bunn- og toppstasjon i Åndalsnes [9].....	9
Figur 3. 3D-modell av ferdig toppstasjon, fått fra Nordplan. ....	9
Figur 4. 3D-Modell av toppstasjonen nummerert 1-4. (Hentet fra dokumenter gitt av Nordplan). ....	10
Figur 5. Enkelt snitt av fasade Sørvest.....	11
Figur 6. Skråtårnet fasade Nordvest.....	12
Figur 7. Sentermål på stålprofilene i skråtårnet fasade Nordvest. ....	13
Figur 8. Vinkel på skråtårnet, sett fra Sørvest.....	13
Figur 9. Midttårnet. ....	14
Figur 10. Sentermål på stålprofilene i midttårnet.....	15
Figur 11. Snitt av taket på skråtårnet. ....	18
Figur 12. Lastpåvirkninger på et hus.....	22
Figur 13. Autodesk Revit. ....	26
Figur 14. Autodesk AutoCAD. ....	27
Figur 15. EUROCODEexpress. ....	27
Figur 16. Focus Konstruksjon.....	28
Figur 17. Funksjoner for modellering i Focus Konstruksjon.....	28
Figur 18. Eksempel på segment med både offset og eksentrisitet. ....	29
Figur 19. Illustrasjon av interne knutepunkt. ....	29
Figur 20. Eksempel på ulike skallmuligheter.....	30
Figur 21. Lokalt aksetversnitt til en HE 300 A bjelke. ....	31
Figur 22. Punktranbetingelser på en fritt opplagt bjelke.....	31

## BACHELOROPPGAVE

Figur 23. Knutepunkt med momentledd. ....	32
Figur 24. Fjærer i Focus Konstruksjon. ....	32
Figur 25. Funksjonen punktlast. ....	33
Figur 26. Funksjonen linjelast. ....	33
Figur 27. Funksjonen flatelast. ....	33
Figur 28. Navigeringsbåndet for analyse i Focus Konstruksjon. ....	34
Figur 29. Vertikal lastfordeling på tak. ....	39
Figur 30. Plantegning, fremre del av taket. ....	41
Figur 31. Tverrsnittet til taksystemet. Snitt 1 av Figur 30. ....	42
Figur 32. Egenlast på skråtårnet. ....	45
Figur 33. Terreng innenfor 10 km og retningen hvor vinden er størst. ....	47
Figur 34. Viser vindretningen sørvest på åsens byggested. ....	51
Figur 35. Ås/skråning sørvest og nordøst (skjematisk) [23]. ....	51
Figur 36. Referanse høyde, $z_e$ , avhengig av $h$ og $b$ , og tilhørende hastighetsprofil og sone inndeling av vertikale vegger. ....	56
Figur 37. Bygg med permanente åpninger [15]. ....	58
Figur 38. Vinkel $\alpha$ på saltak. ....	58
Figur 39. Vindlastens sonefordeling på saltak. Størrelsen $e$ er den minste av $b$ og $2h$ . ....	59
Figur 40. Last på 2D modell. ....	60
Figur 41. Snølastfordeling på tak. ....	68
Figur 42. Snølast på skråtårnet. ....	69
Figur 43. Plassering av pendelbanelast. ....	70
Figur 44. Segmentene på skråtårnet. ....	73
Figur 45. Toppstasjonen modellert i Focus Konstruksjon. ....	75



## BACHELOROPPGAVE

Figur 46. Viser hvor sadelen er fast innspent.....	76
Figur 47. Randbetingelse 1 og 2. ....	76
Figur 48. Plassering av randbetingelse 1 og 2. ....	77
Figur 49. Søyfefot skråtårn.....	77
Figur 50. Randbetingelse for søyfeføtter til skråtårn. ....	78
Figur 51. Plasseringen av fjærstivhet 1 og 3 på toppstasjonen. ....	79
Figur 52. 2D modell av de røde sentermålene i Figur 51.....	79
Figur 53. Forskyvningsdiagram fjærstivhet 1 og 2. ....	80
Figur 54. Plasseringen av fjærstivhet 2 på toppstasjonen. ....	80
Figur 55. 2D modell av det røde sentermålet i Figur 54. ....	81
Figur 56. Forskyvningsdiagram fjærstivhet 2. ....	81
Figur 57. Sveise- og bolteforbindelser. ....	82
Figur 58. Leddet kobling for segment 1 & 282.....	83
Figur 59. Leddet forbindelse mellom søyle og bjelke.....	83
Figur 60. Normalkraft, øvre del .....	89
Figur 61. Normalkraft, nedre del.....	90
Figur 62. Skjærkraft i y-retning, øvre del. ....	90
Figur 63. Skjærkraft i y-retning, nedre del,.....	91
Figur 64. Skjærkraft i z-retning, øvre del.....	91
Figur 65. Skjærkraft i z-retning, nedre del.....	92
Figur 66. Moment om x, øvre del. ....	92
Figur 67. Moment om x, nedre del.....	93
Figur 68. Moment om y, øvre del. ....	93
Figur 69. Moment om y, nedre del.....	94

## BACHELOROPPGAVE

Figur 70. Moment om $z$ , øvre del.....	94
Figur 71. Moment om $z$ , nedre del.....	95
Figur 72. Elastisk tverrsnittskontroll, øvre del.....	96
Figur 73. Elastisk tverrsnittskontroll, nedre del.....	97
Figur 74. Elastisk stabilitetskontroll, øvre del. ....	97
Figur 75. Elastisk stabilitetskontroll, nedre del.....	98
Figur 76. Forskyvning i $u$ - og $w$ -retning, øvre del.....	99
Figur 77. Forskyvning i $u$ - og $w$ -retning, nedre del.....	99
Figur 78. Segmentkart $N$ , øvre del.....	101
Figur 79. Segmentkart $N$ , nedre del.....	101
Figur 80. Segmentkart $V_y$ , øvre del.....	102
Figur 81. Segmentkart $V_y$ , nedre del.....	102
Figur 82. Segmentkart $V_z$ , øvre del.....	103
Figur 83. Segmentkart $V_z$ , nedre del.....	103
Figur 84. Segmentkart $M_x$ , øvre del.....	104
Figur 85. Segmentkart $M_x$ , nedre del.....	104
Figur 86. Segmentkart $M_y$ øvre del.....	105
Figur 87. Segmentkart $M_y$ , for nedre del.....	105
Figur 88. Segmentkart $M_z$ , øvre del.....	106
Figur 89. Segmentkart $M_z$ , nedre del.....	106
Figur 90. Kapasitetskontroll, elastisk tverrsnittskapasitet, øvre del.....	108
Figur 91. Kapasitetskontroll, elastisk tverrsnittskapasitet, nedre del.....	108
Figur 92. Kapasitetskontroll, elastisk stabilitet, øvre del.....	109
Figur 93. Kapasitetskontroll, elastisk stabilitet, nedre del.....	109

BACHELOROPPGAVE

Figur 94. Forskyvninger i Analyse 2, øvre del. ....	110
Figur 95. Forskyvninger i Analyse 2, nedre del.....	111



## TABELLISTE

Tabell 1. Viser rapportens oppbygging.....	2
Tabell 2. Standarder denne oppgaven tar for seg [6]. .....	7
Tabell 3. Beskrivelse av konstruksjonsdelene på toppstasjonen i Figur 5.....	11
Tabell 4. Materialelegenskapene for stålprofilene [12]. .....	16
Tabell 5. Stålprofil for konstruksjonen. ....	16
Tabell 6. Materialelegenskapene for limtre [13].....	18
Tabell 7. Definisjon av konsekvensklasser [14, s. 75] - tabell B1.....	19
Tabell 8. Anbefalte minsteverdier for pålitelighetsindeksen $\beta$ [14, s. 76] – tabell B2. ....	19
Tabell 9. Inndeling i pålitelighetsklasser med eksempler på konstruksjoner [15, s. 13] - Tabell 2:2. ....	20
Tabell 10. Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand [15, s. 24]. .....	21
Tabell 11. Lastfaktorer $\gamma$ inkludert $\psi$ - faktor for bruksgrensetilstand [15, s. 27]. .....	21
Tabell 12. De ulike lastene som virker på Figur 12 med forklaring. ....	22
Tabell 13. Ekskluderte laster.....	23
Tabell 14. Frekvensfordeling av observasjoner for vindhastighet, Metrologisk Institutt [8, s. 47].....	25
Tabell 15. Lengden mellom søylene på konstruksjonen.....	40
Tabell 16. Faktorer for tyngdetettheten.....	42
Tabell 17. Dimensjoner på materialene for taket.....	43
Tabell 18. Faktorer for beregning av egenlasten på taket. ....	43
Tabell 19. Egenlast for tak. ....	45
Tabell 20. Faktorer for bestemmelse av vindkasthastighetstrykket, $qpz$ , og stedvindhastighetstrykket, $qmz$ . ....	46
Tabell 21. Referansevindhastigheten for kommunen Rauma [23].....	47

## BACHELOROPPGAVE

Tabell 22. Retningsfaktor [23].	47
Tabell 23. Justeringsfaktorer for basisvindhastigheten.	48
Tabell 24. Justeringsfaktorer for stedsvindhastigheten.	49
Tabell 25. Veiledning til ligning (13).	49
Tabell 26. Terrengruhetskategorier og tilhørende parametere (hentet fra NS-EN 1991-1-4, Tabell NA.4.1).	50
Tabell 27. Verdier for bestemmelse av $C_{0z}$ .	52
Tabell 28. Bestemmelse av $\Delta S_z$ , $maks$ , $a$ og $kvirk$ .	52
Tabell 29. Verdier for beregning av terrengformfaktor sørves og nordøst-retning.	52
Tabell 30. Faktorer for bestemmelse av standardavviket i ligning (15).	53
Tabell 31. Faktorer for bestemmelse av turbulensintensiteten, $I_{vz}$ .	53
Tabell 32. Faktorer for bestemmelse av vindkasthastigheten, $V_p$ .	54
Tabell 33. Viser forklaring til de forskjellige symbolene i ligning (18).	54
Tabell 34. Forklarer de forskjellige utvendige formfaktorene.	55
Tabell 35. Utvendig formfaktor for vertikale vegger i rektangulære bygninger.	57
Tabell 36. Formfaktor $c_p$ for saltak i vindretning $0^\circ$ på bygget [23].	59
Tabell 37. Formfaktor $c_p$ for saltak i vindretning $90^\circ$ på bygget [23].	60
Tabell 38. Beregnet vindlast for toppstasjon Nesaksla Åndalsnes.	61
Tabell 39. Stripelast på skråtårnet.	62
Tabell 40. Flatelast på skråtårnet.	63
Tabell 41. Grunnverdier for ligning (23). Verdier er angitt i tabell NA.4.1(901) i det nasjonale tillegget til NS-EN 1991-1-3.	66
Tabell 42. Verdier for ligning (24).	67
Tabell 43. Verdier for ligning (25).	67
Tabell 44. Formfaktor for snølast.	68

## BACHELOROPPGAVE

Tabell 45. Eksponeringsfaktor. ....	69
Tabell 46. Snølast fra håndberegninger og Focus Konstruksjon. ....	69
Tabell 47. Verdi og retning på pendelbanelastene. ....	71
Tabell 48. Segmentene, fjærene og randbetingelsene for skråtårnet. ....	74
Tabell 49. Forklaring på ligning (27). ....	78
Tabell 50. Fjærstivhetenes verdier. ....	82
Tabell 51. Ekskluderende lasttilfeller. ....	85
Tabell 52. Samtidig virkende lasttilfeller. ....	85
Tabell 53. De mest ugunstige lastkombinasjonene i bruddgrensetilstand. ....	87
Tabell 54. De mest ugunstige lastkombinasjonene i bruksgrensetilstand ved forskyvning. ....	87
Tabell 55. De største kreftene lastkombinasjonene ga ut på skråtårnet for analyse 1. ....	88
Tabell 56. Segmentenes kapasitet. ....	95
Tabell 57. Segmentenes største forskyvninger ved bruksgrensetilstand. ....	98
Tabell 58. Verste kreftene for Analyse 2. ....	100
Tabell 59. Tverrsnitts- og stabilitetsutnyttelse for segmentene i skråtårnet etter Analyse 2. ....	107
Tabell 60. Forskyvninger for Analyse 2. ....	110
Tabell 61. Utnyttelse av skråavstivere ved analyse 1 og 2. ....	111
Tabell 62. Tverrsnittsklasse for HE 300 A & HE 340 B. ....	112
Tabell 63. Gammel og ny tverrsnittskapasitetsutnyttelsene. ....	112





## TERMINOLOGI

### Begreper

Lokal segmentakse	Koordinatsystemet til det spesifikke segmentet.
Offset-funksjon	Visuell forskyvning av et segment eller noe lignende langs x, y eller z akse.
Omhyllingskurve	En kurve som tangerer andre kurver.
Pendelbane	Pendelbanen (Romsdalsgondolen, gondolbanen) bygger på prinsippet med pendel eller gravitasjonspendel hvor hver kabin er avhengig av hverandre for å gå opp og ned [1].
Rendering	Prosesen som konverterer en datamodell til et bilde som kan vises på en skjerm [2].
Sadel	Er et kraftig oppheng/skulder som holder vaieren fast på toppstasjonen og retter vaieren i riktig retning i forhold til vinkel på pendelbanen.
Segment	Er en del eller element av konstruksjonen, f.eks. bjelke eller søyle.
Skråtårn	Fremre stålramme av toppstasjonen som tar opp laster fra taket og pendelbanen.
Toppstasjon	Gondolbanens topp, en konstruksjon som er plassert på øverste nivå av banen, og der gondolen stopper for på/avlasting.

## Symboler

### Egenlast

$g_{Tf}$	Total flatelast
$g_{Ts}$	Total stripelast
$g_b$	Lasten for én bjelke, $115\text{mm} \times 495\text{mm}$
$g_{b2}$	Lasten for én bjelke, $90\text{mm} \times 495\text{mm}$
$g_{fb}$	Flatelasten for bjelkene
$g_{fp}$	Flatelasten for platen
$g_s$	Stripelast
$\rho_m$	Midlere densitet
$h$	Høyden
$L$	Lengde
$b$	Bredden
$c$	Senter-avstand
$g$	Tyngdeakselerasjonen
$\gamma$	Tyngdetetthet

### Vindlast

$A_1$	Er de effektivearealet som tar opp hastighetstrykket og fører det til skråtårnet
$A_2$	Er de effektivearealet som tar opp hastighetstrykket og fører det til skråtårnet
$A_{eff}$	Effektivt areal
$C_{alt}$	Nivåfaktor

## BACHELOROPPGAVE

$C_{dir}$	Retningsfaktor
$C_o(z)$	Terrengformfaktoren
$C_{pi}$	Innvendig formfaktor
$C_{prob}$	Returfaktor
$C_r(z)$	Ruhetsfaktoren
$C_{season}$	Årtidsfaktor
$I_v(z)$	Turbulensintensiteten
$L_0$	Horisontal lengde fra åsens høyeste punkt til punktet $0,5H_{Topp}$ på vindsiden
$L_H$	Halv ås- eller bakkelengde
$V_b$	Basisvindhastigheten
$V_{b,0}$	Referansevindhastigheten
$V_p$	Vindkasthastigheten
$c_{pe,1}$	$A \leq 1 \text{ m}^2$
$c_{pe,10}$	$A \geq 10 \text{ m}^2$
$c_{pe,n}$	$1 < A < 10 \text{ m}^2$
$c_{pe}$	Utvendig formfaktor
$k_1$	Turbulensfaktoren
$k_p$	Toppfaktor
$k_r$	Terrengruhetsfaktoren
$k_{virk}$	Faktor ved bestemmelse av terrengformfaktor
$q_m(z)$	Stedvindhastighetstrykket
$q_p(z)$	Vindkasthastighetstrykket
$v_m(z)$	Stedvindhastighet

## BACHELOROPPGAVE

$w_e$	Utvendig vindlast
$w_i$	Innvendig vindlast
$z_0$	Ruhetslengden
$z_{max}$	Største høyde
$z_{min}$	Minimumshøyden
$\sigma_v$	Standardavviket
$B$	Horisontal avstand fra åsens høyeste punkt til et punkt der åsens høyde $H_{Topp}$ er halvert
$Q$	Vindretning
$a$	Faktor ved bestemmelse av terrengformfaktor
$x$	Horisontal avstand
$z$	Lokal høyde over terrengnivået på byggestedet
$\alpha$	Takvinkel

**Snølast**

$C_e$	Eksponeringsfaktor
$C_t$	Termisk faktor
$H_g$	Høydegrensen for kommunen over havnivå
$s_k$	Karakteristisk snølast på mark på byggestedet
$s_{k0}$	Karakteristisk snølast i kommunen
$\mu$	Formfaktor
$H$	Byggestedets høyde over havnivå
$n$	Tar hensyn til at byggestedets høyde er over kommunens høydegrense

## BACHELOROPPGAVE

$\Delta S_k$  Snølasttillegg per 100m

$s$  Snølast

$\alpha$  Takvinkel

**Modellanalyse**

$F$  Kraft

$k$  Stivhet

$\omega$  Forskyvning

**Stål**

$E$  Elastisitetsmodul for stål

$M_{Ed}$  Dimensjonerende moment

$M_{Rd}$  Momentkapasitet

$N_{Ed}$  Dimensjonerende aksialkraft

$N_{Rd}$  Aksialkraftkapasitet

$V_{Ed}$  Dimensjonerende skjærkraft

$V_{Rd}$  Skjærkraftskapasitet

$f_{yd}$  Stålets dimensjonerende flytegrense

$h$  høyde

$\chi$  Reduksjonsfaktor for relevant knekkform

$A$  Tverrsnittsareal

$EI$  Bøyestivhet

$F$  Kraft

$L$  Lengde

## BACHELOROPPGAVE

**Forkortelser**

2D	Todimensjonal (Two-dimensional)
3D	Tredimensjonal (Three-dimensional)
BIM	Bygningsinformasjonsmodellering (fra engelsk): Building Information Modeling
CEN	Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (Comité Européen de Normalisation)
DIBK	Direktoratet for byggkvalitet
DOK	Byggevareforskriften
EU	Den europeiske union (European Union)
f.eks.	For eksempel
FEM	Finite Element Method
IEC	International Electrotechnical Commission (Internasjonale standarder)
ISO	International Organization for Standardization (Internasjonale standarder)
NS	Norsk standard
NS-EN	Standard som er utviklet i Europa og deretter fastsatt som Norsk Standard
SAK10	Byggesaksforskriften
TEK17	Byggeteknisk forskrift

# 1 INNLEDNING

Populariteten rundt pendelbaner har vokst mye de siste årene etter prosjektet Loen Skylift. Banene er energieffektive og baserer seg på prinsippet med gravitasjonspendel, hvor to kabiner pendler frem og tilbake i tandem mellom to endestasjoner [1]. I dag er banene trygge og miljøvennlige, samtidig som konstruksjonene er utnyttet nok til at prosjektet er lønnsomt.

Dette prosjektet tar for seg å dimensjonere deler av toppstasjonen for Romsdalsgondolen, som går fra sentrum til toppen av Nesaksla i Rauma kommune. Toppstasjonen er veldig værutsatt der den er plassert og det ligger store usikkerheter rundt den dynamiske lasten fra pendelbanen. Det trengs da mye ingeniørarbeid for å skape tilstrekkelig sikkerhet rundt en så kompleks konstruksjon.

## 1.1 Bakgrunn

Vi i prosjektgruppa studerer konstruksjonsteknikk ved NTNU Ålesund, hvor våre interesser rundt avanserte konstruksjoner og deres statiske oppførsel lå sentralt ved valg av bacheloroppgave. Med dette er Romsdalsgondolen et spennende og omfattende prosjekt, der vi får testet vår kompetanse som vi har opparbeidet gjennom studiet.

## 1.2 Formål og problemstilling

Formålet med prosjektet er å gjennomføre en lastberegning for hånd, samt en lineær analyse av skråtårnet ved bruk av en FEM-modell basert på plantegningene gitt av Nordplan. Det legges fokus på vindlast, snølast og de dynamiske lastene som kan oppstå fra pendelbanen. Med dette har vi utarbeidet følgende problemstilling:

*Hvordan vil det bærende systemet håndtere ulike laster? Herunder eksterne og lokale lastpåvirkninger.*

## 1.3 Avgrensninger

Oppgaven er avgrenset til den fremre komplekse stålkonstruksjonen for toppstasjonen. Disse avgrensningen er gjort med hensyn på tid, arbeidsomfang, relevans rundt studieretningen og interessefeltet:

## BACHELOROPPGAVE

- Lastberegningen blir begrenset til egen-, vind-, snø- og pendellast. Det er verdt å nevne at vi ikke beregner nyttelast for av- og påstigning, da denne lasten ikke kan inntreffe samtidig som de største dynamiske lastene som oppstår når kabinen befinner seg midt i pendelbanen.
- Det å beregne festemidler blir ikke sett på i denne oppgaven.
- Skall vil ikke bli dimensjonert i denne oppgaven.

## 1.4 Rapportens oppbygging

Rapporten er inndelt i ni hovedkapitler som er ordnet i en rekkefølge for å gi rapporten en strukturert sammenheng. Tabell 1 viser hvordan denne rapporten skal leses, og hva hvert kapittel inneholder.

*Tabell 1. Viser rapportens oppbygging.*

<b>Kapittel</b>	<b>Innhold</b>
INNLEDNING	Beskriver bakgrunn for arbeidet, formål og problemstilling, avgrensninger og gir en leseveiledning.
TEORETISK GRUNNLAG	Etter det formelle og innledende kapittelet vil vi i kapittel 2 ta for oss det teoretiske grunnlaget for gjennomføringen av problemstillingen.
METODE	Kapittel 3 inneholder valg av den overordnede metoden for videre utførelse for problemstillingen. Her henvendes teorien som er innhentet.
LASTER	Lastberegning er en sentral del av oppgaven, hvor det gjennomføres store beregninger. Med dette består kapittel 4 av et metode- og resultatkapittel som beskriver og viser beregnet verdi for egen-, vind-, snø- og pendellast.



## BACHELOROPPGAVE

FEM-MODELL	Kapittel 5 forklarer oppbygningen og modelleringen av FEM-modellen i Focus Konstruksjon. Kapitlet forklarer også hvordan lastkombineringen utføres.
RESULTAT	Resultatene for analysene presenteres i kapittel 6. Kontroller som blir utført på modellen blir også presentert i dette kapitlet.
DISKUSJON	I kapittel 7 blir metode og resultatene diskutert. Her vil vi reflektere over fremgangsmåten og antagelser/ egenvurderinger som er gjort i kapittel 4 & 5. Det blir også gjennomgått en egenvurdering i dette kapitlet.
KONKLUSJON	Kapittel 9 inneholder konklusjon som svarer til problemstillingen.
VIDERE STUDIE	I Kapittel 10 vil vi komme med anbefalinger for videre arbeid med dette prosjektet.
REFERANSELISTE	Henvising til ulike kilder som er benyttet i denne prosjektoppgaven.
VEDLEGG	Henvising til ulike vedlegg som er viser blant annet håndberegninger og analyserapporter.



## 2 TEORETISK GRUNNLAG

Dette kapitlet tar for seg det teoretiske grunnlaget som er plukket ut i forhold til gjennomføring av problemstillingen.

### 2.1 Regelverk

Regelverket denne oppgaven benytter seg av Byggeteknisk forskrift og Norsk standard. Regelverkene sørger for at bygningskonstruksjoners sikkerhet og brukskrav opprettholdes. Hovedformålet er at konstruksjonen skal prosjekteres og dimensjoneres på bakgrunn av konsekvenser for mennesker og miljø. Samtidig skal prosjektet være gunstig økonomisk.

#### 2.1.1 Forskrift

Forskriftene er regelverk som går dypere og detaljert inn på krav som stilles for et byggverk. Direktoratet for byggkvalitet (DIBK) beskriver forskriften som brukes slik:

*Byggeteknisk forskrift (TEK17) som legger vekt på de tekniske kravene til byggverk. Her settes grenser for det minimum av egenskaper et byggverk må ha for å kunne oppførers lovlig i Norge [3].*

#### 2.1.2 Norsk standard

I Norsk standard er det definert regler og bestemmelser for arbeidsprosesser, tjenester eller produkt innenfor ulike industrier og områder i samfunnet. Dette er standarder utarbeidet av Standard Norge. Norsk standard er ikke et lovpålagt regelverk, men noen av standardene er henvist til og fra lover og forskrifter. Fordelene ved å benytte seg av disse standardene er at handel og teknisk samarbeid blir enklere, man benytter løsninger utarbeidet av kvalifiserte fagfolk og kunden kan ha en viss forventning til produktet eller tjenesten [4].

#### **Fra Standard Norge:**

*Alle norske standarder består av en bokstavkode og et tall.*

*Bokstavkoden forteller hvordan standarden er utviklet:*

*NS - Standard som er utviklet i Norge (f.eks. NS 3901)*

## BACHELOROPPGAVE

*NS-EN - Standard som er utviklet i Europa (CEN), og deretter fastsatt som Norsk Standard (f.eks. NS-EN 294)*

*NS-EN ISO - Standard som er utviklet internasjonalt (ISO), og deretter fastsatt som europeiske standard (CEN). Den kan også være utviklet parallelt i CEN og ISO, og deretter fastsatt som Norsk Standard (f.eks. NS-EN ISO 3953)*

*NS-EN ISO/IEC - Standard som er utviklet internasjonalt (i samarbeid mellom ISO og IEC), og deretter fastsatt som europeisk standard (CEN). Den kan også være utviklet parallelt i CEN og ISO/IEC, og deretter fastsatt som Norsk Standard (f.eks. NS-EN ISO/IEC 9661)*

*NS-INSTA - Standard som er utviklet i et nordisk samarbeid og deretter fastsatt som Norsk Standard (f.eks. NS-INSTA 414)*

*NS-ISO - Standard som er utviklet internasjonal (ISO), og som Norge har valgt å fastsette som Norsk Standard (f.eks. NS-ISO 8402) [4].*

### **2.1.3 Eurokode**

Beregningene skal være utført i henhold til Eurokodene og Standard Norge beskriver dem som: *En felles europeisk serie standarder for prosjektering av byggverk og dokumentasjon av produkters bæreevne/styrke til konstruksjonsformål. Byggverk defineres som alt som bygges eller er et resultat av byggearbeid, dvs. at både bygg- og anleggskonstruksjoner er inkludert [5].*

I dag er Norsk standard Eurokoder med nasjonale tillegg. Disse «nye» Norske standardene erstatter tidligere nasjonale standarder for konstruksjonsteknikk.

I dag brukes 10 forskjellige Eurokoder, men denne oppgaven tar for seg Eurokodene gitt i Tabell 2.

## BACHELOROPPGAVE

Tabell 2. Standarder denne oppgaven tar for seg [6].

<b>Standard</b>	<b>Innhold</b>
NS-EN 1991-1-3: 2003+A1:2015+NA:2018	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster
NS-EN 1993-1-1: 2005+A1:2014+NA:2015	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser
NS-EN 14080:2013+NA:2016	Trekonstruksjoner Limtre og limt laminert heltre Krav
NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016	Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

## 2.2 Tidligere arbeid

### 2.2.1 Loen skylift

For tidligere arbeid er det anskaffet informasjon og beregninger for Loen Skylift. Loen Skylift er en pendelbane som befinner seg i Stryn kommune. Det er Nordplan som har hatt prosjekteringsdelen for denne pendelbanen. Til sammenligning er ikke Loen Skylift og Romsdalsgondolen så ulike, og derfor kan dette tidligere arbeidet i denne bacheloroppgaven være nyttig.

### 2.2.2 Forprosjektrapport Romsdalsgondolen

Romsdalsgondolen AS utarbeidet i 2019 en forprosjektrapport som beskriver bakgrunnen for byggingen av pendelbanen og planen for prosjektorganiseringen [7].

## BACHELOROPPGAVE

## 2.2.3 Planforslag Romsdalsgondolen

Jane Berg Solheim og Janicke Svendal har utarbeidet en privat detaljregulering for Romsdalsgondolen, Åndalsnes, Rauma kommune som omhandler planforslaget for pendelbanen [8].

## 2.3 Toppstasjonen

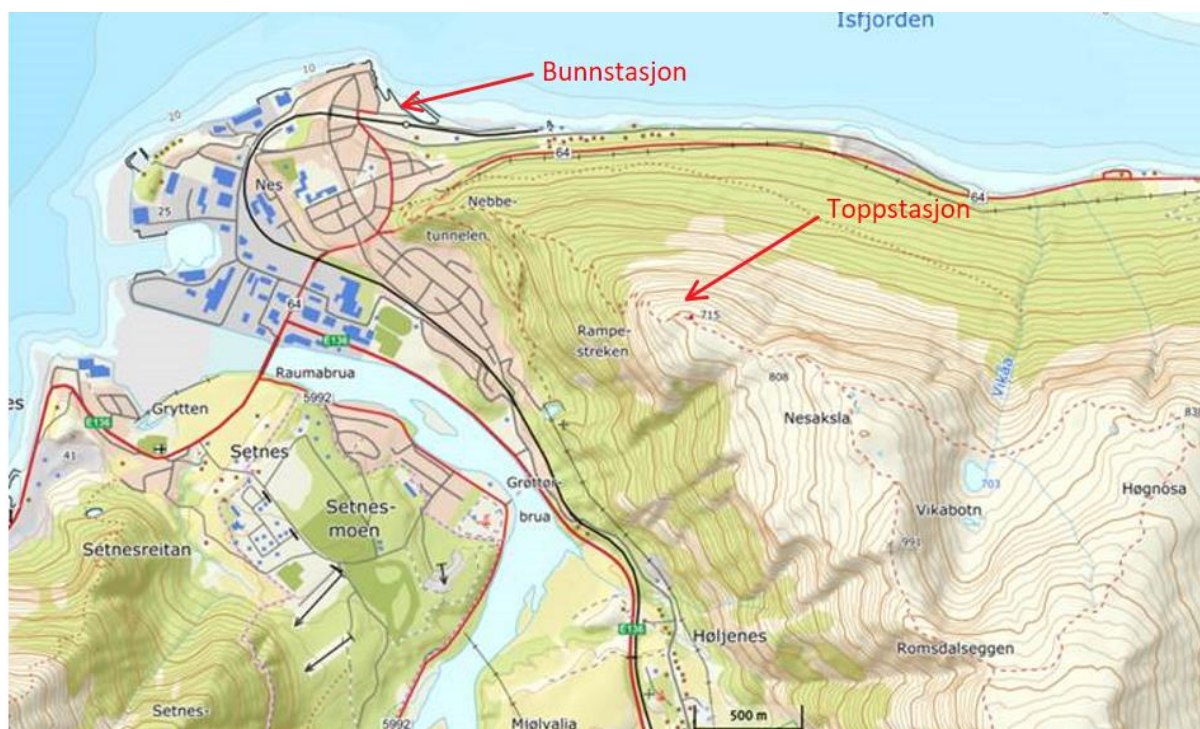
### 2.3.1 Geografisk plassering

Denne pendelbanen befinner seg på Åndalsnes i Møre og Romsdal fylke, se Figur 1. Videre er topp- og bunnstasjonens geografiske plassering illustrert i Figur 2. Figur 3 viser en arkitekttegnnet 3D-modell av toppstasjonen.

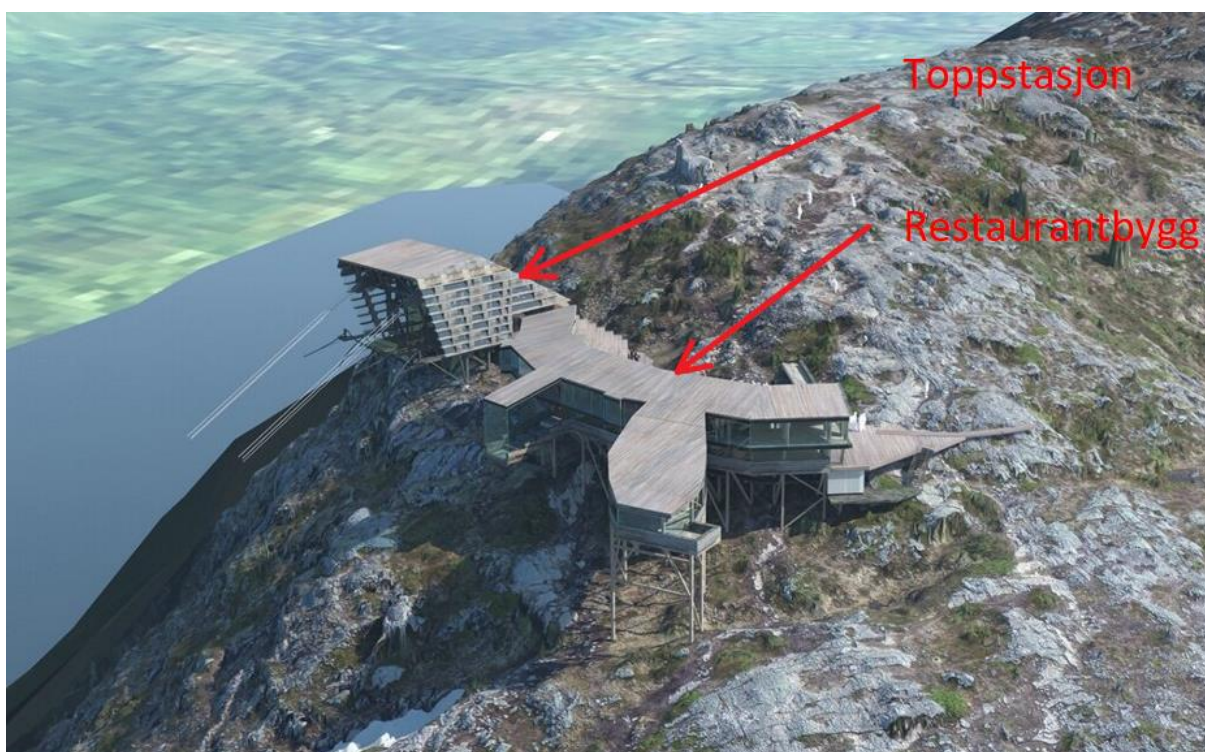


Figur 1. Geografisk plassering av Romsdalsgondolen [9].

## BACHELOROPPGAVE



Figur 2. Plassering av bunn- og toppstasjon i Åndalsnes [9].

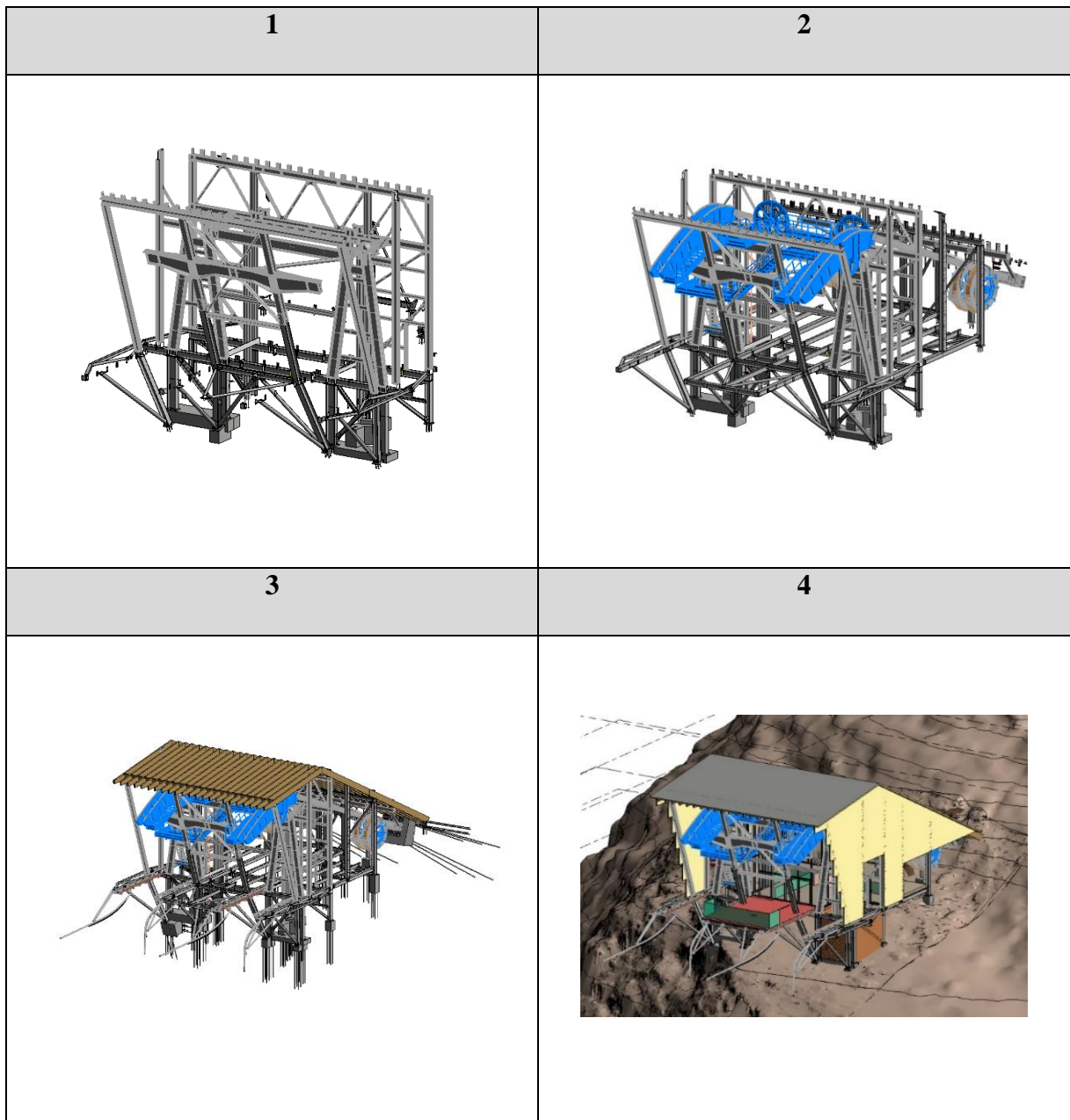


Figur 3. 3D-modell av ferdig toppstasjon, fått fra Nordplan.

## BACHELOROPPGAVE

**2.3.2 3D-Modell**

Figur 4 viser hvordan det bærende systemet for toppstasjonen er oppbygd. Konstruksjonen har en permanent åpning i fremre del som er værussatt hele året. I denne åpningen trekkes kabinen inn ved det røde av- og påstigningsområdet for besøkende.



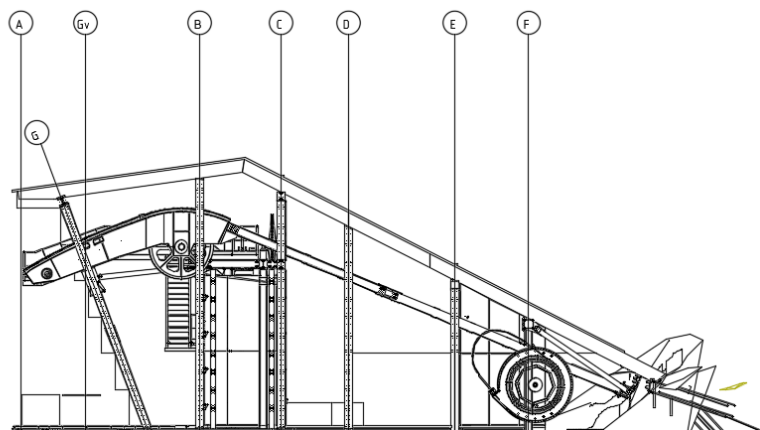
Figur 4. 3D-Modell av toppstasjonen nummerert 1-4. (Hentet fra dokumenter gitt av Nordplan).



## BACHELOROPPGAVE

### 2.3.3 Konstruksjonsdeler

Romsdalsgondolen består av en rekke konstruksjonsdeler som har hver sin oppgave. Figur 5 viser et enkelt snitt av toppstasjonens oppbygging. Hoveddelene for konstruksjonen er nummerert og forklares i Tabell 3.



Figur 5. Enkelt snitt av fasade Sørvest.

Tabell 3. Beskrivelse av konstruksjonsdelene på toppstasjonen i Figur 5.

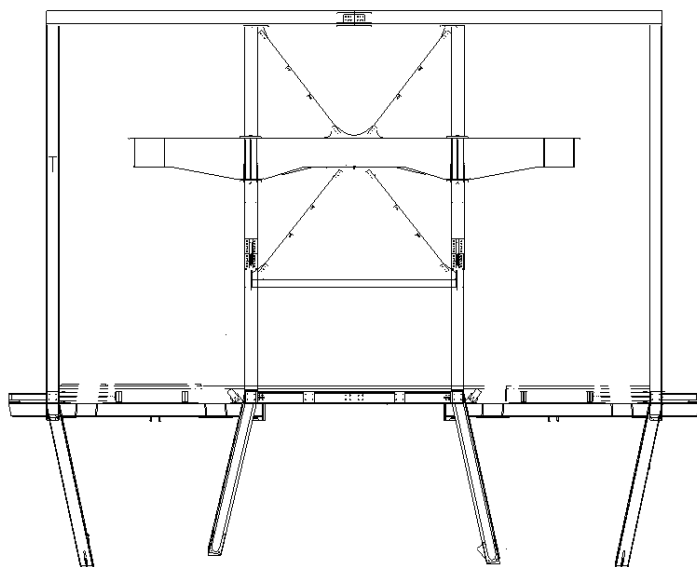
Snitt	Krefter delen tar opp
G	Tar både horisontale og vertikale krefter
B	Tar horisontale krefter
C	Tar både horisontale og vertikale krefter
D	Tar horisontale krefter
E	Tar både horisontale og vertikale krefter
F	Tar både horisontale og vertikale krefter

### 2.3.4 Skråtårnet

Skråtårnet, snitt G i Figur 5, befinner seg i fremre del av konstruksjonen og har som oppgave å ta opp de dynamiske kreftene fra pendelbanen, samt ulike naturkrefter. Skråtårnet tilter ut fra konstruksjonen og er bygget opp av en stålramme med en vinkel på  $20,5^\circ$ . Ramma består av en bjelke som ligger opplagt på fire søyler, som igjen er forlenget med søyler vinklet  $11,9^\circ$  skrått innover i ramma som går ned til fundamentet. De to søylene i midten bærer en

## BACHELOROPPGAVE

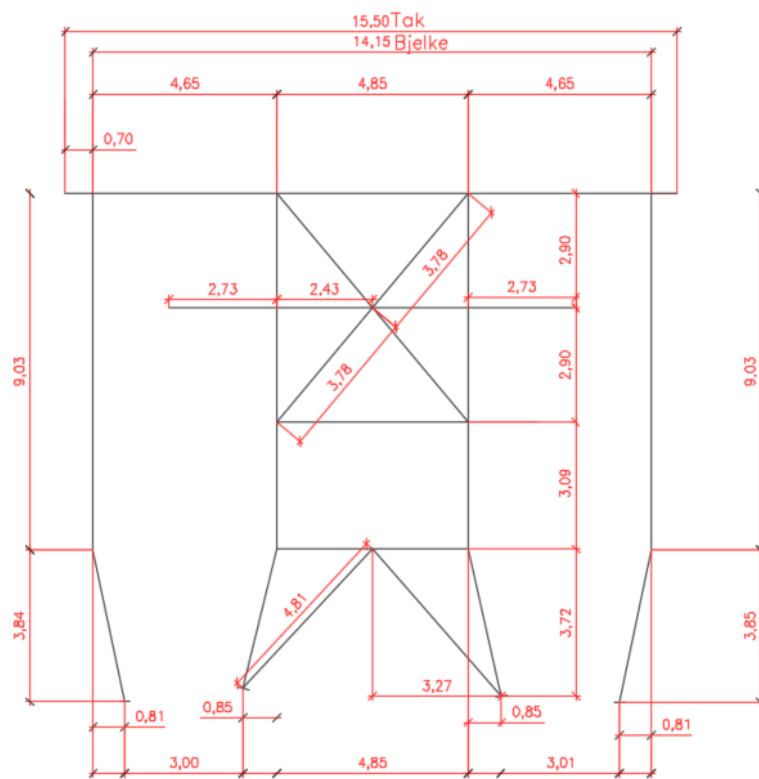
spesiell laget bjelke hvor deler av sadelen ligger på. Disse to søylene og bjelken er avstivet med et kryss, se Figur 6.



*Figur 6. Skråtårnet fasade Nordvest.*

Figur 7 viser skråtårnet med sentermål av stålprofilene og Figur 8 viser helningen til skråtårnet med vinkel.

BACHELOROPPGAVE



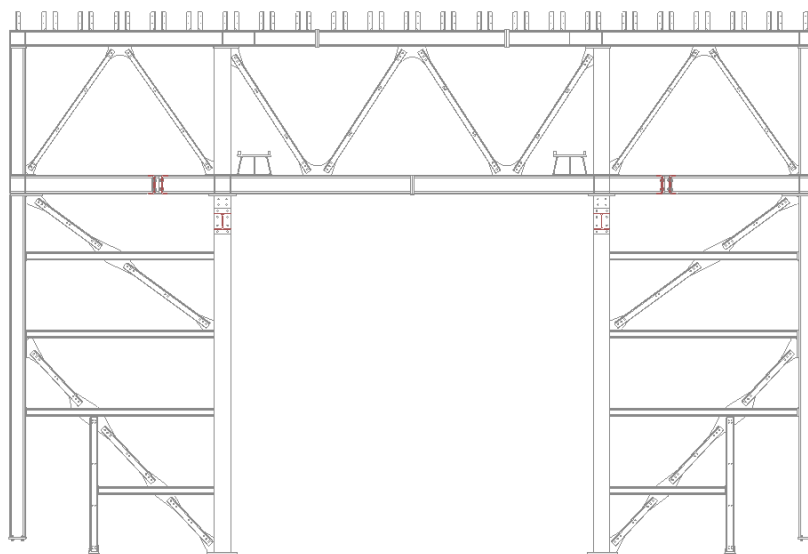
Figur 7. Sentermål på stålprofilene i skråtårnet fasade Nordvest.



Figur 8. Vinkel på skråtårnet, sett fra Sørvest.

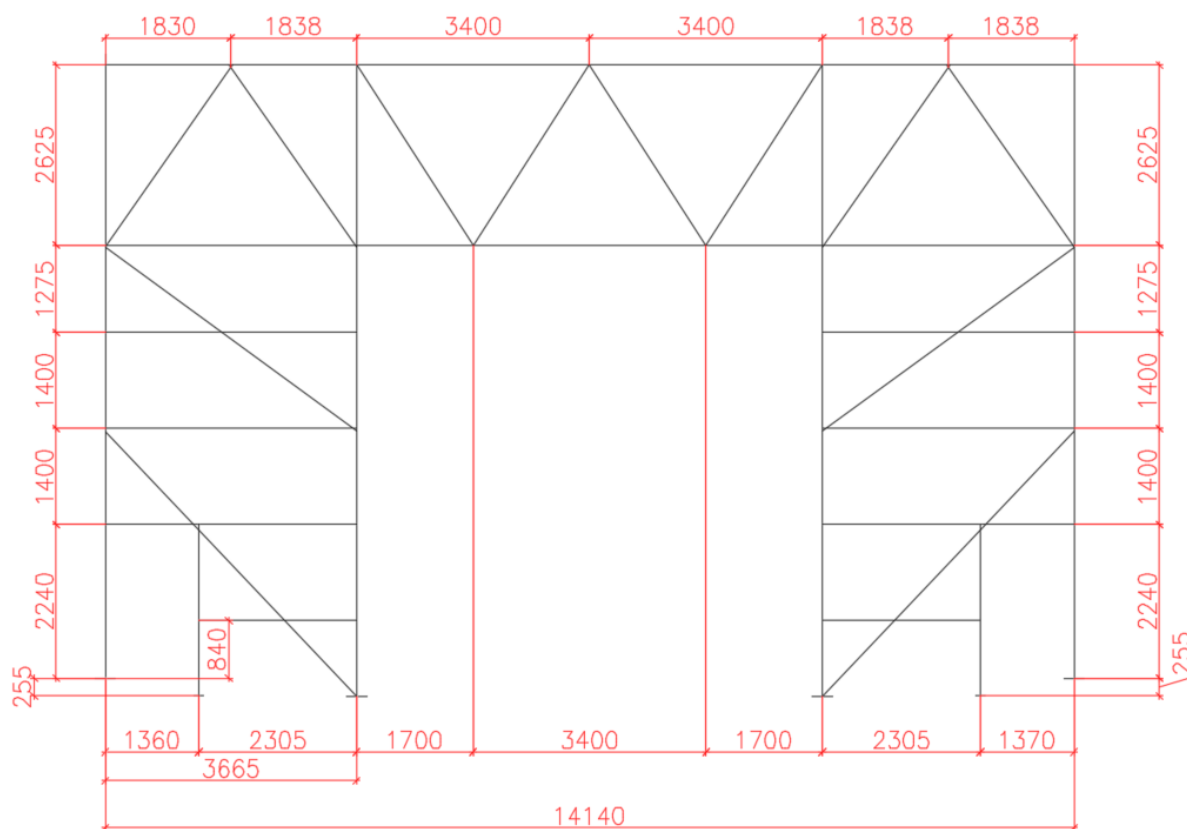
### 2.3.5 Midttårnet

Midttårnet er et fagverk bygget opp av en stålramme som befinner i snitt C av konstruksjonen. Dette tårnet er til for å stabilisere hele konstruksjonen mot vindlast. Midttårnet skal være uavhengig av gondolbanen, se Figur 9. Figur 10 viser sentermål for stålprofilene i midttårnet.



Figur 9. Midttårnet.

## BACHELOROPPGAVE



Figur 10. Sentermål på stålprofilene i midttårnet.

### 2.3.6 Knutepunkt

Knutepunktene i denne konstruksjonen er satt sammen av bolter og skiver. Stedene der segment er skjøttet er utformet kontinuerlig. Dette er gjort for å forenkle transportering av materialet til fjelltoppen ved bruk av helikopter som har begrenset løftekapasitet.

Knutepunkt inneholder rotasjoner og translasjoner fra alle tilkoblede element, og ut ifra dette kommer en stivhetsmatrise. Stivhetsmatrisen vil da bli brukt til å føre ytre krefter gjennom konstruksjonen og ned i randbetingelsene (opplagerne) [10, s. 55] [11, s. 415]. Dette forklares nærmere under kapittel 2.7.

### 2.3.7 Stål

Stål er en av hovedmaterialene som er benyttet på denne konstruksjonen. For denne oppgaven er flytespenningen S355 J2 og dimensjonerende brukstid 50 år benyttet. Siden vi

## BACHELOROPPGAVE

bare skal gjennomføre lineære analyser, trenger vi ikke ta hensyn til ikke-lineære materialoppførsel. Følgende parameter for stål er gitt i Tabell 4.

Tabell 4. Materialegenskapene for stålprofilene [12].

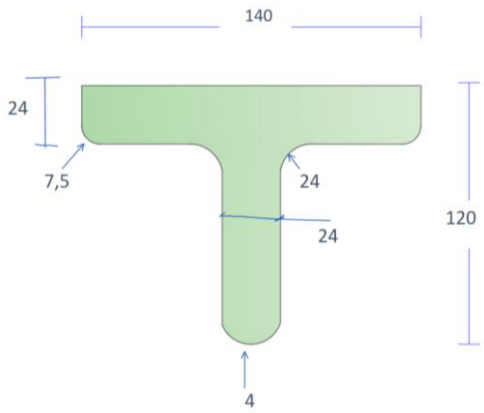
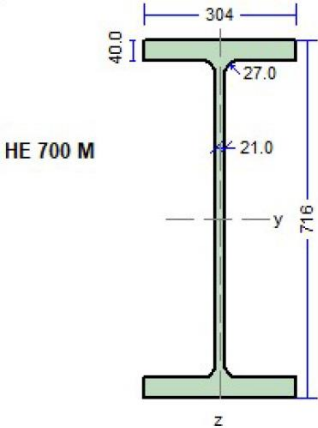
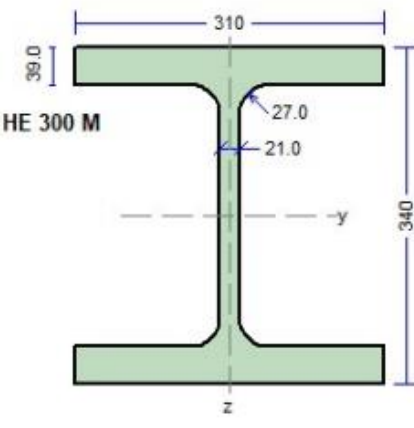
Ståltype	Flytespenning	E-Modul	Stivhetsmodul	Poisson	Temp. utvidelse
S355 J2	355 MPa	210 000 MPa	81 000 N/mm <sup>2</sup>	0,30	$1.2 \cdot 10^{-5} K^{-1}$

Konstruksjonen i seg selv har mange ulike stålprofiler som skal dekke de forskjellige behovene der det trengs. Stålprofilene som benyttes i denne oppgaven for toppstasjonen vises i Tabell 5.

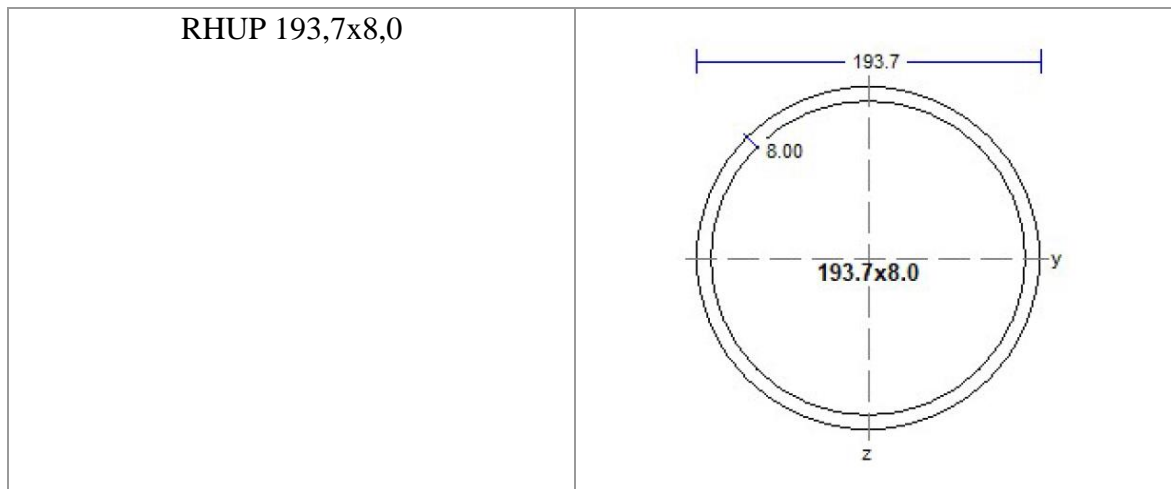
Tabell 5. Stålprofil for konstruksjonen.

Stålprofil	Måltegning stålprofil
HE 300 A	
HE 340 B	

BACHELOROPPGAVE

<p>T120*</p>	
<p>HE 700 M</p>	
<p>HE 300 M</p>	

## BACHELOROPPGAVE



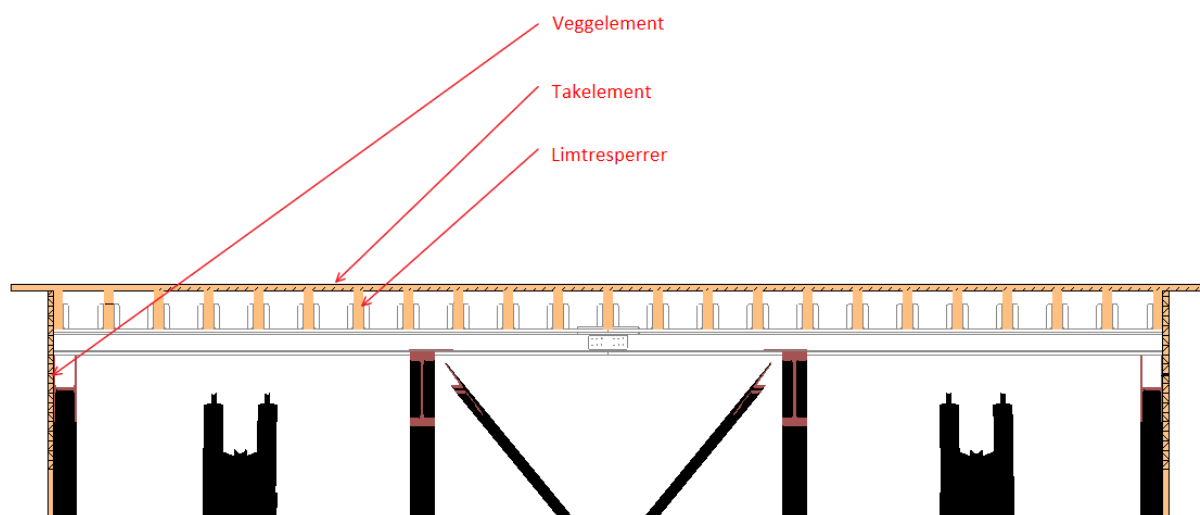
\*T120 er et egendefinert stålprofil.

### 2.3.8 Limtre

For toppstasjonen er det benyttet limtresperrer i takkonstruksjonen, og massivtreelement som brukes til vegg- og takelement i konstruksjonen. Tabell 6 viser materialeegenskapene for limtre. Figur 11 viser plasseringen av treelementene i et snitt av taket på skråtårnet.

Tabell 6. Materialeegenskapene for limtre [13].

Limtre	Lamelltykkelse	Tyngdetetthet	Temp. utvidelse
GL30C	45,0 mm	4,22 kN/m <sup>3</sup>	5 · 10 <sup>-6</sup> °C <sup>-1</sup>



Figur 11. Snitt av taket på skråtårnet.



## 2.4 Dimensjoneringsprinsipp

Under dette delkapitlet legges frem de ulike dimensjoneringsprinsippene som blir benyttet for å dimensjonere skråtårnet denne oppgaven tar for seg. Her er grunnlaget for last-, statikk- og stålberegninger beskrevet. Dimensjoneringsprinsippene innenfor lastberegning for naturkrefter og permanente krefter, samt stålkonstruksjoner kommer fra Norsk standard.

### 2.4.1 Pålitelighetsklasse

Konstruksjoner inndeles i pålitelighetsklasser. Denne inndelingen er avhengig av konsekvensklassen og ønsket sikkerhet på konstruksjonen. Fra NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 finner man i tillegg B, tabell B1 og B2, grunnlag for valg av pålitelighetsklasse, se Tabell 7 og Tabell 8. Inndelingen for pålitelighetsklassene er vist i Tabell 9.

Tabell 7. Definisjon av konsekvensklasser [14, s. 75] - tabell B1.

Konsekvensklasse	Beskrivelse	Eksempler på bygg og anlegg
CC3	<b>Stor</b> konsekvens i form av tap av menneskeliv, <b>eller svært store</b> økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks. en konserthall)
CC2	<b>Middels</b> stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, <b>betydelige</b> økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)
CC1	<b>Liten</b> konsekvens i form av tap av menneskeliv <b>og små eller uvesentlige</b> økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus

Tabell 8. Anbefalte minsteverdier for pålitelighetsindeksen  $\beta$  [14, s. 76] – tabell B2.

Pålitelighetsklasse	Minsteverdier for $\beta$	
	Referanseperiode 1 år	Referanseperiode 50 år
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

## BACHELOROPPGAVE

Tabell 9. Inndeling i pålitelighetsklasser med eksempler på konstruksjoner [15, s. 13] - Tabell 2:2.

Pålitelighetsklasse	Bruddkonsekvens	Eksempler på konstruksjoner
1	Liten	Småhus, rekkehus, mindre lagerbygg, landbruksbygg, kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid.
2	Middels	Større boligbygg, skoler, kontor- og forretningsbygg, institusjonsbygg, fiskerihavner, kaier, industrianlegg og tårn.
3	Stor	Byggverk for større menneskemengder: tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre og lignende. Dam-mer, veg- og jernbanebruer, marine konstruksjoner for petroleumsindustri.
4	Særlig stor	Atomreaktorer. Lager for radioaktivt avfall.

### 2.4.2 Grensetilstander

Konstruksjonen skal være bruddsikker. Dette vil si at konstruksjonen må ha en tilfredsstillende sannsynlighet for at de ugunstige lastvirkningene ikke fører til brudd. Dette gjøres ved å kontrollere konstruksjonen i *bruddgrensetilstand* ved bruk av sikkerhetsfaktorer.

$\gamma$  er en sikkerhetsfaktor som brukes for å forsikre oss at konstruksjonen ikke går til brudd.  $\gamma$  inkluderer også kombinasjonsfaktorene,  $\xi$  og  $\psi$ , som tar hensyn til redusert sannsynlighet for samtidighet av ulike variable laster. Dette gir  $\gamma$  ulik verdi i ligningene B1 og B2 som vist i Tabell 10.

## BACHELOROPPGAVE

Tabell 10. Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand [15, s. 24].

Lastkombinasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel laster $Q_1$	Øvrige variable laster $Q_1$
	Ugunstig	Gunstig		
	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{Q1}\psi_{0,1}$	$\gamma_{Q1}\psi_{0,1}$
B1	1,35	1,00	1,05	1,05(0,90)*
B2	1,20	1,00	1,50	1,05(0,90)*

\*Dersom øvrige variable laster er vindlast eller temperaturlast skal verdien 0,90 nyttes.

\*Nyttelast på tak (unntatt snølast) skal ikke inkluderes i en lastkombinasjon dersom denne nyttelasten tilhører kategorien *øvrige variable laster*.

*Brukgrensetilstand* benyttes når konstruksjonens funksjonsdyktighet skal kontrolleres. Da settes noen av sikkerhetsfaktorene lik 1, fordi man da ser på en reel situasjon. For eksempel kan dette være konstruksjonens forskyvning. Tabell 11 viser lastkombinasjonene som benyttes i bruksgrensetilstand.

Tabell 11. Lastfaktorer  $\gamma$  inkludert  $\psi$  - faktor for bruksgrensetilstand [15, s. 27].

Lastkombinasjoner	Permanente laster	Dominerende variabel laster $Q_1$	Øvrige variable laster $Q_1$
	$\gamma_{Gj}$	$\gamma_{Q1}$	$\gamma_i$
Karakteristisk	1,0	1,0	0,7
Ofte forekommende	1,0	0,7	0,6
Tilnærmet permanent	1,0	0,6	0,6

For tilfellene *ofte forekommende* og *tilnærmet permanent*, gir de uttrykk for at det er mindre sannsynlighet for at variable laster opptrer permanent på en konstruksjon. Den ugunstigste kombinasjonen som kommer av store dimensjonerende variable laster vil vanligvis være kortvarig. Derfor virker faktorene reduserende. *Den permanente tilstanden må derimot ha strengere krav* [15, s. 27].

## BACHELOROPPGAVE

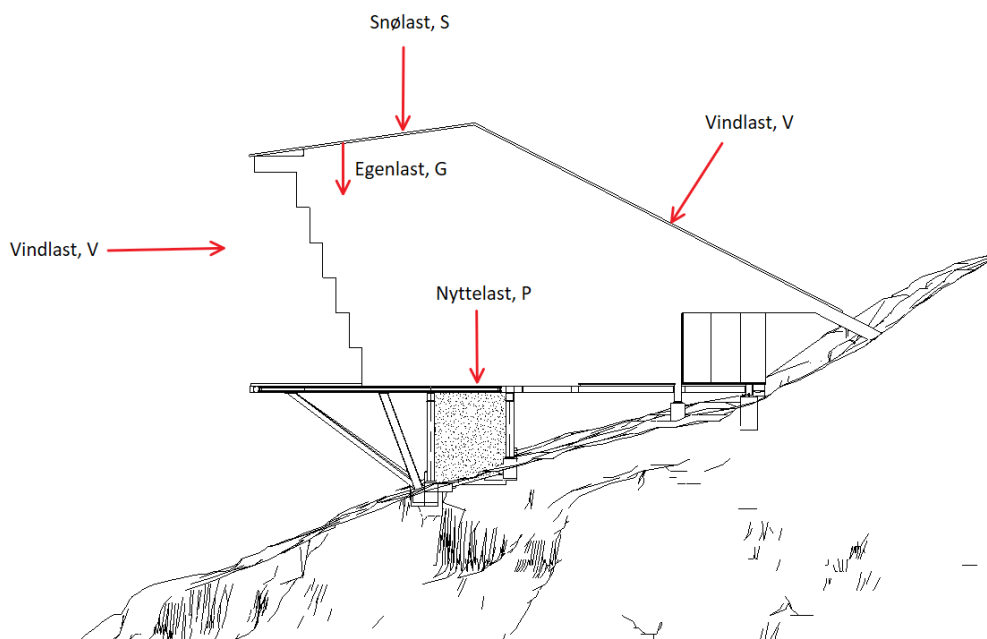
### 2.4.3 Lastpåvirkninger

For konstruksjon vist i Figur 12, vil det være mange laster som påvirker den som forklart i Tabell 12 [15].

Tabell 12. De ulike lastene som virker på Figur 12 med forklaring.

Symbol	Navn	Forklaring
G	Egenlast	Er tyngden eller egenvekten av konstruksjonsdelene
V	Vindlast	Virker i hovedsak på det ytre konstruksjonselement som vegger og tak
S	Snølast	Virker i hovedsak på taket eller toppen av konstruksjonen
D	Pendelbanelast*	Dynamisk last som virker på sadelen

\*Pendellastens plassering er forklart i kapittel 4.5.



Figur 12. Lastpåvirkninger på et hus.

## BACHELOROPPGAVE

Laster som blir sett bort fra i denne oppgaven er vist i Tabell 13.

Tabell 13. Ekskluderte laster.

Symbol	Navn	Forklaring
T	Termisklast	Lastpåvirkning som kommer av temperaturendringer
$S_{kryp}$	Snøkryp	Snø som legger seg mellom taket og fjellsiden, hvor snøen legger seg oppover taket som en snøfonn
J	Jordtrykk	Virker på grunnmuren
Q	Nyttelast	Lasten som oppstår ved av- og påstigning av cabinen
P	Nyttelast	Virker på gulvene fra, for eksempel, personer eller inventar

Disse lastene som virker på konstruksjonen, kan skilles i permanente og variable laster.

*Permanent last* er last som virker med samme vekt og på samme sted over lengre tid. Egenlasten og jordtrykket, kan begge bli sett på som permanente laster da disse ikke vil variere i verdi eller sted over kort tid [15, s. 19].

*Variable last* er last som varierer med tiden. Denne type last er ofte en fri last, som vil si at den ikke er bunden til en plassering. Lasten kan da virke hvor som helst på konstruksjonen. På grunn av dette, må de variable lastene plasseres på den mest ugunstige måten med hensyn på lastvirkningen når den undersøkes. Nyttelaster og naturlaster er typiske variable laster, dette kan for eksempel være vind, da den varierer på både styrke og tid den inntreffer [15, s. 20].

## 2.5 Laster

For toppstasjonen, tar denne oppgaven hensyn til egenlasten, snølasten, vindlasten og lasten fra pendelbanen. I dette delkapitlet er disse lastene beskrevet generelt.

### 2.5.1 Egenlast

Egenlast er tyngden til konstruksjonselement eller konstruksjonen. Dette er en permanent og bunden last og vil i de fleste tilfeller ha fast plassering, størrelse og retning [15, s. 37].

## 2.5.2 Snølast

Snølast er lasten som snø påfører en konstruksjon. Snølast blir beregnet og omtalt som den karakteristiske snølasten. Beregningsgrunnlaget er gjort etter NS-EN 1991-1-1-3, som i hovedsak tar hensyn til to forhold som har en betydning for den karakteristiske snølasten: *karakteristiske snølast på mark og takets geometri*. Snølasten er i tillegg avhengig av konstruksjonens geografiske plassering, samt topografi til område. I NS-EN 1991-1-1-3, i det nasjonale tillegget, oppgis 50-årslast på mark for alle kommunene i Norge som den karakteristiske snølasten baserer seg på. Tabellen oppgir også grunnverdi for snølast i kommunene, men den tar ikke hensyn til høyde i byggeområde [15, s. 47].

## 2.5.3 Vindlast

Vindlast er lasten som vind påfører en konstruksjon. Ved beregning av den karakteristiske vindbelastningen på en konstruksjon, ser man på den største vindhastigheten som i gjennomsnitt forekommer hvert 50. år. Vindlasten er avhengig av mange faktorer, blant annet årstid, topografi, terrengruhet, andre bygg, beliggenhet, med mer. Beregningsgrunnlagene er gjort etter NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 [15, s. 55].

## 2.5.4 Pendelbanelast

Lasten som kommer fra pendelbanen, vil være en lastkombinasjon av gondolens egenvekt sammen med vind- og snølast. Vaieren gondolen går på, vil også ha en påvirkning på den bærende konstruksjonen. De største dynamiske lastene oppstår når kabinen befinner seg midt i pendelbanen, med dette oppstår ikke nyttelasten på konstruksjonen samtidig.

Fra Rauma kommune sine sider, i dokumentet for «*Privat detaljregulering for Romsdalsgondolen, Åndalsnes*», skrives det:

*I utgangspunktet er et taubaneanlegg dimensjonert til å kunne tåle mye mer vind enn det som er tillat for å drifte og transportere mennesker til fjells. Leverandører for gondolbaner fra Voss, sier at banen kan tåle opp til 60m/s vind, men på grunn av sikkerhet, blir banen stoppet ved en lavere vindhastighet, herunder 20m/s. For anlegg i Loen er sikkerhetsgrensen satt til 21m/s, men banen blir vanligvis stoppet på ca. 17m/s. Fjellheisen i Tromsø blir stengt med vind over 18m/s. Med dette er sikkerhetsgrensen for Romsdalsgondolen satt til en tilsvarende grense på 20m/s.*

## BACHELOROPPGAVE

Tabell 14 viser statistikk over en lengre periode for værstasjon på Mannen og Roaldshornet, hvor vindhastigheten er målt i %. Som man da ser vil ikke pendelbanen være stengt i mange dager i løpet av året på grunn av sterk vind [8, s. 47].

Tabell 14. Frekvensfordeling av observasjoner for vindhastighet, Metrologisk Institutt [8, s. 47].

<b>Frekvensfordeling av observasjoner for vindhastighet fra januar 2015 til 03.06.2019. vist i %</b>		
<b>Vindhastighet m/s (10m over bakken)</b>	<b>Mannen 1294 moh. Rauma kommune</b>	<b>Roaldshornet 1050 moh. Stranda kommune</b>
< 0 – 0,2	1,6%	0,1%
0,3 – 5,2	63%	56,9%
5,3 – 10,2	25,9%	31%
10,3 – 15,2	9,1%	8,8%
15,3 – 20,2	1,8%	2,7%
> 20,2	0,2%	0,7%

Pendelbanen vil alltid en dynamisk last når vinden inntreffer, og stenges når vindhastigheten overstiger 20 m/s. For enkelhetens skyld, blir lasten fra pendelbanen i denne oppgaven samlet og sett på som statiske punktlaster. Disse lastene kan virke i flere retninger.

## 2.6 Programvare

I denne oppgaven benyttes relevante regne-, modellerings- og dimensjoneringsverktøy. Disse programmene står sentralt blant flere bedrifter og hjelper med å løse mer komplekse system. Det benyttes også andre programmer som er nødvendig for å levere en fullstendig bacheloroppgave og gjennomføre prosjektet på tvers av landet med tanke på Covid-19.

### 2.6.1 Microsoft Office

Microsoft Office er en programvarepakke som består av mange programmer innenfor kontorarbeid. For denne bacheloroppgaven, benyttes:

- Word, for skriving av bacheloroppgaven og andre rapporter, notater, med mer.
- Teams, for kommunikasjon mellom studentgruppen, veileder og oppdragsgiver.
- Excel, for avlesning og sorteringa av analyserapporter.
- Outlook, for kommunikasjon over e-post, innkalling av møter, med mer.

## BACHELOROPPGAVE

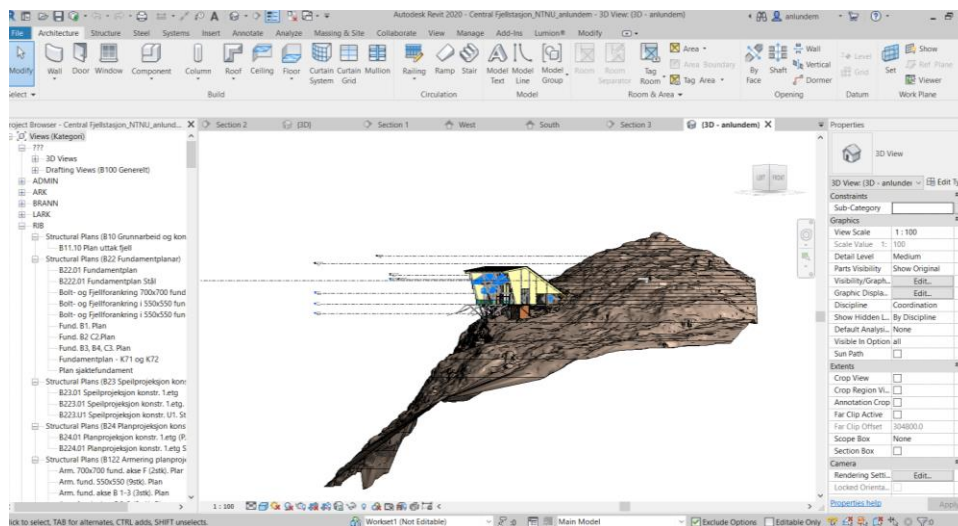
- PowerPoint, for presentasjoner av fremgang og prosjekt under møter.
- OneNote, for håndberegninger og skape en felles oversikt for figurene.

### 2.6.2 Zotero

Zotero er et kildehenvisningsprogram, som her blir benyttet sammen med Microsoft Word for å lage en oversiktlig referanseliste.

### 2.6.3 Autodesk Revit

Autodesk Revit er et 2D/3D-program og BIM verktøy som blir benyttet av arkitekter og ingeniører. *Programmet blir brukt for å øke effektiviteten og nøyaktigheten på hele infrastrukturprosjektets livssyklus, fra konseptuell design, visualisering og analyse til tilvirkning og konstruksjon* [16]. Ved å tegne den eventuelle konstruksjonen i Revit, kan man skape en god oversikt over alle plantegninger, snitt og detaljtegninger. For hvert materiale som tegnes inn, kan man også legge inn full informasjon om materialet. Figur 13 viser et utklipp av Autodesk Revit.



Figur 13. Autodesk Revit.

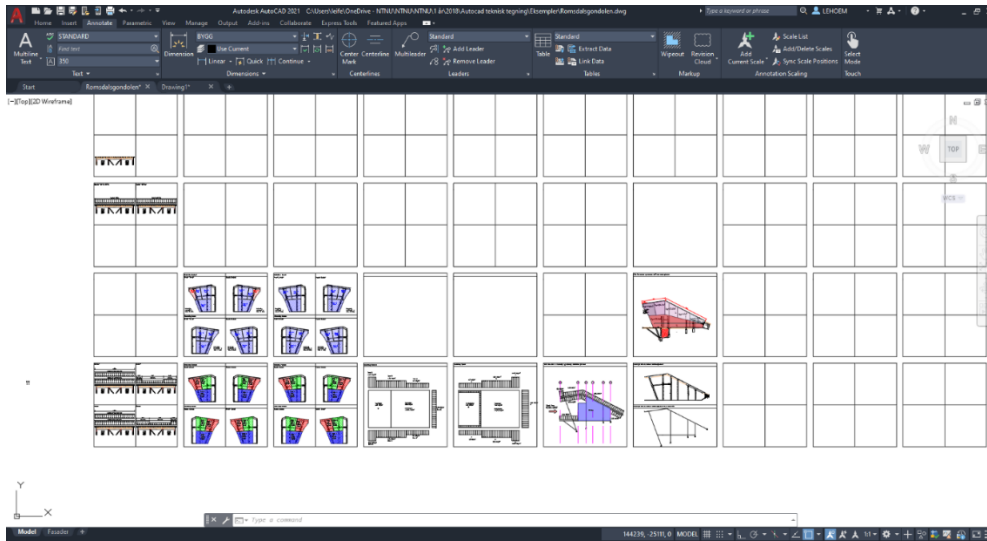
### 2.6.4 Autodesk AutoCAD

Autodesk AutoCAD er et program som arkitekter, ingeniører og fagfolk innen byggebransjen benytter seg av for å lage presise 2D- og 3D-tegninger [17]. Programmet er noe begrenset i forhold til Revit når det kommer til å tegne fullstendige konstruksjoner.



BACHELOROPPGAVE

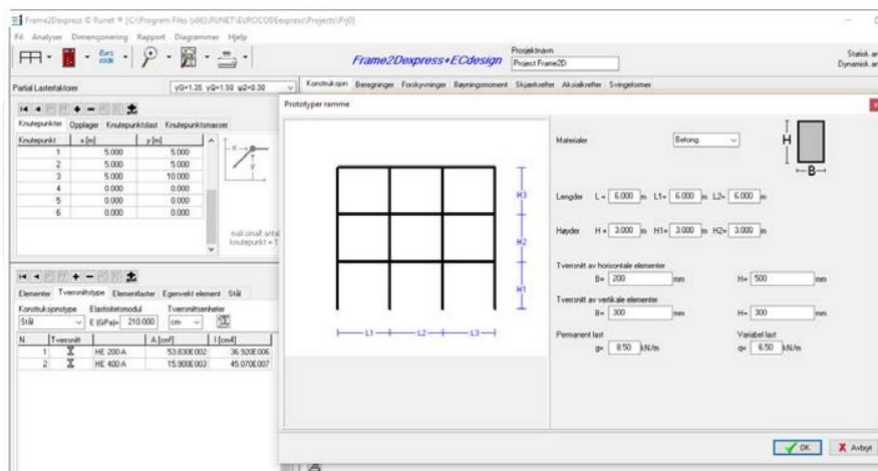
Derimot egner det seg godt til å skissere detaljtegninger. Figur 14 viser et utklipp av Autodesk AutoCAD.



Figur 14. Autodesk AutoCAD.

### 2.6.5 EUROCODEexpress

EUROCODEexpress er et 2D- og beregningsprogram som benyttes til kontroll og dimensjonering av enkle komponenter. Disse komponentene kan f.eks. være takstoler, fritt-opplagt bjelker, rammer, med mer. Komponentene kan være påført av ulike laster, hvor man kan beregne og teste etter ønsket eurokode. Programmet er oversiktlig med et ryddig og enkelt brukergrensesnitt, som egner seg til kontroll av resultat [18]. Figur 15 viser et utklipp av EUROCODEexpress.

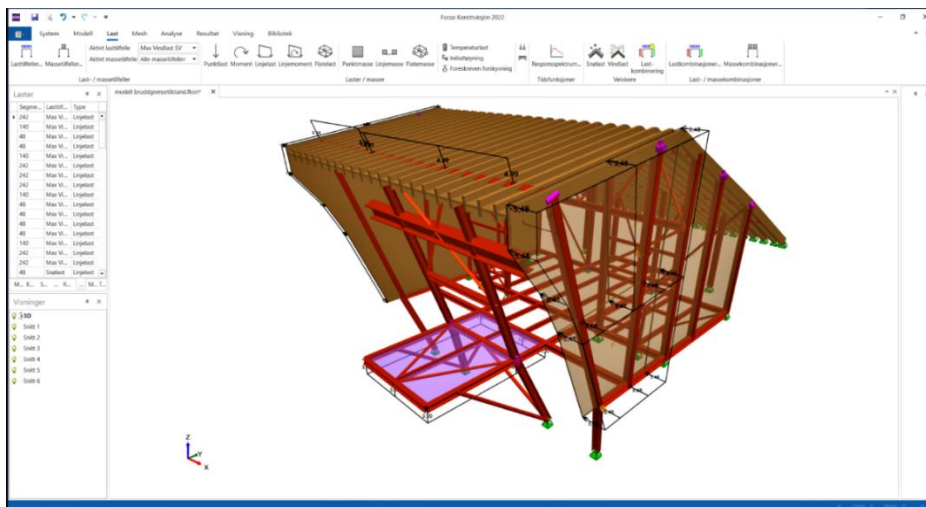


Figur 15. EUROCODEexpress.

## BACHELOROPPGAVE

## 2.6.6 Focus Konstruksjon

Focus Konstruksjon 3D er et FEM analyseprogram for Microsoft Windows som benytter elementmetoden for å beregne alt fra enkle til komplekse konstruksjoner i 2D og 3D. Med dette programmet, *kan man ta en full global analyse av modeller med materialene stål, tre og betong. Focus Konstruksjon utfører analysene i henhold til eurokoden med nasjonale tillegg for Norge* [19]. Figur 16 viser et utklipp av Focus Konstruksjon.



Figur 16. Focus Konstruksjon.

## 2.7 FEM - Focus Konstruksjon

Dette kapittelet forklarer deler av Focus Konstruksjon som er sentrale for en FEM-modell av toppstasjonen, som skal benyttes for å løse problemstillingen. All teori rundt de sentrale elementene er hentet fra «Focus Konstruksjon Hjelp» [20].

For å kunne bygge og oppnå god respons fra en modell i programmet, er det essensielt å danne en god forståelse for hvilke elementer som har betydning og deres egenskaper. Vi vil bare benytte oss av elementfamilier som er relevant for denne oppgaven. I Figur 17 er de mest brukte funksjonene i programmet illustrert.



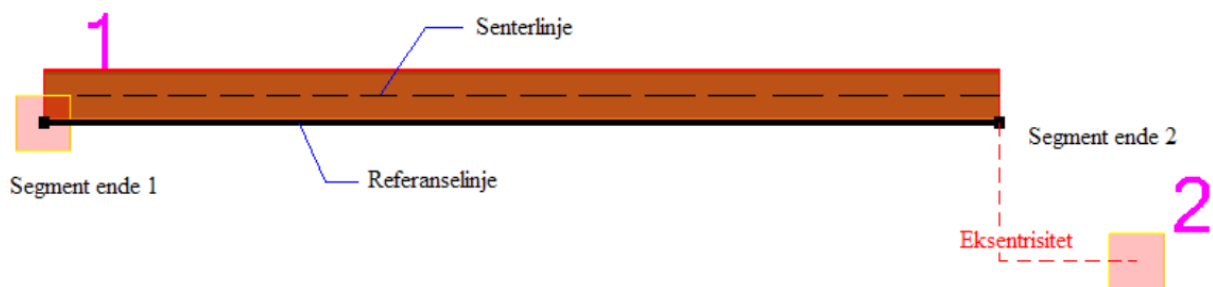
Figur 17. Funksjoner for modellering i Focus Konstruksjon.

## BACHELOROPPGAVE

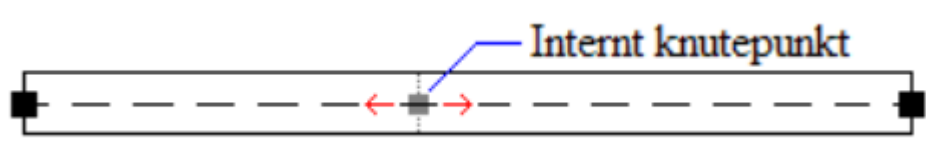
### 2.7.1 Segmenter

Et segment er en konstruksjonsdel som går langs en linje. Material- og tverrsnittegenskapene står sentralt ved oppbygging av et segment. De mest normale segmentene er bjelke- og stavsegment. Forskjellen mellom disse segmentene er at stavsegment alltid har momentfri leddkobling i hver ende slik at moment ikke kan oppstå i staven, med andre ord tar et stavsegment bare aksialkraft.

Segmentet har en linje mellom endepunktene som kalles *referanselinje* (segmentakse). Endepunktene på segmentet er knutepunkter, hvor disse ligger vanligvis som *eksterne knutepunkter* siden de er i enden av *referanselinjen*. Figur 18 viser et segment med offset fra segmentaksen hvor den er tegnet fra knutepunkt 1 til knutepunkt 2 (knutepunktene er vist som 2 røde kvadrater). Et segment kan også inneholde et internt knutepunkt, hvor den bare har egenskapen til å bli flyttet langs referanselinjen til segmentet. Figur 19 illustrerer egenskapene til interne knutepunkter.



Figur 18. Eksempel på segment med både offset og eksentrisitet.



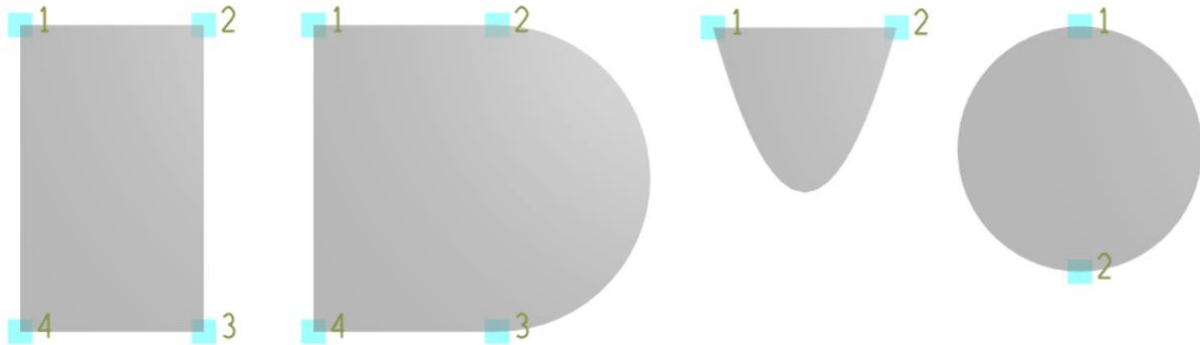
Figur 19. Illustrasjon av interne knutepunkt.

### 2.7.2 Plane skall

Et skall er en konstruksjonsdel som blir ført inn i modellen med en todimensjonal egenskap, hvor alle konturpunkter må ligge i samme plan. Plane skall har en tykkelse og en materialtype. Hensikten med bruk av skall i denne oppgaven er å fordele de ulike vindlastene

## BACHELOROPPGAVE

og danne en stivhet i beregningsmodellen. Skall vil ikke bli dimensjonert i denne oppgaven. Se Figur 20 for ulike skal.



Figur 20. Eksempel på ulike skallmuligheter.

### 2.7.3 Materialtyper

Fokus Konstruksjon definerer de ulike materialene stål og tre som blir benyttet i denne oppgaven, ut fra følgende parameter:

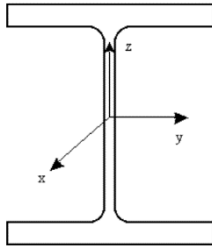
- E-modul
- G-modul
- Tyngdetetthet  $\rho$
- Tverrkontraksjonstall  $\nu$
- Varmeutvidelseskoeffisient  $\alpha$

### 2.7.4 Tverrsnitt

Focus Konstruksjon har en rekke med tverrsnitt bygd inn i programmet, de ulike tverrsnittene er forklart i kapittel 2.3.7.

Det lokale aksesystemet til et tverrsnitt består av en x-, y- og z- akse, hvor aksene vil variere med hvilket tverrsnitt som blir valgt. De lokale aksene til en HE 300 A bjelke er illustrert i Figur 21.

## BACHELOROPPGAVE



Figur 21. Lokalt aksetversnitt til en HE 300 A bjelke.

### 2.7.5 Randbetingelser

For at Focus skal kunne beregne en analysemodell må ulike randbetingelser defineres. En randbetingelse inneholder informasjon om hvilke frihetsgrader som er fastholdt. Det finnes tre ulike randbetingelser (punkt-, linje-, og flaterandbetingelser) i dette programmet, men det er bare benyttet punktrandbetingelser i denne oppgaven. Randbetingelsene er illustrert i Figur 22.



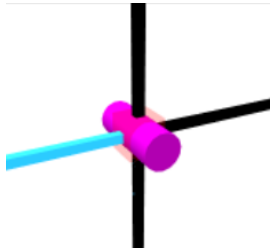
Figur 22. Punktrandbetingelser på en fritt opplagt bjelke.

### 2.7.6 Ledd

Det er mulig å definere flere ledd i et knutepunkt med forskjellige frihetsgrader knyttet til segmentet. I Focus har et ledd følgende egenskaper:

- Det er mulig å knytte mer enn ett segment og skall til et ledd, forbindelsen vil da automatisk være stivt bundet mellom hverandre.
- Om det skal defineres et momentledd er det fri rotasjon om en eller flere akser.
- Det er mulig å velge hvilket aksesystem leddet skal forholde seg til, enten det globale eller det lokale aksesystemet til et segment.

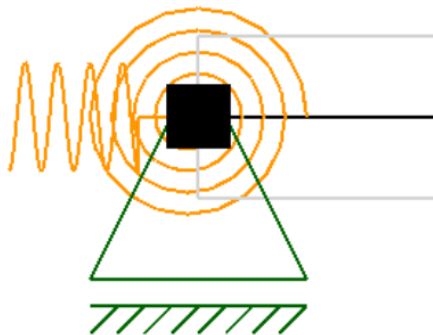
Figur 23 viser et knutepunkt hvor det blå segmentet er koblet momentfritt til de andre segmentene. Den «rosa» sylindren viser hvilken retning segmentet er koblet momentfritt til de andre segmentene. Den frikoblede retningen er definert langs sylindren sin akse.



Figur 23. Knutepunkt med momentledd.

### 2.7.7 Fjærer

Fjærer vil bli benyttet i denne oppgaven ved å erstatte fagverk med en delvis innspent oppførsel. En randfjær/koblingsfjær angir en stivhet i en eller flere frihetsgrader. Figur 24 viser en randbetingelse hvor det er illustrert hvordan fjæren ser ut i Focus Konstruksjon.



Figur 24. Fjærer i Focus Konstruksjon.

### 2.7.8 Laster

Focus Konstruksjon har flere typer laster som kan påføres modellen, under tar vi for oss hva som er relevant for vårt prosjekt.

#### Punktlaster

Når en punktlast, se Figur 25, blir plassert i modellen vil denne fungere langs den aksens som blir definert av brukeren. Punktlasten blir angitt av en intensitet og en posisjon langs segmentet eller skallet. Punktlast blir benyttet for å plassere pendelbanelastene på konstruksjonen.

## BACHELOROPPGAVE



Figur 25. Funksjonen punktlast.

### Linjelaster

En linjelast, se Figur 26, plasseres langs et segment eller skall med en gitt lengde og intensitet. Det kan defineres ulik intensitet i hver ende av lasten. Snø-, vind- og egenlasten plasseres langs bjelkesegmentet i toppen av konstruksjonen.



Figur 26. Funksjonen linjelast.

### Flatelaster

Flatelastene, se Figur 27, plasseres med en spesifikk intensitet på veggskallene i konstruksjonen. Flatelastene blir benyttet for å plassere de ulike vindlastene.



Figur 27. Funksjonen flatelast.

## 2.7.9 Lasttilfeller

Før beregnede laster føres inn i Focus konstruksjon er det lurt å først definere de aktuelle lasttilfellene. Det er da viktig å gi ulike navn til laster som ikke skal ligge i samme lasttilfelle. Deretter er det viktig å se på hvilken lastfaktor tilfellet vil få i en lastkombinasjon.

### 2.7.10 Lastkombinasjoner

Før modellen skal kunne gjennomføre en analyse må de ulike lasttilfellene kombineres i brudd- eller bruksgrensetilstand. Lastkombineringen implementert i Focus baserer seg på gjeldende Eurokode EN 1990.

## 2.7.11 Beregninger

### Beregningsmodell

Focus Konstruksjon kan utføre flere ulike analyser. Her tar vi bare for oss statisk beregning etter lineær teori. For statisk beregning etter lineær teori vil Focus Konstruksjon skape flere lastkombinasjoner og programmet vil danne en omhyllingskurve for resultatene, dette kan bestemmes selv hvor maks og min verdi er i analysen.

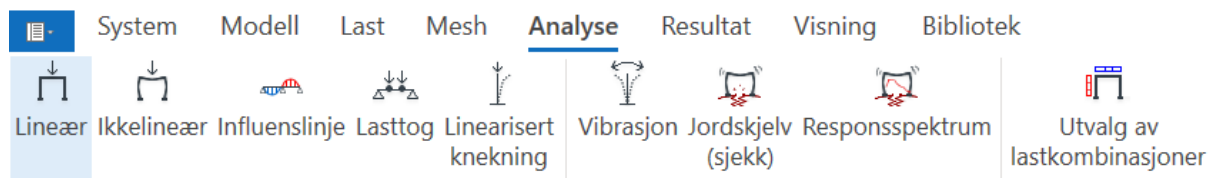
### Lineær analyse

Den etablerte stivhetsmatrisen baserer seg på Timoshenko sin bjelketeori.

Programmet får ut resultat med følgende størrelser:

- Snittkreftene  $M_x, M_y, M_z, N$  og  $V_y, V_z$  i hvert segment.
- Opplager og leddkrefter.

For at programmet skal gjennomføre en lineær analyse av modellen, er «lineær» nødt til å bli valgt under «Analyse» i navigeringsbåndet, se Figur 28.



Figur 28. Navigeringsbåndet for analyse i Focus Konstruksjon.

### Hvordan lese av resultatene fra analysen

Focus Konstruksjon beskriver snittkreftene i segmentene slik [21]:

*Snittkreftene refererer til elementenes lokale akser. Lokal x-akse løper langs segmentets/elementets akse, fra ende 1 til ende 2. For et bjelkeelement (som er en del av et bjelkesegment) defineres positive snittkrefter som følger:*

- Aksialkraften  $N$  er positiv som strekk.
- Torsjonsmomentet  $M_x$  er positivt når det gir rotasjon om lokal x-akse etter høyrehåndsregelen.



## BACHELOROPPGAVE

- *Bøyemomentet  $M_y$  er positivt når det gir rotasjon om lokal  $y$ -akse etter høyrehåndsregelen.*
- *Bøyemomentet  $M_z$  er positivt når det gir rotasjon om lokal  $z$ -akse etter høyrehåndsregelen.*
- *Skjærkraften  $V_y$  er positiv når den vil dreie elementet om  $z$ -aksen mot høyrehåndsregelen.*
- *Skjærkraften  $V_z$  er positiv når den vil dreie elementet om  $y$ -aksen etter høyrehåndsregelen.*

## 2.8 Elementmetoden

*Elementmetoden er en av de viktigste numeriske løsningsmetodene innen en rekke problemstillinger som matematisk lar seg beskrive av partielle differensialligninger og integralligninger [22].*

Elementmetoden er en generalisert beregningsmetode for ramme-type konstruksjoner som kalles for matrisestatikk. Metoden beregner krefter ved å tolke deformasjon av de gitte elementene i et segment, hvor deformasjonen er beskrevet av antall kinematiske frihetsgrader i elementets knutepunkt. Til hvert knutepunkt produseres det et sett med korresponderende knutepunktskrefter, disse kreftene etablerer en stivhetsrelasjon. Den samlede stivhetsrelasjonen for segmentet danner det vi kaller en stivhetsmatrise, som benyttes til å beregne kraftfordelingen til segmentene gitt i modellen [22].



### 3 METODE

For å løse problemstillingen, må det masse beregninger til. Alle beregningene er i hovedsak gjort etter Norsk Standard. Med dette deles beregningene som oppgaven tar for seg inn i to hovedkapitlene *Laster* og *FEM-Modell*. Underkapitlene fordypet seg i viktige elementer og deler opp beregningene slik at problemstillingen til oppgaven blir løst med en strukturert metode.

#### *Laster*

Hovedkapittelet forklarer fremgangsmåten og beregnede verdier for lastberegningene.

#### *FEM-Modell*

Hovedkapittelet forklarer oppbygningen av FEM-modellen i Focus Konstruksjon, samt kombineringsen av de beregnede lastene.

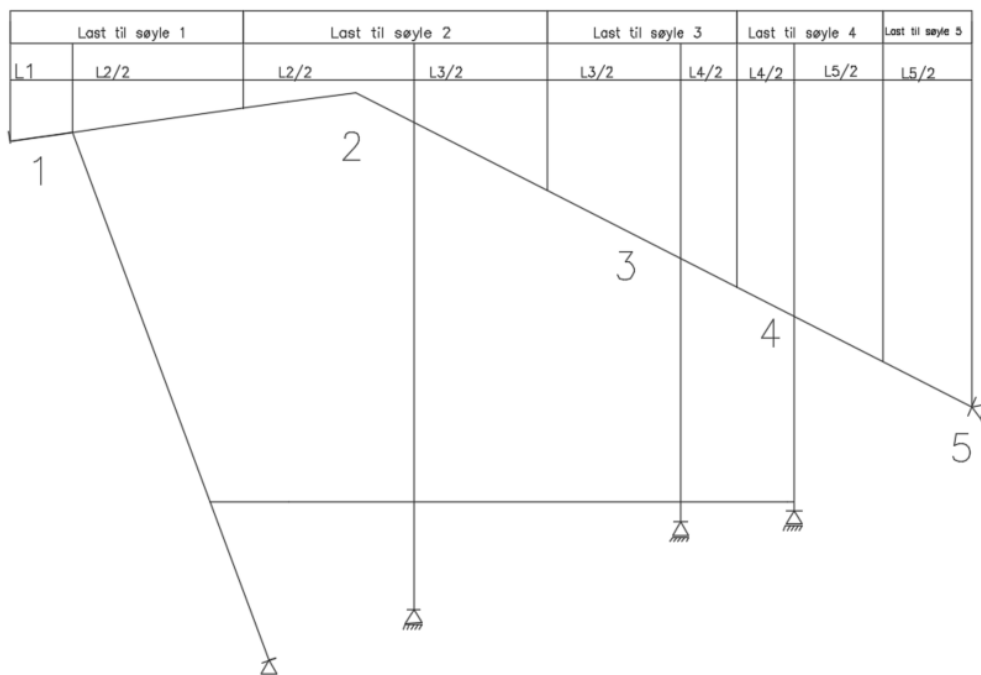


## 4 LASTER

På grunn av toppstasjonens plassering, er den veldig væreutsatt og må ta opp ulike naturlaster i tillegg til sin egenvekt. På grunn av at prosjektet inneholder en stor mengde beregninger, er det gunstig for ryddigheten i prosjektet å oppgi både metoden og resultatene for egen-, vind-, snø- og pendellasten i dette kapitlet.

### 4.1 Lastfordeling

I dette underkapitlet forklares hvordan lasten som virker på taket fordeler seg. All last som virker på en flate, vil gå den korteste veien til fundamentet. For denne konstruksjon betyr dette at flatelastene på taket overføres til skråtårnet via den korteste veien til skråtårnet. Figur 29 illustrerer lastfordelingen på taket. Som vist i figuren, vil lastområdet for skråtårnet være  $L1 + \frac{L2}{2}$ . Dette på grunn av at korteste veien for lasten mellom skråtårnet (Søyle 1) og midttårnet (Søyle 2), vil være til skråtårnet hvis lasten ligger til venstre for midten av  $L2$ . Lasten vil derimot gå til midttårnet hvis lasten virker til høyre for midten av  $L2$ . På denne måten fordeler lasten seg til alle tårnene (Søyle 1-5) i konstruksjonen.



Figur 29. Vertikal lastfordeling på tak.

## BACHELOROPPGAVE

Lengden mellom søylene vises med verdi i Tabell 15.

Tabell 15. Lengden mellom søylene på konstruksjonen.

Navn	Lengde [mm]
L1	1642
L2	8483
L3	6700
L4	2840
L5	4461

Lastbredden,  $L1 + \frac{L2}{2}$ , for skråtårnet har en lengde på  $5883\text{mm}$ , og blir benyttet for all lastberegning som har med skråtårnet å gjøre.

## 4.2 Egenlast

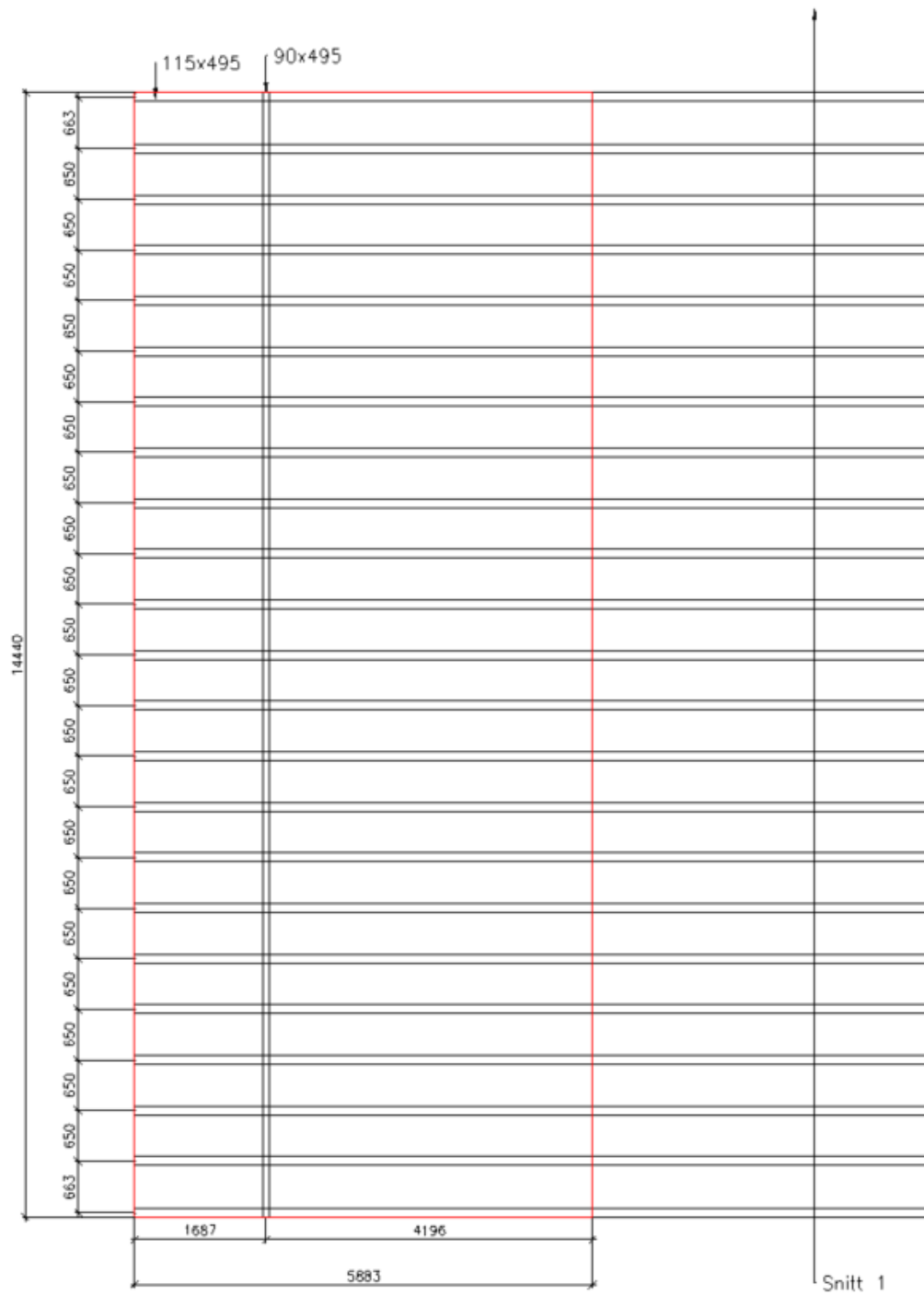
Beregningsgrunnlaget for egenlasten er gjort etter NS-EN 14080:2013+NA:2016. Ved beregning av egenlasten trengs senter-avstanden, tverrsnittets mål, lastbredde og materialets tetthet.

### 4.2.1 Grunnverdier

Skråtårnet blir påvirket av egenlasten til taket. Taket er bygget opp av et asfaltbelegg, takplate av massivtre og 24 limtresperrer.

Figur 30 viser en plantegning av fremre del av taket, med mål i millimeter. Lastfalten som virker på skråtårnet illustreres med et rødt rektangel. Limtresperrene ligger med en senter-avstand på  $650\text{ mm}$  mellom hverandre, med unntak av de to ytterste bjelkene. De har en senter-avstand på  $663\text{ mm}$ , men for beregningen av egenlast brukes  $650\text{ mm}$  for alle avstandene. Dette taksystemet består av 23 limtresperrer med tverrsnitt  $115\text{mm} \times 495\text{mm}$ , og en limtresperre som ligger parallelt med skråtårnet over stålbjelken, med tverrsnitt  $90\text{mm} \times 495\text{mm}$ . På dette taksystemet, er det en plate av limtre med tykkelse  $80\text{ mm}$ .

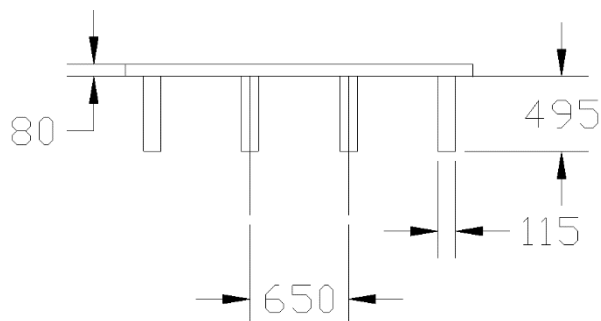
BACHELOROPPGAVE



Figur 30. Plantegning, fremre del av taket.

## BACHELOROPPGAVE

Figur 31 viser snitt 1 av takets tverrsnitt med mål oppgitt i millimeter.



Figur 31. Tverrsnittet til taksystemet. Snitt 1 av Figur 30.

Materialene har hver sin tyngdetetthet som brukes til å beregne egenlasten. Tyngdetettheten finner man vanligvis i NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 sine tabeller for ulike materialer. Ettersom taket består av limtre i denne konstruksjon, ligger ikke tyngdetettheten for dette materialet i denne standarden. I stedet benyttes midlere densitet som tas ut fra kapittel 5.1.4.3. *tabell 4* i NS-EN 14080:2013+NA:2016. Limtreklassen som er benyttet på toppstasjonen er GL 30C (CE L40C). Dette er grunnlaget ved valg av midlere densitet. Siden norske leverandører benytter seg av en høyere midlere densitet for GL 30C enn hva standarden sier, benyttes det her også. Denne densiteten kan brukes i ligning (1) for å beregne ut tyngdetettheten for limtre. Verdiene for ligning (1) er gitt i Tabell 16.

$$\gamma = \rho_m * g \quad (1)$$

Tabell 16. Faktorer for tyngdetettheten.

Faktor	Type	Grunnlag	Verdi
$\gamma$	Tyngdetetthet for limtre		$kN/m^3$
$\rho_m$	Midlere densitet		$470 \text{ kg}/m^3$
$g$	Tyngdeakselerasjonen	Er den akselerasjonen legemer får i et gravitasjonsfelt	$9,81 \text{ m}/s^2$



## BACHELOROPPGAVE

For å finne egenlasten trengs også dimensjonene på materialene som gitt i Tabell 17. Lastbredden som benyttes er lastfordelingslengden som virker på taket.

Tabell 17. Dimensjoner på materialene for taket.

Materiale	Bredd	Høyde	Lastbredde
Én limtresperre*	115 mm	495 mm	5883 mm
Takplater av limtre	14440 mm	80 mm	5883 mm

\*23 av limtresperrene ligger med en senter-avstand på  $c = 650\text{mm}$  mellom hverandre, mens den siste limtresperren ligger parallelt med skråtårnet. Denne bjelken har tverrsnittet  $90\text{mm} \times 495\text{mm}$  og en lengde på  $14440\text{mm}$ .

#### 4.2.2 Egenlast for tak

Med verdien for tetthet fra ligning (1) og dimensjonene på materialene gitt i Tabell 17, finner man egenlasten for taket. Denne egenlasten beregnes som en stripelast som virker på skråtårnet ved hjelp av ligningene (2) til (11), faktorene er beskrevet i Tabell 18.

Tabell 18. Faktorer for beregning av egenlasten på taket.

Faktor	Type
$g_b$	Lasten for én bjelke, $115\text{mm} \times 495\text{mm}$
$g_{fb}$	Flatelasten for bjelkene
$g_{fp}$	Flatelasten for platen
$g_{Tf}$	Total flatelast
$g_s$	Stripelast
$g_{b2}$	Lasten for én bjelke, $90\text{mm} \times 495\text{mm}$
$g_{Ts}$	Total stripelast

Ligning (2) viser lasten for én bjelke med tverrsnitt  $115\text{mm} \times 495\text{mm}$ .

$$g_b = (\gamma * b * h) \quad (2)$$

## BACHELOROPPGAVE

Ligning (3) viser flatelasten for bjelkene.

$$g_{fb} = \frac{g_b}{c} \quad (3)$$

Ligning (4) viser flatelasten for platen.

$$g_{fp} = \gamma * h \quad (4)$$

Dette gir en total flatelast som vist i ligning (5).

$$g_{Tf} = g_{fb} + g_{fp} \quad (5)$$

Denne flatelasten gjøres om til stripelast ved hjelp av ligning (6). Denne stripelasten går parallelt med skråtårnet.

$$g_s = g_{Tf} * \text{lastbredden} \quad (6)$$

Ligning (7) viser lasten for én bjelke med tverrsnitt 90x495.

$$g_{b2} = (\gamma * b * h) \quad (7)$$

Til slutt legges stripelastene sammen til en total stripelast med enheten  $kN/m$ . Dette ved hjelp av ligning (8).

$$g_{Ts} = g_s + g_{b2} \quad (8)$$

### 4.2.3 Beregnede verdier

Fremgangsmåten er beskrevet under delkapittelet 4.2.2.

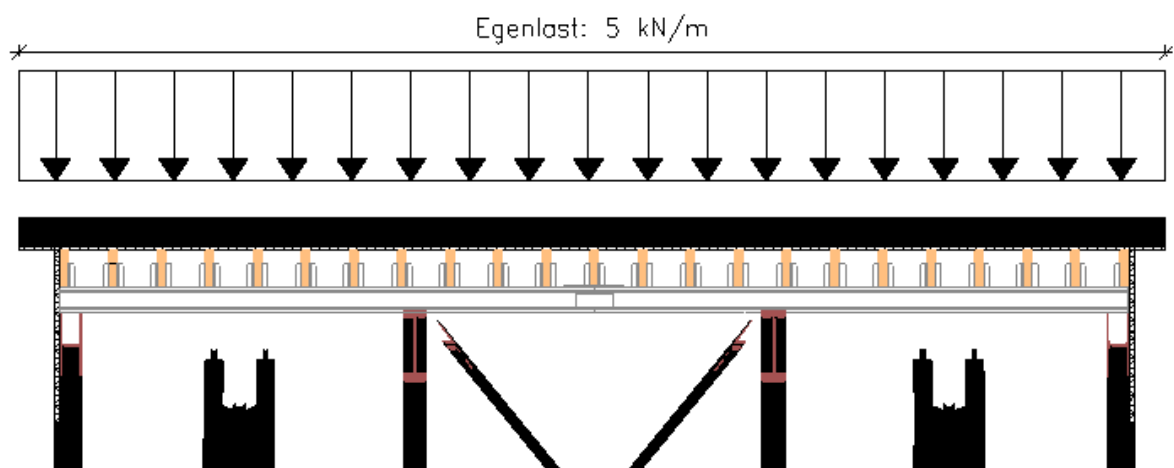
Tabell 19 viser beregnet egenlast fra håndberegningene.

Tabell 19. Egenlast for tak.

Last	Håndberegninger
Total egenlast for tak, $g_{Ts}$	4,74 kN/m

Ved praktisk vurdering av beregnet egenvekt på konstruksjonen, er det sett vekk fra taktekke og festemidler i takkonstruksjonen. Med dette er det mer konservativt å øke egenlasten til 5 kN/m. Dette vil si at total egenlast for tak,  $g_{Ts} = 5 \text{ kN/m}$ , benyttes videre i kapittel 5.6.

Figur 32 illustrerer egenlasten på skråtårnet.



Figur 32. Egenlast på skråtårnet.

### 4.3 Vindlast

Beregningsgrunnlaget for vindlast er gjort etter NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 (Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster). Vindlast er en variabel last som er avhengig av årstid, beliggenhet, terrengruhet og byggets geometri. Beregninger av vindlast er gjort ved håndberegning og Focus Konstruksjon. Håndberegningene er vist i VEDLEGG A1 og er basert på metoden gitt i dette kapitlet.

#### 4.3.1 Vindkasthastighetstrykket

Vindkasthastighetstrykket,  $q_p(z)$ , bestemmes ved bruk av ligning (9).

$$q_p(z) = [1 + 2k_p * I_v(z)] * q_m(z) \quad (9)$$

Stedvindhastighetstrykket,  $q_m(z)$ , bestemmes ved bruk av ligning (10).

$$q_m(z) = 0,5 * \rho * V_m^2(z) \quad (10)$$

Verdiene i ligning (9) og (10) er beskrevet i Tabell 20.

Tabell 20. Faktorer for bestemmelse av vindkasthastighetstrykket,  $q_p(z)$ , og stedvindhastighetstrykket,  $q_m(z)$ .

Faktor	Type
$q_m(z)$	Stedvindhastighetstrykket bestemmes fra ligning (20)
$I_v(z)$	Turbulensintensiteten som bestemmes i kapittel 4.3.1.6
$k_p$	Toppfaktor settes lik 3,5
$v_m(z)$	Er gitt ved ligning (12)
$\rho$	Luftens densitet, kan normalt settes lik 1,25 kg/m <sup>3</sup>

## BACHELOROPPGAVE

### 4.3.1.1 Referansehastigheten og retningsfaktor

Referansevindhastigheten er den gjennomsnittlige vindhastighet over 10 minutter med en årlig sannsynlighet for overskridelse på 0,02. Denne verdien er beregnet i en høyde 10 m over flatt terreng og blir ikke påvirket av vindretning.

Referansevindhastigheten,  $V_{b,0}$ , for kommunen Rauma er gitt i Tabell 21 og retningsfaktor er gitt i Tabell 22, hvor merket kolonne viser største vindretning.

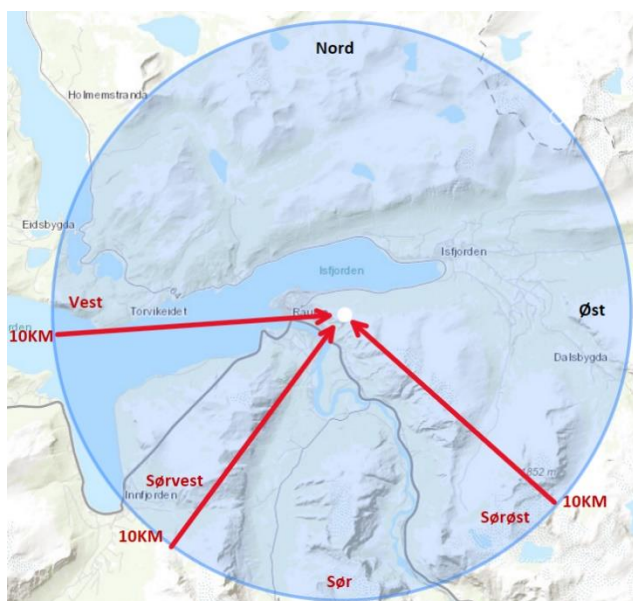
Tabell 21. Referansevindhastigheten for kommunen Rauma [23].

Kommune	$V_{b,0}$	Fylke
Rauma	28 m/s	Møre og Romsdal

Tabell 22. Retningsfaktor [23].

Region	N	NØ	Ø	SØ	S	SV	V	NV
Møre og Romsdal, Indre	0,7	0,6	0,9	1,0	0,9	1,0	1,0	0,8

I Figur 33 er det hentet et kartutsnitt som viser landskapet innenfor 10 km for byggeområdet, hvor den største vindretning er vist.



Figur 33. Terreng innenfor 10 km og retningen hvor vinden er størst.

### 4.3.1.2 Basisvindhastigheten

Basisvindhastigheten,  $V_b$ , er referansevindhastigheten,  $V_{b,0}$ , som er modifisert og tar hensyn til aktuelle vindretninger og årstidsfaktorer. Ligning (11) brukes ved bestemmelse av basisvindhastigheten.

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * C_{alt} * C_{prob} * V_{b,0} \quad (11)$$

Der verdiene i ligning (11) er gitt i Tabell 23.

Tabell 23. Justeringsfaktorer for basisvindhastigheten.

Faktor	Type	Grunnlag	Verdi
$C_{dir}$	Retningsfaktor	Mest ugunstig vindretning, se Tabell 22	1,0
$C_{alt}$	Nivåfaktor	Høyden på byggeplassen ligger under nivået der nivåkorreksjonen begynner, som er 900 m i Sør-Norge.	1,0
$C_{season}$	Årtidsfaktor	Dimensjoneres for hele året, fra Tabell NA.4(901.5) i NA	1,0
$C_{prob}$	Returfaktor	50 års returperiode	1,0
$V_{b,0}$	Referansevindhastigheten	Se Tabell 21	28 m/s

### 4.3.1.3 Stedvindhastigheten

Stedsvindhastigheten,  $V_m(z)$ , er basisvindhastighet,  $V_b$ , som er modifisert til å ta hensyn til høyde  $z$  over terrenget, terrengruheten, terrengformen og basisvindhastigheten,  $V_b$ , fra ligning (11). Ligning (12) brukes ved bestemmelse av stedsvindhastigheten.

$$V_m(z) = C_r(z) * C_o(z) * V_b \quad (12)$$

## BACHELOROPPGAVE

Faktorene i ligning (12) er gitt i Tabell 24.

Tabell 24. Justeringsfaktorer for stedsvindhastigheten.

Faktor	Type
$C_r(z)$	Ruhetsfaktoren gitt i 4.3.1.4
$C_o(z)$	Terrengformfaktoren gitt i 4.3.1.5
$V_b$	Bestemmes i ligning (11)

#### 4.3.1.4 Terrengruhet

Ruhetsfaktoren,  $C_r(z)$ , angir variasjonen i stedsvindhastigheten på byggestedet og bestemmes fra ligning (13).

$$C_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{for} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (13)$$

Faktorene i ligning (13) er gitt i Tabell 25 og Tabell 26.

Tabell 25. Veiledning til ligning (13).

Faktor	Type
$z_0$	Ruhetslengden fra Tabell 26
$k_r$	Terrengruhetsfaktoren avhengig av $z_0$ som bestemmes fra Tabell 26
$z_{min}$	Er minimumshøyden definert i Tabell 26
$z_{max}$	Settes lik 200 m
$z$	Høyden av bygget

Tabell 26. Terrengruhetskategorier og tilhørende parametere (hentet fra NS-EN 1991-1-4, Tabell NA.4.1).

Kategorinummer	Terrengruhetskategori	$k_r$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
0	Åpent opprørt hav	0,16	0,003	2
I	Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker	0,17	0,01	2
II	Landbruksområder, område med spredte små bygninger eller trær	0,19	0,05	4
III	Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder	0,22	0,3	8
IV	Byområde der minst 15% av arealet er dekket med bygninger og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m. Barskogområder	0,24	1,0	16

#### 4.3.1.5 Terrengform

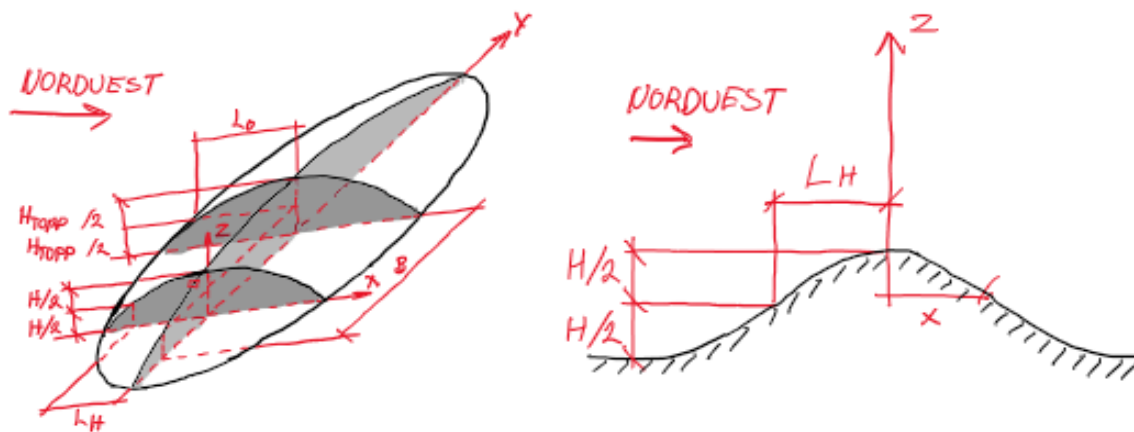
Siden byggestedet ligger høyere enn  $\frac{H}{2}$  av en ås eller skråning se Figur 35, skal terrengformfaktoren av stedsvindforsterkningen,  $C_0(z)$ , bestemmes ved bruk av ligning (14). Det står i NS-EN 1991-1-4 at denne metoden skal vurderes nærmere når byggestedet ligger høyere enn 200 moh. Denne metoden for beregning av terrengformfaktoren ble benyttet av Nordplan ved Loen Skylift. Nordplan kontaktet for dette prosjektet det Norske metrologiske institutt og fikk bekreftet at den gitte fremgangsmåten ville gi en realistisk vindoppfatning på byggestedet. Vi har dermed tatt en egen vurdering og sammenligner byggestedet i Åndalsnes med byggestedet i Loen. Med dette antar vi at vinden oppfører seg på samme måte her som hos Loen Skylift.



BACHELOROPPGAVE



Figur 34. Viser vindretningen sørvest på åsens byggested.



Figur 35. Ås/skråning sørvest og nordøst (skjematisk) [23].

Terrengformfaktoren,  $C_0(z)$ , bestemmes for byggested over nivået  $\frac{H}{2}$  ut fra ligning (14).

$$C_0(z) = 1 + \Delta S_{z,maks} * \left[ \frac{\frac{B}{L_0}}{\frac{B}{L_0} + 0,4} \right] * \left[ 1 - \frac{|x|}{k_{virk} * L_H} \right] * e^{-\left(\frac{a*z}{L_H}\right)} \quad (14)$$

## BACHELOROPPGAVE

Faktorene i ligning (14) er beskrevet i Tabell 27 og Tabell 28.

Tabell 27. Verdier for bestemmelse av  $C_0(z)$ .

Faktor	Type
$x$	Horisontal avstand (positiv i vindretningen), måles fra lokal topp til byggestedet, se Figur 35
$\Delta S_{z,maks}$	Er angitt i Tabell 28
$k_{virk}$	Er en faktor angitt i Tabell 28
$z$	Lokal høyde over terrengnivået på byggestedet
$L_H$	Halv ås- eller bakkelengde målt i nivået $0,5H$ på vindsiden, se Figur 35
$B$	Horisontal avstand fra åsens høyeste punkt til et punkt der åsens høyde $H_{Topp}$ er halvert, se Figur 35
$L_0$	Horisontal lengde fra åsens høyeste punkt til punktet $0,5H_{Topp}$ på vindsiden, se Figur 35
$a$	Faktor angitt i Tabell 28

Tabell 28. Bestemmelse av  $\Delta S_{z,maks}$ ,  $a$  og  $k_{virk}$ .

Terrengform på byggestedet	$\Delta S_{z,maks}$	$a$	$k_{virk}$	
			$x < 0$	$x > 0$
Ås	$\frac{H}{L_h} > 0,5 \rightarrow 2 * 0,5 = 1$	3	1,5	1,5
Skråning	$\frac{H}{L_h} > 0,5 \rightarrow 1,8 * 0,5 = 0,9$	2,5	1,5	4

Figur 33 og Tabell 22 viser den mest utsatte vindretning for byggestedet. Vinkelen på terrenget i sørvest-retning for byggestedet vil skape det størst vindtilfelle. Med dette så regner vi bare terrengformfaktoren i retning sørvest. Verdiene i Tabell 29 er hentet fra kartverket ved bruk av verktøyet «høydedata». Verdiene benyttes både i Focus Konstruksjon og i ligning (14).

Tabell 29. Verdier for beregning av terrengformfaktor sørves og nordøst-retning.

Faktor	Verdi (m)
$x$	40
$H$	700
$L_h$	380
$B$	7000
$L_0$	4000

## BACHELOROPPGAVE

**4.3.1.6 Vindturbulens**

Turbulensintensiteten,  $I_v(z)$ , ved en høyde  $z$  over terrenget, er definert som standardavviket,  $\sigma_v$ , av momentanvindhastigheten dividert med stedvindhastigheten,  $V_m(z)$ .

Standardavviket bestemmes fra ligning (15).

$$\sigma_v = k_r * V_b * k_1 \quad (15)$$

Faktorene fra ligning (15) er beskrevet i Tabell 30.

Tabell 30. Faktorer for bestemmelse av standardavviket i ligning (15).

Faktor	Type
$k_r$	Terrengruhetsfaktoren, bestemmes i Tabell 26
$v_b$	Bestemmes i kapittel 4.3.1.2
$k_1$	Turbulensfaktoren, settes normalt lik 1,0

Turbulensintensiteten,  $I_v(z)$ , bestemmes fra ligning (16).

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} \quad \text{for} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (16)$$

Faktorene for ligning (16) er beskrevet i Tabell 31.

Tabell 31. Faktorer for bestemmelse av turbulensintensiteten,  $I_v(z)$ .

Faktor	Type
$\sigma_v$	Standardavviket bestemmes av ligning (15)
$V_m(z)$	Bestemmes i kapittel 4.3.1.3

## BACHELOROPPGAVE

**4.3.1.7 Vindkasthastighet**

Ved beregning av vindkasthastigheten,  $V_p$ , benyttes ligning (17), denne er svarende til vindkasthastighetstrykket i ligning (9).

$$V_p = V_m(z) * \sqrt{1 + 2 * k_p * I_v} \approx V(z)(1 + 2,8 * I_v) \quad (17)$$

Faktorene i ligning (17) bestemmes fra Tabell 32.

Tabell 32. Faktorer for bestemmelse av vindkasthastigheten,  $V_p$ .

Faktor	Type
$V_m(z)$	Stedvindhastigheten som bestemmes i kapittel 4.3.1.3
$I_v(z)$	Turbulensintensiteten som bestemmes i kapittel 4.3.1.6

**4.3.2 Vindlast på vegger**

Når vinden blåser mot ytterveggene på et bygg, vil denne utvendige vindbelastning beregnes av ligning (18).

$$w_e = c_{pe} * q_p \quad (18)$$

Faktorene i ligning (18) er gitt i Tabell 33.

Tabell 33. Viser forklaring til de forskjellige symbolene i ligning (18).

Faktor	Type
$w_e$	Utvendig vindlast
$c_{pe}$	Utvendig formfaktor
$q_p(z)$	Vindkasthastighetstrykket bestemmes i kapittel 4.3.1

## BACHELOROPPGAVE

De utvendige formfaktorene er avhengig av byggets geometri. Standarden inneholder figurer med tilhørende tabeller for å finne de aktuelle formfaktorene. Den utvendige formfaktoren,  $c_{pe}$ , er avhengig av størrelsen på det belastede arealet,  $A_{eff}$ . I standardens tabeller over formfaktorer finnes det to formfaktorer:  $c_{pe,1}$  og  $c_{pe,10}$ , [15].

$$c_{pe,n} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log_{10} * A_{eff} \quad (19)$$

Faktorene i ligning (19) er beskrevet i Tabell 34.

Tabell 34. Forklarer de forskjellige utvendige formfaktorene.

Faktor	Areal	
$c_{pe,1}$	$A \leq 1 m^2$	
$c_{pe,10}$	$A \geq 10m^2$	
$c_{pe,n}$	$1 < A < 10m^2$	Her benyttes ligning (19)

Hastighetstrykket fra vinden øker med referansehøyden,  $z$ . Vår konstruksjon har en  $h \leq b$ . Når hastighetstrykket treffer vegg på lo side, se areal D i Figur 36, vil det oppstå noenlundejevnt trykk mot vegg. Ved sone A, B og C som ligger parallelt med vindretningen, vil det oppstå et variert sug avhengig av forholdet mellom  $h$ ,  $e$ ,  $b$  og  $d$ . På le siden av konstruksjonen, sone E, vil det oppstå et sug. Ved beregning av de utvendige formfaktorene,  $c_{pe,1}$  og  $c_{pe,10}$ , for de vertikale veggene benyttes Tabell 35.



## BACHELOROPPGAVE

I Tabell 35 er de numeriske verdiene for  $c_{pe,1}$  og  $c_{pe,10}$  bestemt. For mellomliggende verder i forholdet  $\frac{h}{d}$  benyttes interpolering, se ligning (20). Når man antar det er lineær sammenheng mellom de to kjente målepunktene, kan man bestemme  $y_i$  i datapunktet  $(x_i, y_i)$ , som ligger mellom datapunktene  $(x_k, y_k)$  og  $(x_{k+1}, y_{k+1})$  for en gitt  $x_i$  eller  $y_i$  [24].

$$y_i = (x_i) = y_k + \frac{y_{k+1} - y_k}{x_{k+1} - x_k} (x_i - x_k) \quad (20)$$

Tabell 35. Utvendig formfaktor for vertikale vegger i rektangulære bygninger.

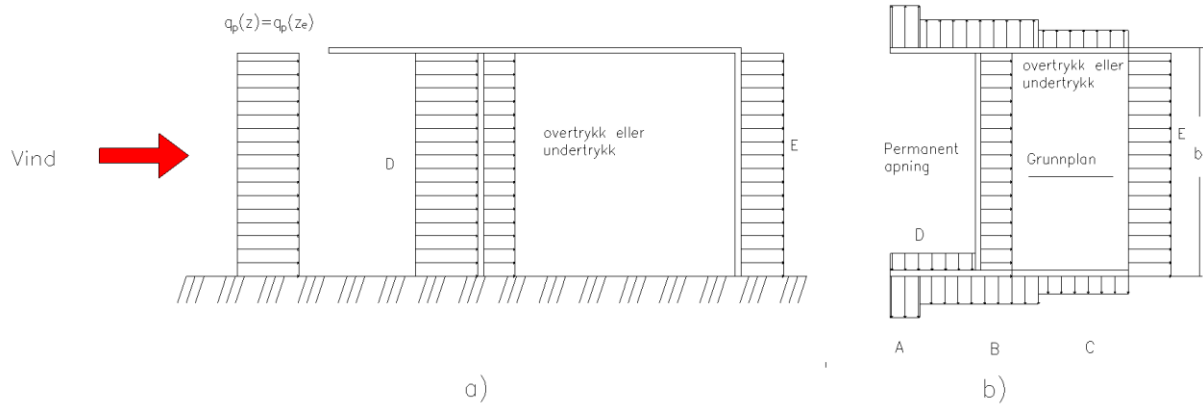
Sone	A		B		C	D		E
$\frac{h}{d}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}, c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}, c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	0,8	1,0	-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	0,8	1,0	-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	0,7	1,0	-0,3

Når et bygg har en eller flere permanente åpninger i retning mot vinden, vil trykket som presser på skilleveggen bli like stort som trykket utvendig, se Figur 37. Det nevnes ingenting i standarden hva som må gjøres hvis det oppstår flere soner i den permanente åpningen slik det gjør på toppstasjonen. Med dette vil en gjennomsnittlig formfaktor være mer konservativt å benytte, se ligning (21) eller ligning (22). Denne permanente åpningen vil også gi økt innvendig vindlast, (sone D), på veggen som står parallelt med vindretningen se Figur 37 b) [15].

$$c_{pe,A \text{ og } B} = \frac{C_{pe,A} * A_{eff,A} + C_{pe,B} * A_{eff,B}}{A_{Total}} \quad (21)$$

$$c_{pe,A \text{ og } B} = \frac{C_{pe,A} * L_A + C_{pe,B} * L_B}{L_{Total}} \quad (22)$$

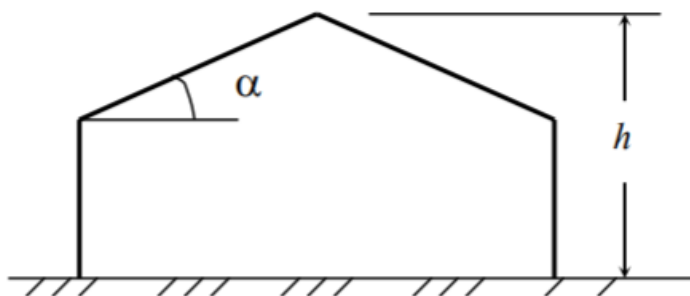
## BACHELOROPPGAVE



Figur 37. Bygg med permanente åpninger [15].

### 4.3.3 Vindlast på tak

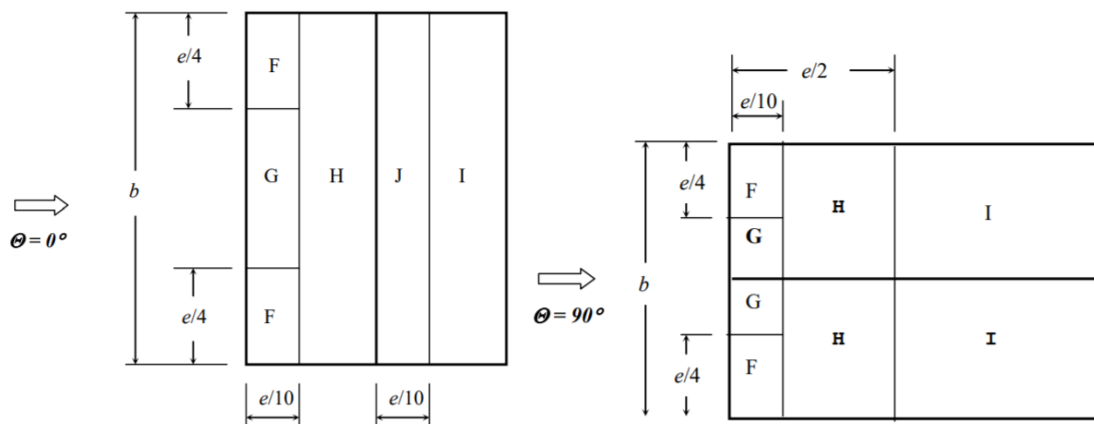
Det vil også oppstå trykk eller sug på taket. Angrepsretningen til vindlasten skal alltid stå vinkelrett på taket. På konstruksjoner hvor takvinkelen  $\alpha$  er stor kan det oppstå trykk på takflaten. I de fleste tilfeller vil det danne seg et sug på taket og virke avlastende. Det fører til at snø-belastningen som oftest vil være dimensjonerende. Saltak, se Figur 38, med takvinkler  $\alpha = 15^\circ - 45^\circ$  kan vinden forårsake vekselvis sug og trykk. Her vil den mest ugunstige lasten bli dimensjonerende. Taket blir delt opp i flere forskjellig soner med ulike formfaktorer, se Figur 39. Verdiene på disse formfaktorene er vist i Tabell 36 og Tabell 37 [15].



Figur 38. Vinkel  $\alpha$  på saltak.



BACHELOROPPGAVE



Figur 39. Vindlastens sonefordeling på saltak. Størrelsen  $e$  er den minste av  $b$  og  $2h$ .

Tabell 36. Formfaktor  $c_p$  for saltak i vindretning  $0^\circ$  på bygget [23].

Takvinkel $\alpha$	Vindretning $Q = 0^\circ$									
	F		G		H		I	J		
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6	0,2		
	0,0		0,0		0,0			-0,6		
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3	-0,4	-0,4	-1,0	-1,5	
	0,2		0,2		0,2			0,0	0,0	
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2	-0,4	-0,4	-0,5		
	0,7		0,7		0,4			0,0	0,0	
45°	0,0		0,0		0,0		-0,2	-0,3		
	0,7		0,7		0,6			0,0	0,0	
60°	0,7		0,7		0,7		-0,2	-0,3		
75°	0,8		0,8		0,8		-0,2	-0,3		

Merknad 1: For  $\alpha < 5^\circ$  skal formfaktor for flate tak benyttes. Positivt fortegn indikerer trykk og negativt fortegn indikerer sug.

Merknad 2: For mellomliggende takvinkler benyttes interpolering, se ligning (20).

Merknad 3: For bestemmelse av om det skal benyttes  $c_{pe,10}$  eller  $c_{pe,1}$  for konstruksjonen, se Tabell 34.



### 4.3.4 Resultat vindlastberegninger

Hvis vindhastigheten overstiger  $20\text{m/s}$ , blir pendelbanen stoppet opp på grunn av sikkerhet. Med dette vil de beregnede verdiene for vindlast, i dette delkapitlet, være de mest ekstreme vindkreftene som kan oppstå på toppstasjonen når pendelbanen står i ro.

For beregning av vindlaster se VEDLEGG A1 og metoden under overskrift 4.3.1.

#### 4.3.4.1 Vindkasthastighetstrykket

Ved beregning av vindkasthastighetstrykket og den tilhørende vindkasthastigheten i den gitte vindretningen, skal fremgangsmetoden i kapittel 4.3.1 følges. I Tabell 38 er den endelige verdien fra håndberegninger og programmet Focus Konstruksjon vist.

Tabell 38. Beregnet vindlast for toppstasjon Nesaksla Åndalsnes.

Metode	Vindkasthastigheten	Vindkasthastighetstrykket
Håndberegning	$70,34\text{ m/s}$	$3,26\text{ kN/m}^2$
Focus Konstruksjon	<i>(beregner ikke denne verdien)</i>	$3,26\text{ kN/m}^2$

#### 4.3.4.2 Stripelast Tak

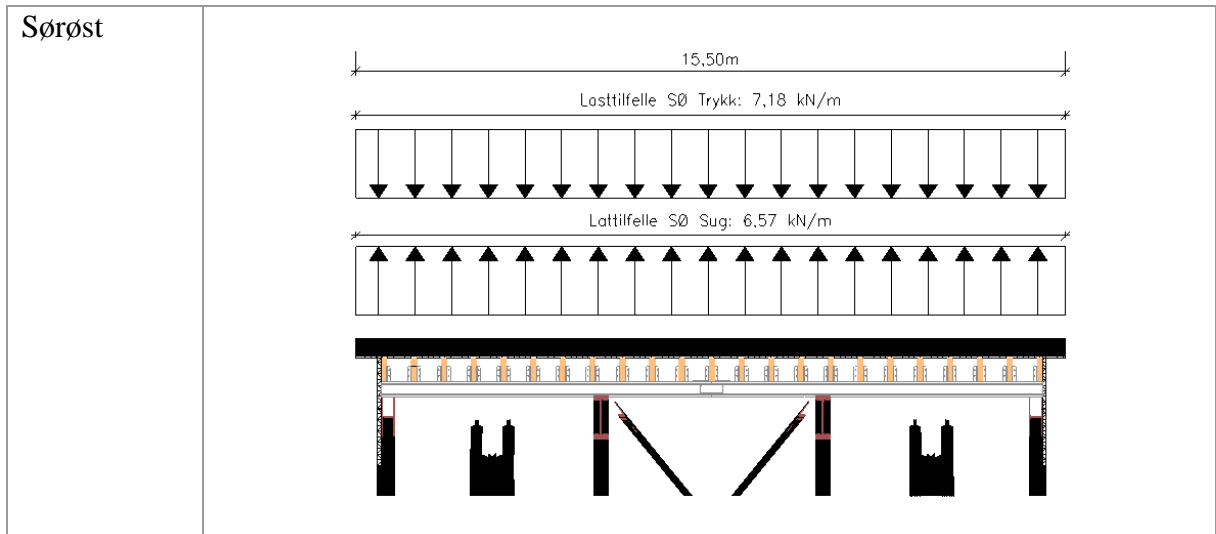
Focus Konstruksjon brukes for å finne den mest ugunstige vindlasten som oppstår på skråtårnet. Ved å legge inn vinden som virker på de forskjellige sonene i en modell, analyserer og kombinerer Focus Konstruksjon ut stripelaster for de ulike retningene vinden kommer fra. Tabell 39 viser stripelasten på skråtårnet for de ulike vindretningene.

BACHELOROPPGAVE

Tabell 39. Stripelast på skråtårn.

Vindretning	Stripelast skråtårn
Nordvest	<p>15,50m</p> <p>Lasttilfelle NV Trykk: 7,48 kN/m</p> <p>Løsttilfelle NV Sug: 27,66 kN/m</p>
Nordøst	<p>2,10m 8,40m 5,00m</p> <p>7,62 kN/m 4,99 kN/m 6,94 kN/m</p>
Sørvest	<p>5,00m 8,40m 2,10m</p> <p>6,94 kN/m 4,99 kN/m 7,62 kN/m</p>

BACHELOROPPGAVE



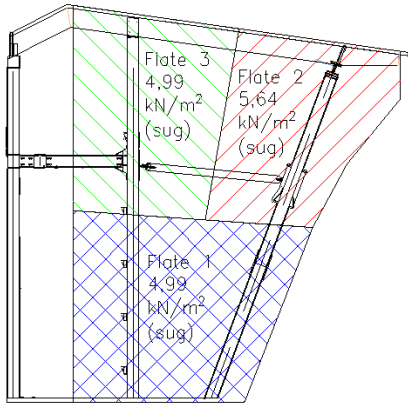
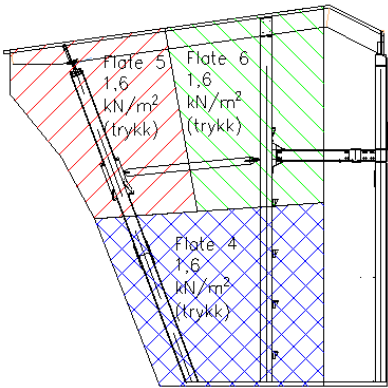
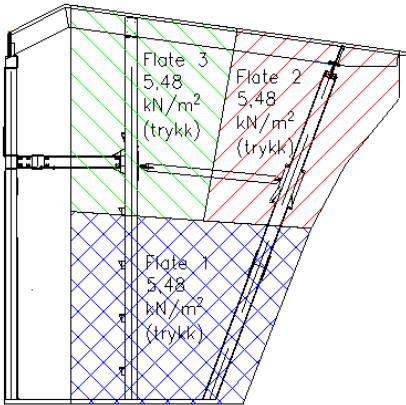
### 4.3.4.3 Flatelaster fasade

Inndelingene av flatelastene er basert på lastbredden til det bærende systemet. Beregningen av flatelastene er vist i VEDLEGG A1, kapittel 1.2.5. Tabell 40 viser flatelasten på sidene av skråtårnet.

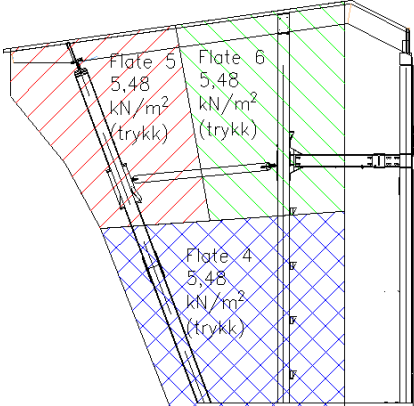
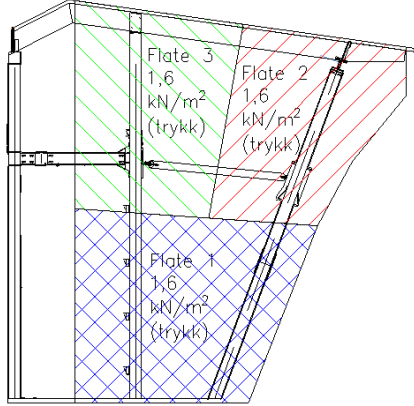
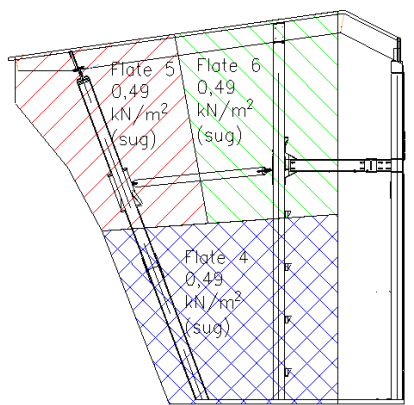
Tabell 40. Flatelast på skråtårnet.

Vindretning	Fasade	Flatelast skråtårn
Nordvest	Fasade Sørvest	<p style="text-align: center;">Flate 5 5,64 kN/m<sup>2</sup> (sug)</p> <p style="text-align: center;">Flate 6 4,99 kN/m<sup>2</sup> (sug)</p> <p style="text-align: center;">Flate 4 4,99 kN/m<sup>2</sup> (sug)</p>

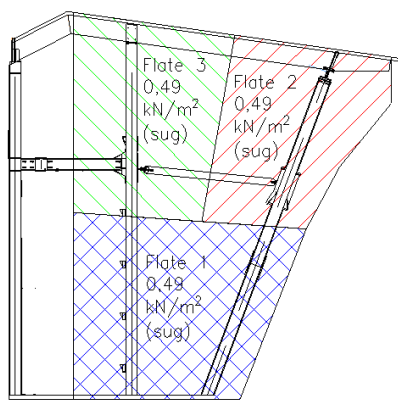
BACHELOROPPGAVE

	<p>Fasade Nordøst</p>	 <p>Flate 3 4,99 kN/m<sup>2</sup> (sug)</p> <p>Flate 2 5,64 kN/m<sup>2</sup> (sug)</p> <p>Flate 1 4,99 kN/m<sup>2</sup> (sug)</p>
<p>Nordøst</p>	<p>Fasade Sørvest</p>	 <p>Flate 5 1,6 kN/m<sup>2</sup> (trykk)</p> <p>Flate 6 1,6 kN/m<sup>2</sup> (trykk)</p> <p>Flate 4 1,6 kN/m<sup>2</sup> (trykk)</p>
	<p>Fasade Nordøst</p>	 <p>Flate 3 5,48 kN/m<sup>2</sup> (trykk)</p> <p>Flate 2 5,48 kN/m<sup>2</sup> (trykk)</p> <p>Flate 1 5,48 kN/m<sup>2</sup> (trykk)</p>

BACHELOROPPGAVE

<p>Sørvest</p>	<p>Fasade Sørvest</p>	
	<p>Fasade Nordøst</p>	
<p>Sørøst</p>	<p>Fasade Sørvest</p>	

## BACHELOROPPGAVE

	Fasade Nordøst	
--	----------------	--

Vindlastene oppgitt i Tabell 39 og Tabell 40 benyttes videre i kapittel 5.6.

#### 4.4 Snølast

Beregningsgrunnlaget for snølast er gjort etter NS-EN 1991-1-3:2003 + A1:2015+ NA:2018 (Eurokode 1: laster på konstruksjoner, Del 1-3: Allmenne laster snølaster). Beregninger av snølast er gjort ved håndberegning, samt i beregningsprogrammet Focus Konstruksjon.

##### 4.4.1 Snølast på mark

Karakteristisk snølast på mark,  $s_k$ , bestemmes etter ligning (23) der grunnverdiene er gitt i Tabell 41.

$$S_k = S_{k0} + n\Delta S_k \quad (23)$$

Tabell 41. Grunnverdier for ligning (23). Verdier er angitt i tabell NA.4.1(901) i det nasjonale tillegget til NS-EN 1991-1-3.

Faktor	Forklaring	Verdi
$S_{k0}$	Karakteristisk snølast på mark på byggestedet	4,5 kN/m <sup>2</sup>
$n$	Tar hensyn til at byggestedets høyde er over kommunens høydegrense	Se ligning (24).
$\Delta S_k$	Snølasttillegg per 100m	1,0 kN/m <sup>2</sup>



## BACHELOROPPGAVE

Se Tabell 42 for verdiene i ligning (24).

$$n = \frac{H - H_g}{100} \quad (24)$$

Tabell 42. Verdier for ligning (24).

Symbol	Forklaring	Verdi
$H$	Byggestedets høyde over havnivå	692 moh.
$H_g$	Høydegrensen for kommunen over havnivå	150 moh.

#### 4.4.2 Snølast på tak

Snølast på tak er avhengig av formfaktorene, ( $\mu$ ), eksponeringsfaktor, ( $C_e$ ), og termiskfaktor, ( $C_t$ ). Formfaktoren er også avhengig av takformen på konstruksjonen. Taket på toppstasjonen er et saltak som vist i Figur 41. Snølast på et saltak beregnes etter ligning (25) med verdier gitt i Tabell 43.

$$s = \mu * C_e * C_t * S_k \quad (25)$$

Tabell 43. Verdier for ligning (25).

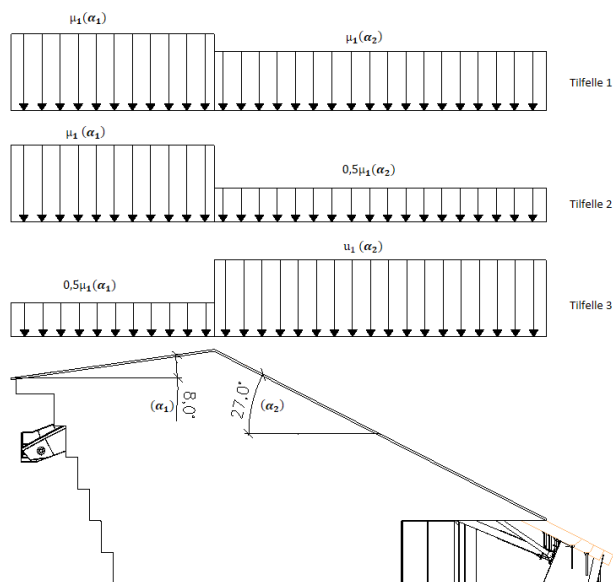
Faktor	Forklaring	Verdi
$\mu$	Formfaktor	Gitt i Tabell 44
$C_e$	Eksponeringsfaktoren tar hensyn til at vind kan redusere snølasten på tak	Gitt i Tabell 45
$C_t$	Varmegjennomtrengingskoeffisienten er $< 1,0 \frac{W}{m^2K}$ , refererer til kapitel NA. 5.2(8) i NS-EN 1991-1-3	Dermed settes termiskfaktor settes lik 1,0
$S_k$	Karakteristisk snølast på mark	Se ligning (23)

## BACHELOROPPGAVE

For taket kan formfaktorene beregnes i Tabell 44. Figur 41 viser tre ulike lastfordelinger på saltaket og vinkel på taket. Her skal den mest ugunstige lastfordelingen benyttes ved lastkombinering. På grunn av en takvinkel på  $8^\circ$  for fremre del av konstruksjonen, velges formfaktor,  $\mu_2$ , med verdi 0,8.

Tabell 44. Formfaktor for snølast.

Takvinkel $\alpha$	$0^\circ < \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
$\mu_1(\alpha)$	$\mu_1(0^\circ) > 0,8$	$\mu_1(0^\circ) \frac{60^\circ - \alpha}{30^\circ}$	0,0
$\mu_2(\alpha)$	0,8	$0,8 \frac{60^\circ - \alpha}{30^\circ}$	0,0



Figur 41. Snølastfordeling på tak.

Fra Figur 41 skal det mest ugunstige lasttilfellet velges. Formfaktoren brukt i tilfelle 1 og 2, vil gi lik snølast på skråtårnet. Det ble gjennomført en kontroll med Focus Konstruksjon, hvor tilfelle 1 ble valgt. Se VEDLEGG A3.

Eksponeringsfaktoren velges på grunnlag av hvor vindutsatt taket er. Siden toppstasjonen er plassert på en fjelltopp og det er lite vegetasjon i området, samt høye verdier på den beregnede vindlasten, (se kapittel 4.3), kan vi velge eksponeringsfaktor for vindutsatt område. Eksponeringsfaktoren er gitt i Tabell 45.

## BACHELOROPPGAVE

Tabell 45. Eksponeringsfaktor.

<b>Eksponeringsfaktor</b>	<b>Verdi</b>
Skjernet	1,2
Normal	1,0
Vindutsatt	0,8

Svaret man da får ut ifra ligning (25) må multipliseres ut med lastbredden for å få ut stripelasten som virker på skråtårnet. Dette er vist i ligning (26). Lastbredden er gitt i kapittel 4.1.

$$\text{Stripelast} = s * \text{lastbredde} \quad (26)$$

#### 4.4.3 Beregnede verdier

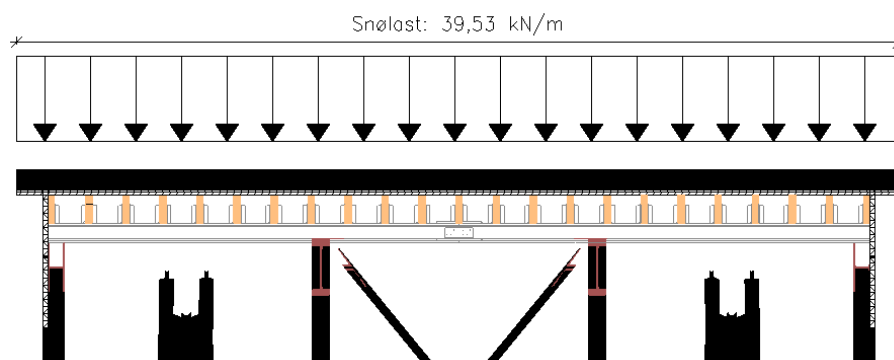
Fremgangsmåten for de beregningene er beskrevet i delkapittel 4.4.1 og 4.4.2. Se VEDLEGG A2 for beregning av snølast på tak.

Tabell 46 viser beregnet stripelast for snø.

Tabell 46. Snølast fra håndberegninger og Focus Konstruksjon.

<b>Snølast på Tak</b>	<b>Håndberegning</b>	<b>Focus Konstruksjon</b>
Topp skråtårn	39,53 kN/m	39,53 kN/m

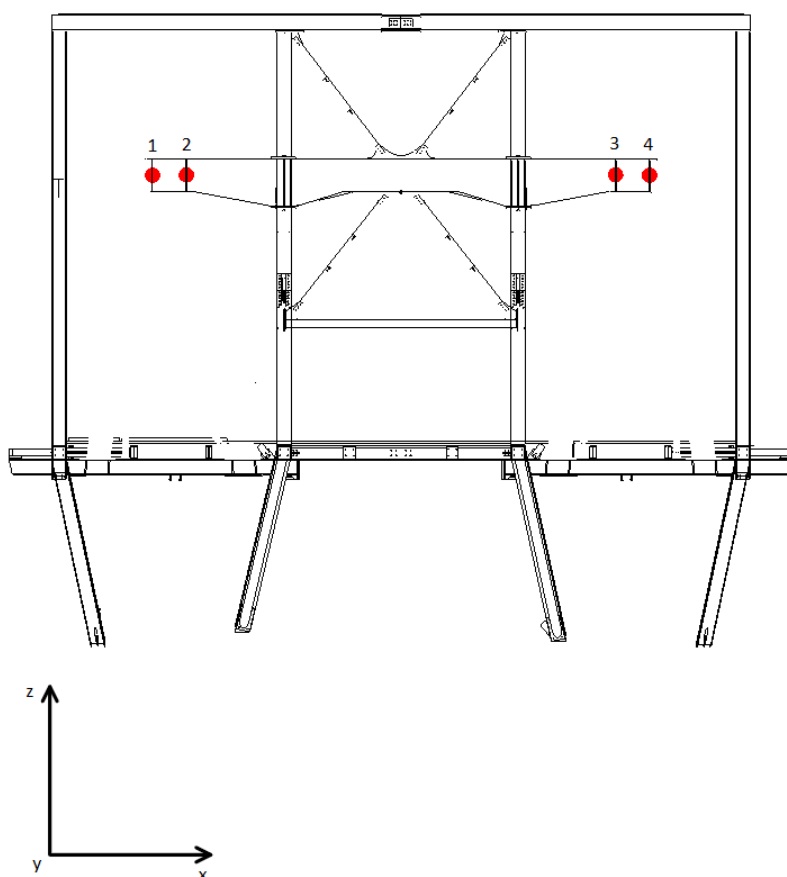
Stripelasten for snø er illustrert i Figur 42.



Figur 42. Snølast på skråtårnet.

## 4.5 Last fra pendelbanen

Pendelbanen vil overføre ulike dynamiske krefter fra sadel til skråtårnet, de vil variere i styrke og retning. Mangel på tid førte til at vi etterspurte en maksimal last fra pendelbanen i drift. Det vi fikk tilsendt ble de maksimale kreftene som oppstår i bruddgrensetilstand fra Garaventa gjennom Nordplan, men ingen forklaring om hvordan Garaventa hadde kommet frem til disse lastene. Det er dermed en stor usikkerhet rundt pendellasten. Disse lastene overføres statisk og normalt fra sadelen til stålbejlen. For å kunne gjennomføre bruksgrense vurderinger ved lastkombinering, divideres pendellasten med en lastfaktor på 1,5. Lastene er plassert i fire punkt som vist i Figur 43. Tabell 47 viser verdien og retningen for de fire punktene pendelbanelasten virker ved bruksgrensetilstand.



Figur 43. Plassering av pendelbanelast.

## BACHELOROPPGAVE

Tabell 47. Verdi og retning på pendelbanelastene.

<b>Lasttilfelle</b>	<b>Retning</b>	<b>Punkt 1</b>	<b>Punkt 2</b>	<b>Punkt 3</b>	<b>Punkt 4</b>
Pendellast 1	$-z$	146,06kN	144,85kN	144,85kN	146,06kN
Pendellast 2	$-y$	37,36kN	33,57kN	32,12kN	28,89kN
Pendellast 3	$y$	28,81kN	31,92kN	2614kN	28,97kN
Pendellast 4	$-x$	74,35kN	187,89kN	187,89kN	74,35kN
Pendellast 5	$x$	75,69kN	130,81kN	130,81kN	74,35kN



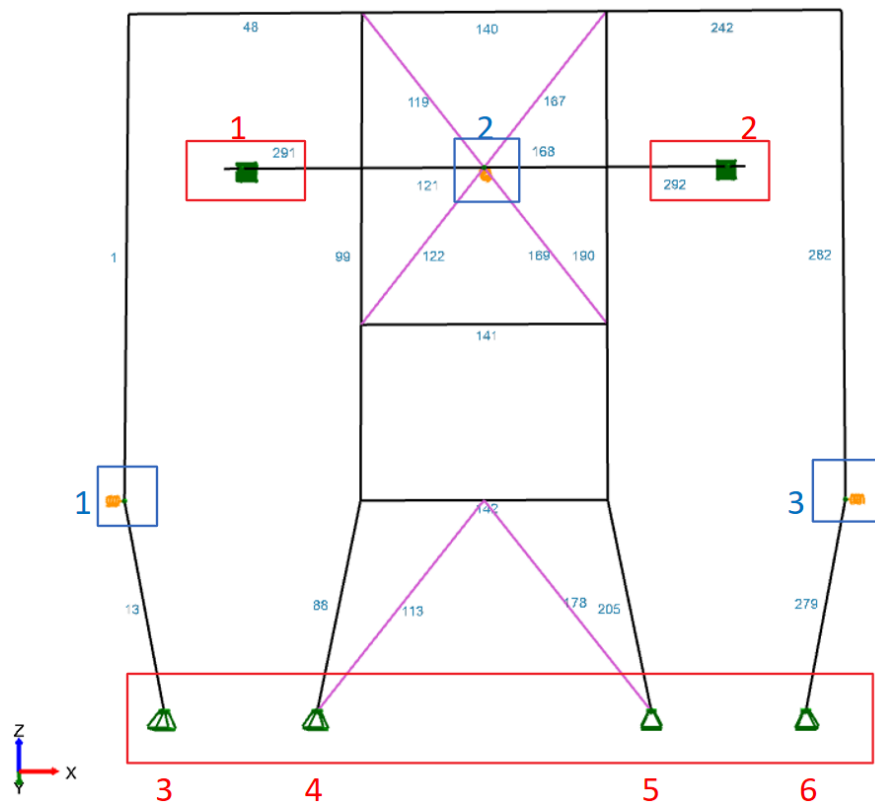
## 5 FEM-MODELL

I dette kapitlet vil oppbyggingen av FEM-modellen av toppstasjonen forklares. Modellen er basert på tegningene gitt av Nordplan og bygges opp ved hjelp av teori fra kapittel 2.7. FEM-modellen skal brukes til lastkombineringen og analyseringen av toppstasjonen. Det blir forklart ulike egenvurderinger vi har tatt i forhold til ledd, randbetingelser og oppretting av fjærstivheter.

### 5.1 Geometri

Denne oppgaven tar for seg skråtårnet, men for å få en mer korrekt konstruksjon blir det mest essensielle for skråtårnet modellert opp. Vi vil bare ta for oss å analysere de ulike segmentene i skråtårnet som er vist i Figur 44 og forklart i Tabell 48. Målene som er benyttet for å modellere opp konstruksjonen er vist i kapittel 2.3.4.

Figur 44 viser med de «svarte» linjene de ulike bjelkesegmentene og «lilla» linjene viser stavsegment som bare tar aksialkraft. Resterende er nummerert og forklares senere.



Figur 44. Segmentene på skråtårnet.

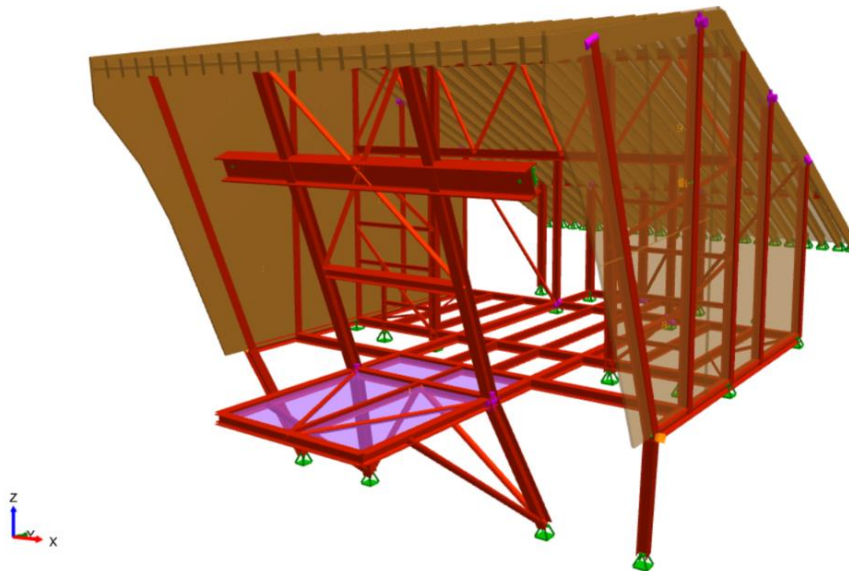
## BACHELOROPPGAVE

Tabell 48. Segmentene, fjærene og randbetingelsene for skråtårnet.

Segment	Beskrivelse	Materiale
1	Bjelkesegment	HE 300 A S355 J2
48	Bjelkesegment	HE 300 A S355 J2
140	Bjelkesegment	HE 300 A S355 J2
242	Bjelkesegment	HE 300 A S355 J2
282	Bjelkesegment	HE 300 A S355 J2
99	Bjelkesegment	HE 300 M S355 J2
190	Bjelkesegment	HE 300 M S355 J2
13	Bjelkesegment	HE 300 A S355 J2
88	Bjelkesegment	HE 300 M S355 J2
205	Bjelkesegment	HE 300 M S355 J2
279	Bjelkesegment	HE 300 A S355 J2
291	Bjelkesegment	HE 700 M S355 J2
121	Bjelkesegment	HE 700 M S355 J2
168	Bjelkesegment	HE 700 M S355 J2
292	Bjelkesegment	HE 700 M S355 J2
141	Bjelkesegment	HE 300 A S355 J2
142	Bjelkesegment	HE 300 A S355 J2
119	Stavsegment	T120* S355 J2
167	Stavsegment	T120* S355 J2
122	Stavsegment	T120* S355 J2
169	Stavsegment	T120* S355 J2
113	Stavsegment	RHUP 193,7x8,0 S355 J2
178	Stavsegment	RHUP 193,7x8,0 S355 J2

Figur 45 viser en illustrasjon av hele FEM-modellen i Focus Konstruksjon. Tre-elementene som finnes i modellen, er av limtre GL30C. Takstolene består av dette materialet, mens skallelementene på taket og veggene er av massivtre (CLT).





Figur 45. Toppstasjonen modellert i Focus Konstruksjon.

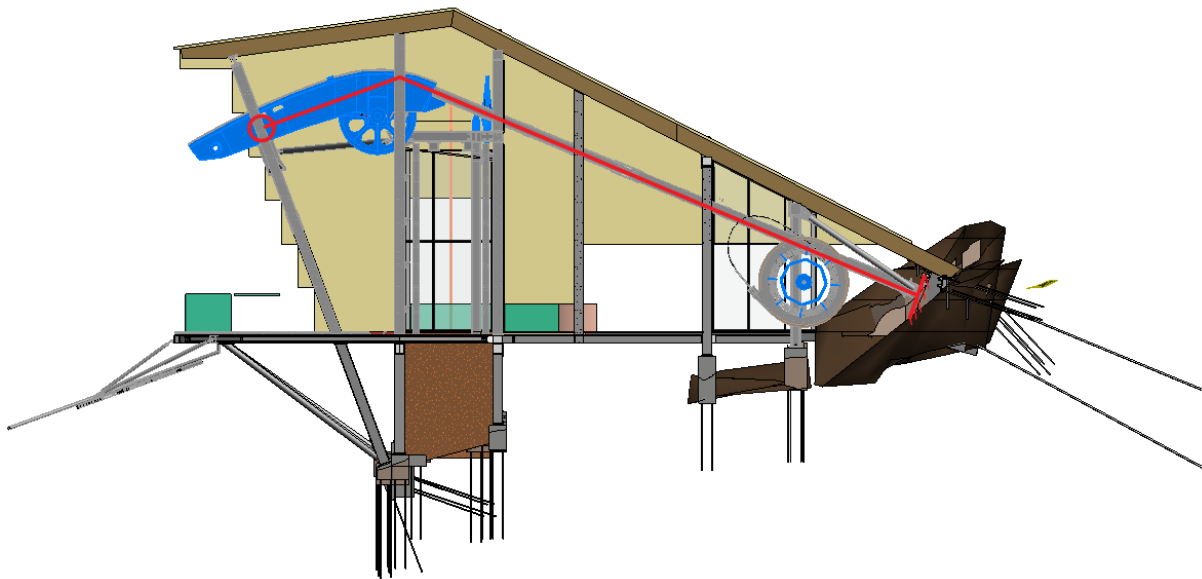
## 5.2 Randbetingelser

I Figur 44 er de ulike randbetingelsene for skråtårnet markert med røde firkanter og nummerert 1-6. Randbetingelsene er basert på kapittel 2.7.5.

### 5.2.1 Randbetingelse 1 og 2

Randbetingelse 1 og 2 er definert likt i modellen og er gjort på grunnlag av sadelen som er fast innspent i fjellet, vist i Figur 46. Når sadelen er festet til fjellet med et fagverk som er ment for å holde hele pendelbanen mot forskyvning, kan vi se på denne konstruksjonen som tilnærmet uendelig stivt. Derfor legger vi inn en randbetingelse i festet mellom skråtårnet og sadelen (rund sirkel) som ikke tar forskyvning i y-retning langs den røde linjen i Figur 46.

## BACHELOROPPGAVE



Figur 46. Viser hvor sadelen er fast innspent.

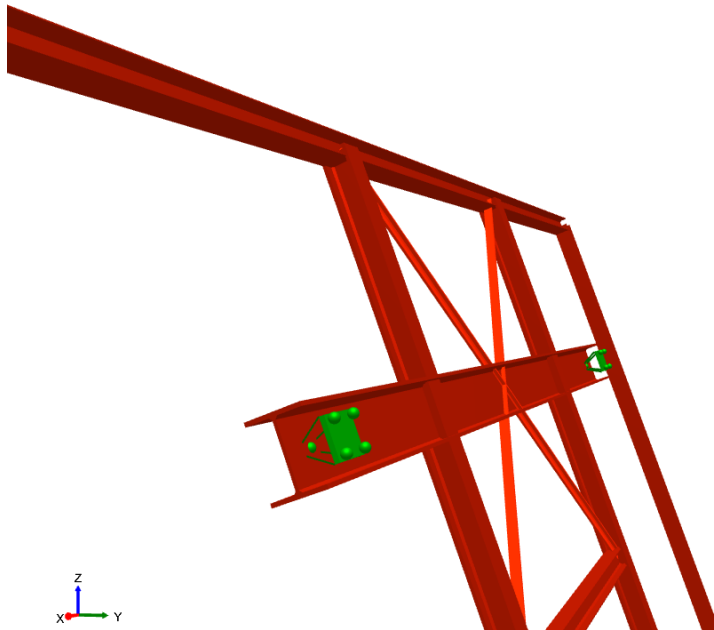
Figur 47 og Figur 48 viser hvilken frihetsgrad som er fastholdt, deres plassering og hvordan randbetingelsen ser ut.

**KONJ** Randbetingelse ×

Kryss av for frihetsgrader som skal være fastho

- Forskyvning i x-retning
- Forskyvning i y-retning
- Forskyvning i z-retning
- Rotasjon om x-aksen
- Rotasjon om y-aksen
- Rotasjon om z-aksen

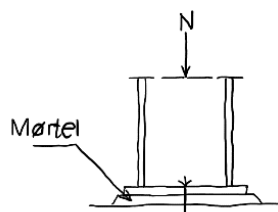
Figur 47. Randbetingelse 1 og 2.



Figur 48. Plassering av randbetingelse 1 og 2.

### 5.2.2 Randbetingelse 3-6


Randbetingelse 3-6 er definert likt i modellen og er basert på at den skal kunne oppnå kapasiteten og stivheten som var tiltenkt konstruksjonen. Søylenes fotpunkt er utført slik at den bare fører aksialkraften ned i fundamentet, se Figur 49, hvor oppgaven til forankringsboltene er kun å fiksere den horisontal og vertikale posisjon til søylen [11, s. 441].



Figur 49. Søylefot skråtårn.


Søylene har fri rotasjon om global x- og y-akse, men vil være fastholdt mot torsjon (z-akse), se Figur 50. Dette medfører at søyleføttene kun vil ta aksialkraft.

## BACHELOROPPGAVE

 Randbetingelse ×

Kryss av for frihetsgrader som skal være fastho

- Forskyvning i x-retning
- Forskyvning i y-retning
- Forskyvning i z-retning
- Rotasjon om x-aksen
- Rotasjon om y-aksen
- Rotasjon om z-aksen



Figur 50. Randbetingelse for søylefotter til skråtårn.

### 5.3 Fjærstivheter

I Figur 44 er de ulike fjærstivhetene for skråtårnet markert med blå firkanter og nummerert 1-3. Fjærstivhet 1 og 3 har samme stivhet.

Ved å påføre en kraft i en 2D-modell basert på den konstruksjonsdelen som skal erstattes, vil det gjennom en analyse være mulig å gjøre forskyvningen som oppstår om til en fjærstivhet. Dette gjøres ved bruk av Hooks lov som vist i ligning (27) [23, s. 241].

Tabell 49 viser forklaring på symbolene for Hooks lov.

$$F = -kw \quad (27)$$

Tabell 49. Forklaring på ligning (27).

Symbol	Forklaring	Enhet
$k$	Stivhet	$kN/mm$
$F$	Kraft	$kN$
$w$	Forskyvning	$mm$

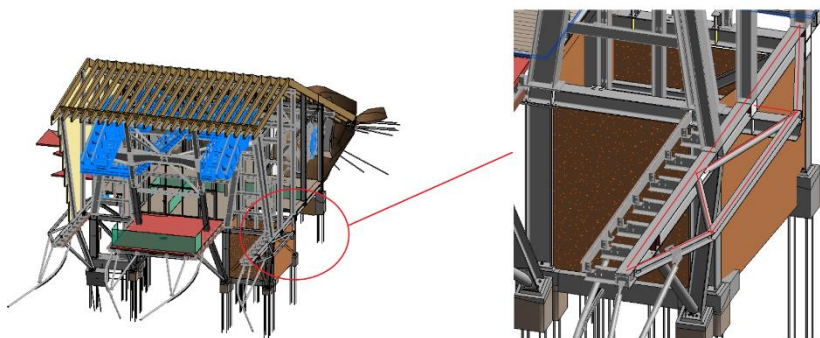
Ved å snu på Hooks lov kan vi få ut ligning (28) som benyttes ved å dividere den påførte kraften med forskyvningen.

$$k = -\frac{F}{w} \quad (28)$$

## BACHELOROPPGAVE

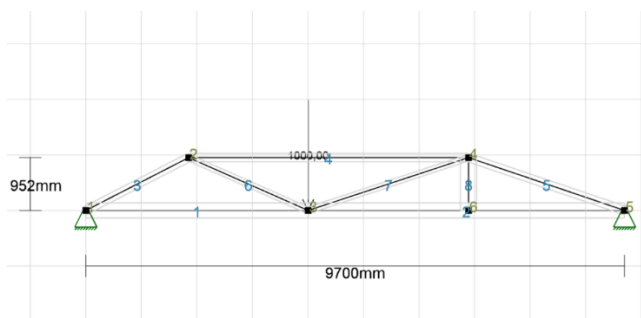
### 5.3.1 Fjærstivhet 1 og 3

Overgangen i søylen sin «knekk», se Figur 44 for fjærstivhet 1 og 3, er utformet slik at den kan ses på som kontinuerlig helt ned til fundamentet. Fagverket gitt i Figur 51 har som oppgave å fordele støtkreftene som oppstår når kabinen føres inn og ut fra toppstasjonen. Den vil også være med på å gjøre søylen kontinuerlig. Derfor er de røde sentermålene Figur 51 modellert opp i 2D som vist i Figur 52.



Figur 51. Plasseringen av fjærstivhet 1 og 3 på toppstasjonen.

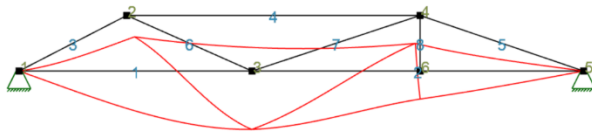
Figur 52 viser hvordan fagverket, målene og en last på  $1000kN$  er modellert opp i 2D-funksjonen i Focus.



Figur 52. 2D modell av de røde sentermålene i Figur 51.

Videre analyserer vi denne modellen og vi får ut et forskyvningsdiagram som vist i Figur 53, hvor maks verdi ble lest av til  $w = 51,9mm$ .

## BACHELOROPPGAVE

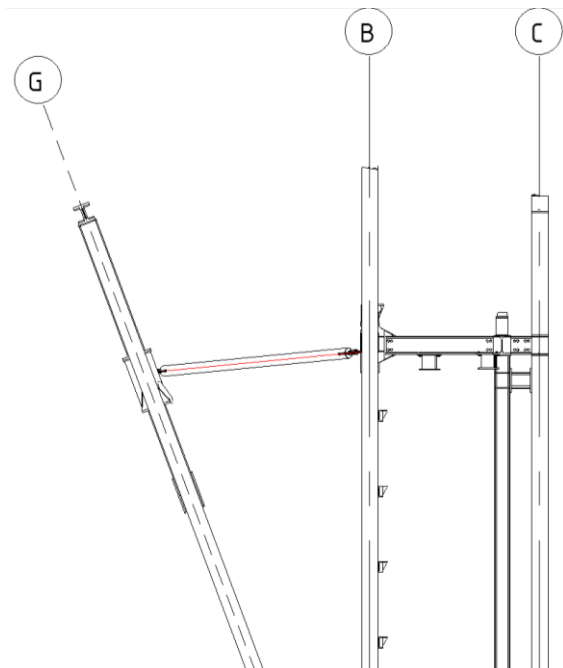


Figur 53. Forskyvningsdiagram fjærstivhet 1 og 2.

For å forenkle modellen er det lagt inn fjærstivheter for å kompensere for konstruksjonsdelene som ikke har blitt modellert inn, se Figur 51. Fjærstivhetene er lagt inn for å stive av modellen i x-retning på det globale akse-systemet.

### 5.3.2 Fjærstivhet 2

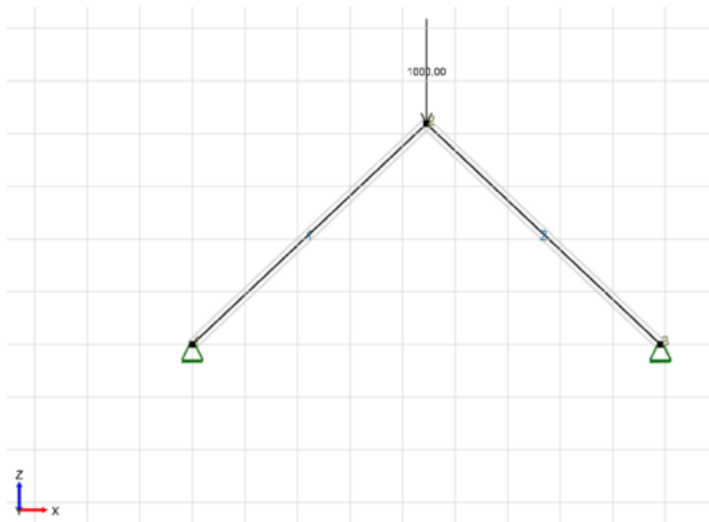
Fjærstivhet 2 bygger på det samme prinsippet som fjærstivhet 1 og 3. Fjærstivhet 2 er plassert som vist i Figur 44, blå firkant 2. Konstruksjonsdelen som er markert med rød senterlinje i Figur 54, blir kompensert for i modellen med fjærstivhet 2.



Figur 54. Plasseringen av fjærstivhet 2 på toppstasjonen.

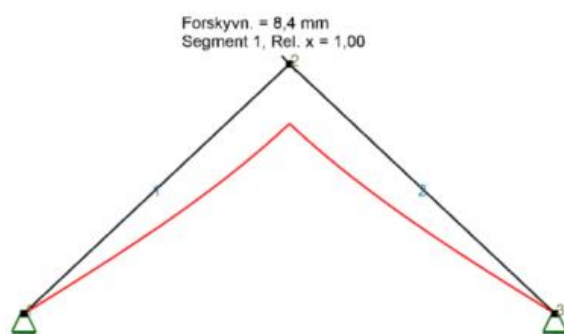
## BACHELOROPPGAVE

Figur 55 viser hvordan fagverket og en last på 1000kN er modellert opp i 2D-funksjonen i Focus.



Figur 55. 2D modell av det røde sentermålet i Figur 54.

Videre analyserer vi denne modellen og vi får ut et forskyvningsdiagram som vist i Figur 56, hvor maks verdi ble lest av til  $w = 8,4 \text{ mm}$ .



Figur 56. Forskyvningsdiagram fjærstivhet 2.

## BACHELOROPPGAVE

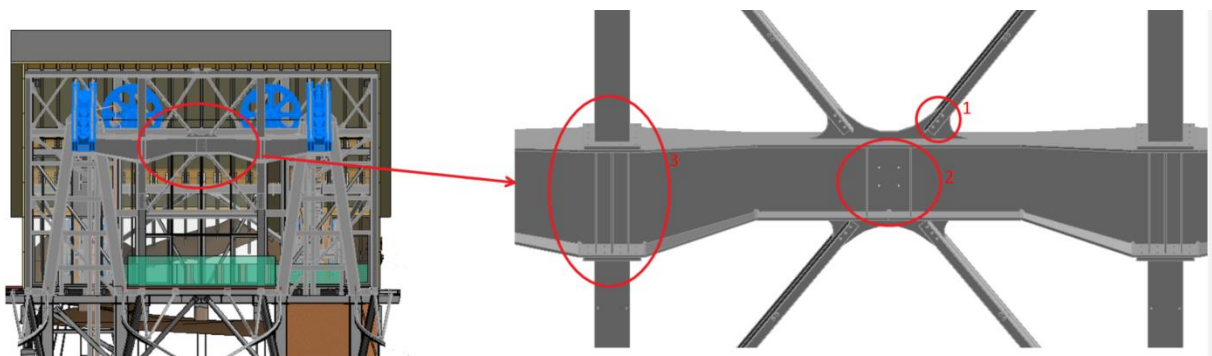
Tabell 50 viser de beregnede verdiene for fjærstivhetene som plasseres i skråtårnet.

Tabell 50. Fjærstivhetenes verdier.

Fjærstivhet	Plassert mellom segment		Verdi
1	13	1	19,26 kN/mm
2	119, 121 & 122	167, 168 & 169	120 kN/mm
3	279	282	19,26 kN/mm

## 5.4 Stavsegment og ledd

Figur 57 viser sveise- og bolteforbindelser tilhørende stavsegment 119, 167, 122 og 169 i skråtårnet. For å definere disse forbindelsene i Focus Konstruksjon, legges knutepunktene inn med frihetsgradene de ville hatt i henhold til Per Kr. Larsen [11, s. 453]. Bolteforbindelsen i punkt 1 klassifiseres som leddet kobling, hvor vi her tillater rotasjon om lokal segmentakse y og z, mens om akse x, tillater vi ikke rotasjon. For de sveisede forbindelsene i punkt 2, er det sveiset på to vertikale plater for å gjøre bjelken momentstiv. Dette knutepunktet i FEM-modellen er derfor modellert momentstivt for å tillate overføring av moment. I punkt 3, er det sveist på vertikale plater for å gjøre søylene kontinuerlig igjennom bjelken for sadelen.



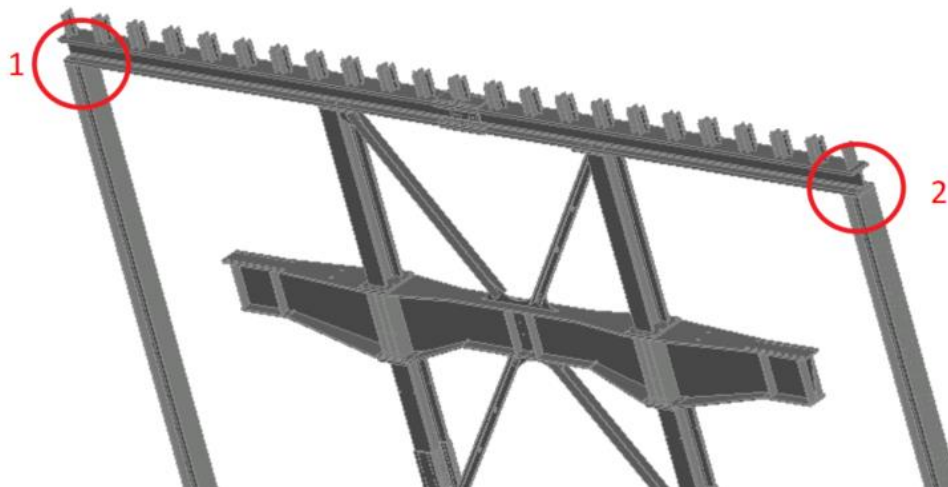
Figur 57. Sveise- og bolteforbindelser.

Det er også gjort en forenkling når det kommer til skråavstiverne, stavsegmentene ligger i Revit-tegningene som to sammenskrudde L120-profil. Vi har laget vårt eget segment kalt T120\*, se kapittel 2.3.7. Dette profilet vil ha tilnærmet samme egenskaper og samme tverr-areal som to L120-profiler.

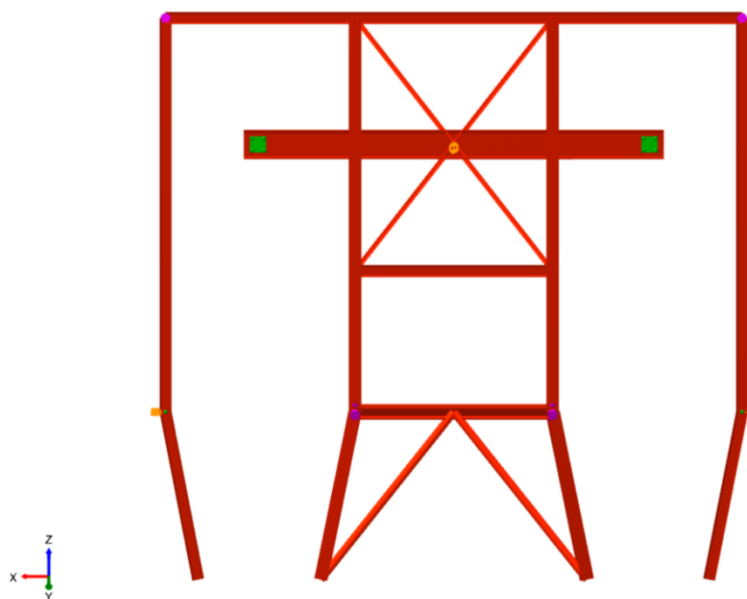


## BACHELOROPPGAVE

Bolteforbindelser mellom bjelke og søyle klassifiseres som leddet kobling og vil være fastholdt mot rotasjon om lokal z- og x-akse. Figur 58, punkt 1 og 2, viser bolteforbindelsene i toppen av segment 1 og 282 som de vises i Revit. Forbindelsene fungerer som ledd og tillater rotasjon om lokal y-akse. Ettersom vi benytter et leddet bæresystem som vises i Figur 59, noe som i mange tilfeller kan være hensiktsmessig, er det viktig med sideveis avstiving av systemet. Dette gjøres ved å legge inn stavelementene 119, 167, 122 og 169.



Figur 58. Leddet kobling for segment 1 & 282.



Figur 59. Leddet forbindelse mellom søyle og bjelke.

Det er også lagt inn leddet kobling i bjelkesegment 142, da denne bjelken ikke skal ta opp moment om sine tverrsnittsakser, men skal være fastholdt i segmentets lengderetning.

## 5.5 Lastpåføring

Lastene påføres etter hvordan de vil oppføre seg på konstruksjonen. Egenlasten og snølasten påføres konstruksjonen som en projeksjonslast på toppbjelken av skråtårnet, mens vindlastene og pendellastene påføres normalt på segmentene.

## 5.6 Lastkombinasjoner

Før analysering av skråtårnet kan iverksettes, må lastene kombineres til de mest ugunstige lastkombinasjonene som kan oppstå på skråtårnet. Dette gjøres ved å kombinere egen-, vind-, snø- og pendellasten beregnet i kapittel 4.2.3, 0, 0 og 4.5. Gjennomføring av lastkombinering for hånd er tidskrevende, derfor benyttes Focus Konstruksjon for å løse dette.

### 5.6.1 Lastkombinering

Alle lastene som påvirker skråtårnet, vil sammen skape mange ulike lastkombinasjoner. For at Focus Konstruksjon skal kunne beregne partialfaktorene for lastene og materialene, må vi velge pålitelighetsklasse. For toppstasjonen blir pålitelighetsklasse 3 valgt i henhold til beskrivelsene i delkapittel 2.4.1. Focus Konstruksjon gir også mulighet for å oppgi det dominerende lasttilfellet hvis det er kjent. Ettersom vi ikke kjenner til den dominerende lasten, lar vi Focus Konstruksjon ta hånd om denne. I lastkombinering i Focus Konstruksjon er det viktig å definere laster som ikke kan inntreffe samtidig, Tabell 51 viser ekskluderende lasttilfeller. Det må også defineres hvilke laster som inntreffer samtidig, og dette vises i Tabell 52.

BACHELOROPPGAVE

Tabell 51. Ekskluderende lasttilfeller.

I tabellen nedenfor kan du angi variable lasttilfeller som ikke skal kunne virke samtidig.

	Max Vindlast SV	Max Vindlast SØ Trykk	Max Vindlast SØ Sug	Max Vindlast NØ	Max Vindlast NV Trykk	Max Vindlast NV Sug	Pendellast 1	Pendellast 2	Pendellast 3	Pendellast 4	Pendellast 5
Snølast	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Max Vindlast SV		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Max Vindlast SØ Trykk			<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Max Vindlast SØ Sug				<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Max Vindlast NØ					<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Max Vindlast NV Trykk						<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Max Vindlast NV Sug							<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Pendellast 1								<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Pendellast 2									<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Pendellast 3										<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Pendellast 4											<input checked="" type="checkbox"/>

Tabell 52. Samtidig virkende lasttilfeller.

I tabellen nedenfor kan du angi variable lasttilfeller som skal virke samtidig.

	Max Vindlast SV	Max Vindlast SØ Trykk	Max Vindlast SØ Sug	Max Vindlast NØ	Max Vindlast NV Trykk	Max Vindlast NV Sug	Pendellast 1	Pendellast 2	Pendellast 3	Pendellast 4	Pendellast 5
Snølast	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Max Vindlast SV							<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Max Vindlast SØ Trykk							<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	
Max Vindlast SØ Sug							<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	
Max Vindlast NØ							<input checked="" type="checkbox"/>		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Max Vindlast NV Trykk							<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input checked="" type="checkbox"/>
Max Vindlast NV Sug							<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input checked="" type="checkbox"/>
Pendellast 1								<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Pendellast 2										<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Pendellast 3										<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Pendellast 4											

Lasttilfellene blir kombinert med hensyn på det teoretiske grunnlaget beskrevet i kapittel 2.4. Grunnet begrenset datakraft, blir vi nødt til å analysere konstruksjonen flere ganger for å få ut de mest ugunstige lastkombinasjonene. De mest ugunstige lastkombinasjonene som oppstår, er beskrevet under kapittel 6.1.



## 6 RESULTAT

I dette kapitlet er resultatet for lastkombineringen, analysen av skråtårnet og kontroll presentert. Resultat vil bli diskutert under kapittel 7.

### 6.1 Lastkombinasjoner

Fremgangsmåten for å finne de mest ugunstige lastkombinasjonene er beskrevet under delkapitlet 5.6.1.

#### 6.1.1 Bruddgrensetilstand

Focus Konstruksjon genererte 457 lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand. De mest ugunstige lastkombinasjonene for skråtårnet er vist i Tabell 53.

Tabell 53. De mest ugunstige lastkombinasjonene i bruddgrensetilstand.

Lastkombinasjon	Kombinerte lasttilfeller i bruddgrensetilstand
10	$1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast} + 1,50 \cdot \text{Pendellast 1} + 1,50 \cdot \text{Pendellast 4} + 1,50 \cdot \text{Max Vindlast NØ}$
50	$1,35 \cdot \langle kt \rangle + 1,35 \cdot \text{Egenlast} + 1,50 \cdot \text{Pendellast 1} + 1,50 \cdot \text{Pendellast 3} + 1,50 \cdot \text{Pendellast 4} + 1,50 \cdot \text{Max Vindlast SØ Trykk} + 1,50 \cdot \text{Snølast}$
60	$1,35 \cdot \langle kt \rangle + 1,35 \cdot \text{Egenlast} + 1,50 \cdot \text{Pendellast 1} + 1,50 \cdot \text{Pendellast 2} + 1,50 \cdot \text{Pendellast 5} + 1,50 \cdot \text{Max Vindlast NV Trykk} + 1,50 \cdot \text{Snølast}$
137	$1,35 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast} + 1,50 \cdot \text{Pendellast 1} + 1,50 \cdot \text{Pendellast 2} + 1,50 \cdot \text{Pendellast 5} + 1,50 \cdot \text{Max Vindlast SV}$

#### 6.1.2 Bruksgrensetilstand

Focus Konstruksjon genererte 144 lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand. De mest ugunstige lastkombinasjonene ved forskyvning for skråtårnet er vist i Tabell 54.

Tabell 54. De mest ugunstige lastkombinasjonene i bruksgrensetilstand ved forskyvning.

Lastkombinasjon	Kombinerte lasttilfeller i bruksgrensetilstand
4	$1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast} + 1,00 \cdot \text{Pendellast 1} + 1,00 \cdot \text{Pendellast 3} + 1,00 \cdot \text{Pendellast 4} + 1,00 \cdot \text{Max Vindlast SØ Trykk} + 1,00 \cdot \text{Snølast}$
16	$1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast} + 1,00 \cdot \text{Pendellast 1} + 1,00 \cdot \text{Pendellast 2} + 1,00 \cdot \text{Max Vindlast NV Trykk} + 1,00 \cdot \text{Snølast}$

20	$1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast} + 1,00 \cdot \text{Pendellast 1} + 1,00 \cdot \text{Pendellast 2} + 1,00 \cdot \text{Pendellast 4} + 1,00 \cdot \text{Max Vindlast SV} + 1,00 \cdot \text{Snølast}$
----	---

## 6.2 Analyse av FEM-Modell

I dette kapitlet beskrives analysene som ble gjort for de ulike lastkombinasjonene som er beskrevet under kapittel 5.6. Analysen er gjennomført for å kontrollere skråtårnet mot de største kreftene og forskyvningene som oppstår av de mest ugunstige lastkombinasjonene ved brudd- og bruksgrensetilstand. 3D-modellen av toppstasjonen som ble benyttet var bygget opp i Focus Konstruksjon som beskrevet under kapitel 0. For å optimalisere konstruksjonen er det gjennomført to ulike analyser, hvor det er byttet ut profiler for ulike tverrsnitt. For segment 99 og 190, benyttes HE 300 M i analyse 1, og HE 340 B i analyse 2.

### 6.2.1 Analyse 1

#### 6.2.1.1 Bruddgrensetilstand

De største kreftene som oppstod på skråtårnet i bruddgrensetilstand er gitt i Tabell 54. Kreftene går her om elementenes lokale segmentakser og ikke modellens globale akse-system.

*I VEDLEGG B1 finner man de største kreftene i segmentene som oppstod ved bruddgrensetilstand.*

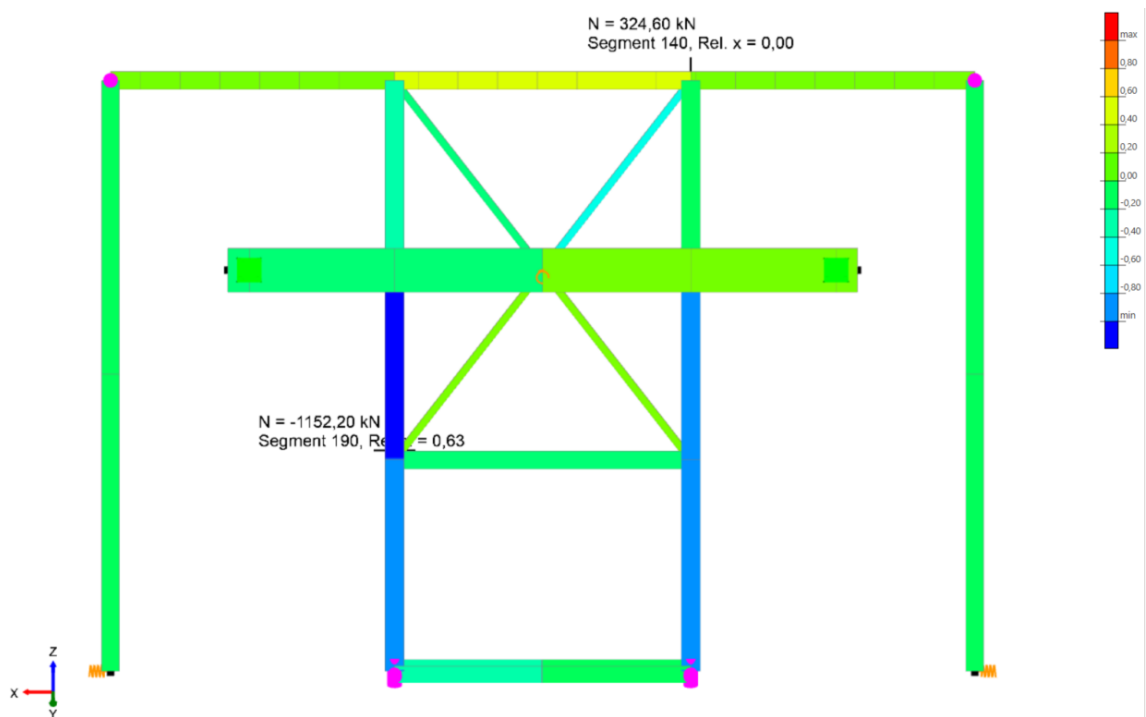
*Tabell 55. De største kreftene lastkombinasjonene ga ut på skråtårnet for analyse 1.*

Segment	Lastkombinasjon	Type kraft	Verdi	FEM-Figur
190	60	Største $N$	$-1152,2 \text{ kN}$ (trykk)	Se Figur 61
291	50	Største $V_y$	$269,65 \text{ kN}$	Se Figur 63
291	137	Største $V_z$	$-450,52 \text{ kN}$	Se Figur 65
1	10	Største $M_x$	$6,74 \text{ kNm}$	Se Figur 67
291	137	Største $M_y$	$1061,35 \text{ kNm}$	Se Figur 69
99	60	Største $M_z$	$-115,16 \text{ kNm}$	Se Figur 71

Figur 60 til Figur 71 viser skråtårnet fra FEM-modellen med segmentkart for de ulike kreftene fra Tabell 54. På grunn av Focus Konstruksjon sine innstillinger, blir snittet av skråtårnet delt i en øvre og nedre del.

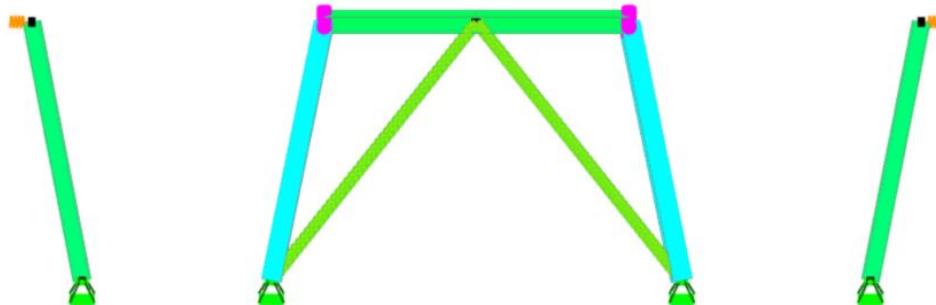
## BACHELOROPPGAVE

Fargeskalaen illustrer hvor på figuren de ulike verdiene for normalkreftene, skjærkreftene og moment oppstår. Rød farge indikerer den største positive verdi for den gitte kraften på konstruksjonen, mens blå farge indikerer den laveste negative verdi for den gitte kraften på konstruksjonen. Siden alle elementene ikke er orientert samme vei, gir fordelingen å bruke segmentkart fremfor diagram for normalkreftene, skjærkreftene og moment. Dette fordi segmentkart tar ikke hensyn til segmentaksene på samme måte som de vanlige diagrammene.

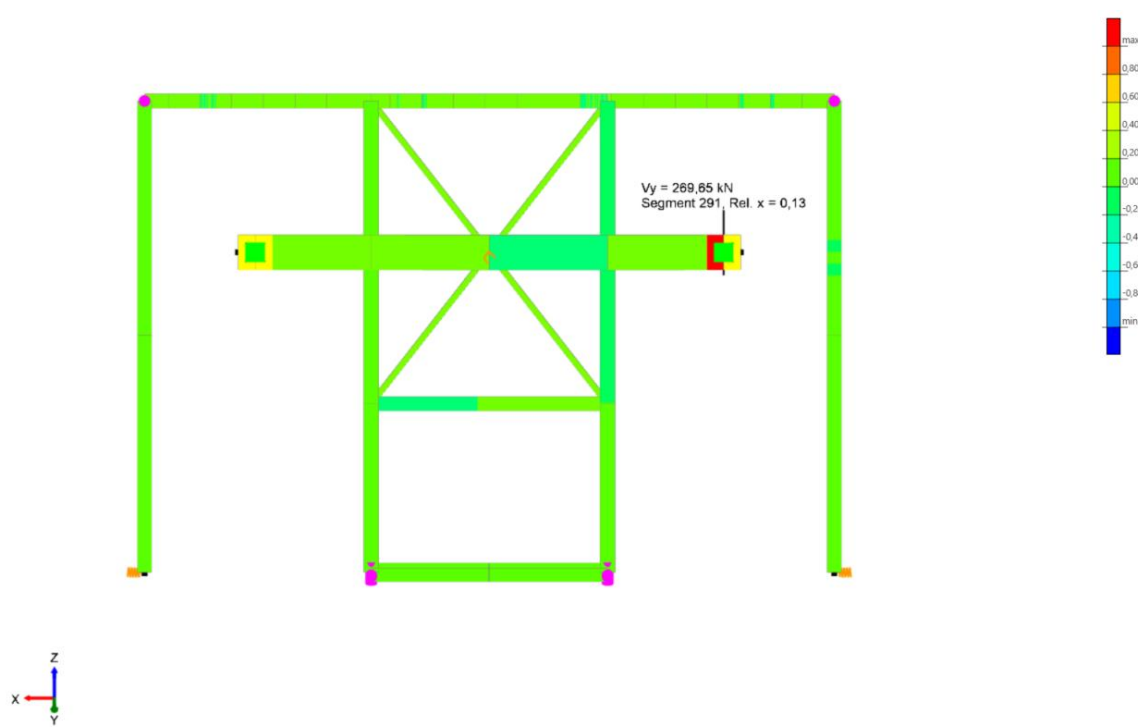


Figur 60. Normalkraft, øvre del

BACHELOROPPGAVE



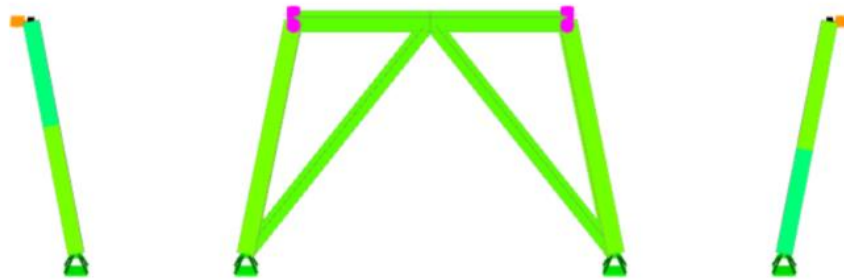
Figur 61. Normalkraft, nedre del.



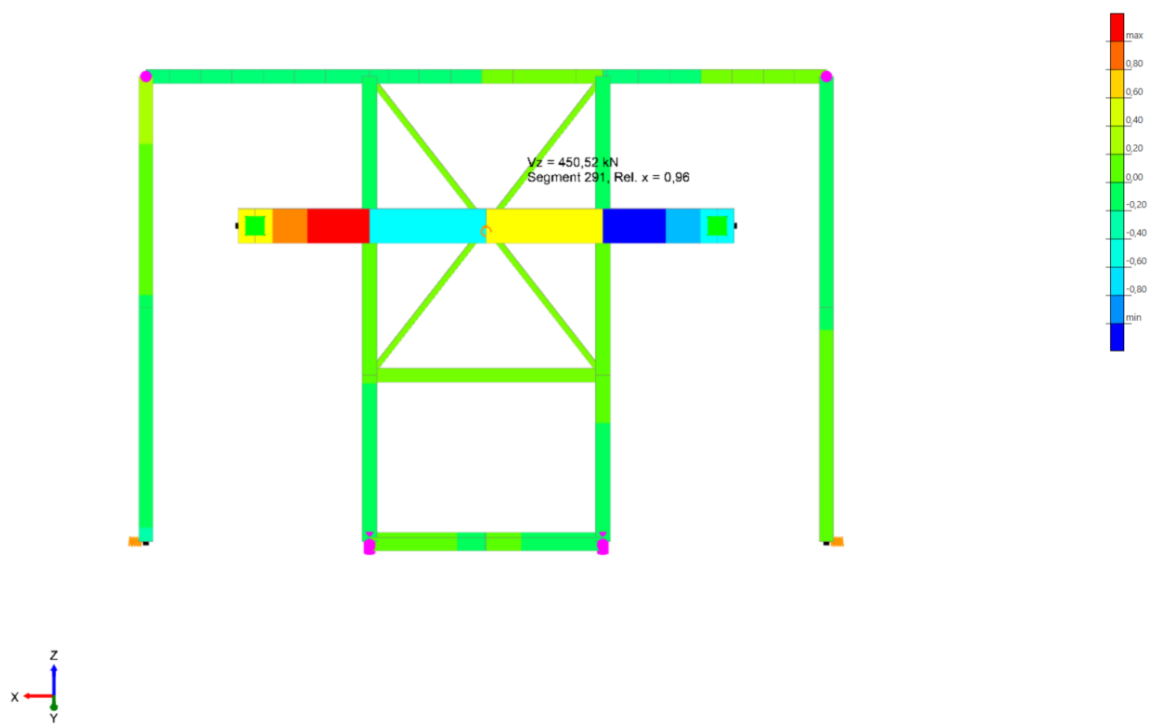
Figur 62. Skjærkraft i y-retning, øvre del.



BACHELOROPPGAVE

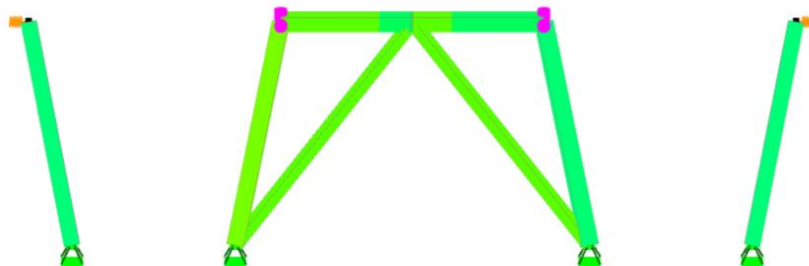


Figur 63. Skjærkraft i y-retning, nedre del.

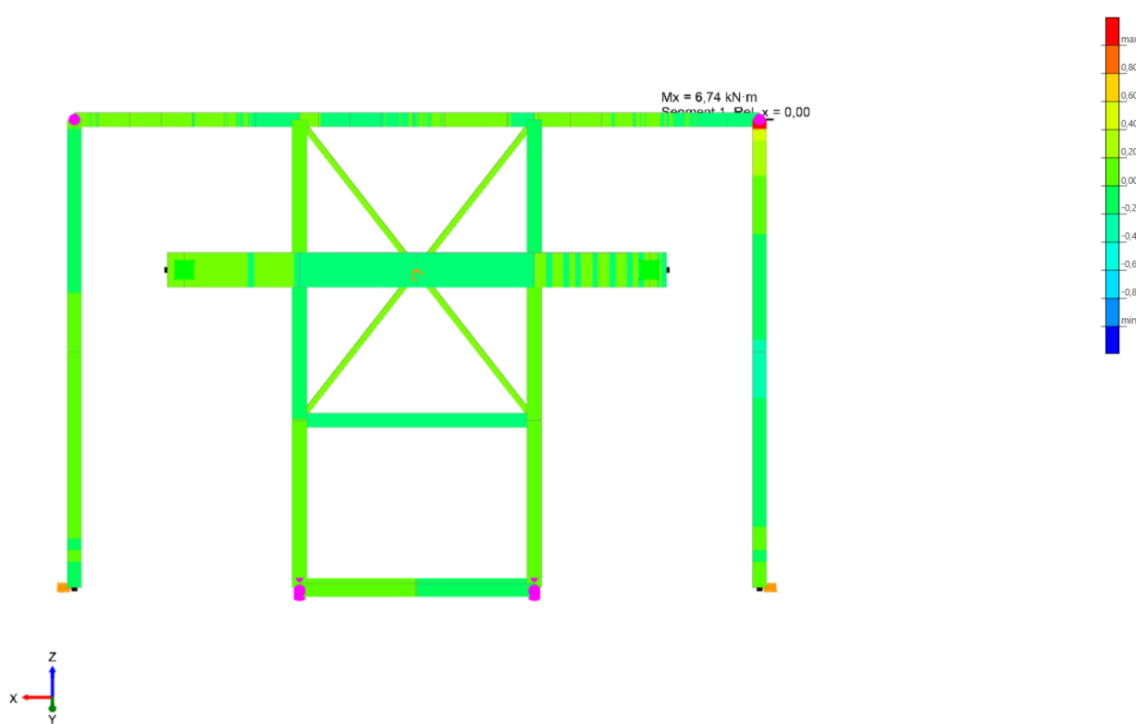


Figur 64. Skjærkraft i z-retning, øvre del.

BACHELOROPPGAVE

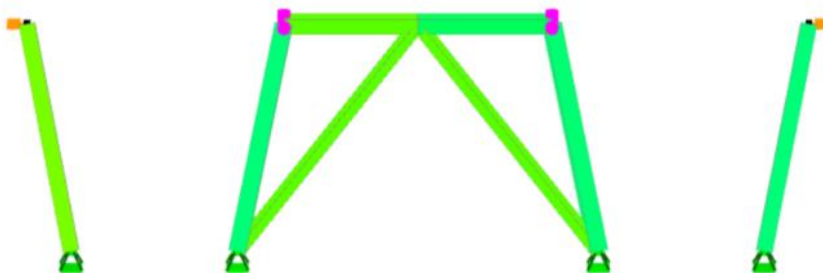


Figur 65. Skjærkraft i z-retning, nedre del.

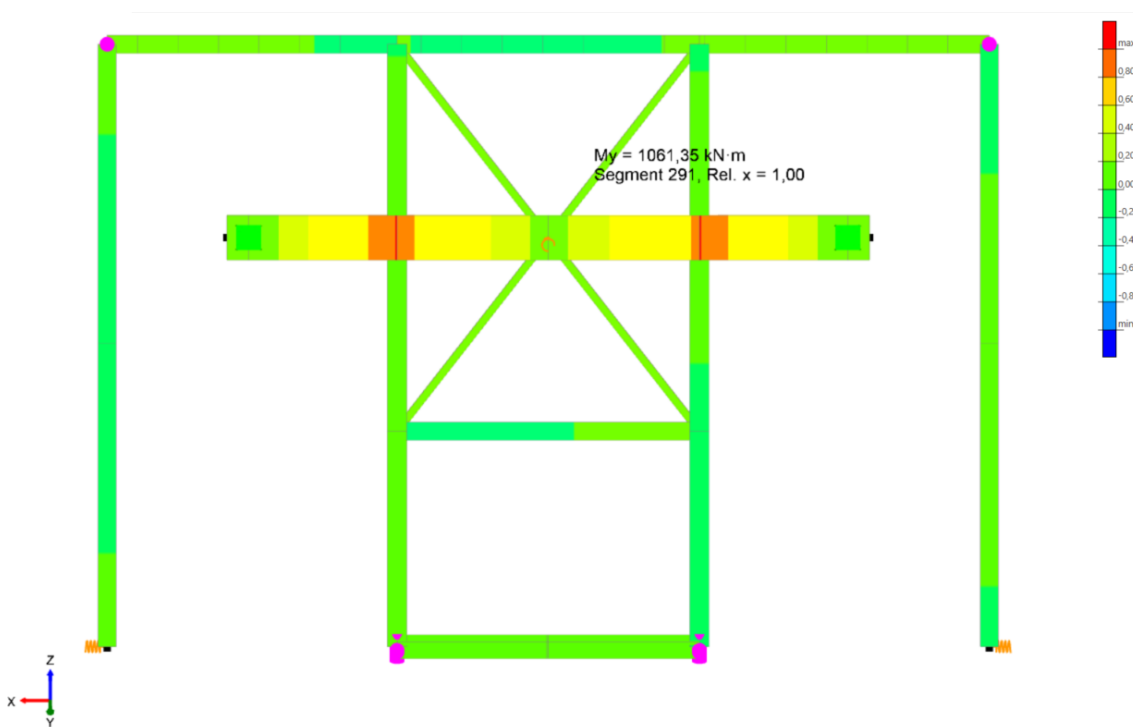


Figur 66. Moment om x, øvre del.

BACHELOROPPGAVE

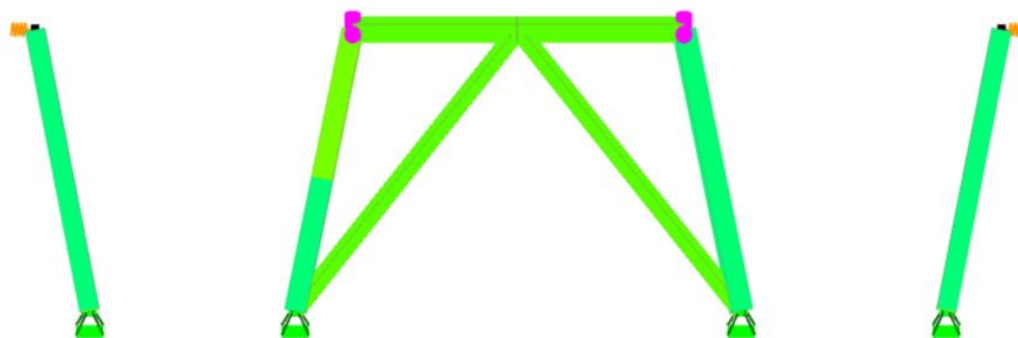


Figur 67. Moment om x, nedre del.

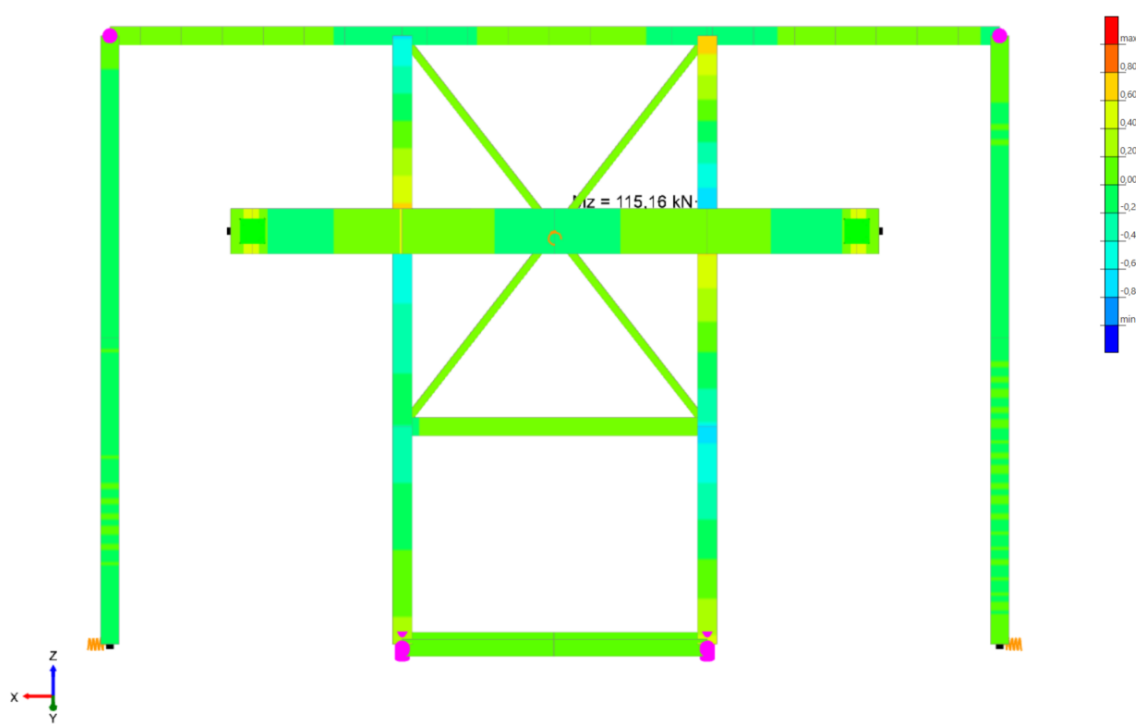


Figur 68. Moment om y, øvre del.

BACHELOROPPGAVE

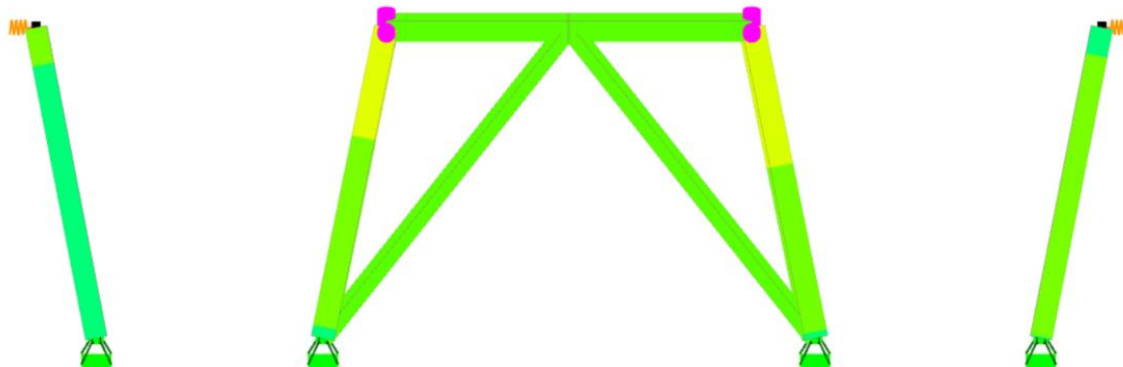


Figur 69. Moment om y, nedre del.



Figur 70. Moment om z, øvre del.

## BACHELOROPPGAVE

Figur 71. Moment om  $z$ , nedre del.

Tabell 56 viser segmentenes kapasitet ved plastisk og elastisk utnyttelse. For celler markert med [ - ] for kontroll betyr dette at kontrollen ikke er utført, grunnet tverrsnittsklasse.

*Her blir ikke kapasitetsutnyttelse i form av aksialutnyttning og spenningskontroll lagt inn, selv om Focus Konstruksjon testet også for spenningskontroll og aksialutnyttelse.*

Tabell 56. Segmentenes kapasitet.

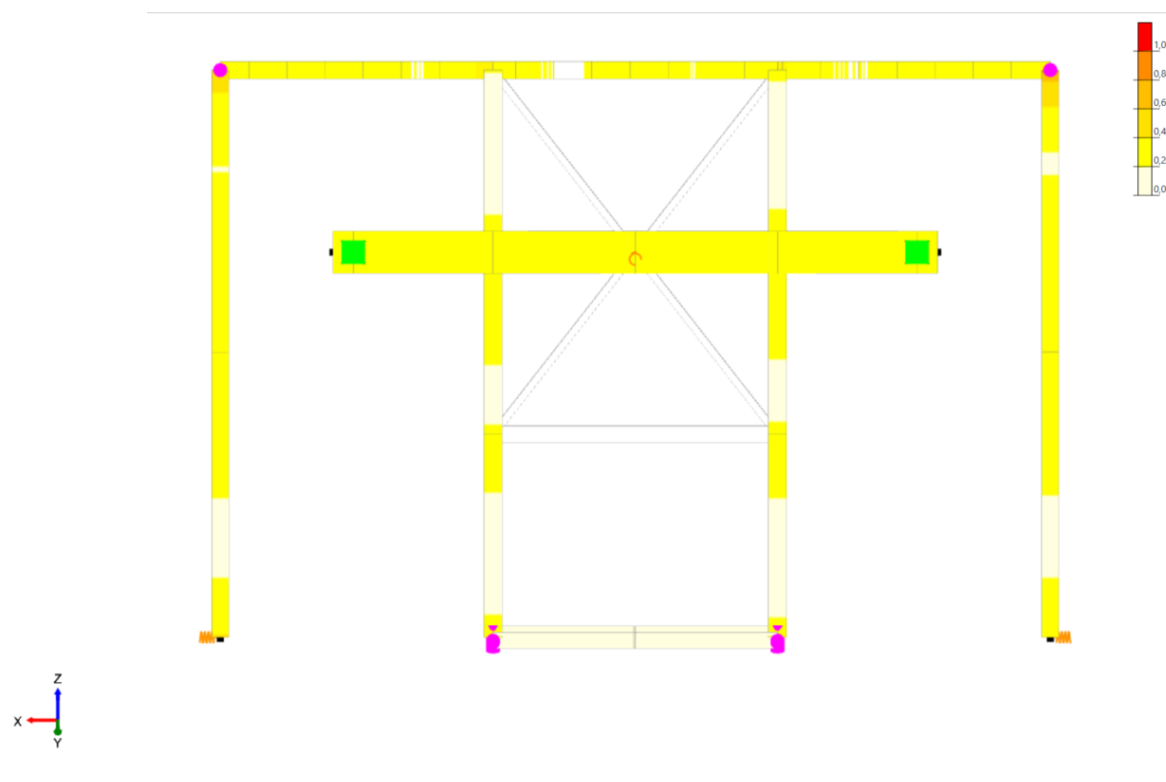
Segment	Plastisk Tverrsnitt	Plastisk Stabilitet	Elastisk Tverrsnitt Se Figur 72 og Figur 73	Elastisk Stabilitet Se Figur 74 og Figur 75
1	–	–	81 %	87 %
13	–	–	36 %	35 %
48	–	–	69 %	69 %
88	11 %	20 %	26 %	24 %
99	16 %	52 %	33 %	60 %
113	0 %	11 %	7 %	11 %
119	18 %	71 %	18 %	71 %
121	28 %	29 %	46 %	35 %
122	12 %	0 %	12 %	0 %
140	1 %	1 %	58 %	48 %
141	–	–	16 %	16 %
142	–	–	9 %	12 %
167	18 %	69 %	18 %	69 %
168	28 %	29 %	45 %	35 %

## BACHELOROPPGAVE

169	14 %	0 %	14 %	0 %
178	7 %	6 %	7 %	6 %
190	15 %	51 %	32 %	61 %
205	10 %	18 %	25 %	20 %
242	–	–	75 %	70 %
279	–	–	36 %	39 %
282	–	–	49 %	80 %
291	32 %	33 %	56 %	44 %
292	32 %	33 %	56 %	44%

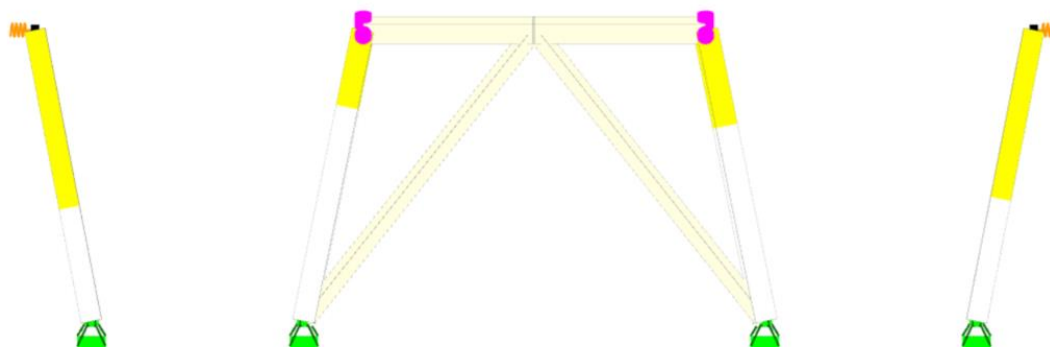
Som man ser i Tabell 56, fikk segment 122 og 169 en utnyttelse på 0 % ved elastisk stabilitet.

Kapasitetskontrollen for skråtårnet er illustrert med fargekart som viser en skala fra 0 til 100. Her er også skråtårnet delt i en øvre og nedre del. Figur 72 og Figur 73 viser elastisk tverrsnittskontroll. Figur 74 og Figur 75 viser elastisk stabilitetskontroll. Hvit farge indikerer lav utnyttelse, mens rød farge indikerer høy utnyttelse.

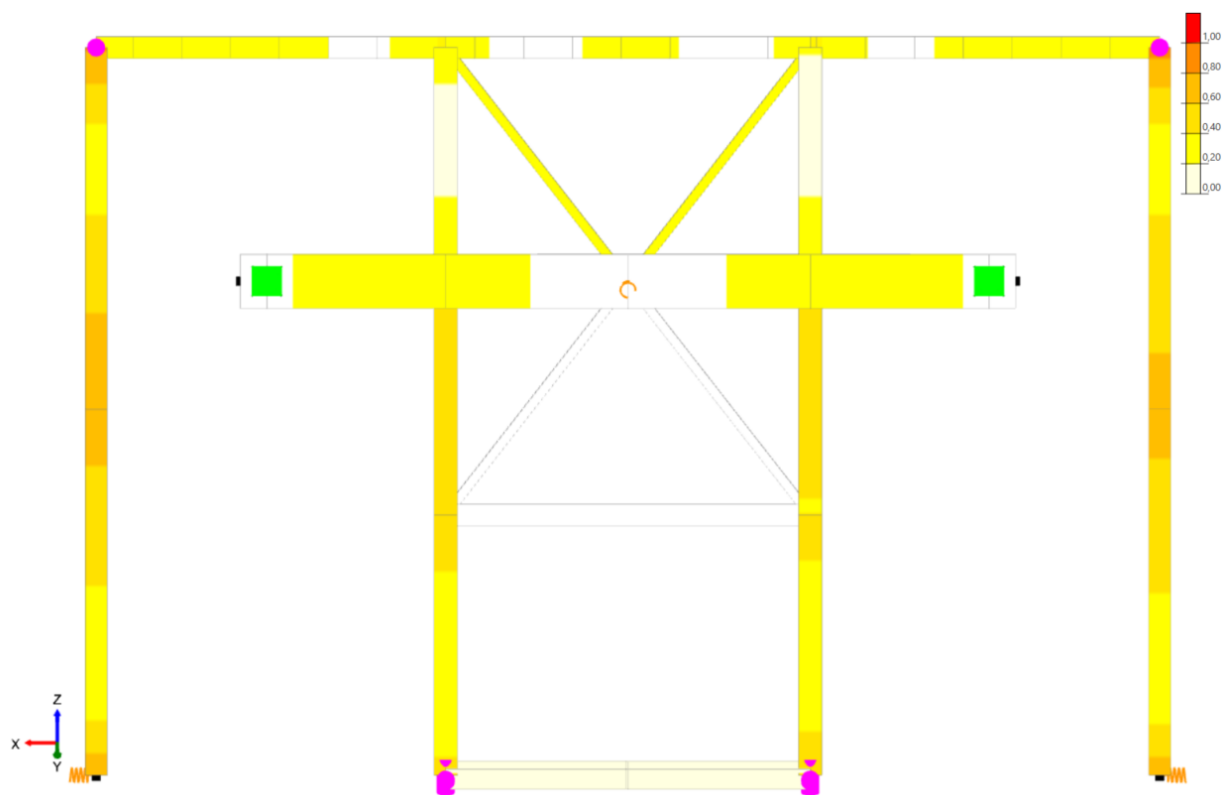


Figur 72. Elastisk tverrsnittskontroll, øvre del.

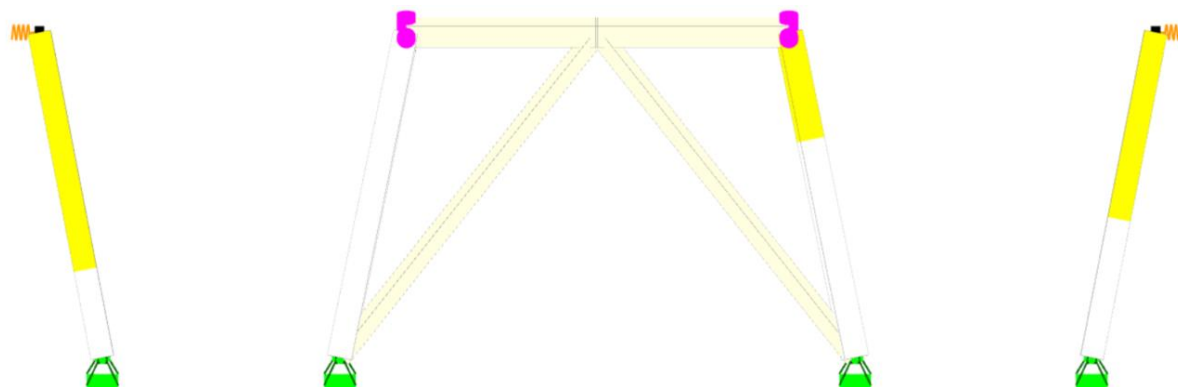
BACHELOROPPGAVE



Figur 73. Elastisk tverrsnittskontroll, nedre del.



Figur 74. Elastisk stabilitetskontroll, øvre del.



Figur 75. Elastisk stabilitetskontroll, nedre del.

Av Figur 73 kan man se at bjelken for sadelen ble lite utnyttet, mens søylene ble noe mer utnyttet.

### 6.2.1.2 Bruksgrensetilstand

Ved bruksgrensetilstand er det mest interessant å se på forskyvningene som oppstår på skråtårnet. Tabell 57 viser de største forskyvningene som oppstår i skråtårnet i  $u$ -,  $y$ - og  $w$ -retning, hvor  $u$  er i  $x$ -retning,  $y$  er i  $y$ -retning og  $w$  er i  $z$ -retning lik det globale aksesystemet.

*I VEDLEGG B2 finner man de største kreftene og rotasjonene som oppstod ved bruksgrensetilstand.*

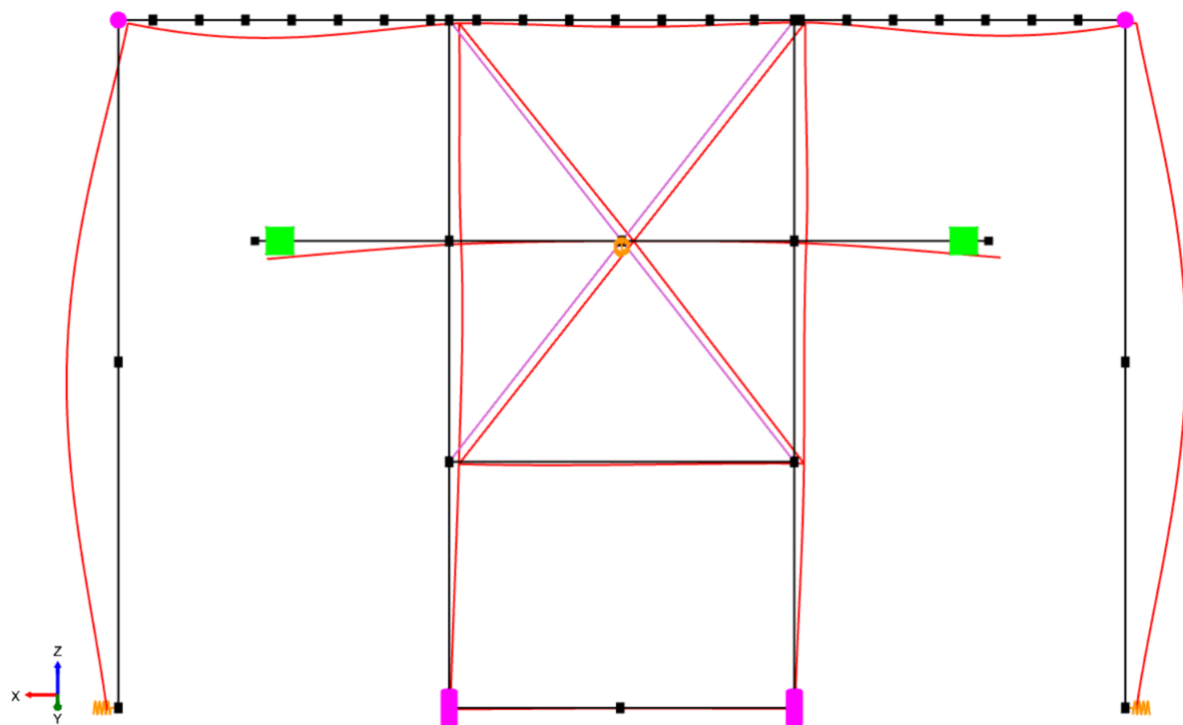
Tabell 57. Segmentenes største forskyvninger ved bruksgrensetilstand.

Segment	Lastkombinasjon	Type kraft	Verdi
1	16	Største forskyvning $u$	26,7 mm
119	20	Største forskyvning $y$	4,7 mm
242	16	Største forskyvning $w$	9,6 mm

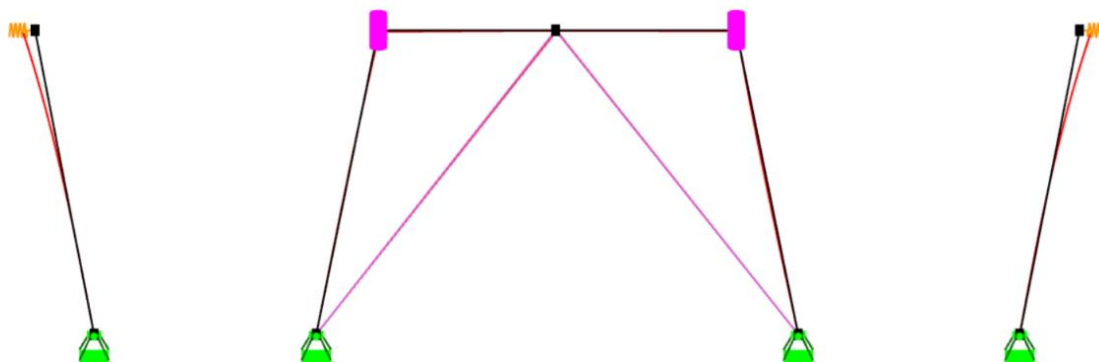
Som man ser i Tabell 57, oppstod den største forskyvningen i segment 1. Figur 76 og Figur 77 viser forskyvningen i  $u$ - og  $w$ -retning, hvor forskyvningene er skalert slik at det blir lettere å lese av figuren. Også her er skråtårnet delt i øvre og nedre del. Det blir ikke illustrert forskyvning i  $y$ -retning, da denne forskyvningen er lav.



BACHELOROPPGAVE



Figur 76. Forskyvning i u- og w-retning, øvre del.



Figur 77. Forskyvning i u- og w-retning, nedre del.

## 6.2.2 Analyse 2

### 6.2.2.1 Bruddgrensetilstand

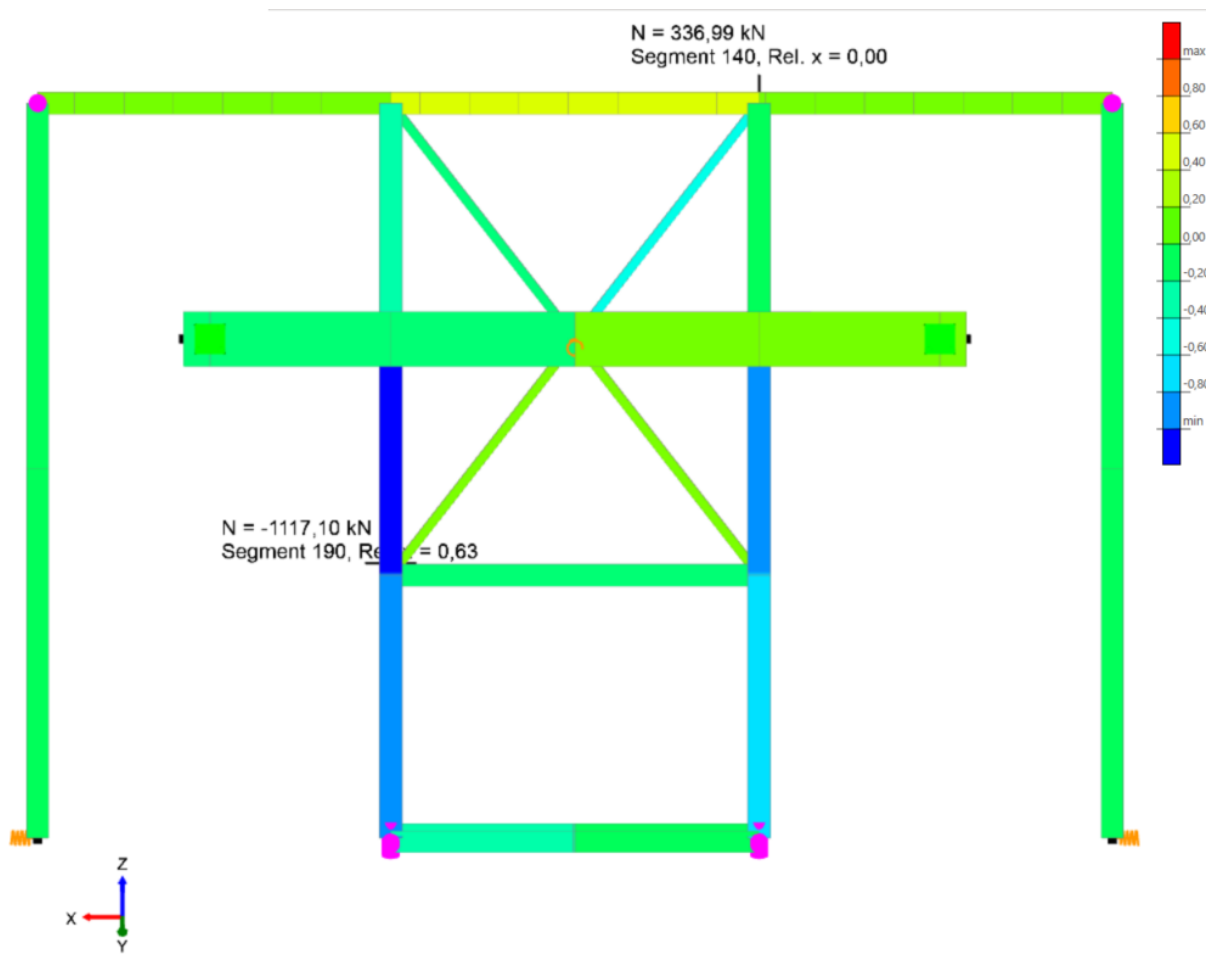
Største kreftene som oppstod i skråtårnet i bruddgrensetilstand for analyse 2 er gitt i Tabell 58.

*I VEDLEGG B3 finner man de største kreftene i segmentene som oppstod ved bruddgrensetilstand.*

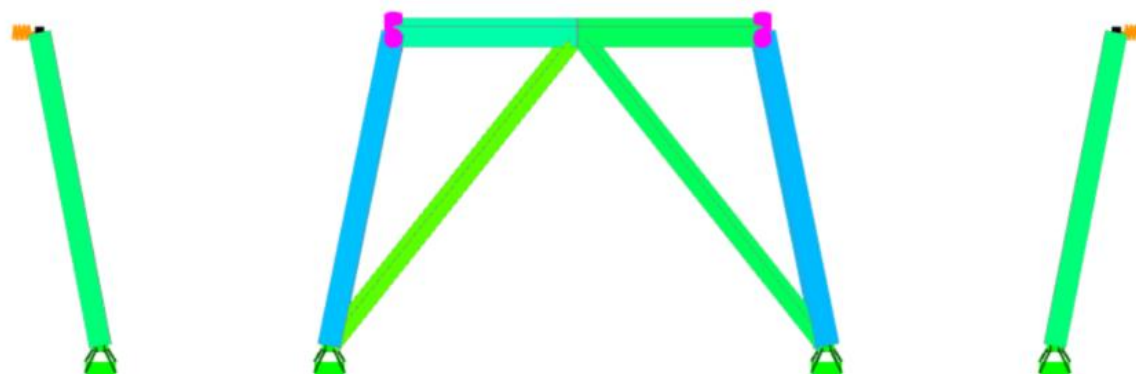
Tabell 58. Verste kreftene for Analyse 2.

Segment	Lastkombinasjon	Type kraft	Verdi	FEM-Figur
190	60	Største $N$ (trykk)	$-1120,81 \text{ kN}$	Se Figur 78 og Figur 79
291	50	Største $V_y$	$268,87 \text{ kN}$	Se Figur 80 og Figur 81
291	137	Største $V_z$	$-450,53 \text{ kN}$	Se Figur 82 og Figur 83
1	10	Største $M_x$	$6,75 \text{ kNm}$	Se Figur 84 og Figur 85
291	137	Største $M_y$	$1061,37 \text{ kNm}$	Se Figur 86 og Figur 87
99	60	Største $M_z$	$-70,28 \text{ kNm}$	Se Figur 88 og Figur 89

Under vises segmentkart for de ulike kreftene, Figur 78 til Figur 89 illustrerer hvor de største kreftene oppstår i skråtårnet, som er gitt Tabell 58.

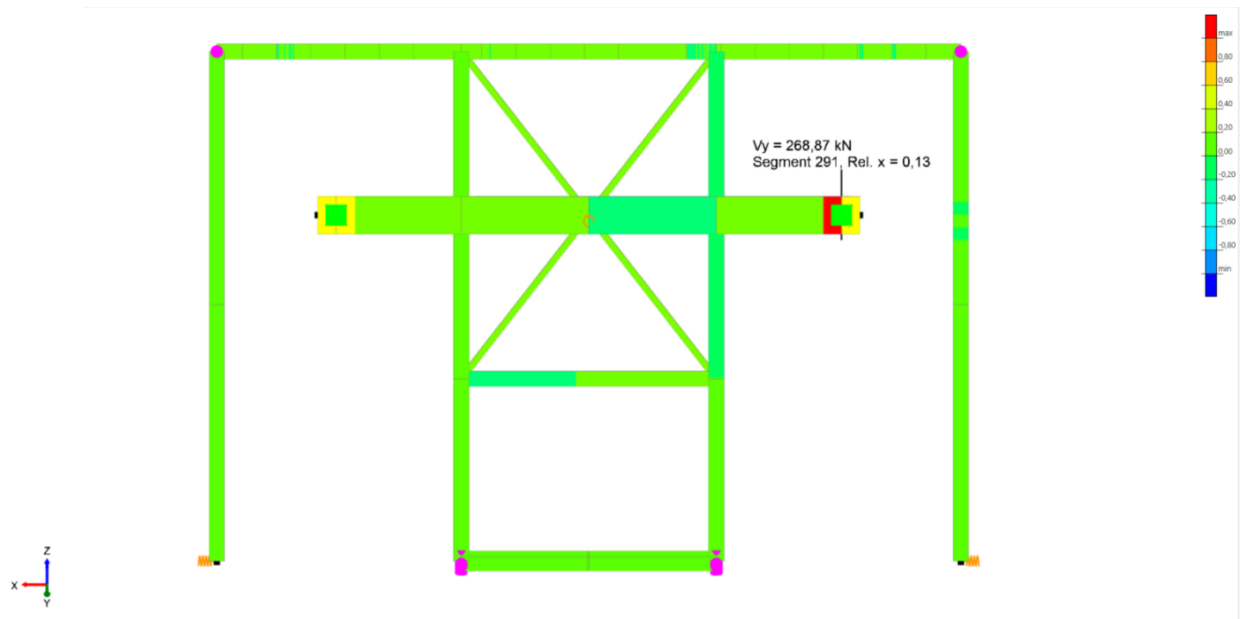


Figur 78. Segmentkart N, øvre del.

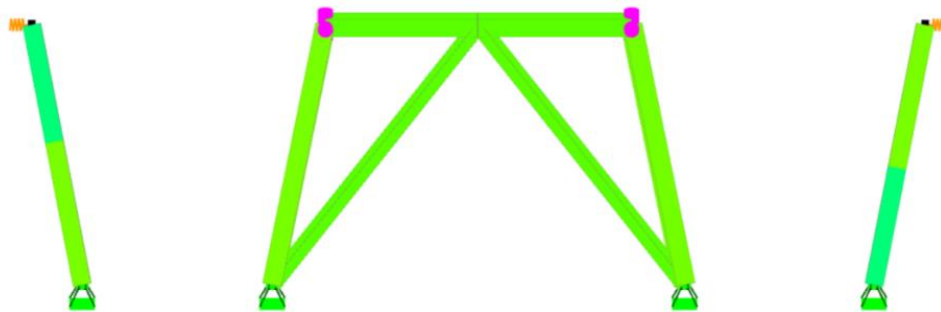


Figur 79. Segmentkart N, nedre del.

BACHELOROPPGAVE

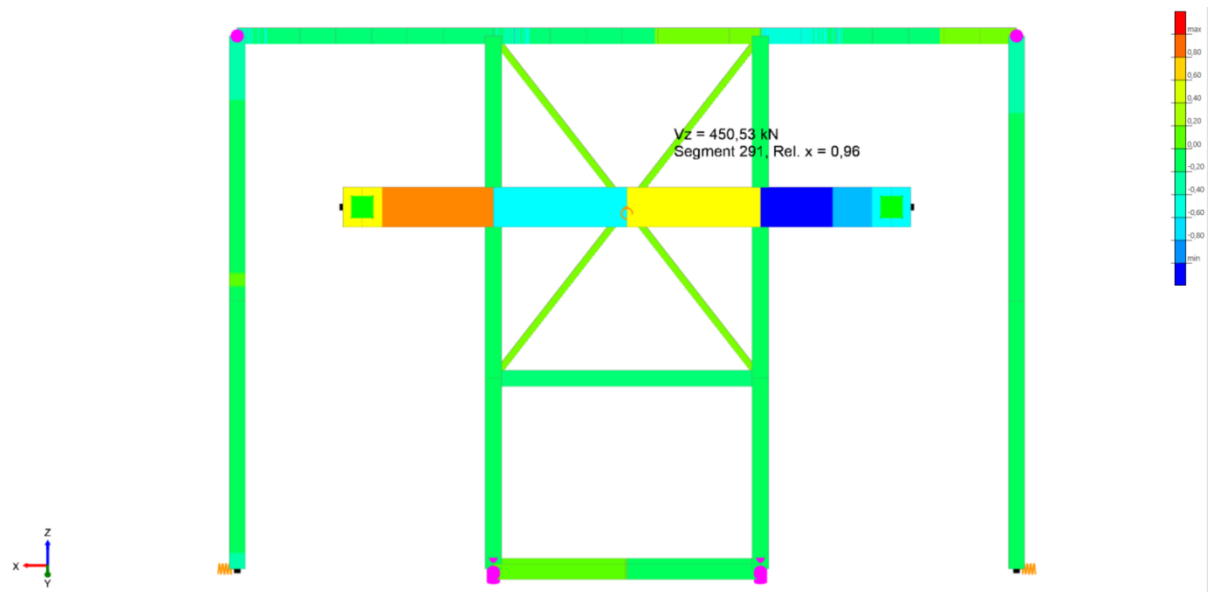


Figur 80. Segmentkart  $V_y$ , øvre del.

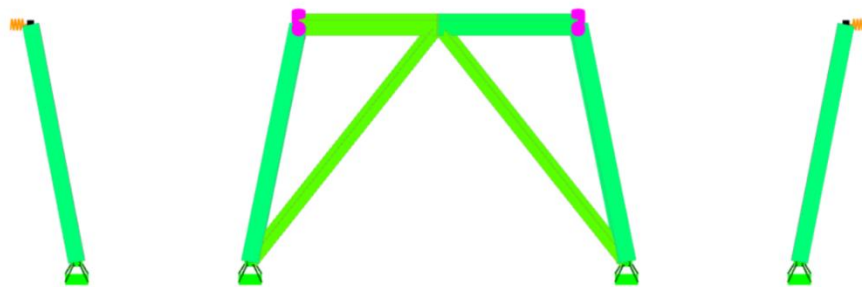


Figur 81. Segmentkart  $V_y$ , nedre del.

BACHELOROPPGAVE

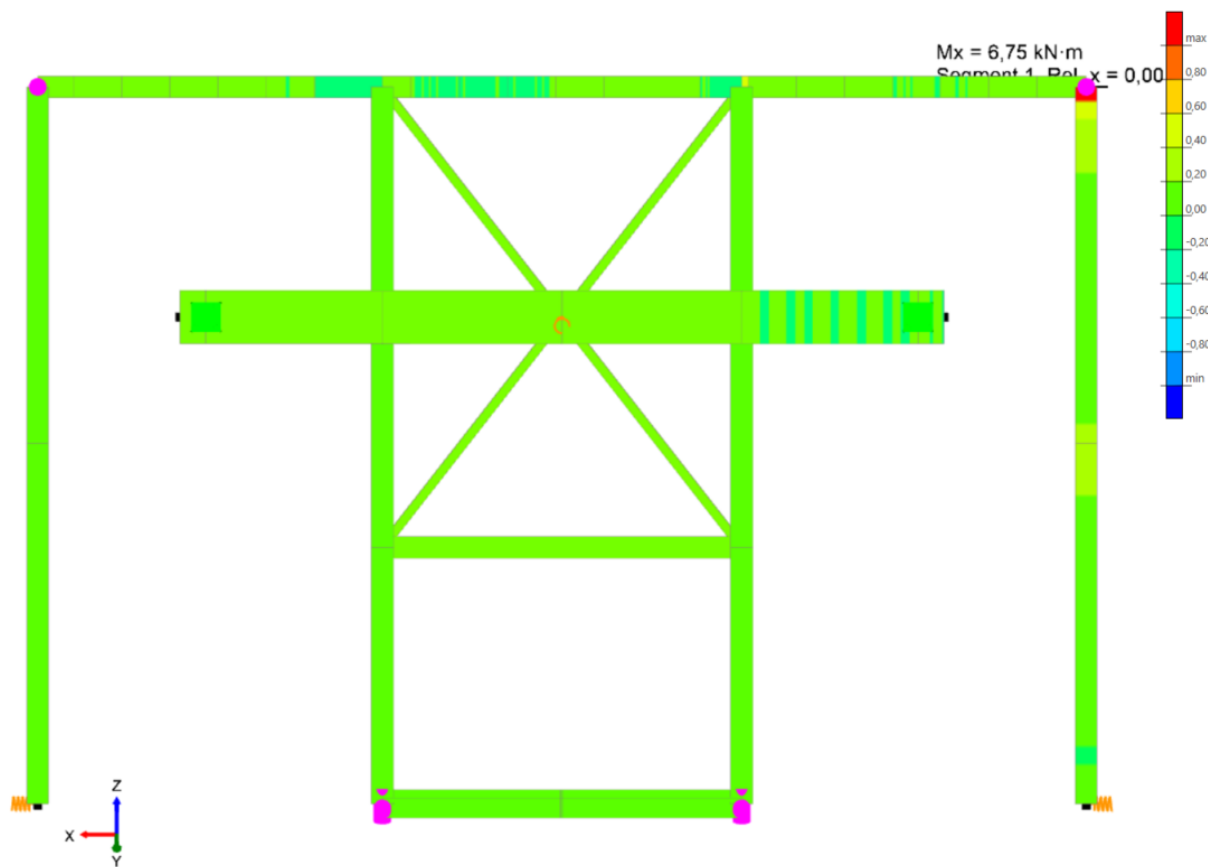


Figur 82. Segmentkart  $V_z$ , øvre del.

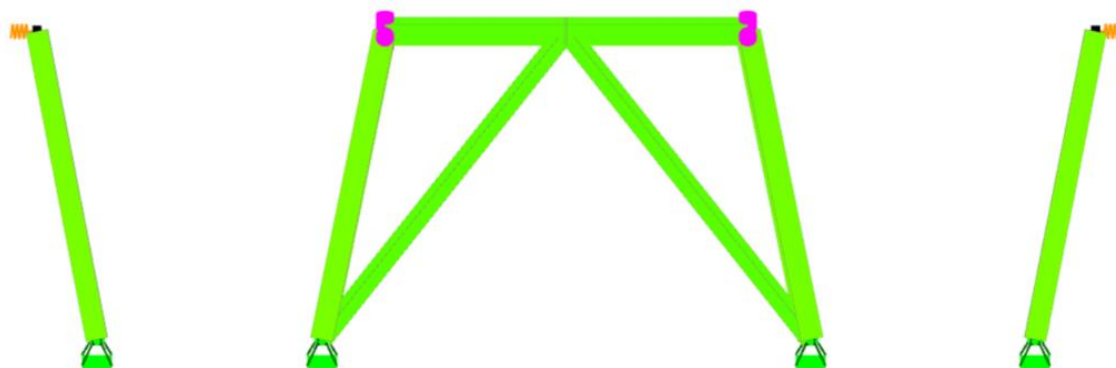


Figur 83. Segmentkart  $V_z$ , nedre del.

BACHELOROPPGAVE

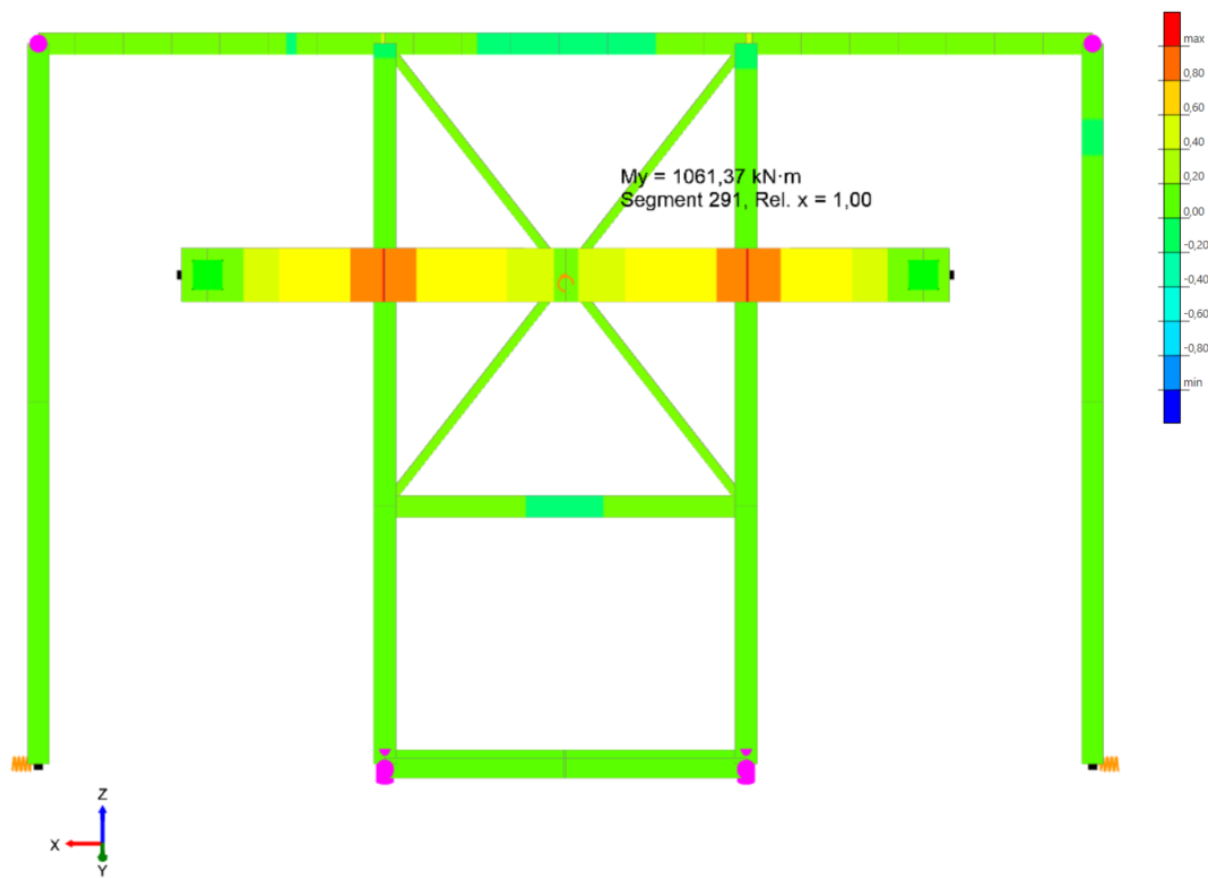


Figur 84. Segmentkart  $M_x$ , øvre del.

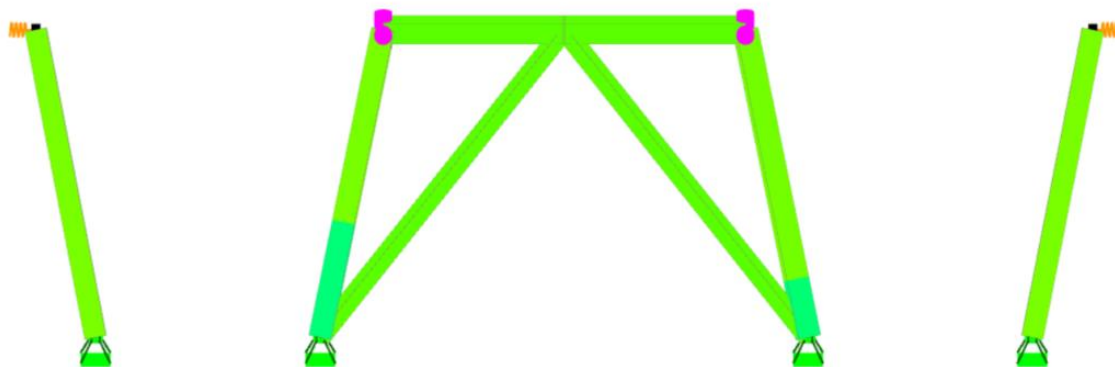


Figur 85. Segmentkart  $M_x$ , nedre del.

BACHELOROPPGAVE

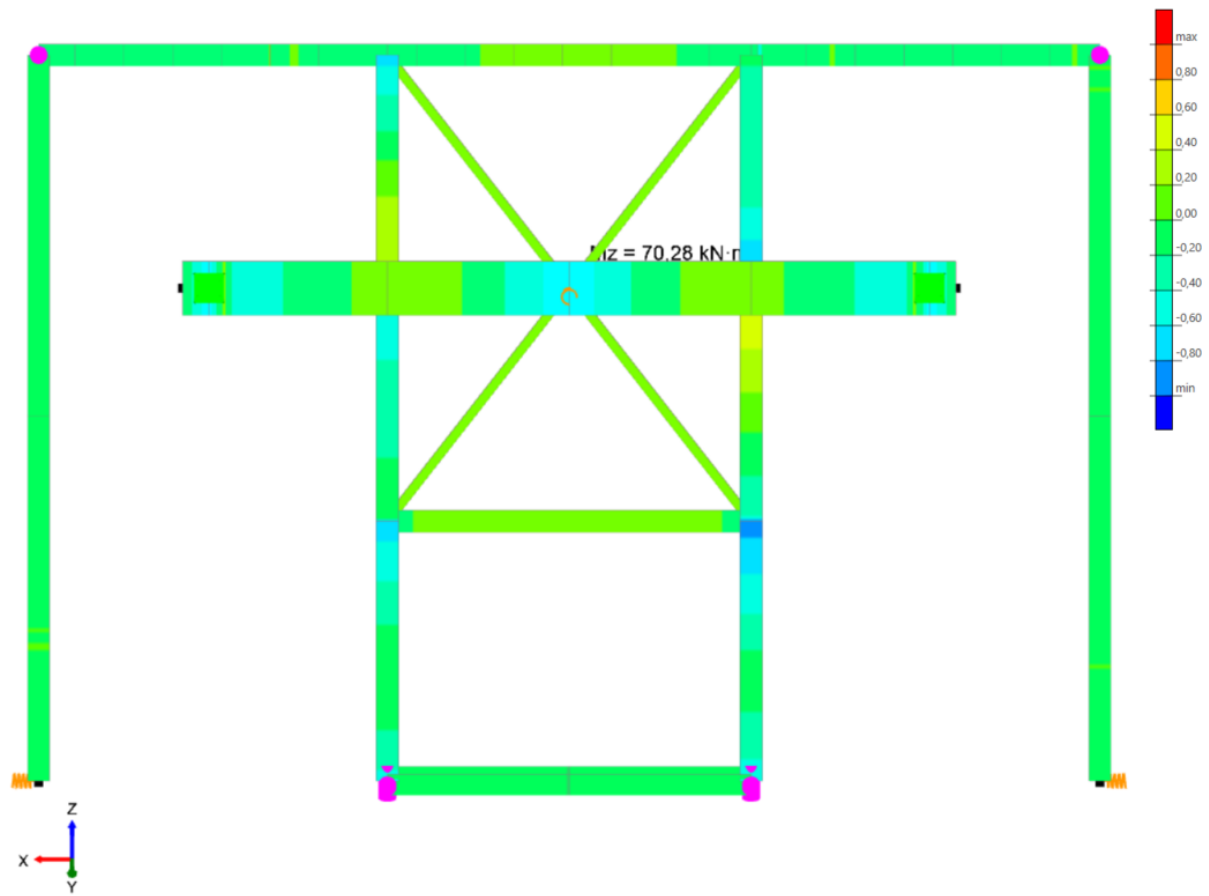


Figur 86. Segmentkart My øvre del.

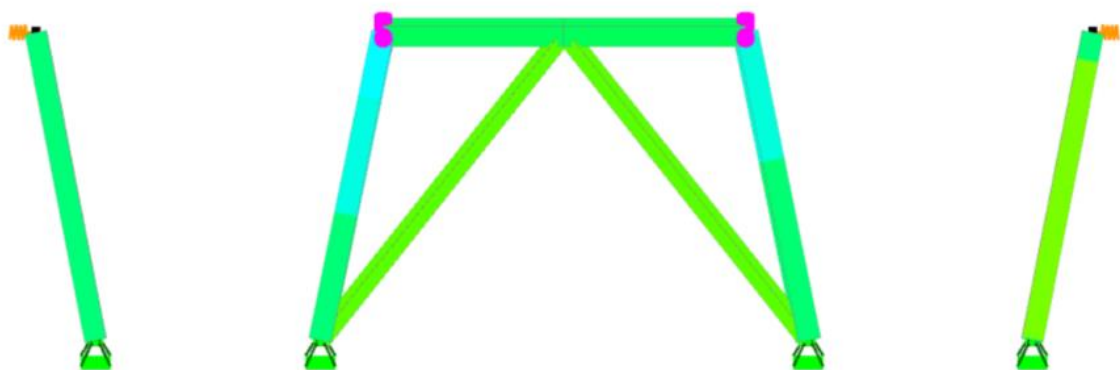


Figur 87. Segmentkart My, for nedre del.

BACHELOROPPGAVE



Figur 88. Segmentkart  $M_z$ , øvre del.



Figur 89. Segmentkart  $M_z$ , nedre del.



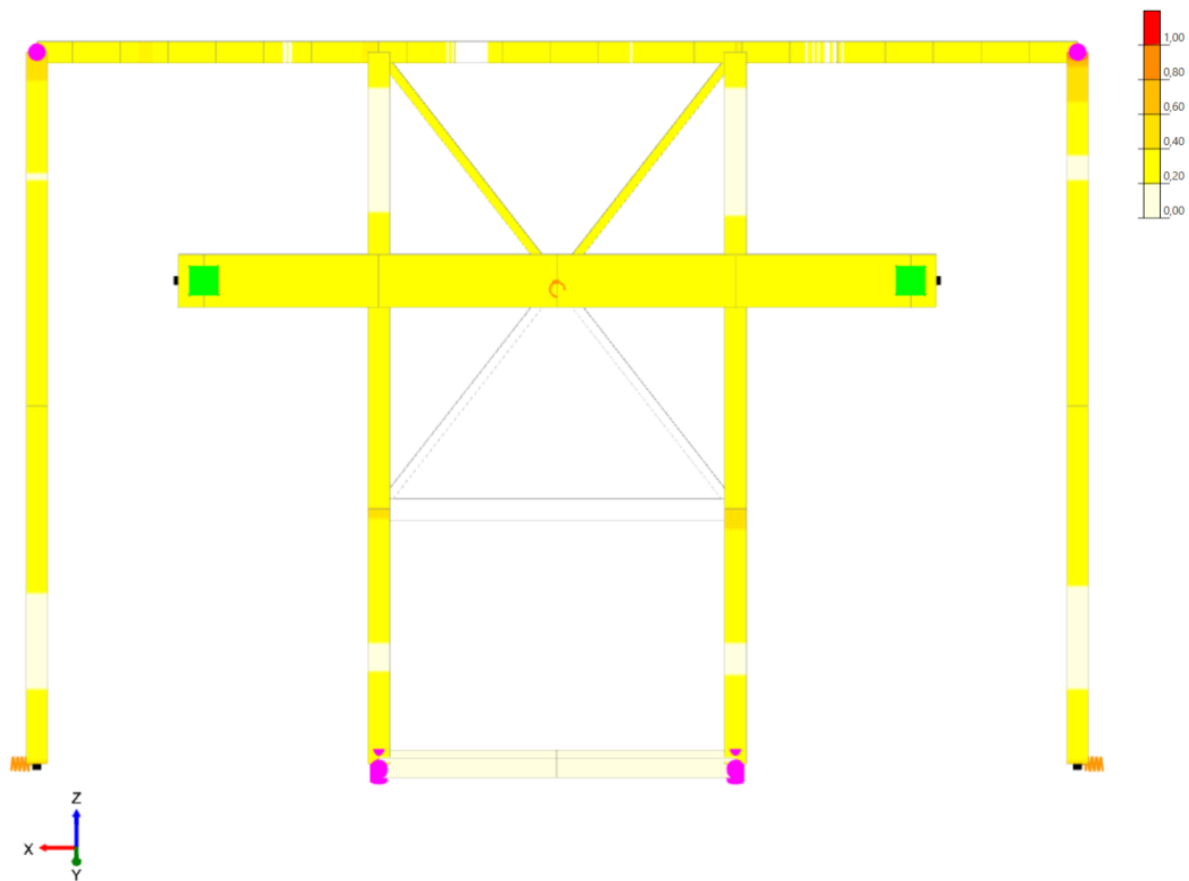
## BACHELOROPPGAVE

Kapasitetsutnyttelse for segmentene i skråtårnet for analyse 2 er gitt i Tabell 59. Figur 90 og Figur 91 viser elastisk tverrsnittskapasitet, mens Figur 92 og Figur 93 viser elastisk stabilitet. Her og er skråtårnet delt i øvre og nedre del.

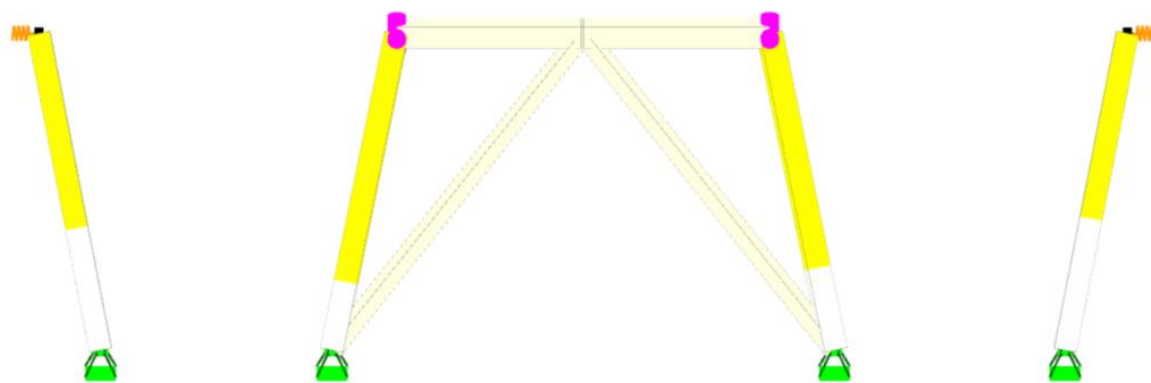
Tabell 59. Tverrsnitts- og stabilitetsutnyttelse for segmentene i skråtårnet etter Analyse 2.

<b>Segment</b>	<b>Plastisk Tverrsnitt</b>	<b>Plastisk Stabilitet</b>	<b>Elastisk Tverrsnitt</b>	<b>Elastisk Stabilitet</b>
1	–	–	81 %	88%
13	–	–	36%	39%
48	–	–	64%	64 %
88	18%	31%	35%	36 %
99	21%	89 %	44 %	99 %
113	7%	10%	7%	10%
119	22%	87%	22%	87 %
121	29%	30 %	47 %	36 %
122	9%	0 %	9 %	0 %
140	2%	2%	58%	49 %
141	–	–	13%	13 %
142	–	–	11%	13 %
167	21%	83%	21%	83%
168	30%	31 %	47 %	37 %
169	11%	0%	11%	0%
178	6%	4 %	6 %	4 %
190	23%	90 %	42 %	101%
205	18%	31%	33 %	34 %
242	–	–	71%	65%
279	–	–	36%	40 %
282	–	–	49%	81%
291	32%	33 %	56 %	44 %
292	32%	33%	56%	43%

BACHELOROPPGAVE

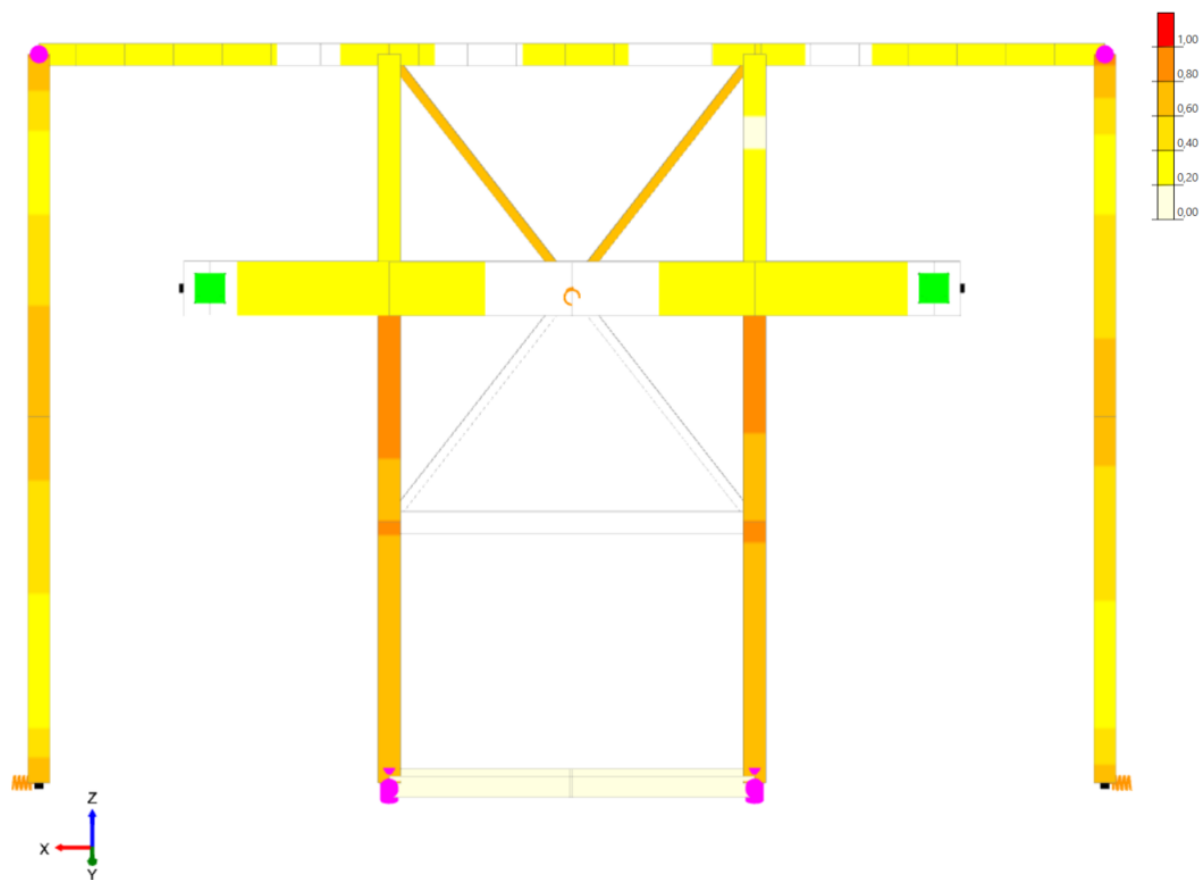


Figur 90. Kapasitetskontroll, elastisk tverrsnittskapasitet, øvre del.

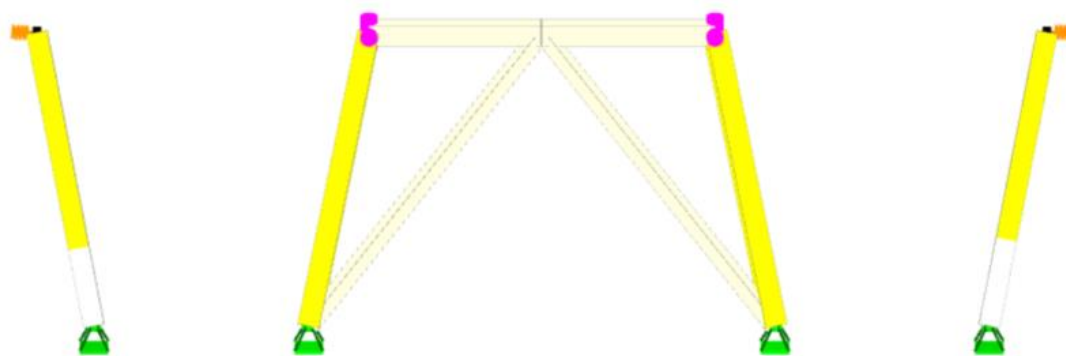


Figur 91. Kapasitetskontroll, elastisk tverrsnittskapasitet, nedre del.

BACHELOROPPGAVE



Figur 92. Kapasitetskontroll, elastisk stabilitet, øvre del.



Figur 93. Kapasitetskontroll, elastisk stabilitet, nedre del.

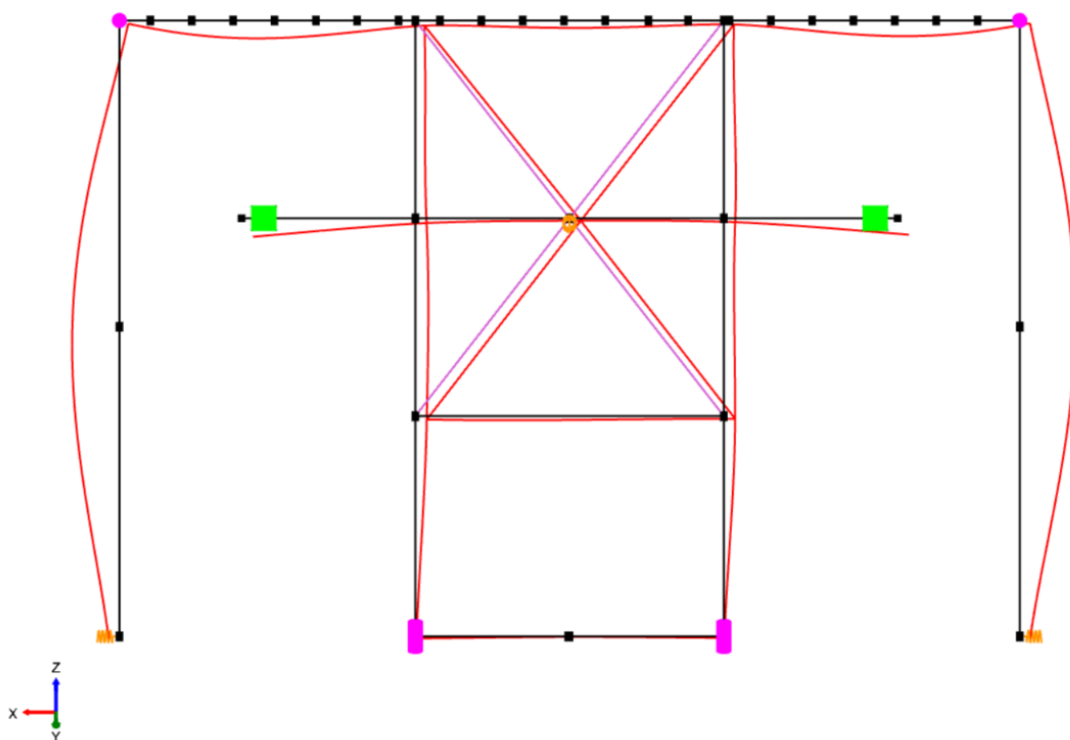
### 6.2.2.2 Bruksgrensetilstand

Tabell 60 viser de største forskyvningene som oppstår i skråtårnet i analyse 2 i  $u$ -,  $y$ - og  $w$ -retning, hvor  $u$  er i  $x$ -retning,  $y$  er i  $y$ -retning og  $w$  er i  $z$ -retning lik det globale aksesystemet. Grafisk visning av forskyvningene vises i Figur 94 og Figur 95. Der illustreres deformasjonsmønsteret til skråtårnet.

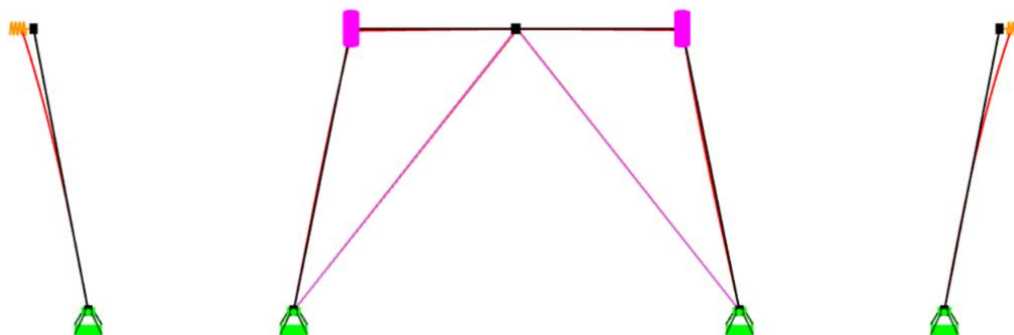
*I VEDLEGG B4 finner man de største kreftene og rotasjonene som oppstod ved bruksgrenetilstand.*

Tabell 60. Forskyvninger for Analyse 2.

Segment	Lastkombinasjon	Type kraft	Verdi
1	16	Største forskyvning $u$	26,5 mm
291	4	Største forskyvning $y$	3,5 mm
242	16	Største forskyvning $w$	9,4 mm



Figur 94. Forskyvninger i Analyse 2, øvre del.



Figur 95. Forskyvninger i Analyse 2, nedre del.

### 6.3 Sammenligning av analyse 1 og 2

Tabell 61 viser verdiene for plastisk og elastisk tverrsnitts- og stabilitetsutnyttelse av segment 119, 122, 167 og 169 ved Analyse 1 og analyse 2.

Tabell 61. Utnyttelse av skråavstivere ved analyse 1 og 2.

Segment	Verdi analyse 1 [%]				Verdi analyse 2 [%]			
	Tverrsnitts- utnyttelse		Stabilitets- utnyttelse		Tverrsnitts- utnyttelse		Stabilitets- utnyttelse	
	Plastisk	Elastisk	Plastisk	Elastisk	Plastisk	Elastisk	Plastisk	Elastisk
119	18	18	71	71	22	22	87	87
122	12	12	–	–	9	9	–	–
167	18	18	69	69	21	21	83	83
169	14	14	–	–	11	11	–	–

### 6.4 Kontroll

Det ble utført en kontroll for de mest utsatte segmentene i skråtårnet. Kontrollen ble gjort for segment 1, 48, 99, 140, 190, 242 og 282. Denne kontrollen ble gjort for å kontrollere at Focus Konstruksjon har beregnet riktig. Beregningene for kontrollen er gjort ved hjelp av EUROCODEexpress.

#### 6.4.1 Forskyvningskontroll

Kravet mot forskyvning er opp til tiltakshaver å fastsette. Normalt settes et forskyvningskrav på  $\frac{L}{250}$  for karakteristisk lastkombinasjon, men ved spesielle omstendigheter som ekstra

## BACHELOROPPGAVE

skjøre fasadeelementer eller nærliggende bygg vil kravet kunne skjerpes. Med dette er  $\frac{L}{300}$  valgt for denne kontrollen.

Kravet på  $\frac{L}{300}$  medfører en maksimal tillatt forskyvning for segment 1 på 32,23 mm.

Forskyvningen gitt i Tabell 60 for segment 1 er dermed innenfor kravet.

### 6.4.2 Kapasitetskontroll

Tabell 63 viser Focus Konstruksjon og EUROCODEexpress sine beregnede tverrsnittskapasitetsutnyttelsene for segment 1, 48, 99, 140, 190, 242 og 282. Se VEDLEGG C for full rapport. Tverrsnittsklassene som benyttes i rapporten er gitt i Tabell 62. Det blir beregnet elastisk for tverrsnittsklasse 1 og plastisk for tverrsnittsklasse 3.

Tabell 62. Tverrsnittsklasse for HE 300 A & HE 340 B.

Profil	Tverrsnittselement	Tverrsnittsklasse
HE 300 A	Flens	3
	Steg	1
HE 340 B	Flens	1
	Steg	1

Som vi kan se i Tabell 63 får segment 1 en lavere utnyttelse ved EUROCODEexpress sine beregninger mot det Focus Konstruksjon fikk ut.

Tabell 63. Gammel og ny tverrsnittskapasitetsutnyttelsene.

Segment	Profil	Type	Focus Konstruksjon Tverrsnittskapasitets- utnyttelse [%]	EUROCODEexpress Tverrsnittskapasitets- utnyttelse [%]
1	HE300A	Elastisk	81	54
190	HE340B	Plastisk	23	17
48	HE300A	Elastisk	64	64
242	HE300A	Elastisk	71	64
140	HE300A	Elastisk	58	52
99	HE340B	Plastisk	21	21
282	HE300A	Elastisk	49	51

## 7 DISKUSJON

Det er sett på hvordan bæresystemet til skråtårnet blir påvirket av egen-, vind-, snø- og pendellasten. I dette kapittelet blir det tatt en diskusjon på de ulike resultatene, hvor vi objektivt påpeker ulike aspekter og mulige feil eller forbedringspotensialer med FEM-modellen.

Vi valgte oppgaven først og fremst på bakgrunn av vår studieretning innenfor konstruksjonsteknikk. Romsdalsgondolen er en mer kompleks konstruksjon sammenlignet med konstruksjoner vi har vært innom tidligere i studiet. Med dette ble toppstasjonen et utfordrende, spennende og lærerikt prosjekt. Avgrensningen som ble beskrevet i kapittel 1.4, førte til at fokuset ble rettet mot fremre del av toppstasjonen.

Vi startet prosjektet med en problemstilling som sa følgende:

*Hvordan vil det bærende systemet håndtere ulike laster? Herunder eksterne og lokale lastpåvirkninger.*

I denne delen vil vi reflektere rundt det tekniske oppnådde resultatet fra oppgaven. Her legges det mer vekt på diskusjonen rundt lastberegningene, Focus Konstruksjon og hvordan disse har påvirket resultatet på analysene av skråtårnet.

Lastene ble omgjort fra flatelast til stripelast og lagt langs toppen av skråtårnet. Dette ble gjort med intensjon om å beregne større deler av skråtårnet for hånd. Gjennom prosjektet ble det avklart at det ble uaktuelt å beregne statikken på skråtårnet for hånd, da det statiske systemet for skråtårnet var mer avansert enn antatt. Vi ble dermed enige om å analysere det statiske systemet ved hjelp av Focus Konstruksjon. Kompetansen vi hadde rundt Focus Konstruksjon i startfasen av prosjektet var begrenset, dermed hadde vi store utfordringer rundt definering av skall og plassering av flatelastene. Med dette tok vi en beslutning og benyttet de beregnede stripelastene.

Snølast har i forhold til vind, hatt en mindre usikkerhet rundt beregningene. Dette så vi ved å sammenligne vår beregnede snødybde med registrerte værdata de siste 11 år i Rauma kommune. Vi hentet ut data fra det Norsk Meteorologiske Institutt [26] som ga en maksimal verdi på 3,35m snødybde ved Mannen, som er nærmeste målestasjon. Vår beregnede verdi

## BACHELOROPPGAVE

for snødybde ble på  $3,36m$ , noe som er tilsvarende (Se VEDLEGG A2). Selv om det er en vesentlig høydeforskjell på Mannen og Nesaksla, kan vi si at vårt resultat for beregning av snølast er troverdig.

Også egenlasten har mindre usikkerhet rundt beregningene sammenlignet med vind. Da egenvekten for taket ble beregnet, fikk vi ut en noe høyere verdi enn hva den kunne ha blitt. Dette fordi valget av midlere densitet ble gjort med tanke på blant annet norske leverandører. Det ble da valgt en høyere midlere densitet for limtre enn hva standarden ga ut for. Taktekke og festemidler ble ikke tatt med i beregningene, som førte til en vurdering av egenvekten for taket, hvor vi sa at det var mer konservativt å øke egenlasten fra  $4,74 kN/m$  til  $5 kN/m$ . Etter samtale med Nordplan, kom det frem at egenlasten var veldig nøyaktig beregnet, men lite konservativt, noe som også styrket valget for å øke egenlasten for taket. Det er tydelig at marginen mellom egenlasten vi gikk for og usikkerheten rundt den som faktisk er i taket, ble dekt med denne vurderingen og økningen av egenlasten. Derimot, er det lite sannsynlig at en slik variasjon rundt egenlasten kunne hatt en stor påvirkning av analysen for skråtårnet sammenlignet med de andre lastene vi har påført FEM-modellen.

Vindlasten har gjennom prosjektet hatt den største usikkerheten rundt beregningene. Dette oppdaget vi fort etter at vi fordypet oss i standarden for vindlast. Denne standarden legger frem mange faktorer som spiller inn ved beregning av vindlast.

Vi beregnet vindkasthastigheten til  $70,34 m/s$ , som beskrevet under kapittel 4.3.4.1. Etter et veiledningsmøte med Torodd Skjerve Nord og Aksel Fenerci, ble det nevnt at den høyeste vindkasthastigheten i Norge ble målt til  $64,7 m/s$  ved fjellstasjonen Juvvasshøe (1894 moh.). Målingen ble gjort av det Norske Meteorologisk Institutt, vist i rapport Dagmar, desember 2011 av Dag Kvamme og Harald Abildsnes [27]. Med dette ble vår beregnede vindkasthastighet betydelig konservativ, uansett benyttet vi oss av den i videre dimensjonering.

Det som størst påvirket beregningen for vindlasten, var de antagelsene vi gjorde med tanke på terrengformen. Vi antok byggestedet kunne sammenlignes med en ås, hvor fremgangsmåten ble beskrevet i NS-EN 1991-1-4, men siden byggestedet ligger høyere enn standardens makshøyde for en ås (200 moh.), måtte vi ifølge standarden gjøre en grundigere undersøkelse av den gitte beregningsmetoden. Denne beregningsmetoden ble godkjent av



## BACHELOROPPGAVE

det Norske Metrologiske Institutt for prosjektet Loen Skylift. Med denne informasjonen, gjennomførte vi en sammenligning av vårt prosjekt med Loen Skylift for å bekrefte metoden. Det er ikke sikkert denne metoden vil gi en realistisk vindoppfatning, ettersom beregningsmetoden ikke er godkjent for vårt byggested.

Beregningene på vindhastigheten ble bare gjort fra retning sørvest med tanke på at terrenget foran byggestedet ville gi den antatt største vindhastigheten. Dette er ikke en sikker vurdering, men ble en antagelse vi gjorde sammen med Nordplan. Det burde vært gjennomført en kontroll for de resterende vindretningene for å bekrefte antagelsen, men tiden strakk ikke til.

Et annet problem vi måtte diskutere angående vindlasten, var den permanente åpningen i konstruksjonen. Slik vi tolket standarden, ble det bare nevnt hvordan åpningen ble påvirket når den hadde retning mot vinden og ikke hvordan den ble påvirket i de andre vindretningene. I retningen mot vinden ble det et overtrykk i den permanente åpningen, men for de andre retningene måtte vi gjøre en vurdering og bestemte et undertrykk. Som nevnt i kapittel 4.3.2 oppstod det flere soner i den permanente åpningen, noe vi heller ikke kunne se ble nevnt i standarden. Dette medførte til enda en vurdering, hvor vi endte opp med å utarbeide en gjennomsnittlig formfaktor basert på de belastede arealene for sonene.

I slutfasen av prosjektet, oppdaget vi en beregningsfeil ved vindlast sørøst, hvor Focus Konstruksjon definerte en takvinkel på  $27^\circ$  som gjorde at det oppstod en høyere formfaktor. Denne feilen hadde ikke en stor innvirkning på det totale resultatet. Det ble heller ikke gjennomført vindlastberegning for gulvet innvendig i den permanente åpningen og under hele konstruksjonen, med unntak av avstigningsplattingen som stikker ut fra skråtårnet.

Med mye usikkerhet rundt terrengformfaktoren, den permanente åpningen og mindre beregningsmangler, skal man ikke se bort ifra at våre avgjørelser kan ha hatt en innvirkning på resultatet av analysene.

Videre spiller vinden en viktig rolle på hvor stor den dynamiske lasten fra pendelbanen blir. Ettersom pendellasten er en usikker dynamisk last, ble beregningen utenfor vårt kompetansenivå. Med dette bestemte vi oss for å se på pendellasten statisk som en forenkling. Denne lasten fikk vi tilsendt fra Garaventa gjennom Nordplan. Det ble ikke oppgitt annen informasjon enn retningene på pendellastene og at disse var de maksimale

## BACHELOROPPGAVE

lastene som oppstod fra sadelen til skråtårnet beregnet i bruddgrensetilstand. Med dette var det vanskelig å si om vi hadde mottatt pendellaster som tok hensyn til svingninger, vind og vindretninger. Ergo ligger det mye usikkerhet rundt pendellasten, da dynamiske laster kan skape utmatting på elementene. Som følge av at pendellasten var oppgitt i bruddgrensetilstand, dividerte vi lasten med 1,5 for å få en pendellast i bruksgrensetilstand. Hvis nevnte usikkerheter er tatt med i pendellasten, behøver ikke denne forenklingen å være nøyaktig.

**Resultat fra analysen**

I denne delen vil vi diskutere hva som har hatt størst betydning med tanke på resultatene fra FEM-modellen.

Fra DIBK sine sider står det skrevet i Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning, Kapittel 10 Konstruksjonssikkerhet § 10-2. Konstruksjonssikkerhet:

*Kravene i forskriften er oppfylt dersom metoder og utførelse følger Norsk Standard. En korrekt bruk av prosjekteringsstandardene gir samlet det sikkerhetsnivået som forskriften krever [28].*

I NS EN 1993-1-1, formel 6.1 og 6.2 [29], er kravet for stålutnyttelse godkjent så lenge den ikke overskrider 100%. I praksis betyr dette at en utnyttelse på rundt 80-95% kan gi en god trygghet. Det å produsere mer stål enn hva som trengs fører til en økt kalkyle for tiltakshaver og en miljøpåvirkning, med tanke på at det blir brukt store energimengder for produksjon og frakt av stål. Dermed kan et valg med høy utnyttelse for stålelementene bidra på å spare miljøet og nå FNs bærekraftsmål, samt tiltakshaver for unødvendige utgifter.

Resultatene for segment 99 og 190 fra analyse 1 fikk en utnyttelse for elastisk stabilitet på rundt 60%, og vi valgte å redusere profilet fra en HE 300 M til HE 340 B for å få større utnyttelse av segmentene. Analyse 2 ga dermed en utnyttelse på 99% og 101% for elastisk stabilitet. Ved første øyekast så vi at segment 190 gikk mot brudd, men ved en annen betraktning kan dette bekrefte antagelsene vi har rundt bruddlasten tilsendt fra Garaventa, samt våre vindlastberegninger. Hvis vindlasten hadde blitt beregnet til en lavere verdi, er det ikke sikkert segment 190 hadde gått til brudd ved analyse 2. De «maksimale» pendellastene

## BACHELOROPPGAVE

ved bruddgrensetilstand kan altså gi mer mening. Med dette skulle det vært gjennomført en ny lastberegning for vind med en lavere vindkasthastighet for å bekrefte denne antagelsen.

En argumentasjon for å ha lavt utnyttede stålprofil, er usikkerheten vi har rundt FEM-modellen som ikke er komplett modellert opp, samt en ikke fullstendig lastberegning. Med tanke på usikkerheten rundt pendellasten og konsekvensen ved brudd, kan dette føre til tap av menneskeliv. Det kan da være forsvarlig å ikke gjennomføre en like kraftig reduksjon av stålprofilene som ved analyse 2.

Resultatene for segment 1 og 282 fikk en utnyttelse for elastisk stabilitet på 88% og 81%, samt største forskyvning på 26,7 mm. I utgangspunktet kan man se på søylene som kontinuerlig ned til randbetingelsene, som beskrevet i kapittel 5.3.1. Hensikten i startfasen var kun å modellere opp skråtårnet, hvor vi erstattet fagverket med en fjærstivhet som ga antatt samme effekt mot forskyvning. Med ettertanke, ville det vært mer nøyaktig å modellere opp dette fagverket, da intensiteten til fjærstivheten kan være for konservativ og dermed gi en lavere utnyttelse og forskyvning. Uansett er kontrollen ved forskyvning innenfor kravet  $\frac{L}{300}$ .

I Tabell 61 er resultatene for kapasitetsutnyttelse ved analyse 1 og 2 vist for stavsegmentene som hadde funksjonen å avstive konstruksjonen mot sideveis forskyvning. Stavsegmentene tar kun aksialkraft. Segment 122 og 169 ble bare utsatt for strekk ved våre lastkombinasjoner, og dermed ikke beregnet for stabilitet. Dette viser til et resultat for 0% utnyttelse ved plastisk og elastisk stabilitet. Segment 119 og 167 fikk en høyere utnyttelse for stabilitet fra analyse 1 til analyse 2. Økningen skyldes reduseringen av stålprofil for segment 99 og 190, hvor segment 119 og 167 ble mer utsatt for trykk. Siden segmentene ikke tar moment, kan dette være grunnen til en lav utnyttelse ved elastisk og plastisk tverrsnitt.

Ved profilreduksjon av segment 99 og 190 oppdaget vi at den elastiske stabilitetsutnyttelsen for segment 190 var 101%, og at den plastiske utnyttelsen var 90%. Med dette måtte vi ta en kontroll for å forsikre oss at Focus Konstruksjon har beregnet riktig utnyttelse. På grunn av at segmentets koblinger var for avansert, kunne vi ikke benytte oss av stabilitetskontrollen til EUROCODEexpress. Vi valgte da å sammenligne tverrsnittskapasitetsutnyttelsen som en kontroll.

## BACHELOROPPGAVE

Focus Konstruksjon baserer seg på elementmetoden, se kapittel 2.8, hvor det er viktig å definere randbetingelser og ledd slik at det ikke oppstod singular stivhetsmatrise (ikke tilstrekkelig fastholdt) i konstruksjonen. Ved feildefinering, kan krefter ha blitt fordelt feil utover konstruksjonen. En annen utfordring med Focus Konstruksjon, var at programmet krevde stor ytelse for å prosessere de numeriske beregningene og utføre en rendering for å skape en analytisk figur. Dette var krevende for våre datamaskiner, og førte til at vi ble nødt til å ta lastkombineringen i flere runder. Det ble analysert for 30 kombinasjoner av gangen, noe som kan ha ført til at noen av de mest ugunstige lastkombinasjonene har blitt utelukket.

## 8 EGENVURDERING

I denne delen vil vi diskutere mer rundt selve gjennomføringen av prosjektet og hvordan vi som gruppe har jobbet sammen. Vår arbeidsmoral kan ha hatt en innvirkning på sluttresultatet for prosjektet.

Vi gikk inn i denne bacheloroppgaven med et arbeidsmiljø som vi i løpet av tre år med studie har utviklet sammen gjennom ulike prosjekt, hvor vi har fått kjennskap til hverandres sterke og svake sider. Vi har fra starten hatt god struktur og faste rutiner slik at tiden ble best mulig utnyttet. Selv om vi har fungert godt som en gruppe, har det fortsatt vært utfordrende med tanke på Covid-19 som hindret oss fra å jobbe i samme rom. Løsningen var å arbeide over Microsoft Teams, som har vært overaskende effektivt og gått over all forventning.

Selv om det ble gjort flere avgrensninger for hva vi tok for oss i denne bacheloroppgaven, gikk vi fort fra en tidsplan vi lagde i starten av semesteret. I stedet benyttet vi oss av delmål, som ble en god retningslinje for hvor vi skulle bevege oss videre med oppgaven.

Arbeidet vi har gjennomført rundt dette prosjektet har vært spennende og veldig lærerikt. Vi har lært hvor mye arbeid som ligger bak en slik oppgave, både med tanke på utførelse, skaffe seg teori og det å sette seg inn i bruk av standarder som omhandler laster og dimensjonering av stål. Vi har gjennom hele oppgaven utviklet oss faglig og lært oss det å «tenke» som en ingeniør, som omfatter å ta egenervurderinger og ha en logisk tankegang.



## 9 KONKLUSJON

I startfasen av prosjektet gjorde vi en beslutning i samsvar med veileder og oppdragsgiver om å legge fokuset på det bærende systemet for skråtårnet. Dette dannet da grunnlaget for vår problemstilling som omhandlet dimensjonering og lastberegninger av toppstasjonen med utgangspunkt i plantegningene gitt av Nordplan AS. Herunder mener vi følgende konklusjon svarer på problemstillingen.

Etter en grundig diskusjon, har vi reflektert usikkerheten rundt de dynamiske pendellastene og naturlastene, samt viktigheten med å definere FEM-modellen nøyaktig. Det oppstod et elastisk brudd i segment 190 ved analyse 2, hvor utnyttelsen ble overskredet med én prosent. Uansett så har ikke segmentet gått til plastisk brudd, men det er for tidlig at skråtårnet skal ha en så høy utnyttelse med tanke på usikkerheten rundt dynamisk last og påvirkningen laster vi ikke har tatt for oss kan gi. Med dette konkluderte vi med at en ny analyse burde gjennomføres, hvor en mer grundig undersøkelse rundt vinden må bli gjort. Dette for at det bærende systemet skal håndtere de ulike lastene på en forsvarlig måte.

Vi er godt fornøyde med resultatet av oppgaven og føler kompetansen er forbedret betraktelig rundt avanserte konstruksjoner. Vi har fått et større innblikk i hvordan en ingeniør tenker gjennom god oppfølging fra oppdragsgiver og veileder.





## 10 VIDERE STUDIE

Med «videre studie» menes at prosjekt vi har tatt for oss kan utbedres eller studeres videre, hvor vår bacheloroppgave kan brukes som et grunnlag. For et videre studie kan det være spennende å se på forbindelsene for stålkonstruksjonen ettersom de er essensielle for at toppstasjonen skal klare å håndtere de dynamiske lastene på en fornuftig måte.

Romsdalsgondolen består av en relativt kompleks stålkonstruksjon, med dette ble Focus Konstruksjon et nyttig verktøy ved analyseringen. Skal et slikt FEM-program benyttes i et videre studie, er det viktig med definering av alle knutepunkt for å få ut nøyaktige resultat. I tillegg anbefales det å modellere opp hele konstruksjonen, da dette også hjelper på å gi ut mer korrekte analyser.

Videre er det også å anbefale en mer grundig undersøkelse av vindberegningen, da det ligger mye usikkerhet rundt vind med tanke på byggestedet for toppstasjonen.

## 11 REFERANSELISTE

- [1] «taubane», *Store norske leksikon*. feb. 19, 2021. Åpnet: mai 18, 2021. [Online]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/taubane>
- [2] E. Rossen, «rendering – IT», *Store norske leksikon*. mai 04, 2021. Åpnet: mai 18, 2021. [Online]. Tilgjengelig på: [http://snl.no/rendering\\_-\\_IT](http://snl.no/rendering_-_IT)
- [3] Siri, «Direktoratet for byggkvalitet». <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/> (åpnet jan. 25, 2021).
- [4] «Norsk Standard | standard.no». <https://www.standard.no/standardisering/norsk-standard/> (åpnet jan. 25, 2021).
- [5] «Eurokoder | standard.no». <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/> (åpnet jan. 25, 2021).
- [6] «Norsk Standard | standard.no». <https://www.standard.no/standardisering/norsk-standard/> (åpnet feb. 08, 2021).
- [7] «Romsdalsgondolen AS FORPROSJEKTRAPPORT». Romsdalsgondolen AS, jun. 12, 2019.
- [8] J. Berg Solheim og J. Svendal, «Privat detaljregulering for Romsdalsgondolen, Åndalsnes, Rauma kommune». Romsdalsgondolen AS ved Oddbjørn Vassli, jun. 18, 2019.
- [9] «Norgeskart». [https://www.norgeskart.no/?epslanguage=no&\\_ga=2.122504843.1002002972.1611651755-1051344193.1540549495#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=16&lat=6958774.16&lon=124660.23&markerLat=6958774.164094285&markerLon=124660.23162942135&panel=searchOptionsPanel&showSelection=false&sok=rauma%20ko](https://www.norgeskart.no/?epslanguage=no&_ga=2.122504843.1002002972.1611651755-1051344193.1540549495#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=16&lat=6958774.16&lon=124660.23&markerLat=6958774.164094285&markerLon=124660.23162942135&panel=searchOptionsPanel&showSelection=false&sok=rauma%20ko) (åpnet jan. 26, 2021).
- [10] K. Bell, «Elementmetoden for stav- og bjelke-systemer». Institutt for konstruksjonsteknikk, Norges teknisk- naturvitenskaplige Univeritet, mai 2004.
- [11] P. Kr. Larsen, *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*, 2. utg. Fagbokforlaget, 2015.

## BACHELOROPPGAVE

- [12] «Stål». <https://hjelp.focus.no/konstruksjon-no/no/kapasitetskontroll/st%C3%A5l.htm> (åpnet mai 07, 2021).
- [13] «Tre». <https://hjelp.focus.no/konstruksjon-no/no/kapasitetskontroll/tre.htm> (åpnet mai 08, 2021).
- [14] «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016». Norsk Standard, 2016.
- [15] T. Rørvik, «Konstruksjonssikkerhet og belastning Kompendium i lastberegning». utgave 2010.
- [16] «Revit | BIM-programvare | Autodesk offisiell nettbutikk». <https://www.autodesk.no/products/revit/overview?plc=RVT&term=1-YEAR&support=ADVANCED&quantity=1> (åpnet jan. 25, 2021).
- [17] «AutoCAD LT | 2D-utkast- og tegneprogramvare | Autodesk». <https://www.autodesk.no/products/autocad/overview> (åpnet apr. 07, 2021).
- [18] «EUROCODEExpress Design of structures with Eurocodes». <https://www.runet-software.com/EUROCODEExpress.htm> (åpnet jan. 25, 2021).
- [19] «Focus Konstruksjon 3D - Focus Software AS». <https://www.focus.no/produkter/focus-konstruksjon-3d/> (åpnet apr. 12, 2021).
- [20] «Focus Konstruksjon». Åpnet: mai 16, 2021. [Online]. Tilgjengelig på: <https://hjelp.focus.no/konstruksjon-no/no/oppstartsside.htm>
- [21] «Fortegnskonsensjoner». <https://hjelp.focus.no/konstruksjon-no/no/resultatpresentasjon/fortegnskonsensjoner.htm> (åpnet mai 06, 2021).
- [22] K. Bell, «elementmetoden», *Store norske leksikon*. mai 06, 2019. Åpnet: mai 16, 2021. [Online]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/elementmetoden>
- [23] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster Vindlaster*, 2005+NA:2009. Norge: Standard Norge.
- [24] «interpolasjon – matematikk – Store norske leksikon». [https://snl.no/interpolasjon\\_-\\_matematikk](https://snl.no/interpolasjon_-_matematikk) (åpnet mai 11, 2021).
- [25] R. D. Knight, *Physics for Scientists and Engineers: A Strategic Approach with Modern Physics*, 4. utg. Pearson Education Limited, 2017.
- [26] «Norsk Klimaservicesenter». <https://seklima.met.no/observations/> (åpnet mar. 11, 2021).

## BACHELOROPPGAVE

- [27] «Ekstremvær og andre alvorlige værhendelser», *Meteorologisk institutt*.  
<https://www.met.no/publikasjoner/met-info/ekstremvaer> (åpnet mai 16, 2021).
- [28] «Direktoratet for byggkvalitet». <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/10/10-2/> (åpnet mai 15, 2021).
- [29] «NS EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015». Norsk Standard.

**12 VEDLEGG**

Vedlegg A1	Vindlast Håndberegninger
Vedlegg A2	Snølast Håndberegninger
Vedlegg A3	Snølast Focus Rapport
Vedlegg B1	Rapport analyse 1 bruddgrensetilstand
Vedlegg B2	Rapport analyse 1 bruksgrensetilstand
Vedlegg B3	Rapport analyse 2 bruddgrensetilstand
Vedlegg B4	Rapport analyse 2 bruksgrensetilstand
Vedlegg C	Tverrsnittskontroll EUROCODEexpress

