

# Dimensjonering av limtre- og stålkonstruksjon i Romsdalsgondolen: En sammenligning av CO<sub>2</sub>-avtrykk ved helikoptertransport.

Design of glulam and steel structure in Romsdalsgondolen: A comparison of carbon footprint by helicopter transport.

**Trondheim Mai 2023**

John Anders Brembu  
Pernille Gullerud

Intern veileder:  
Arne Mathias Selberg

Ekstern veileder:  
Oddvin Myklebust

Prosjektnr:  
2023 - 01

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institut for konstruksjonsteknikk



Rapporten er ÅPEN

## **Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål**

### **Problemdefinering**

Hvordan påvirker valg av materialer CO<sub>2</sub>-avtrykket når man regner med spesialtransport med helikopter?

### **Prosjektbeskrivelse**

Ved bruk av standarder og tilgjengelig litteratur skal gruppen se på hvilke laster som setter ramene for utformingen av bygget, samt sammenligne bruk av de to ulike materialene i prosjektet.

### **Resultatmål**

Målet er å se på forskjellen i CO<sub>2</sub>-avtrykk for bæresystemet i limtre og stål, i festsalen i Eggen Restaurant. Oppgaven skal gi innsikt og kunnskap om hvordan man beregner og dimensjonerer den bærende konstruksjoner, samt hvilke aspekter som inngår i denne prosessen ut ifra den mengden forkunnskap gruppen har. Dette skal resultere i en rapport som gjenspeiler et ønske av både gruppen og bedriften om å utforske bruk av andre materialer.

### **Stikkord:**

Dimensjonering, limtre, stål, festsal, prefabrikert, helikoptertransport, reversibelt, CO<sub>2</sub>-utslipp, Nordplan AS, Eggen restaurant, Romsdalsgondolen, Nesaksla.

### **Keywords:**

Dimensioning, glued laminated timber, steel, banquet hall, prefabricated, helicopter transport, reversible, CO<sub>2</sub> emissions, Nordplan AS, Eggen restaurant, Romsdalsgondolen, Nesaksla.



## Forord

Denne oppgaven er skrevet med målgruppe på bachelornivå eller tilsvarende som har grunnleggende forståelse for mekanikk og statikk, samt kjennskap til gjeldende regelverk fra NS 1990-serien og SINTEF Byggforsk. Det vil dermed ikke vektlegges å gå i detalj på det som anses som innhold i grunnkurs i mekanikk og byggteknikk.

Sommeren 2022 ble en helgetur tatt til Åndalsnes for å gå på Romsdalseggen og se Rampestreken. Etter den bratte, svingete og lange veien opp kommer man til ryggens topp, og helt ytterst på kanten av ryggen ligger et spektakulært bygg som speider utover fjorden og fjellene. Selve utformingen på bygget kan minne om en buet veranda som klamrer seg fast i fjellet, og gløden for å bygge trehytte ble igjen tent. Et bygg der søyler, dragere og bjelker er godt synlig lar fantasien vandre om hvordan det hadde vært å selv bygge et slikt bygg. Hvordan hadde vi gjort det? Finnes det noen begrensning på kreativiteten? Hvordan bygger man ei moderne trehytte, midt på fjellet?

Målet med oppgaven er å enkelt og tydelig vise hvordan man dimensjonerer søyler og bjelker i limtre eller stål i tråd med gjeldende Eurokode. En god oppgave vil kunne følges som en oppskrift av en person uten tidligere erfaring med dimensjonering, og gjøre det mulig for vedkommende å ta kloke valg basert på sin egen situasjon.

Vi vil gjerne takke Nordplan AS med Oddvin Myklebust og Petur Johannesson som hovedveiledere og for tilgang på deres 3D modell for Eggen Restaurant på Romsdalseggen. Dette har spart oss for masse tid innen modellering, samt at vi har kunnet sammenligne det faktiske mot det teoretiske. Det var i et veiledningsmøte over Microsoft Teams at ideen om å se på forskjellige konstruksjonsalternativer ble foreslått, og hvilke påvirkninger dette vil ha på CO<sub>2</sub>-avtrykket når alt skal flys opp med helikopter. En ide som er veldig nyttig på et personlig plan for å tilegne seg gode ferdigheter innen dimensjonering, men også samfunnsnyttig for å se hvordan man kan få ned CO<sub>2</sub>-avtrykk ved å endre styrke- og tyngdeforhold i hovedbæresystemet.

Universitetslektor, Siv.ing. Arne Mathias Selberg har vært internveileder, og vi vil rette en stor takk til han for kreative og løsningsorienterte samtaler. Et godt samarbeid som har vært veldig lærerikt og hyggelig, med et godt innslag av humor som har gjort oppgaven lett og motiverende å arbeide med gjennom våren.

Trondheim, 22.mai 2023



John Anders Brembu



Pernille Gullerud

## Sammendrag

I arbeid med å skaffe grunnlag for Romsdalsgondolen kom gruppen i kontakt med Nordplan AS, som var rådgivende ingeniører for prosjektet. I deres virke som ingeniører er det ofte mange forskjellige utforminger og valg man gjerne skulle ha undersøkt, men på grunn av tids- og økonomiske begrensninger lar det seg ikke gjøre å finne de mest optimaliserte løsningene i hvert prosjekt. Gruppen gikk dermed i gang med oppgaven om å sammenligne bæresystemet i festsalen i både limtre og stål, og Nordplan ga gruppen tegningsgrunnlag som hjelp.

Etter en kort litteraturstudie fant gruppen dimensjonerende laster ved bruk av Eurokode 0 og 1 med tillegg, herunder egenlast, nyttelaster, snø- og vindlast. Faktorer for dimensjonering ble samlet sammen i et python-skript, slik at dette var enkelt å følge. Ved bruk av programmet Focus Konstruksjon ble festsalen modellert ut fra tegningsgrunnlaget i limtre, og lastbildet for konstruksjonen ble funnet. Segmentene i modellen ble dermed byttet ut med stål for å finne tilhørende lastbilde, og gruppen gikk deretter i gang med beregninger ihht Eurokode 3 for stålkonstruksjoner og Eurokode 5 for trekonstruksjoner.

Beregningen av CO<sub>2</sub>-avtrykk ble gjort med EPD-dokumentasjon, der det for limtre oppgis verdier pr  $m^3$  og for stål pr kg. Volum av rammene beregnes automatisk i Revit med vekten  $430\text{kg}/m^3$ , og for stål summeres lengdene til hvert element med tilhørende last pr meter for hvert profil. Helikoptertransportens utslipp for hele prosjektet oppgis fra Airlift, samt rundetid og antall timer i lufta. Maksimal løftekapasitet for helikopteret som er brukt er 3600kg. Hver limtreamme holder vekten under dette, mens stålrammene er noe tyngre. Disse må fordeles over seks flyturer, mens det for limtre holder med fem. CO<sub>2</sub>-avtrykket for hvert alternativ summeres, og for limtre oppgis det et utslipp på 5876 kg CO<sub>2</sub>-ekvivalenter, mens for stål 20653 kg CO<sub>2</sub>-ekvivalenter.

Ved vurdering mellom alternativet limtre eller stål som materiale i hovedbæresystemet er laster, statisk system, monteringsproblematikk og vedlikehold relativt likt. Den største forskjellen er problematikk rundt kuldebro, og dette vil påvirke valg i utførelsen og detaljering. Ved gjennomgående stålrammer fra kald til varm side vil det oppstå kondensering i overgangen ved gulv, og det vil dermed ikke være lønnsomt og praktisk å skifte ut materiale uten videre uten å se på kondensproblematikk.

Ved dimensjonering av brannmotstand for hovedbæresystemet plasseres festsalen i risikoklasse 5 og brannklasse 2, etter den byggetekniske forskriften TEK17. Preaksepterte ytelser for bæresystemet tilsier brannmotstand R60, noe som for limtre kan oppnås ved å øke tverrsnittstykkelse. Dette kan ikke på samme måte gjøres for H-profiler, og det ønskes heller ikke å plassere bæresystemet i en lavere brannklasse på grunn av problemer med tilkomst for lokalt brannvesen. Analytisk metode for å dokumentere en lavere brannklasse anses ikke som en god løsning, spesielt ikke uten en uttalelse fra lokalt brannvesen.

## Abstract

During the process of establishing a foundation for Romsdalsgondolen, the group got in touch with Nordplan AS who served as consulting engineers for the project. In their role as engineers, there are often various designs and choices that one would like to explore, but due to time and budget constraints, it is not possible to find the most optimized solutions for each project. Consequently, the group undertook the task of comparing the support system in the banquet hall using both glued laminated timber and steel, and Nordplan provided the group with drawing materials to assist them.

After a brief literature review, the group determined the design loads using Eurocode 0 and 1 with additional provisions, including dead loads, payloads, snow loads, and wind loads. Design factors were gathered in a Python script, so that it was easy to follow. Using the Focus Konstruksjon software, the banquet hall was modeled based on the provided glued laminated timber-drawings, and the load distribution for the structure was determined. The segments in the model were then replaced with steel to determine the corresponding load distribution, and the group proceeded with calculations according to Eurocode 3 for steel structures and Eurocode 5 for timber structures.

The calculation of the carbon footprint was done using EPD-documentation, where values per cubic meter were provided for glued laminated timber and per kilogram for steel. The volume of the frames was automatically calculated in Revit using a weight of  $430 \text{ kg/m}^3$ , while for steel, the lengths of each element were summed with the corresponding load per meter for each profile. The emissions from helicopter transportation for the entire project were provided by Airlift, along with flight duration and the number of hours in the air. The maximum lifting capacity of the helicopter used was 3,600 kg. Each glued laminated timber frame remained below this weight, while the steel frames were slightly heavier. The steel frames had to be distributed over six flights, whereas five flights were sufficient for the glued laminated timber. The carbon footprint for each alternative was totaled, resulting in 5,876 kg of CO<sub>2</sub> equivalents for glued laminated timber and 20,653 kg of CO<sub>2</sub> equivalents for steel.

When considering the choice between glued laminated timber and steel as materials for the main support system, factors such as loads, the static system, assembly issues, and maintenance are relatively similar. The major difference lies in the issue of thermal bridging, which will influence the choice of execution and detailing. With continuous steel frames from the cold to the warm side, condensation will occur at the floor transition, making it non-profitable and impractical to change the material without considering condensation-related issues.

When designing for fire resistance in the main support system, the Festsalen is classified as risk class 5 and fire class 2 according to the Norwegian building regulations TEK17. Prescriptive requirements for the support system indicate a fire resistance rating of R60, which can be achieved by increasing the cross-sectional thickness for glued laminated timber. However, this cannot be done in the same

way for H-profiles. Additionally, it is not desirable to place the support system in a lower fire class due to accessibility issues for the local fire department. An analytical method to demonstrate a lower fire class is not considered a viable solution, especially without a statement from the local fire department.



# Innhold

<b>Forord</b>	<b>iv</b>
<b>Sammendrag</b>	<b>v</b>
<b>Abstract</b>	<b>vi</b>
<b>Figurer</b>	<b>xii</b>
<b>Tabeller</b>	<b>xiv</b>
<b>Begrepsliste</b>	<b>xv</b>
<b>Symbolliste</b>	<b>xvi</b>
<b>1 Innledning</b>	<b>1</b>
1.1 Prosjektet . . . . .	1
1.1.1 Problemstilling/Oppgavebeskrivelse . . . . .	1
1.1.2 Nordplan AS . . . . .	2
1.1.3 Oppbygging/framgangsmåte . . . . .	2
1.2 Studieobjektet . . . . .	3
1.2.1 Beskrivelse av bygget . . . . .	3
1.2.2 Forutsetninger og begrensninger . . . . .	3
<b>2 Teoretisk grunnlag</b>	<b>4</b>
2.1 Regelverk . . . . .	4
2.1.1 Lover og forskrifter . . . . .	4
2.1.2 Norsk standard . . . . .	4
2.1.3 Byggforskserien . . . . .	5
2.2 Materialer . . . . .	6
2.2.1 Limtre . . . . .	6
2.2.2 Konstruksjonsstål . . . . .	10
2.2.3 Utslipp . . . . .	12
2.3 Laster . . . . .	13
2.3.1 Egenlast . . . . .	13
2.3.2 Nyttelast . . . . .	13
2.3.3 Snølast . . . . .	13
2.3.4 Vindlast . . . . .	13

2.4	Programvare . . . . .	14
2.4.1	Microsoft Teams . . . . .	14
2.4.2	Jupiter Notebook . . . . .	14
2.4.3	Focus Kontruksjon . . . . .	14
2.4.4	Autodesk Revit . . . . .	14
2.4.5	IDEA StatiCa . . . . .	14
<b>3</b>	<b>Dimensjonerings- og prosjekteringsgrunnlag</b>	<b>15</b>
3.1	Karakteristiske laster . . . . .	15
3.1.1	Egenlast . . . . .	15
3.1.2	Nyttelast . . . . .	15
3.1.3	Snølast . . . . .	16
3.1.4	Vindlast . . . . .	17
3.2	Materialegenskaper . . . . .	20
3.2.1	Limtre . . . . .	20
3.2.2	Stål . . . . .	22
<b>4</b>	<b>Del 1: Dimensjonering av bæresystemene</b>	<b>23</b>
4.1	Limtremodell . . . . .	23
4.1.1	Statisk system . . . . .	23
4.1.2	Statikk-analyse i Focus Konstruksjon . . . . .	24
4.2	Bruddgrensekontroll for limtre . . . . .	26
4.2.1	Limtresøyle . . . . .	26
4.2.2	Limtrebjelke . . . . .	29
4.3	Bruksgrensekontroll for limtre . . . . .	31
4.3.1	Nedbøying . . . . .	31
4.4	Konstruksjonsdetaljer: Knutepunkter i limtre . . . . .	34
4.4.1	Dybelkapasitet . . . . .	35
4.4.2	Kapasitet til dybelgruppe . . . . .	36
4.4.3	Aksialkapasitet knuteplater . . . . .	37
4.4.4	Momentkapasitet knuteplater . . . . .	38
4.5	Modell i stål . . . . .	42
4.5.1	Statisk system . . . . .	42
4.5.2	Statikk-analyse for Stål . . . . .	42
4.6	Bruddgrensekontroll for stål . . . . .	43
4.6.1	Kapasitetskontroll av stålsøyle . . . . .	43

4.6.2	Kapasitetskontroll av stålbjelke . . . . .	50
4.7	Bruksgrensekontroll for stål . . . . .	53
4.7.1	Nedbøying av stålbjelke . . . . .	53
4.8	Konstruksjonsdetaljer: Bjelke-søyleforbindelse i stål . . . . .	58
4.8.1	Skrueforbindelser . . . . .	58
4.8.2	Sveiseforbindelser . . . . .	62
4.9	Konstruksjonsdetaljer: Søyleføtter . . . . .	65
4.9.1	Prinsipp . . . . .	65
4.9.2	Fundamentering på fjell . . . . .	65
<b>5</b>	<b>Del 2: Sammenligning av bæresystemene</b>	<b>72</b>
5.1	Bakgrunn . . . . .	72
5.2	Metode . . . . .	72
5.2.1	Søyer . . . . .	72
5.2.2	Bjelker . . . . .	73
5.3	Miljø . . . . .	74
5.3.1	FNs bærekraftsmål . . . . .	74
5.3.2	LCA-analyse . . . . .	75
5.3.3	Materialenes miljøinnvirkninger . . . . .	78
5.3.4	Helikopterfraktens miljøinnvirkning . . . . .	78
5.3.5	Totalt CO <sub>2</sub> -utslipp . . . . .	80
5.4	Kondensproblematikk . . . . .	80
5.5	Branndimensjonering . . . . .	82
5.6	Estetikk . . . . .	84
5.7	Praktisk utførelse . . . . .	84
<b>6</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>85</b>
<b>7</b>	<b>Refleksjon</b>	<b>86</b>
	<b>Referanseliste</b>	<b>87</b>
	<b>Appendix</b>	<b>89</b>
A	Snitt rammekonstruksjon, festsal . . . . .	89
B	Terrengformfaktor for frittliggende ås eller skråning . . . . .	90
C	Rammedetaljer limtre . . . . .	91
D	Knutepunkt i Limtre . . . . .	92

E	Fundamenter . . . . .	93
F	Stålrammeløsning . . . . .	94
G	Fasader [nord/sør] . . . . .	95
H	Fasader [vest/øst] . . . . .	96
I	Plan 1.etg . . . . .	97
J	Berengning av snø og vindlaster . . . . .	98
K	Sammenligning styrkeklasser limtre og stål S355 . . . . .	105
L	Mailkorrespondanse, Airlift . . . . .	106
M	EPD: Limtre, Holmen Wood Products AB . . . . .	107
N	EPD: Stålbjelker, Tibnor . . . . .	114
O	Materialutslipp: Vugge til vugge . . . . .	122
P	Klimaregnskap, helikopterfrakt . . . . .	123
Q	Plakat . . . . .	124
R	Artikkel . . . . .	125

## Figurer

1	Festsal konstruksjon . . . . .	1
2	Bilde av festsal. Foto: Arve Brekkhus. . . . .	3
3	Hierarki av lover og regelverk . . . . .	4
4	Produksjon av limtre. Illustrasjon: Limtreboka [9]. . . . .	7
5	Livløp til limtre. Illustrasjon: Limtreboka [9]. . . . .	8
6	Limtre og konstruksjonsvirke, styrke . . . . .	8
7	Stålproduksjon . . . . .	10
8	Arbeidskurve og definisjon av materialparametre . . . . .	11
9	Sonehenvisning for Vindfaktor $C_{pe}$ og $C_{pi}$ . . . . .	18
10	Styrkeklasser Limtre . . . . .	20
11	Spennings-tøyningsdiagrammer for konstruksjonsstål . . . . .	22
12	Statisk modell av rammekonstruksjon . . . . .	23
13	3D modell av rammeverk i limtre . . . . .	24
14	Komplett lastbilde med vind, snø, nytte- og egenlast . . . . .	25
15	Lastvirkningsdiagram . . . . .	25
16	Tverrsnitt, k.pkt A . . . . .	26
17	Tverrsnitt B for gulvbjelke i ramme 1 . . . . .	29
18	Knuteplater med dybler . . . . .	35
19	Iterering med bruk av en while-løkke i Python . . . . .	36
20	Plastisk bestemmelse av motstandsmoment $W_{pl}$ . . . . .	38
21	Spenningsfordeling over tverrsnitt . . . . .	40
22	Komplett lastbilde med vind, snø, nytte- og egenlast for stål . . . . .	42
23	Lastvirkningsdiagram for stål . . . . .	42
24	Lastvirkningsdiagram . . . . .	50
25	Stålbjelke . . . . .	53
26	Definisjoner av vertikale nedbøyninger . . . . .	54
27	Knutepunkter i stål . . . . .	58
28	Knutepunkt . . . . .	59
29	Skrueplassering . . . . .	60
30	Kilsveis . . . . .	62
31	Innfesting av søylefot, prinsipp . . . . .	65
32	Berggrunnsversikt fra NGI.no . . . . .	66
33	Fundamentutforming for søylefot . . . . .	68

34	Bruddmekanismer for gyste fjellstag. Illustrasjon: Brown (2015). . . . .	70
35	Relevante bærekraftsmål til prosjektet. Illustrasjon: FN . . . . .	74
36	Vugge til vugge. Illustrasjon: LCA [29] . . . . .	75
37	Systemgrense for limtre . . . . .	77
38	Systemgrense for stål . . . . .	77
39	AS332 Super Puma. Bilde: Airlift . . . . .	78
40	Rammeløsning i stål, 3D . . . . .	81
41	Festsal, Foto: Arve Brekklus. . . . .	82

## Tabeller

1	Karakteristiske egenlaster . . . . .	15
2	Karakteristiske nyttelaster . . . . .	15
3	Vindfaktor $C_{pe,10}$ og $C_{pi,10}$ . . . . .	18
4	Materialegenskaper for stål . . . . .	22
5	Krav til maksimal nedbøyning . . . . .	57
6	Dimensjonerende krefter i opplager for søylefot . . . . .	66
7	Vekt av rammene . . . . .	73
8	Miljøinnvirkninger . . . . .	78
9	Utslipp for AS 332 Super Puma . . . . .	79
10	Vekt av rammene . . . . .	79
11	Klimaregnskap, helikopterfrakt . . . . .	79
12	Totalt utslipp . . . . .	80

# Begrepsliste

NTNU Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

**EK0** NS-EN 1990, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

**EK1-1** NS-EN 1991-1-1, Allmenne laster: Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger

**EK1-3** NS-EN 1991-1-3, Allmenne laster: Snølaster

**EK1-4** NS-EN 1991-1-4, Allmenne laster: Vindlaster

**EK2-1** NS-EN 1992-1-1, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner

**EK3-1** NS-EN 1993-1-1, Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner

**EK3-8** NS-EN 1993-1-8, Eurokode 3: Knutepunkter og forbindelser

**EK5-1** NS-EN 1995-1-1, Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner



## Symbolliste

$\beta_c$	retthetsfaktor
$\beta_w$	Faktor som tar hensyn til grunnmaterialets og sveisens ulike fastheter
$\gamma$	Tyngdetetthet
$\gamma_c$	Partialfaktor for betong
$\gamma_s$	Partialfaktor for armeringsjern
$\lambda_y$	slankhetsforhold for bøyning om y-aksen
$\lambda_z$	slankhetsforhold for bøyning om z-aksen
$\lambda_{rel,x}$	relativt slankhetsforhold for bøyning om z-aksen
$\lambda_{rel,y}$	relativt slankhetsforhold for bøyning om y-aksen
$\Psi_0$	Faktor for kombinasjonsverdien av variable laster
$\Psi_1$	Faktor for ofte forekommende verdi for en variabel påvirkning
$\Psi_2$	Faktor for den kvasi-permanente verdien av variable laster
$\sigma_{\parallel}$	Normalspenning parallelt med sveisens akse
$\sigma_{\perp}$	Normalspenning normalt på tverrsnittet
$\sigma_N$	aksialspenning
$\sigma_{c,0,d}$	dimensjonerende trykkspenning i fiberretningen
$\sigma_{m,y,d}$	dimensjonerende bøyespenning om hovedaksen y
$\sigma_{m,z,d}$	dimensjonerende bøyespenning om hovedaksen z
$\sigma_{t,0,d}$	dimensjonerende strekkspenning i fiberretningen
$\sigma_{t,90,d}$	dimensjonerende bøyespenning om hovedaksen z
$\sigma_{x,Ed}$	Dimensjonerende verdi for normalspenningen for lengderetningen, i det betraktede punktet
$\sigma_{z,Ed}$	Dimensjonerende verdi for normalspenningen for tverretningen, i det betraktede punktet
$\tau_{\parallel}$	Skjærspenning (i sveisesnittets plan) parallelt med sveisens lengdeakse
$\tau_{\perp}$	Skjærspenning (i sveisesnittets plan) normalt på sveisens lengdeakse
$\tau_d$	dimensjonerende skjærspenning
$\tau_{Ed}$	Dimensjonerende verdi for skjærspenningen, i det betraktede punktet
$A$	Tverrsnittsareal
$a$	Sveisens rotmål
$A_w$	Sveiseareal
$A_{net}$	Nettoareal av et tverrsnitt
$C_{alt}$	Høydefaktor

$C_e$	Eksponeringsfaktor
$C_t$	Termisk faktor
$E$	Elastisitetsmodul
$F$	Kraft, ytre last
$f_u$	Grunnmaterialets bruddfasthet
$f_{c,0,d}$	dimensjonerende trykkfasthet i fiberretningen
$f_{m,y,d}$	dimensjonerende bøyefasthet om hovedaksen y
$f_{m,z,d}$	dimensjonerende bøyefasthet om hovedaksen z
$f_{u,k}$	karakteristisk strekkfasthet for bolter
$f_{v,ax,\alpha,k}$	karakteristisk uttrekksmotstand i en vinkel ( $\alpha$ ) med fiberretningen
$G$	Skjærmodul
$I_y$	arealtrehetsmoment om den sterke aksen
$i_y$	Tverrsnittets treghetsradius om y-aksen
$I_z$	arealtrehetsmoment om den svake aksen
$i_z$	Tverrsnittets treghetsradius om z-aksen
$k_{c,y}$	instabilitetsfaktor
$k_{c,z}$	instabilitetsfaktor
$k_{crit}$	faktor brukt for sideveis utknekking/stabilitet
$k_{cr}$	oppsprekningsfaktor til bruk for å bestemme skjærmotstand
$k_{def}$	deformasjonsfaktor
$k_h$	høydefaktor
$k_{mod}$	fasthetsfaktor for lastvarighet og klimaklasse
$k_m$	faktor som tar hensyn til omfordelingen av bøyepenninger i et tverrsnitt
$l_k$	Knekk lengde
$L_{cr}$	Knekk lengde
$L_{eff}$	Lengde på sveis
$N_{b,Rd}$	Dimensjonerende kapasitet ved bøyeknekking for en stav med sentrisk trykk
$N_{cr}$	Kritisk kraft for bøyingsknekking (Eulerlast)
$N_{Ed}$	Dimensjonerende aksialkraft
$N_{Rd}$	Dimensjonerende verdi for kapasitet mot aksialkrefter
$v_b$	basisvindhastighet
$v_{b0}$	referansevindhastighet
$w$	nedbøying
$W_y$	motstandsmoment om den sterke aksen
$W_z$	motstandsmoment om den svake aksen

# 1 Innledning

## 1.1 Prosjektet

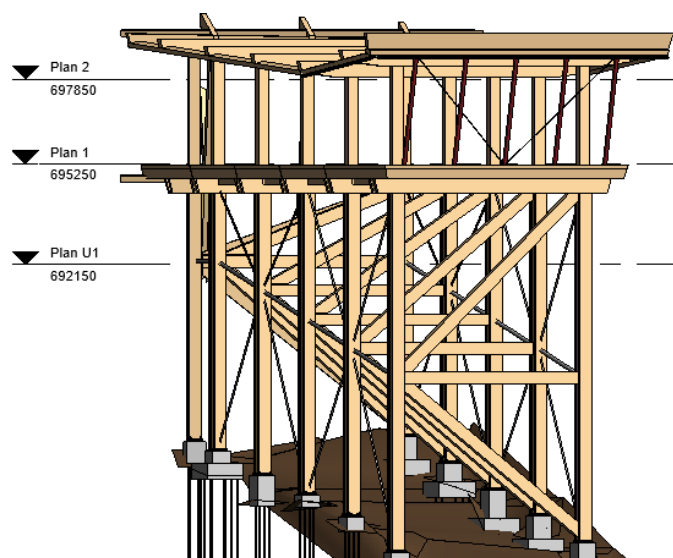
### 1.1.1 Problemstilling/Oppgavebeskrivelse

#### Hovedmål

Denne oppgaven tar for seg et bæresystem i limtre, og sammenligner det med et tilsvarende i stål. Det tas utgangspunkt i festsalen i Eggen Restaurant, som vist i figur 1, med tegningsgrunnlag gitt av Nordplan. Hensikten med oppgaven er å dimensjonere rammekonstruksjonen i limtre, og forsøke å optimalisere den samme konstruksjonen i stål. I tillegg skal det sees på forskjeller i CO<sub>2</sub>-avtrykk ved bruk av stål kontra limtre som materiale i hovedkonstruksjonen, når alt av bygningsmaterialer skal flys med helikopter til 708moh.

#### Delmål

Underveis i oppgaven er det ønskelig for gruppen å finne kritiske snitt i konstruksjonen og kontrollere disse for opptredende spenninger og forskyvninger i henhold til gjeldende regelverk. Det skal også sees på knutepunkter med rotasjonsstivhet og dimensjonere disse i limtre og stål. Gruppen skal anskaffe seg større erfaring med dimensjonering etter norsk standard, bruk av dimensjoneringsprogrammet Focus Konstruksjon, samt tegneverktøyet Revit.



Figur 1: Festsal konstruksjon

### 1.1.2 Nordplan AS

Nordplan er det største uavhengige arkitekt- og konstruksjonsmiljøet mellom Bergen og Trondheim, og ble etablert i 1987 [1]. Hovedkontoret ligger på Nordfjordeid, med avdelingskontor i Førde, Ålesund og Vågå. Som et tverrfaglig miljø med lokal forankring, tilbyr Nordplan design-, plan- og prosjekteringstjenester både til offentlige og private kunder. Under slike oppdrag tilbys det teknisk og arkitektfaglig rådgivning, fra idé til ferdig bygd anlegg.

I Romsdalsgondolen-prosjektet har Nordplan hatt ansvar for konstruksjon og konstruksjonsdesign. Selskapet har satset mer innenfor denne type prosjekter de siste årene, og har opparbeidet seg en slags spesialkompetanse innenfor gondol- og pendelbaneanlegg. Ettersom Nordplan ønsker å være uavhengig ovenfor andre parter som entreprenører, leverandører osv, så har de et tett tverrfaglig samarbeid mellom de ulike fagområdene. Dette skaper gode og robuste løsninger, og ser til at interessene til kunden er sikret [1].

### 1.1.3 Oppbygging/framgangsmåte

Nordplan har gitt gruppen tilgang på deres 3D-modell for Eggen Restaurant i Romsdalen. Dette er blitt brukt videre som utgangspunkt for dimensjoneringen, og har spart gruppen for mye tid innen modellering. Før dimensjoneringsdelen blir det lagt frem hvilke lover og forskrifter som ligger til grunn for prosjekteringen, litt om de ulike materialene, samt informasjon om studieobjektet og laster.

Hoveddelen i oppgaven kommer etter dette, og er delt inn i to deler:

- Del 1: Dimensjonering av bæresystemene
- Del 2: Sammenligning av bæresystemene

I del 1 dimensjoneres de to bæresystemene for å se om de oppfyller kravene som settes i tilhørende standarder. Her blir det blant annet dimensjonert søyler, bjelker og konstruksjonsdetaljer. Denne delen legger også grunnlaget for sammenligning av de ulike bæresystemene som kommer i del 2. Denne delen består altså av en vurdering og drøfting rundt bæresystemene, samt materialene som er tatt i bruk i oppgaven. Her blir det lagt vekt på miljø, herunder CO<sub>2</sub>-avtrykk både for materialene og bruken av helikopterfrakt, materialenes egenskaper, estetikk og arbeidsmiljø. Siste del av oppgaven består av en refleksjon og en konklusjon av det som er gjennomgått i oppgaven.

## 1.2 Studieobjektet

### 1.2.1 Beskrivelse av bygget

Rapporten tar utgangspunkt i Festsalen i Eggen restaurant, som er en del av et ferdig oppført restaurantbygg på toppen av Romsdalsgondolen. Festsalen, vist i Figur 2, ligger på toppen av byfjellet Nesaksla og har 270 graders utsikt over Åndalsnes, Romsdalsfjorden, Isterdalen og retning Isfjorden. Siden bygget står 708 moh uten veiforbindelse til toppen, er det benyttet helikopter for å frakte materialer til byggestedet. Materialene er i stor grad levert som byggesett, og til Festsalen innebærer dette store limtre-elementer. Disse delene er satt sammen med en presisjon på fem millimeter og veier alle under 3600 kg, da dette er den maksimale kapasiteten til helikopteret [2]. I følge vedlegg G - I har hele restauranten et areal på ca 600kvm, hvor Festsalen utgjør 115kvm av dette.



Figur 2: Bilde av festsal. Foto: Arve Brekkhus.

### 1.2.2 Forutsetninger og begrensninger

I oppgaven er det gjort begrensninger for både ytre laster og antall kritiske punkter som dimensjoneres. Romsdalsgondolen er utsatt for en rekke forskjellige vindsituasjoner, og det er her forsøk å finne den situasjon som gir størst ytre last og verst kombinasjon for brudd- og bruksgrense. For transport av materialer forutsettes det at oppgitte verdier per enhet er gyldige fram til lastesone for helikopter, og at lastekapasitet ikke påvirkes særlig av formfaktorer på bygningselementer. I oppgaven dimensjoneres det et kritisk snitt for en søyle og en bjelke i rammekonstruksjonen, i både stål og tre. Dermed sammenlignes CO<sub>2</sub>-avtrykket for de to materialene.

## 2 Teoretisk grunnlag

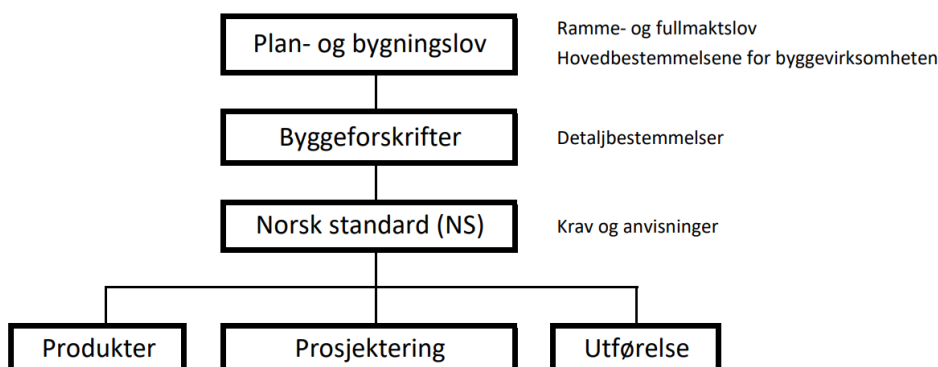
### 2.1 Regelverk

#### 2.1.1 Lover og forskrifter

Et system av lover og forskrifter er essensielt for å sikre at konstruksjoner er sikret mot sammenbrudd og alvorlige skader, både på personer, miljøet og økonomi. Derfor er det utviklet og fastsatt et hierarki av lover og forskrifter for byggenæringen slik at dette blir ivarettatt.

Plan- og bygningsloven (pbl) bestemmer hvordan landets arealer skal brukes og reguleres, og er den viktigste loven for bygge- og anleggsvirksomheten [3]. Hensikten er å fremme bærekraftig og effektiv utvikling av arealbruk og bebyggelse, samt sikre forsvarlig utførelse. I tillegg til plan- og bygningsloven er det ulike forskrifter som må følges, blant annet Byggteknisk forskrift (TEK17) og Byggesaksforskriften (SAK). Disse forskriftene utfyller plan- og bygningsloven, og gir både funksjonskrav, stiller tekniske krav og utdyper byggesaksbehandlingsprosessen [4].

Figur 3 viser hvordan lover, forskrifter og anvisninger er rangert, slik at det overordnede kravet ivaretas [5].



Figur 3: Hierarki av lover og regelverk

#### 2.1.2 Norsk standard

Norsk Standard (NS) fastsettes og utgis av Standard Norge, som de eneste i landet. Som medlem i den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN), forpliktet Norge å implementere alle europeiske standarder og fastsette de som Norsk Standard [6]. Dette tilsier i tillegg at Norges interesser blir ivarettatt i utarbeidelsen av internasjonale standarder. Tittelen på norske standarder gis av en bokstavkode og et tall, hvor bokstavkoden viser hvordan standarden er utviklet. Gjennom oppgaven er det brukt NS-EN, som er standarder utviklet i Europa (CEN) og fastsatt som Norsk Standard [6].

## **Eurokode**

Standardene som blir fulgt til konstruksjonsformål kalles Eurokode, og er en serie standarder for prosjektering av byggverk og dokumentasjon av produkters bæreevne/styrke [7]. Eurokode eksisterer for ulike materialer, produkter og konstruksjonstyper, og dokumenterer egenskaper og utførelse. Totalt eksisterer det ti Eurokoder som er Norsk Standard, med 58 underdeler i hele serien. I hver enkelt eurokode følger det et nasjonalt tillegg (NA) som tar for seg nasjonale bestemmelser [7]. Dette kommer bak alle de felles prosjekteringsreglene i Europa, som gis i Eurokoden. Dersom metoder og utførelser i prosjekteringen er i samsvar med Eurokodene, og de nasjonale tilleggene, kan reglene i pbl og TEK anses som oppfylt [7].

Nedenfor følger de aktuelle Eurokodene benyttet i oppgaven.

- NS-EN 1990 – Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1991 – Eurokode 1: Laster på konstruksjon
- NS-EN 1992 – Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
- NS-EN 1993 – Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner
- NS-EN 1995 – Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner

### **2.1.3 Byggforskserien**

Byggforskserien brukes til prosjektering, utførelse og forvaltning av bygninger, og gir dokumenterte løsninger og anbefalinger [8]. Direktoratet for byggkvalitet (DiBK) anbefaler å bruke Byggforskserien som dokumentasjon i byggesaker og til generell kompetanseutvikling, men er ikke et lovverk. Løsningene i Byggforskserien oppfyller kravene i Byggteknisk forskrift (TEK) samt andre lover og forskrifter, og er en god rettesnor for god byggeskikk og håndverksmessig utførelse [8]. Serien utvikles og utgis av SINTEF, og er basert på resultater av forskning og utvikling.

## 2.2 Materialer

### 2.2.1 Limtre

#### Generelt

Limtre er et bearbejdet treprodukt, og består av minst to lameller, bord eller planker av barvirke [9]. Lamelltykkelsen skal være mellom 6 og 45mm, og fiberretningen er nødt til å sammenfalle med retningen til komponenten. Ved å benytte lameller som er fingerskjøtte av styrkesortert virke, får man muligheten til å produsere bjelker i varierende størrelse og form. Limtre har en rekke egenskaper som oppnås gjennom måten det produseres, og har blant annet stor styrke i forhold til vekt [9].

#### Produksjon

Råmaterialet som benyttes til limtre er konstruksjonsvirke som er blitt styrkesortert, og er vanligvis virke av gran i norden [9]. Etter råmaterialet er kappet til lameller må det tørkes slik at fuktigheten ligger på mellom 6 og 15%. Forskjellen i fuktighet mellom lamellene som limes til hverandre må ikke overstige 5%, da dette gir limfugen optimal styrke samtidig som at det ikke oppstår uheldige sprekkdannelse i treverket [9].

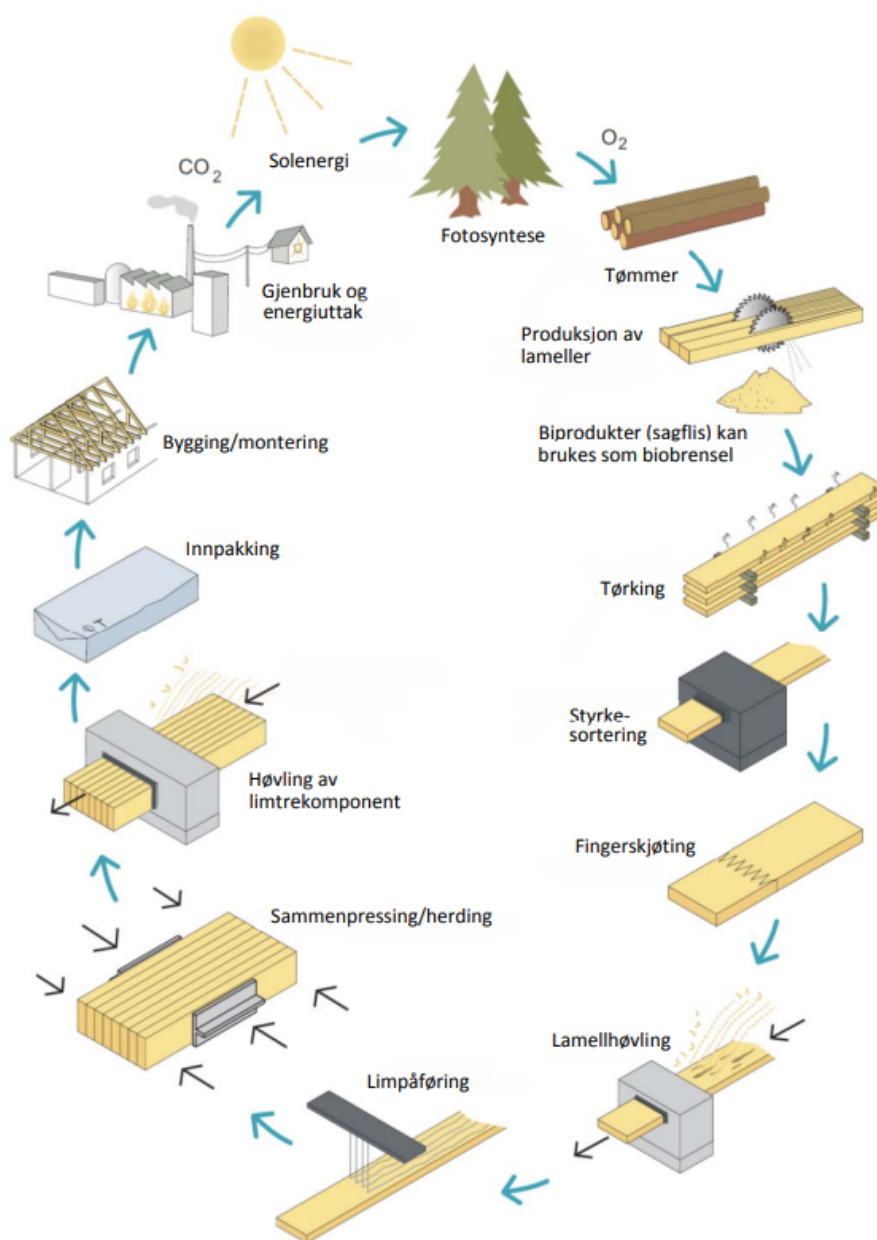
Det vanligste er å benytte kombinert limtre, hvor lamellene med høyest styrkeklasse ligger ytterst ettersom de største påkjenningene vanligvis befinner seg her. I homogent limtre benyttes lameller av samme styrkeklasse i hele tverrsnittet, men dette utnytter ikke trevirket like godt som kombinert limtre [9].

For å tilpasse lengdene av lamellene etter ønsket bjelkelengde benyttes det en teknikk som kalles fingerskjøting, hvor det freses ut spor og limes sammen. Etter dette har herdet blir lamellene høvlet, og limt sammen. Kjernesiden ligger samme vei i hele tverrsnittet for å minske de indre spenningene, mens de ytterste lamellene limes med kjernesiden ut. Etter limet er påført blir limtrekomponenten sammenpresset, og ligger til herding under kontrollerte fukt- og temperaturforhold [9].

Når herdeprosessen er ferdig blir overflaten til limtrekomponenten høvlet, og bearbejding som renskjæring, hulltaking og forboring blir gjort. Deretter kontrolleres og merkes produktet, før de blir pakket inn og transportert [9].

Produksjon av limtre utføres på omtrent samme måte hos alle produsenter, og er illustrert i figur 4.

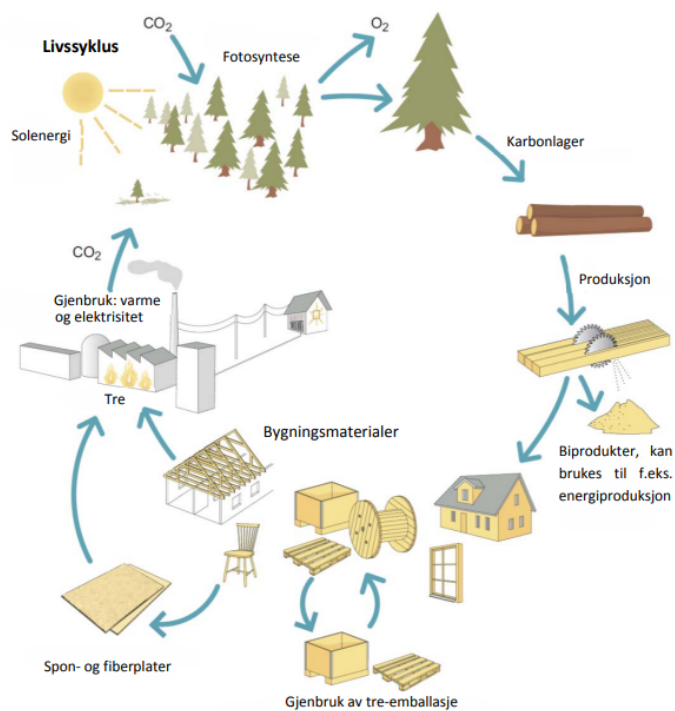




Figur 4: Produksjon av limtre. Illustrasjon: Limtreboka [9].

### Livsløpet til limtre

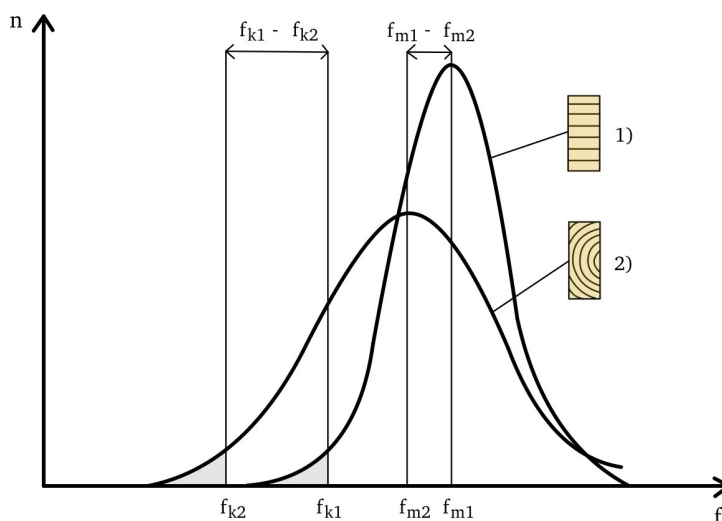
Produksjon av limtre krever lite energi, og trematerialet binder karbon frem til det eventuelt brennes [9]. Limet som benyttes er ikke fornybart, men utgjør likevel en så liten mengde at det ikke har særlig innvirkning. Påvirkningene til produktet i løpet av dens levetid er uttrykt i en EPD, utgitt av produsentene av produktet. Denne tar for seg de ulike fasene av livsløpet til limtre, som vist i figur 5.



Figur 5: Livløp til limtre. Illustrasjon: Limtreboka [9].

### Egenskaper

Grunnet kombinasjonen av trematerialets gode fasthetsegenskaper og moderne limingsteknikk, så er limtre ansett som et høyt kvalifisert konstruksjonsmateriale [9]. Sammenlignet med vanlig konstruksjonsvirke så har limtre høyere styrke i forhold til egenvekt, og mindre spredning i styrkeegenskapene som vist i figur 6. At limtreet har høy styrke i forhold til egenvekten gjør det blant annet mulig å oppnå bjelker med store spennvidder.



Figur 6: Limtre og konstruksjonsvirke, styrke

Under følger en liste med flere egenskaper ved materialet:

- Et utseende som tiltaler de fleste, og som gir et verdifullt bidrag til både det indre og ytre miljø.
- Duktil oppførsel, kan oppta store forskyvinger uten å ta skade.
- Små tilvirkningstoleranser og høy formstabilitet ved normal temperatur og fuktighet.
- Høy brannmotstand. Er ofte et krav i bygninger der det oppholder seg mange mennesker.
- Gode varmeisolerende egenskaper. Dette reduserer effekten av kuldebruer, samt risikoen for kondens.
- Lav egenvekt. Er med på å redusere transport- og montasjekostnader, og gir bedre pris og utførelse av fundamenter.
- God bestandighet mot kjemiske prosesser.
- Fleksibel produksjon. Dette gjør det mulig å produsere krumme komponenter, ofte til en lavere kostnad enn for andre materialer.

## 2.2.2 Konstruksjonsstål

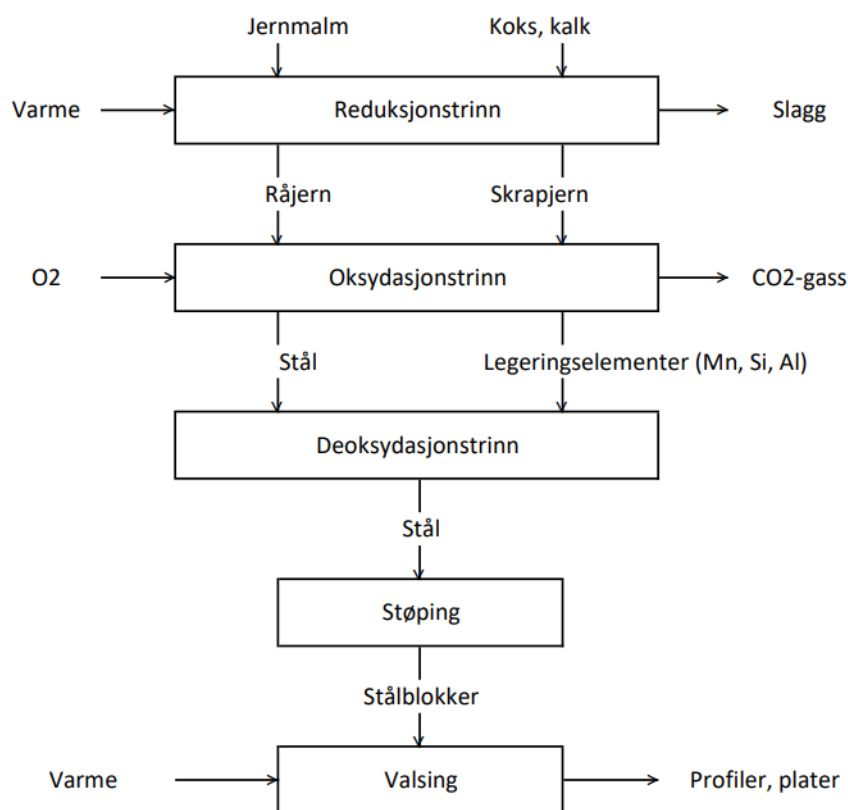
### Generelt

Stål er legeringer av jern opptil 2,1% karbon, og konstruksjonsstål inneholder flere legeringsselementer [5]. Det er trolig det mest allsidige konstruksjonsmaterialet, grunnet ulike typer stål med et bredt spekter av egenskaper som kan tilpasses ulike bruksområder [10].

### Produksjon

Stålproduksjon består av fem trinn, og er illustrert i figur 7. Produksjonen av råjern foregår i reduksjonstrinnet, hvor jernmalm, koks og kalkstein tilsettes en masovn der forvarmet luft blåses inn. Dette fører til at jernoksid reduseres, og oksygenet som frigjøres reagerer med karbon som danner CO og CO<sub>2</sub> [5]. Råjernet inneholder tre til fem % karbon på slutten av denne prosessen. Her bestemmer kalken slaggets egenskaper, mens koksen er til for reduksjonsprosessen.

I oksidasjonstrinnet blir karboninnholdet redusert ved at oksygen tilsettes det flytende råjernet, og på denne måten dannes det CO<sub>2</sub>-gass. Videre blir stålet tilsatt legeringselementer i desoksydasjonstrinnet, for å kontrollere poredannelser når stålet størkner. Poredannelsene oppstår på grunn av gassdannelsen som fortsetter under nedkjølingen av stålet, da det smeltede stålet fra oksydasjonsprosessen inneholder store mengder oksygen. Utstøpingen av stålblokker foregår etter denne prosessen, og til slutt blir disse valset til profiler og plater i ønskede tverrsnitt [5].



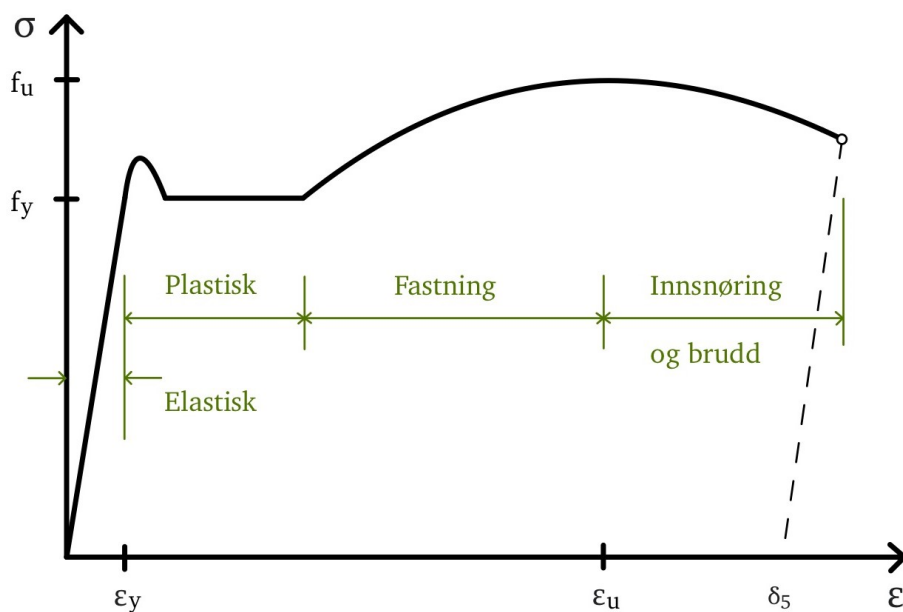
Figur 7: Stålproduksjon

## Livsløpet til stål

Stålindustrien står for syv prosent av det totale CO<sub>2</sub>-utslippet i verden, hvor det er produksjonen som er svært energikrevende og utgjør det største problemet [11]. Samtidig er stål fullstendig resirkulerbart, og faktisk verdens mest resirkulerte produkt [11]. Skrapstålet kan gjenvinnes og smeltes om i nye former og til nye formål, noe som medfører store CO<sub>2</sub>-utslipp. I andre tilfeller kan bjelkene og søylene demonteres og benyttes andre steder uten å smeltes om, ettersom stål er svært motstandsdyktig, og gir svært lave utslipp [11].

## Egenskaper

De viktigste materialparametrene for stål er flytespenningen  $f_y$ , strekkfastheten  $f_u$  og bruddforlengelsen  $\delta_5$ , og er vist i figur 8. Flytespenningen angir når materialet endrer seg fra elastisk til plastisk oppførsel, og dermed når deformasjonene vil være reversible (elastisk) eller permanente (plastisk). Strekkfastheten angir hvilke spenninger materialet tåler før det går til brudd, og bruddforlengelsen gir den prosentvis forlengelsen ved brudd [12].



Figur 8: Arbeidskurve og definisjon av materialparametre

En bakdel er at stål får lavere E-modul og flytespenning ved 400°C, og konstruksjoner i stål er utsatt ved brann dersom ingen tiltak er gjort.

Under følger en liste med flere materialegenskaper:

- Stålet har god formbarhet og lang levetid.
- God strekkfasthet og høy flytespenning.
- Rustfritt stål har god bestandighet mot korrosjon.

- Kort byggetid, og rask montasje på grunn av prefabrikering.
- Kan oppnå store spennvidder med slanke tverrsnitt.
- Høy styrke i forhold til vekt.
- Ingen oppsprekking, svelling, krymping osv.

### 2.2.3 Utslipp

Menneskeskapt utslipp av karbondioksid ( $\text{CO}_2$ ) regnes som en klimaversting, ettersom økningen av  $\text{CO}_2$  i atmosfæren er med på å forsterke drivhuseffekten. Dette fører til klimaendringer på jorden, og fører med seg en rekke negative konsekvenser. Samtidig som mengden utslipp må reduseres, er det en livsnødvendig klimagass. Forbrenning av fossile brensler, samt avskoging, er to områder hvor mennesket kan påvirke utslippet, og dette er det spesielt viktig at byggenæringen tar tak i og prøver å påvirke.

$\text{NO}_x$  er en fellesbetegnelse for nitrogenoksidene  $\text{NO}$  og  $\text{NO}_2$ , og står for en stor del av bestanden skadelig luftforurensning [13]. Nitrogenoksidene dannes i forbrenningsprosesser der luft reagerer med brennbare stoffer ved høy temperatur, for eksempel i bensin- og dieselmotorer [14]. Mengden øker i tillegg med temperaturen i motoren, og i Norge kommer disse utslippene hovedsakelig fra transport.

Utslippet av  $\text{NO}_x$  kan ha en rekke skadeeffekter, blant annet:

- Bidrar til luftveislidelser
- Dannelse av bakkenært ozon som er skadelig for både mennesker og vegetasjon
- Surt nedbør som er skadelig for økosystemer og vegetasjon

I tillegg til dette kan også bakkenært ozon og surt nedbør skape skader på materialer og bygninger [13]. Utslipp av  $\text{NO}_x$  er hovedsakelig et lokalt/regionalt problem, men kan også fraktes med luftstrømmer over lengre avstander. Denne type utslipp er en del av den synlige luftforurensningen kalt smog, og spesielt i byer hvor det er mye lokalt utslipp kan dette føre til helseskadelige problemer for innbyggerne [13]. Nettopp derfor er det fordelaktig å få ned bruken av helikopter i et slikt prosjekt, og dermed også redusere utslippet.

## **2.3 Laster**

### **2.3.1 Egenlast**

Egenlaster for konstruksjoner innebærer faste, permanente installasjoner, og angis ved en enkel karakteristisk verdi [15]. Disse beregnes på bakgrunn av dimensjoner, samt verdiene for tetthet til de ulike materialene. Verdiene som brukes for å finne egenlaster kan enten finnes i for eksempel Byggforskserien, eller mer detaljert ved å benytte verdier angitt av produsentene for det enkelte produktet.

### **2.3.2 Nyttelast**

Nyttelaster på konstruksjoner er laster som oppstår under bruk, og klassifiseres som variable og frie påvirkninger [15]. Disse oppgis etter Eurokode 1, og omfatter personers normale bruk, møbler og bevegelige gjenstander, kjøretøy og situasjoner som sjeldent oppstår. Nyttelastene oppgis her som jevnt fordelte laster eller punktlaster, eller som en kombinasjon av disse. For arealer som benyttes til ulike formål med ulike lastkategorier skal det dimensjoneres med hensyn på det ugunstigste lasttilfellet. I tilfeller der nyttelaster virker samtidig som andre variable påvirkninger, kan den totale nyttelasten betraktes som en enkelt påvirkning [15].

### **2.3.3 Snølast**

Snølasten er vekten en konstruksjon utsettes for på grunn av snø, og beregnes etter NS-EN 1991-1-3: Allmenne laster, Snølaster. Denne fastsettes på bakgrunn av blant annet hvilken kommune konstruksjonen er plassert i, høyden over havet på byggested og byggets takutforming.

### **2.3.4 Vindlast**

Vindlasten er vekten en konstruksjon utsettes for på grunn av vind, og beregnes etter NS-EN 1991-1-4: Allmenne laster, Vindlaster. I likhet med snølasten så fastsettes vindlasten på bakgrunn av hvilken kommune konstruksjonen er plassert i, samt topografien i området rundt, byggets plassering osv.

## 2.4 Programvare

### 2.4.1 Microsoft Teams

Microsoft Teams er en samarbeidsplattform som kombinerer filagring, videomøter og chat. Dette gjør det enkelt for en gruppe å samarbeide, ettersom alle filene er tilgjengelig for alle gruppelemmene til enhver tid. I tillegg kan flere samarbeide inne på de samme filene samtidig. Gruppen har hatt god nytte av denne plattformen underveis i oppgaven for å systematisere filer, tegninger, møtereferat og timelister.

### 2.4.2 Jupiter Notebook

Jupiter Notebook er et verktøy for å skrive matematiske formler som datakoder i dataspråket Python. Dette er brukt for å beregne snø- og vindlaster, samt andre faktorer som er avhengig av utregning. Python er et språk som er lett forståelig og intuitivt, og gir gruppen mulighet til å oppdatere inngangsverdiene og gjøre utregninger lett.

### 2.4.3 Focus Konstruksjon

Focus Konstruksjon er et FEM analyseprogram som benytter elementmetoden for beregning i 2D og 3D [16]. Programmet kan benyttes til å modellere både enkle og kompliserte konstruksjoner, og kan kjøre analyser i henhold til Eurokodene med tilhørende nasjonale tillegg for Norge. På bakgrunn av dette har gruppen valgt å bruke programmet til beregning av lastvirkningsdiagram, samt kontroll av tverrsnittskapasiteter.

### 2.4.4 Autodesk Revit

Autodesk Revit er et modelleringsprogram i 3D for tegning av bygg og anlegg. Et komplett BIM verktøy, for visualisering, prosjektering, analyse, tidligfase design og mer. I oppgaven har gruppen brukt programmet til å gjennomgå 3D-modellen gitt av Nordplan, samt tegne enkelte av vedleggene.

### 2.4.5 IDEA StatiCa

Idea Statica er en programvare som brukes for strukturell design og analyse av konstruksjoner. Programvaren spesialiserte seg på beregning og verifisering av forbindelser, tverrsnitt og detaljer i konstruksjoner. Ved bruk av programvaren har ingeniører muligheten til å utføre avanserte analyser og simuleringer for å sikre at konstruksjonen er trygg, effektiv og i samsvar med gjeldende regelverk og standarder. Slik som i oppgaven brukes den ofte innenfor stålkonstruksjoner, i tillegg til betongkonstruksjoner.



## 3 Dimensjonerings- og prosjekteringsgrunnlag

### 3.1 Karakteristiske laster

#### 3.1.1 Egenlast

Karakteristiske verdier for egenlast er hentet fra Byggforskserien [17]. For egenlast til taket er det valgt takteking, og det antas «Lette plater (takpanner) og med undertak av folie, fiberplater e.l.» som gir en egenlast på  $0.5 \text{ kN/m}^2$ . For gulv er det antatt massivtredekker (Parkett på parkettunderlag, golvplate, flytesjikt av tung mineralull (20 mm + 130 mm)), som gir en egenlast på  $1,2 \text{ kN/m}^2$ . I festsalen er det ingen vegger annet enn vinduer, og det antas «Energiglass, 3 lag1), 4 mm» med en egenlast på  $0,3 \text{ kN/m}^2$ . Tabell 1 gjengir disse verdiene på en oversiktlig måte.

Bygningsdel	Egenlast [ $\text{kN/m}^2$ ]
Tak	0,5
Gulv	1,2
Vegger	0,3

Tabell 1: Karakteristiske egenlaster

#### 3.1.2 Nyttelast

Karakteristiske verdier for nyttelaster er hentet fra NS-EN 1991 – Eurokode 1. Det er tatt utgangspunkt i brukskategori C1 fra tabell 6.1, som omfatter arealer med bord osv., f.eks. i skoler, kafeer, restauranter, spisesaler, leserom, resepsjoner osv. For nyttelast på gulv, balkonger og trapper i bygninger er karakteristiske verdier definert i tabell NA.6.2. Det antas at taket kun er til ankomst ved vedlikehold og reparasjon, og dermed benyttes kategori H for belastet område. For nyttelast på tak er karakteristiske verdier dermed definert i tabell NA.6.3.4.2. De karakteristiske nyttelastene benyttet i oppgaven er listet opp i tabell 2.

Bygningsdel	$q_k$ [ $\text{kN/m}^2$ ]	$Q_k$ [ $\text{kN/m}^2$ ]
Gulv, balkonger, trapper	3,0	4,0
Tak	0,75	1,5

Tabell 2: Karakteristiske nyttelaster

### 3.1.3 Snølast

Snølaster skal dimensjoneres etter EK1-3 på følgende måte:

(a) for vedvarende/forbigående situasjoner

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (1)$$

der:

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

(3) Formfaktorer for tak i 5.3.2 (pulttak), 5.3.3 (saltak) og 5.3.4 (sagtak) er gitt i tabell 5.2

$$\mu_1(\alpha) = \mu_2(\alpha) = 0.8 \quad (2)$$

Dersom høyden over havet  $H > H_g$  bestemmes:

$$s_k = s_{k0} + n\Delta s_k \quad (3)$$

der:  $\Delta s_k$  for kommunen er gitt i tabell NA.4.1(901)

$n = (H - H_g)/100$ , der n avrundes oppover til nærmeste heltall

Dersom beregnet  $s_k > s_{k,max}$  settes  $s_k = s_{k,max}$

$s_{k,max} = (-)$ , (ingen verdi for øvre grense)

$$n = \frac{680 - 150}{100} \simeq 6$$

EK1-3 Tabell NA.4.1(901):  $s_{k0} = 4.5kN/m^2$

$$s_k = s_{k0} + n \cdot \Delta s_k = 4.5 \cdot 6 \cdot 1.0 = 10.5kN/m^2$$

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

$$s = 0.8 \cdot 0.8 \cdot 1.0 \cdot 10.5kN/m^2 = 6.72kN/m^2$$

Karakteristisk verdi for snølast er  $6.72 kN/m^2$

### 3.1.4 Vindlast

EK1-4 pkt 3.1(1): Vindpåvirkninger varierer med tiden og virker som trykk direkte på de utvendige flatene av en lukket konstruksjon. På grunn av utetthet i de ytre overflatene virker de også indirekte på de innvendige flatene. De kan også virke direkte på de indre overflatene i åpne konstruksjoner. Vindtrykk virker på områder av overflaten og resulterer i krefter normalt på overflaten av konstruksjonen eller på de enkelte kledningsselementer. Når vinden stryker over store områder av konstruksjonen, kan i tillegg friksjonskrefter som virker tangentielt på overflaten, være betydelige.

I modelleringen er det satt inn følgende faktorer:

$$z = 13.9 \text{ m}$$

$$v_{b0} = 28 \text{ m/s}$$

Terrengruhetskategori I

Hastighetsfaktorer for økning av stedsvind, se vedlegg B

For komplett utregning, se vedlegg J

#### Beregnete verdier

- $c_{alt}$ : 1.0
- $c_{dir}$ : 1.0 (retning SV)
- $v_b$ : 28.0 m/s
- $c_{r_z}$ : 1.23
- $c_{0z}$ : 1.76
- Turbulensintensitet: 0.0785
- Middelvind: 60.61 m/s
- Vindkasthastighetstrykk: 3.56 kN/m<sup>2</sup>

#### Utvendige og innvendige formfaktorer

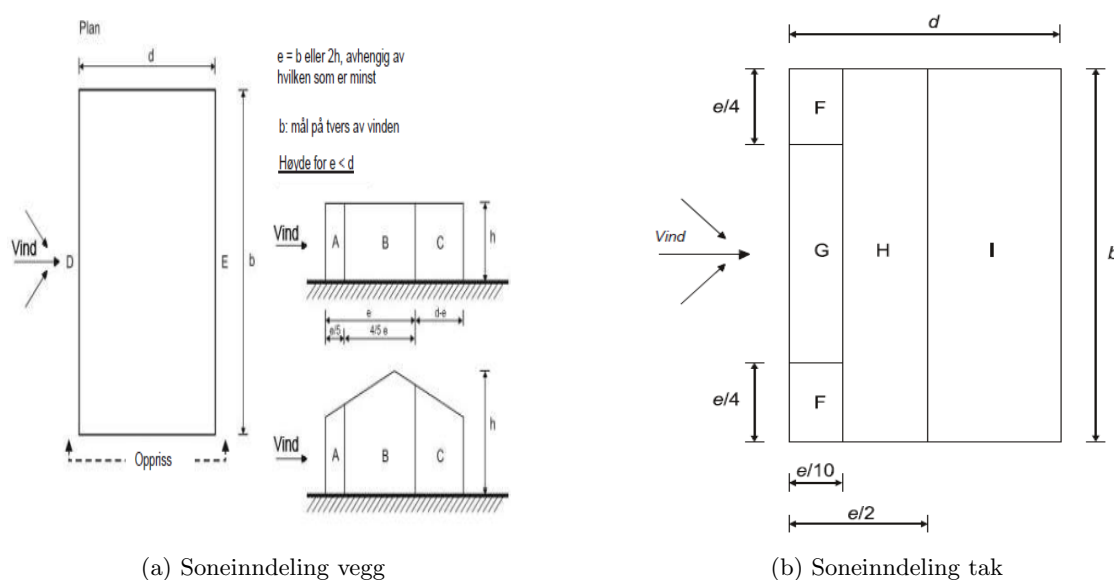
EK1-4 pkt 7.2.9 Innvendig vindtrykk

(1) Innvendige og utvendige vindtrykk skal forutsettes å virke samtidig. Den ugunstigste kombinasjonen av innvendige og utvendige vindtrykk skal vurderes for hver kombinasjon av mulige åpninger og andre lekkasjesteder.

EK1-4 Tabell 7.1 gir anbefalte verdier av utvendige formfaktorer for vertikale vegger i rektangulære bygninger, og tabell 7.2 Utvendige formfaktorer for flate tak gir følgende  $Q_{pe,10}$  og  $Q_{pi,10}$  verdier:

Kraftfaktorer Cpe og Cpi			qp [kN/m <sup>2</sup> ] =	3,56
Sone	Cpe,10	kN/m <sup>2</sup>	Cpi,10	kN/m <sup>2</sup>
A	-1,2	-4,27	-0,9	-3,20
B	-0,8	-2,85	-0,6	-2,14
C	-0,5	-1,78	-0,375	-1,34
D	0,8	2,85	0,6	2,14
E	-0,5	-1,78	-0,375	-1,34
F	-1,8	-6,41	-1,35	-4,81
G	-1,2	-4,27	-0,9	-3,20
H	-0,7	-2,49	-0,525	-1,87
I	0,2	0,71	0,15	0,53

Tabell 3: Vindfaktor Cpe,10 og Cpi,10



Figur 9: Sonehenvisning for Vindfaktor Cpe og Cpi

## Drøfting

Det man kan se fra resultatene er at man får en relativt høy middelvindhastighet, noe som åpner for en del kritiske spørsmål. I hvor stor grad stemmer dette? Kan det stemme at vinden har så høy hastighet? Etter samtale med Nordplan ble det diskutert i hvilken grad beregningene samsvarer med deres simulerte analyse via eksternt firma. Deres beregnede vindhastighet ligger på  $66\text{ m/s}$ , og som en ekstra sikkerhet blir det valgt å legge til 10% på dette igjen. I en undersøkelse av tilgjengelige målestasjoner i området rundt blir det ikke funnet gode nok målinger som kan sammenlignes, i tillegg er standardens framgangsmåte for beregning av vindhastighetstrykk kun veiledende for høyder over 200m, gitt i punkt NA.4.3.3 (901.2.1), og det anbefales at dette vurderes nærmere. Hva som standarden mener med vurderes nærmere er ikke konkret beskrevet, men som ansvarlig

rådgiver bør man gjøre valg slik at man havner på sikker side, slik som Nordplan i dette tilfellet har valgt å legge til en ekstra faktor på 10%.

Vindkasttrykket pr sone i tabell 3 er beregnet med  $c_{dir} = 1.0$  for sørvestlig retning siden dette er dominerende vindfasade på festsalen. For en komplett vurdering bør man lage samme tabell for fasaderetning NV, NØ og SØ. Det gir mer korrekte verdier i en global analyse, noe som diskuteres mer i kapittel 4.1.2.

## 3.2 Materialegenskaper

### 3.2.1 Limtre

#### Fasthetsverdier etter styrkeklasse for limtre

Limtre har utmerkede egenskaper på både styrke og stivhet [9]. På grunn av stor styrke i forhold til vekt, som vist i vedlegg K, har limtre ofte bedre fasthetsverdier per kilo enn det mest brukte konstruksjonsstålet S355. Moderne limingsteknikker og CNC-maskiner gjør limtre til høyt formbart konstruksjonsmateriale med følgende egenskaper:

Egenskap	Symbol	Limtre styrkeklasse			
		GL24c	GL28c	GL30c	GL30h
Bøyefasthet	$f_{m,g,k}$	24	28	30	30
Strekfasthet	$f_{t,0,g,k}$	17	19,5	19,5	24
	$f_{t,90,g,k}$	0,5			
Trykkfasthet	$f_{c,0,g,k}$	21,5	24	24,5	30
	$f_{c,90,g,k}$	2,5			
Skjærfasthet (skjær og torsjon)	$f_{v,g,k}$	3,5			
Rulleskjærfasthet	$f_{r,g,k}$	1,2			
Elastisitetsmodul	$E_{0,g,mean}$	11000	12500	13000	13600
	$E_{0,g,05}$	9100	10400	10800	11300
	$E_{90,g,mean}$	300			
	$E_{90,g,05}$	250			
Skjærmodul	$G_{g,mean}$	650			
	$G_{g,05}$	540			
Rulleskjærmodul	$G_{r,g,mean}$	65			
	$G_{r,g,05}$	54			
Densitet	$\rho_{g,k}$	365	390	390	430
	$\rho_{g,mean}$	400	420	430	480

Figur 10: Styrkeklasser Limtre

Som konstruksjonsmateriale er limtre på mange måter forskjellig fra stål og armert betong. Tre er biologisk og naturlig materiale med høyst varierende egenskaper. Det er et ortotrop material ved at det har forskjellige egenskaper i forskjellige retninger. Tre er dessuten hygroskopisk (vannabsorberende); fuktighetsinnholdet er i stadig variasjon avhengig av den relative luftfuktigheten i omgivelsene [9].

Følgende faktorer har betydning for styrke og stivhet for dimensjonering av limtrekonstruksjoner:

$k_{mod}$  fasthetsfaktor for lastvarighet og klimaklasse

$k_h$  høydefaktor

$b_{eff}$  effektiv bredde

$k_{cr}$  oppsprekningsfaktor til bruk for å bestemme skjærmotstand

$k_{crit}$  faktor brukt for sideveis utknekking/stabilitet

$k_{def}$  deformasjonsfaktor

$k_m$  faktor som tar hensyn til omfordelingen av bøyepeninger i et tverrsnitt

Faktoren  $k_{mod}$  korrigerer de karakteristiske verdiene for effektene av fuktighet og lastvarighet, mens  $k_h$  er en høydefaktor som øker karakteristisk strekkfasthet parallelt med fibrene på grunn av at referansehøyden for limtre ligger på 600mm. Bjelker som har en lavere høyde enn 600mm får derfor høyere strekkfasthet. For å ta hensyn til fuktighetsinnholdets betydning for langtidsdeformasjonene (krypeffektene) innfører EK5-1 en deformasjonsfaktor  $k_{def}$ . Denne faktoren er avhengig av klimaklassen, og benyttes ved beregning av langtidsdeformasjoner.

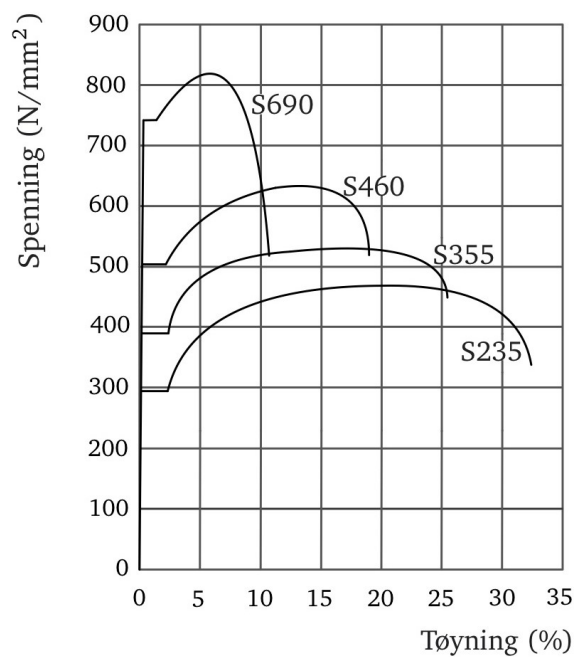
På grunn av oppsprekking som følge av fukt-induserte spenninger (tørking og svelling) anbefaler EK5-1 at det brukes  $b_{eff} = k_{cr} \cdot b$  i utregning av største skjærspenning, der  $k_{cr}$  er en faktor som fastsettes nasjonalt. I Norge har man valgt å sette  $k_{cr} = 0.67$  for limtre i EK5, mens Limtreboka [9] oppgir samme verdi til 0,8. Etter samtale med Tore Tryland hos Moelven Limtre AS kan han oppgi følgende:

”Faktoren  $k_{cr}$  tar hensyn til at skjærkapasiteten til et tverrsnitt kan reduseres som følge av oppsprekking av tverrsnittet. Det betyr at faktoren  $k_{cr}$  er forholdet mellom den effektive bredden en regner med ved dimensjonering og bredden til tverrsnittet. De ulike land kan ha nasjonale tillegg til EK5 med verdier tilpasset erfaringene i landet. At de Nordiske landene benytter  $k_{cr} = 0.8$  betyr at vi har erfaringer som tilsier at vi kan tillate en noe høyere verdi enn standard i EK5. Trevirke er et materiale med forholdsvis stor variasjon. I tillegg påvirkes det av fukt- og temperaturvariasjoner der bevegelsene på tvers av fiberretningen kan føre til oppsprekking av tverrsnittet. Sortering av trevirket er en viktig faktor for å oppnå et mer homogent materiale. I tillegg vil klimavariasjonene over året påvirke graden av oppsprekking. Klimaet i de Nordiske landene betyr at de fleste trær vokser saktere, og det er ikke utenkelig at trevirke med smalere årringer er mer robust.”

Faktoren  $k_m$  er en samme type modifikasjonsfaktor som  $k_{cr}$  for bøyning om sterk eller svak akse. For rektangulære tverrsnitt er faktoren  $k_m = 0.7$  for konstruksjonsvirke og limtre, for alle andre tilfeller er  $k_m = 1.0$  [9]

### 3.2.2 Stål

Konstruksjonsstål S355 er et isotropt materiale som betyr at det er et stoff der oppbyggingen er lik i alle retninger. Det gir samme flytegrense uansett retning på spenningen, i forskjell fra limtre som har forskjellig verdi avhengig av trefibrenes retning. Duktiliteten og bruddforlengelsen for høyfast stål, som S460 til S690, er som vist i figur 11 sterkt redusert i forhold til for eksempel S355. I oppgaven er det dermed benyttet stålsort S355, med tilhørende verdier for materialegenskaper gitt i tabell 4.



Figur 11: Spennings-tøyningsdiagrammer for konstruksjonsstål

Stålsort	S355
Flytespenning, $f_y$	$355 \text{ N/mm}^2$
Strekkefasthet (bruddspenningen), $f_u$	$490 \text{ N/mm}^2$
Materialfaktor, $\gamma_{M0}$ (Tverrsnittskapasitet)	1.05
Materialfaktor, $\gamma_{M1}$ (Stavknekking)	1.05
Materialfaktor, $\gamma_{M2}$ (Skruer- og bolteforbindelser/ Sveiste forbindelser)	1.25
Elastisitetsmodul, $E$	$210\,000 \text{ N/mm}^2$
Skjærmodul, $G$	$81\,000 \text{ N/mm}^2$

Tabell 4: Materialegenskaper for stål

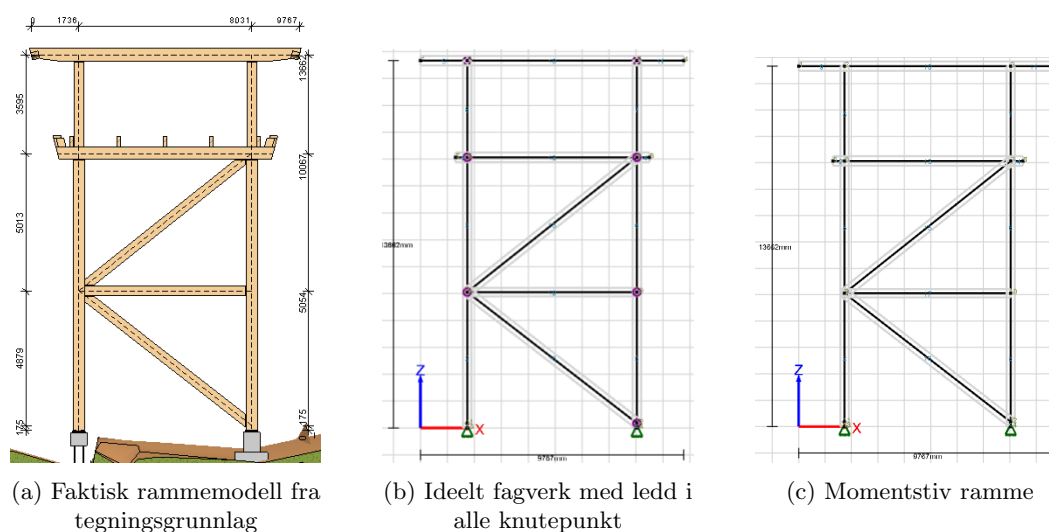


## 4 Del 1: Dimensjonering av bæresystemene

### 4.1 Limtremodell

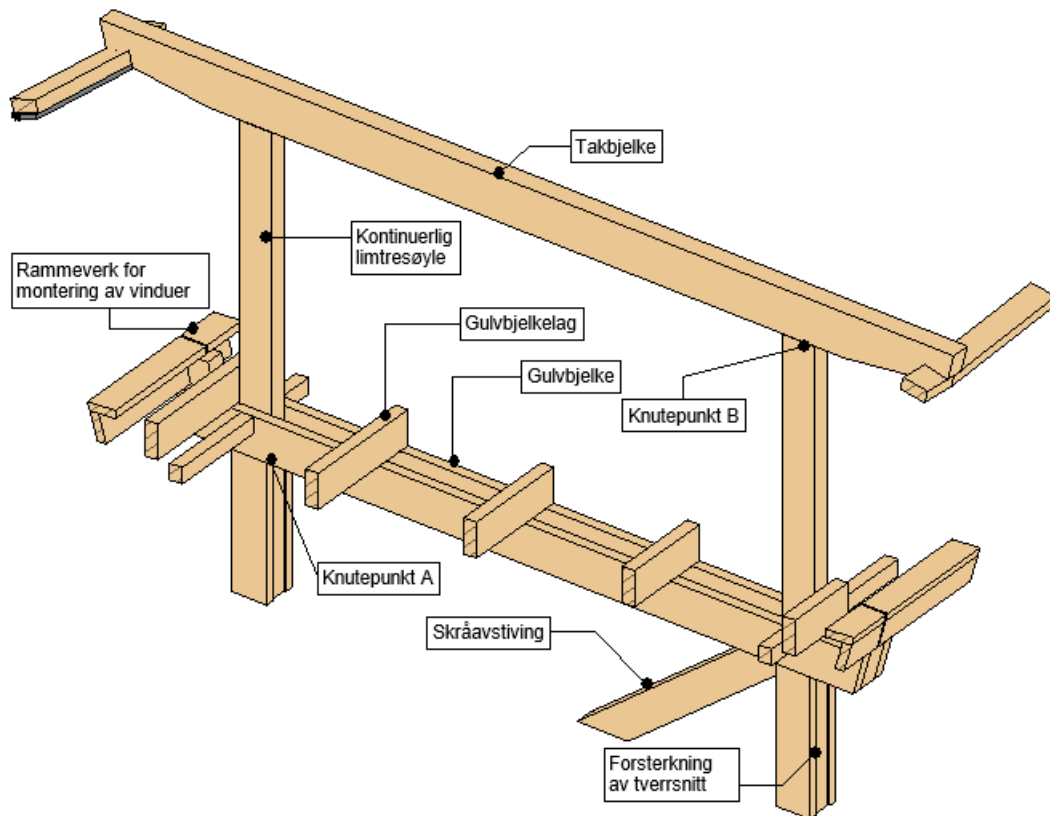
#### 4.1.1 Statisk system

For en trekonstruksjon vil sjeldent det ideelle fagverket være en god og representativ modell. Forbindelser vil som oftest ha en del rotasjonsstivhet, og det vil forekomme rotasjoner og forskyvninger på grunn av glidning i knutepunktene. Limtreboka [9] gir dermed en anbefaling om å gjennomføre to forskjellige beregninger, en ideell statisk modell, og en modell med momentstive knutepunkter som vist i figur 12.



Figur 12: Statisk modell av rammekonstruksjon

For å finne de største påkjenningene for hvert snitt gjøres en sammenligning av begge systemene. I modellering av det ideelle fagverket i figur 12(b) er det viktig å være taktisk for hvordan man modellerer for å unngå sirkulær stivhetsmatrise, som betyr at fagverket ikke er tilstrekkelig avstivet. Fagverket må da avstives ytterligere, men dette unngår man ved å la søylene være kontinuerlige og ha utenpåliggende gulvbjelker, se figur 13 for detalj av utførelsen. I figur 12(c) er det modellert momentstive ledd, og dette stiller større krav til utførelsen av knutepunktet siden høy stivhet tiltrekker seg sterkere krefter.



Figur 13: 3D modell av rammeverk i limtre

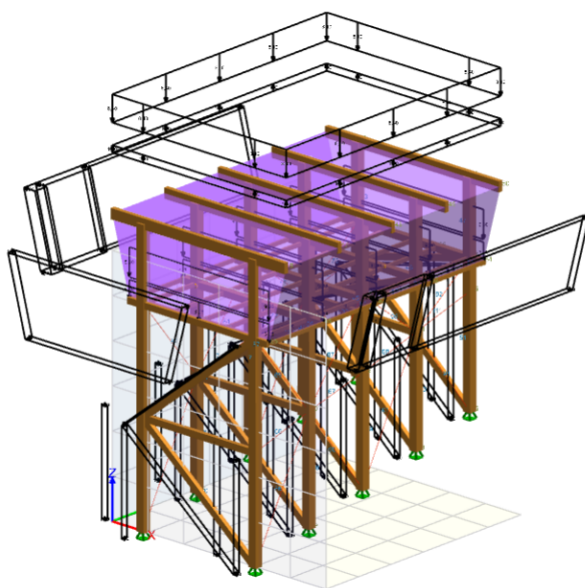
#### 4.1.2 Statikk-analyse i Focus Konstruksjon

For å gjennomføre en komplett analyse med lastbilde modelleres bygget i 3D i rammeprogrammet Focus Konstruksjon. Dette er et program som beregner hovedspenninger i hvert element, samt opplagerkrefter for hvert søylepunkt. Beregning av en slik modell tar veldig mye datakapasitet, og spesielt når alle mulige lastkombinasjoner skal vurderes med ulike intensiteter. Det er forsøkt å gjennomføre veiviser fra programmet for lastkombinasjoner, der programmet setter sammen opptil 150 forskjellige kombinasjoner av egen-, nytte-, snø- og vindlast i brudd og bruksgrense. Dette tar for stor datakapasitet, og det har ikke vært tilgang på kraftig nok PC slik at dette kunne gjennomføres. Det er derfor gjort en antagelse rundt hvilken situasjon som vil gi mest ugunstig påkjenning på konstruksjonen, og disse lastene benyttes videre for dimensjonering av tverrsnitt. Følgende situasjoner er benyttet for brudd- og bruksgrense:

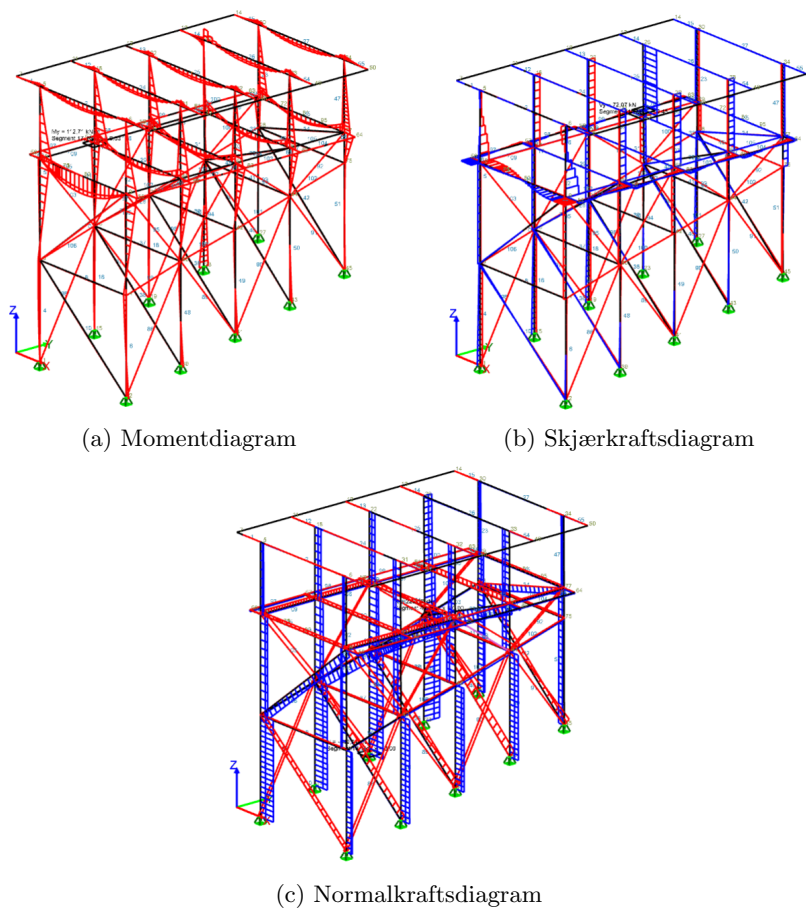
- (1) Brudd:  $1,20 \cdot \text{konstruksjonstygde} + 1,20 \cdot \text{Egenlast påført} + 1,50 \cdot \text{Nyttelast Restaurant} + 1,05 \cdot \text{Snølast} + 0,90 \cdot \text{Vind} - X1$
- (3) Brudd:  $1,20 \cdot \text{konstruksjonstygde} + 1,20 \cdot \text{Egenlast påført} + 1,05 \cdot \text{Nyttelast Restaurant} + 1,50 \cdot \text{Snølast} + 0,90 \cdot \text{Vind} - X1$
- (4) Brudd:  $1,00 \cdot \text{konstruksjonstygde} + 1,20 \cdot \text{Egenlast påført} + 1,50 \cdot \text{Vind} - X1 + 1,05 \cdot \text{Nyttelast}$

Restaurant + 1,05·Snølast

(6) Bruks: 1,00·konstruksjonstyngde + 1,00·Egenlast påført + 1,00·Nyttelast Restaurant + 1,00·Vind  
Y1 + 0,70·Snølast



Figur 14: Komplet lastbilde med vind, snø, nytte- og egenlaster



Figur 15: Lastvirkningsdiagram

## 4.2 Bruddgrensek kontroll for limtre

### 4.2.1 Limtresøyle

For kontroll av søylekapasitet sees det på et snitt like under knutepunkt A på Figur 13, og fra lastvirkningsdiagrammene i figur 15 kan man lese av:

N: -300 kN (Trykk)

$V_y$ : -13 kN

$V_z$ : 10 kN

$M_x$ : 30 kNm

$M_y$ : 30 kNm

$M_z$ : 0 kNm

Det er her både moment, skjær og aksiale trykkrefter, og må derfor kontrollere tverrsnittskapasiteten etter kapittel 6.3.2 pkt (3) i EK5 og søylen for knekking etter pkt. (1) og (2) i EK5.

Fra rammemodell i figur 12(a) blir knekk lengde  $l_k$  om x-og y akse 5013mm, en Eulerstav ettersom det er valgt momentfrie ledd i rammen.

#### Forutsetninger:

Limtre GL30c

Klimaklasse: 3

Partialfaktor for limtre:  $\gamma_M = 1,15$

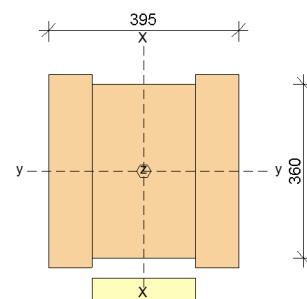
Bredde x dybde = 395 x 360mm (se figur 16 og vedlegg C)

Kontroll etter EK5 pkt 6.3.2(3), ligning (6.23):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} \leq 1 \quad (4)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5)$$

Fotnoter henviser til gjeldende akse. Første ledd i lign (4) gjennomfører kontroll av knekking om valgt akse, og andre og tredje ledd kontrollerer for tilleggseffekten av bøyepening forårsaket av momenter.



Figur 16: Tverrsnitt, k.pkt A

**6.2.4(2)** Verdene av  $k_m$  gitt i 6.1.6 kan anvendes her:

$$k_m = 1.0$$

$$\beta_c = 0.1 \text{ for limtre}$$

### Kontroll av knekking om svak akse

For knekking av søyle er det viktig å avgjøre hvilken akse som er den antatt sterkeste og svakeste. Med samme knekk lengde om begge akser vil en sammenligning av  $I_y$  og  $I_x$  være nødvendig, der laveste verdi angir hvilken akse knekking vil skje om først. Knekk lengden  $L_k$  velges konservativt den samme som systemlengden for søylene, dvs avstand mellom fastholding til fastholding i knutepunktene. Man kan her ved modellering av rotasjonsstivhet i leddene redusere knekk lengden noe, men i praksis brukes ofte systemlengde som knekk lengde. Man holder seg da på sikker side, samt at man unngår kompliserte påkjenninger i knutepunktene.

Tverrsnittets treghetsradius om y-aksen  $i_y$ :

$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \cdot d^3}{12}} = 103.9 \text{ mm} \quad (6)$$

**Slankhet:**

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_z} = \frac{5013 \text{ mm}}{103.9 \text{ mm}} = 48.2 \quad (7)$$

**Relativ slankhet, 6.3.2(1):**

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \frac{f_{c,0,g,k}}{E_{0.05}} = \frac{48.2}{\pi} \frac{24.5}{10800} = 0.73 \quad (8)$$

der  $\lambda_{rel,y} \leq 0.3$  må spenningene tilfredsstille uttrykkene (6.19) og (6.20) i 6.2.4.

(6.19)

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (9)$$

(6.20)

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (10)$$

k-faktorer etter 6.3.2(3):

$$k_y = 0.5(1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0.3) + \lambda_{rel}^2) = 0.79 \quad (11)$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel}^2}} = 0.92 \quad (12)$$

Bruker 2.4.1(1):

**Dimensjonerende trykkfasthet,  $f_{c,0,d}$**

$$f_{c,0,d} = \frac{f_{c,0,g,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = \frac{24.5 \cdot 0.7}{1.15} = 14.91 N/mm^2 \quad (13)$$

der verdien for  $k_{mod}$  er gitt for korttidslast (Ek5, Tabell 3.1).

**Dimensjonerende bøyefasthet,  $f_{m,0,d}$**

$$f_{m,0,d} = \frac{f_{m,g,k} \cdot k_h \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = \frac{30 \cdot 1.05 \cdot 0.7}{1.15} = 19.17 N/mm^2 \quad (14)$$

der  $k_h$  er en faktor for referansehøyde der  $d \leq 600$ mm:

$$k_h = \min\left[\left(\frac{600}{d}\right)^{0.1}, 1.1\right] = 1.05 \quad (15)$$

**Dimensjonerende trykkspenning,  $\sigma_{c,0,d}$**

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{300 \cdot 10^3}{395 \cdot 360} = 2.11 N/mm^2 \quad (16)$$

For å beregne spenningskomponenter i y- og z-retning brukes det en omskriving av bøyespenningsformelen, og elastisk motstandsmoment finnes om y og z-aksen (W) for rektangulære tverrsnitt ved:

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6}, \quad W_z = \frac{h \cdot b^2}{6} \quad (17)$$

**Dimensjonerende bøyespennning,  $\sigma_{m,0,d}$**

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{W} = \frac{6 \cdot 30 \cdot 10^6}{b \cdot d^2} = 3.5 N/mm^2$$
$$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W} = \frac{6 \cdot 30 \cdot 10^6}{d \cdot b^2} = 3.2 N/mm^2$$

$\lambda_{rel,y} \leq 0.3$ , trenger dermed ikke å kontrollere etter inn i lign (6.19).

Setter inn i lign (6.23):

$$\frac{2.11}{0.92 \cdot 14.91} + \frac{3.5}{19.22} + 1.0 \cdot \frac{3.2}{19.22} = 0.50 \leq 1$$

Tverrsnittskapasitet og knekkingskontroll er OK.

#### 4.2.2 Limtrebjelke

For kontroll av bjelkekapasitet sees det på et snitt midt i feltet på figur 13, se også vedlegg C. Fra Focus Konstruksjon er det valgt ut aktuelt snitt, og snittverdier leses av:

$$N_{ed}: -122 \text{ kN (Trykk)}$$

$$V_{yd}: 1.5 \text{ kN}$$

$$V_{zd}: 2.7 \text{ kN}$$

$$M_{xd}: 0 \text{ kNm}$$

$$M_{yd}: 35 \text{ kNm}$$

$$M_{zd}: 2 \text{ kNm}$$

Tverrsnitt B på figur 17 har:

$$\text{Bredde x høyde} = 445 \times 450 \text{ mm}$$

GL30c

Klimaklasse 3

$$k_{mod} = 2.0$$

$k_m$  er 1.0 for kvadratiske tverrsnitt.

Kontroll etter EK5 pkt 6.2.4(1) Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$\sigma_{m,yd} = \frac{M_{yd}}{W_y} = \frac{35 \cdot 10^6}{150 \cdot 10^5} = 2.33 \text{ N/mm}^2 \quad (18)$$

$$\sigma_{m,zd} = \frac{M_{zd}}{W_z} = \frac{2 \cdot 10^6}{149 \cdot 10^5} = 0.13 \text{ N/mm}^2 \quad (19)$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{122 \cdot 10^3}{445 \cdot 450} = 0.61 \text{ N/mm}^2$$

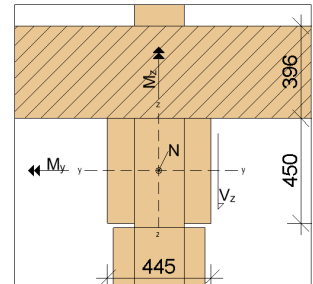
Det er opptredende aksiale trykkrefter i snittet, og bjelken må dermed kontrolleres for knekking.

$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{b \cdot d^3}{12}}{b \cdot d}} = 129.9 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_z} = \frac{6295 \text{ mm}}{129.9 \text{ mm}} = 48.5$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y f_{c,0,g,k}}{\pi E_{0.05}} = \frac{48.5 \cdot 24.5}{\pi \cdot 10800} = 0.74$$

$$k_y = 0.5(1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0.3) + \lambda_{rel}^2) = 0.79$$



Figur 17: Tverrsnitt B for gulvbjelke i ramme 1

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel}^2}} = 0.93$$

Setter inn i lign (6.19):

$$\left(\frac{0.61}{14.91}\right)^2 + \frac{2.33}{19.17} + 1.0 \frac{0.13}{19.17} = 0.13 \leq 1$$

Setter inn i lign (6.23):

$$\frac{0.61}{0.93 \cdot 14.91} + 1.0 \cdot \frac{2.33}{19.17} + \frac{0.13}{19.17} = 0.17 \leq 1$$

På grunn av opptredende skjærkrefter i tverrsnittet må tverrsnittet i tillegg kontrolleres for skjær, selv om disse er relativt små.

NA.6.1.7 Skjær:

$$\tau_d \leq f_{v,d} = \frac{f_{v,g,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = \frac{3.5 \cdot 0.7}{1.15} = 2.13 N/mm^2 \quad (20)$$

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V_{z,d}}{2 \cdot b_{eff} \cdot h} = \frac{3 \cdot 2.7 \cdot 10^3}{2 \cdot 298 \cdot 450} = 0.03 \ll f_{v,d} \quad (21)$$

hvor

$$b_{eff} = k_{cr} \cdot b = 0.67 \cdot 445 mm = 298 mm \quad (22)$$

Tverrsnittskapasitet OK

I denne kontrollen er det sett på ett tverrsnitt midt i et spenn på en fritt opplagt bjelke. Denne framgangsmåten og kontrollen skal gjelde for hele bjelken i dens lengde. Det er kontrollert i snitt der maks bøyemomenter om y- og z-aksen er størst. Fra moment- og skjærkraftdiagrammene på figur 15 finner man at skjærkreftene er størst ved opplagerne. Den samme kontrollen av tverrsnittet gjennomføres også her, med samme metode.



## 4.3 Bruksgrensekontroll for limtre

### 4.3.1 Nedbøying

Deformasjoner av trekonstruksjoner skiller seg fra andre materialtyper på grunn av at den består av to deler, en øyeblikkelig og reverserbar  $w_{inst}$  og en ikke reverserbar  $w_{kryp}$  som skyldes krypeffekter[18].

Ved beregning av deformasjoner er elastisitetsmodulen, og i noen tilfeller også skjærmodulen viktige parametre. De mest nærliggende verdiene å benytte i bruksgrensetilstanden er middelverdiene av disse modulene.

Skjærdeformasjon er sterkt avhengig av forholdet mellom bjelkehøyde  $h$  og bjelkelengde  $l$ . Limtrebjelker har relativt stor høyde i forhold til lengden, og siden skjærmodulen  $G$  (langs fibrene) er vesentlig lavere enn elastisitetsmodulen  $E$  for trevirke, kan skjærdeformasjonene være så viktige at de bør tas med i beregningene.

EK5-1 bestemmer kryp-deformasjonen på grunn av permanent last ved å multiplisere den øyeblikkelige deformasjonen som lasten forårsaker med deformasjonsfaktoren  $k_{def}$ .

$$w_{kryp} = k_{def} \cdot w_{inst} \quad (23)$$

$k_{def}$  er avhengig av klimaklasse, og er henholdsvis 0.6, 0.8 og 2.0 for klimaklasse 1-3. Punkt 7.7.2(2) i EK5-1 definerer endelig nedbøying under en rett linje mellom oppleggene som  $w_{nett,fin}$  som

$$w_{nett,fin} = w_{inst} + w_{kryp} - w_c \quad (24)$$

der  $w_c$  er overhøyden til bjelken hvis den er produsert med dette.

For å kunne bruke bestemmelsene i EK5 er det viktig å dele inn lastene etter hvilken varighetskategori de har. Karakteristisk, hyppig forekommende eller tilnærmet permanent har forskjellige verdi for  $\Psi$ -faktorer, etter tabell A1.1 fra EK0. Kategori for nyttelast avgjør  $\Psi_{0-2}$ , og man har her nyttelastkategori C: arealer hvor personer kan samles. Det gir følgende  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$  og  $\Psi_2$  verdier: [0.7, 0.7, 0.6]

I bruksgrensetilstand gir tabell A1.4 - Dimensjonerende verdier for laster for bruk i lastkombinasjoner kombinasjonene for variable laster - dominerende last, etter varighet:

$$\begin{aligned} \text{Karakteristisk} &: \Psi_0 \cdot q_k \\ \text{Hyppigforekommende} &: \Psi_1 \cdot q_k \\ \text{Tilnærmetpermanent} &: \Psi_2 \cdot q_k \end{aligned} \quad (25)$$

og for permanente laster, ugunstig situasjon

$$\begin{aligned}
 \text{Karakteristisk} &: G_{k,j,sup} \\
 \text{Hyppig forekommende} &: G_{k,j,sup} \\
 \text{Tilnærmet permanent} &: G_{k,j,sup}
 \end{aligned} \tag{26}$$

Dette benyttes videre for å bestemme nedbøying for hvert tilfelle med formelen for maksimal nedbøying i feltet for en fritt opplagt bjelke

$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{\psi \cdot q_k \cdot l^4}{EI} \tag{27}$$

Denne formelen tar kun hensyn til bøyedeformasjoner og ikke skjærdeformasjoner. På grunn av trematerialets lave skjærmodul (G) vil skjærdeformasjoner være viktig å ta hensyn til, i motsetning til stålbjelker der skjærdeformasjoner ofte er neglisjerbare sett i forhold til bøyedeformasjoner. Skjærdeformasjoner er størst relativt sett i korte og høyebjelker som utsettes for store skjærkrefter samt små momenter.

For en fritt opplagt bjelke med konstant rektangulært tverrsnitt er nedbøyingen på grunn av skjærdeformasjoner:

$$w_s = (0.96 \cdot \frac{E_{mean}}{G_{mean}} \cdot (\frac{h}{l})^2) \cdot w_{nett,fin} \tag{28}$$

der indeks s indikerer skjærdeformasjon.

Finner endelig nedbøying i z- retning ved å sette inn verdier i formlene for egenlast fra tabell 1 og nyttelast fra tabell 2:

$$\text{Permanent egenlast: } g_k = g_k \cdot l_b = 1.2kN/m^2 \cdot 3.3m = 3.96kN/m$$

$$\text{Variabel nyttelast: } q_k = n_k \cdot l_b = 3.0kN/m^2 \cdot 3.3m = 9.9kN/m$$

Karakteristisk lastkombinasjon:

$$\begin{aligned}
 p_{fin,kar} &= q_k(1 + \Psi_2 \cdot k_{def}) + g_k(1 + k_{def}) \\
 &= 3.96 \cdot (1 + 0.6 \cdot 2.0) + 9.9 \cdot (1 + 2.0) \\
 &= 38.4kN/m
 \end{aligned} \tag{29}$$

$$\begin{aligned}
 w_{fin,kar} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{kar} \cdot L^4}{E_d \cdot I} \\
 &= \frac{5}{384} \cdot \frac{37N/mm \cdot (5895mm)^4}{11304N/mm^2 \cdot 3.38 \cdot 10^9mm^4} \\
 &= 15.8mm \Rightarrow \frac{L}{373}
 \end{aligned} \tag{30}$$

Ofte forekommende lastkombinasjon:

$$\begin{aligned}
 p_{fin,ofte} &= q_k(\Psi_1 + \Psi_2 \cdot k_{def}) + g_k(1 + k_{def}) \\
 &= 3.96 \cdot (0.7 + 0.6 \cdot 2.0) + 9.9 \cdot (1 + 2.0) \\
 &= 37.2kN/m
 \end{aligned} \tag{31}$$

$$\begin{aligned}
 w_{fin,ofte} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{kar} \cdot L^4}{E_d \cdot I} \\
 &= \frac{5}{384} \cdot \frac{37.2N/mm \cdot (5895mm)^4}{11304N/mm^2 \cdot 3.38 \cdot 10^9mm^4} \\
 &= 15.3mm \Rightarrow \frac{L}{384}
 \end{aligned} \tag{32}$$

Tilnærmet permanent lastkombinasjon:

$$\begin{aligned}
 p_{fin,perm} &= q_k \cdot \Psi_2(1 + \Psi_2 \cdot k_{def}) + g_k(1 + k_{def}) \\
 &= 3.96 \cdot 0.6 \cdot (1 + 0.6 \cdot 2.0) + 9.9 \cdot (1 + 2.0) \\
 &= 34.9kN/m
 \end{aligned} \tag{33}$$

$$\begin{aligned}
 w_{fin,perm} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{kar} \cdot L^4}{E_d \cdot I} \\
 &= \frac{5}{384} \cdot \frac{34.9N/mm \cdot (5895mm)^4}{11304N/mm^2 \cdot 3.38 \cdot 10^9mm^4} \\
 &= 14.4mm \Rightarrow \frac{L}{410}
 \end{aligned} \tag{34}$$

Dersom forholdet mellom bjelkens lengde  $l$  og  $h$  er mindre enn 10, dvs  $\frac{l}{H} \leq 10$  bør skjærdeformasjoner tas med i beregning av nedbøying. Ved bruk av superposisjon beregnes største nedbøying  $w_{fin}$  som summen av største bøyedeformasjon + skjærdeformasjon  $w_{fin,kar} + w_s$

$$\begin{aligned}
 w_{fin} &= w_{fin,kar} + (0.96 \cdot \frac{E_{mean}}{G_{mean}} \cdot (\frac{h}{l})^2) \cdot w_{nett,fin} \\
 &= 15.8mm + (0.96 \cdot \frac{11304}{565} \cdot (\frac{450}{5895})^2) \cdot 14.4mm \\
 &= 18.2mm \Rightarrow \frac{L}{324}
 \end{aligned} \tag{35}$$

Forholdet  $\frac{l}{H} = 13,1 \geq 10$  slik at her kan skjærdeformasjoner i utgangspunktet neglisjeres, men det er likevel vist hvordan dette gjennomføres. Selv om skjærdeformasjoner kan neglisjeres, fører de til  $\frac{373}{324} = 15\%$  større nedbøying til den karakteristiske lastkombinasjonen.

EK5 [19] gir anbefaling til største nedbøying for bjelke på to opplegg i tabell 7.2  $w_{fin}$  som  $L/150$  til  $L/300$  utifra det deformasjonsnivået som anses å være akseptabelt. I denne situasjonen der bjelken fungerer som bæring for gulvbjelker vil ikke nødvendigvis stor nedbøying være det som blir oppfattet sjenerende for brukere av bygget, men vibrasjoner på grunn av en kombinasjon av stor nyttelast og varierende vindlaster. I et prestisjeprosjekt som Romsdalsgondolen vil det være viktig med en følelse av trygghet uavhengig av vær-situasjon.

#### 4.4 Konstruksjonsdetaljer: Knutepunkter i limtre

En knuteplate med gjennomgående dybler er en metode for delvis skjult innfesting av bjelker og søyler der disse møtes. Det er en praktisk og god metode for sammenføyninger der sammenføyningene blir prefabrikkert hos produsent og monteres på byggeplass. Disse dimensjoneres etter aksialkrefter i strekk og trykk for stavene inn til leddet samt momenter [9]. I lastmodellen som er beskrevet oppstår det svært lave aksialkrefter i stagene inn til knutepunktet, noe som gir en uforholdsmessig liten knuteplate hvis man dimensjonerer med tanke på bruddgrense.

I modellen er de største strekkrefter oppgitt som  $N_{ed} = 227,5kN$  i strekk. Ved å se på strekkkapasiteten  $N_{rd}$ , og sammenligne disse, vil man kunne se på utnyttelsesgraden.

Finner maksimal strekkapasitet i skråstag:

$$\begin{aligned} N_{rd} &= f_{t,0d} \cdot A \\ N_{rd} &= 11.87 \cdot 360mm \cdot 395mm \\ &= 1666,5kN \end{aligned} \tag{36}$$

Utnyttet kapasitet blir da:

$$\frac{N_{ed}}{N_{rd}} = \frac{227,5kN}{1666,5kN} = 14\% \tag{37}$$

Dette er uhensiktsmessig lavt hvis det antas at lastmodellen er riktig, og det peker på at dimensjonene enten er bestemt ut fra et estetisk synspunkt eller at det er andre kriterier for design som ikke er tatt hensyn til i oppgaven. Dette kan for eksempel være vibrasjoner forårsaket av et komplekse vindfenomener og vindpåvirkninger programmene ikke har hatt datakraft nok til å simulere.

Videre velges det å dimensjonere knuteplaten ut fra strekkapasitet, siden dette gir et mer realistisk bilde for dimensjonering av et slik knutepunkt. Å bruke strekkapasiteten som dimensjonerende kraft gir mest sannsynlig en overkapasitet i leddet, men dette er viktig med tanke på redundans. Da sikrer man at knutepunktet aldri blir svakeste ledd, og opprettholder konstruksjonens duktile bruddoppførsel med store nedbøyinger før plutselige brudd oppstår. Det må også vurderes i hvilken grad utførelsen av leddet påvirker kneklengden  $l_k$  i staven hvis det er vekselvis strekk- og trykkrefter, limtre har forskjellige parameterverdier for disse, der trykkfasthet  $f_{t,k}$  gjerne har større verdi enn strekkfastheten  $f_{c,k}$ . Hvis knuteplaten blir stor i utstrekning og høyde vil dette gi en stor momentkapasitet for fastholding hvis staven skulle bli utsatt for rotasjoner. Dette peker tilbake på punktene som ble diskutert i 4.2.1, der det ble gjennomført to forskjellige analyser for modellen. Herunder en "ideell" modell med ledd i alle knutepunkt, og en modell med fastholdte ledd i knutepunktene.

Figur 18 viser knutepunktet som skal dimensjoneres, og kreftene som virker på dette. Vedlegg D gir fullstendig tegning over knutepunkt.

#### 4.4.1 Dybelkapasitet

##### Forutsetninger

Limtre GL30c

Klimaklasse 3,  $K_{mod} = 0.7$

Partialfaktor for limtre:  $\gamma_m = 1.15$

Partialfaktor for dybler:  $\gamma_{m2} = 1.3$

Densitet limtre:  $\rho = 430\text{kg}/\text{m}^3$

Stålplater:  $t = 8\text{mm}$ , s355,  $f_{uk} = 510\text{MPa}$

Dybler:  $d = 12\text{mm}$ , syrefast stål,  $f_{uk,dybel} = 700\text{MPa}$

Minste tykkelsen på trelasken eller inntrengningsdybden

$t_1 = 33\text{mm}$

Tykkelsen på de midterste tredelene  $t_2 = 58\text{mm}$

Kraften  $N_{ed} = 1666.5\text{kN}$  angriper i fiberretningen,  $\alpha = 0$

Antall knuteplater: 3

##### Kapasitet til en dybel

For å bestemme dybelkapasitet er det viktig å ha noen forhold til hvordan knutepunktet skal utformes og hvilke minimumsavstander man må forholde seg til. Dette gjelder for avstander mellom hver dybel  $a_1$  i fiberretningen, på tvers av fiberretningen  $a_2$ , og ytterkant på belastet ende  $a_3$  mot enden av treverket. Tabell 8.6 Dybelforbindelser i EK5 gir følgende beregnede minimumsavstander:

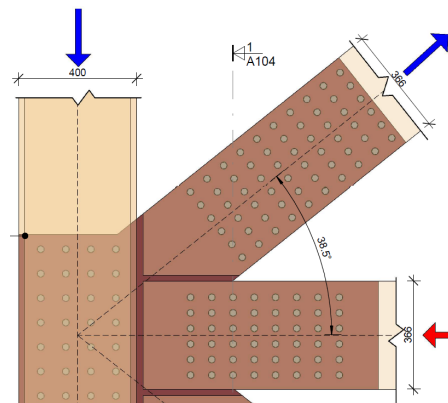
$a_1 = 60\text{mm}$  ,  $a_2 = 36\text{mm}$  ,  $a_3 = 84\text{mm}$

Selv om stålplatene egentlig er tynne kan man ifølge Limtreboka [9] bruke formler for tykke stålplater i beregning av kapasiteter, ettersom innspenningseffektene for å hindre utbøying av platene kommer fra treverket. Kapasiteten beregnes etter avsnitt 8.5 og 8.6 i EK5, der man for dybler benytter følgende karakteristiske verdi for flytemomentet  $M_{y,Rk}$  og hullkantkapasitet  $f_{h,0,k}$ :

$$M_{y,Rk} = 0.3f_{uk} \cdot d^{2.6} = 134.3\text{kNm} \quad (38)$$

$$f_{h,0,k} = 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d)\rho = 31\text{N}/\text{mm}^2 \quad (39)$$

Aktuelle bruddformer gitt etter 8.2.3(3) i EK5 for enkeltsnittet tykk stålplate er bruddformene c,



Figur 18: Knuteplater med dybler

d og e, lign (8.10) gir minste verdi for bruddform d:

$$F_{v,Rk,d} = fh,0k \cdot t_1 \cdot d \sqrt{2 + \frac{4MyRk}{fh,0k \cdot d \cdot t_1^2}} = 10.1kN \quad (40)$$

Dobbeltsnittet tykke stålplater har bruddformene l og m, der minste verdi etter lign (8.13) gir bruddformen l:

$$F_{v,Rkl} = 0.2 \cdot fh,2k \cdot t_2 \cdot d = 5.2kN \quad (41)$$

I vedlegg D teller man 2 snitt med bruddform d og 4 snitt etter bruddform l. Dette gir følgende dybelkapasitet:

$$F_{0,dybel,d} = 2F_{v,Rk,d} + 4F_{v,Rkl} = 31.5kN \quad (42)$$

#### 4.4.2 Kapasitet til dybelgruppe

Dybelgruppen har 6 dybelrader (m) i høyden av tverrsnittet, og må regne ut hvor mange kolonner med dybler som trengs for å oppta aksialkreftene. EK5 pkt. 8.5.1.1(4) gir en reduksjon av kapasiteten til hver dybel hvis de settes etter hverandre:

$$n_{eff} = n^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \quad (43)$$

Tilstrekkelig kapasitet i dybelgruppen har man når  $N_{ed} < F_{dybelgruppe,d}$

der

$$F_{dybelgruppe,d} = n_{eff} \cdot m \cdot F_{0,dybel,d} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_2} \quad (44)$$

Siden  $n_{eff}$  endrer seg med hvor mange dybelkolonner man har, kan man benyttet seg av en **while** - løkke i Python. Denne koden itererer seg fram til nødvendig antall dybelkolonner og avslutter når kapasiteten er tilstrekkelig.

```
while F_dybelgruppe_d < N_ed:
    n = n+1
    n_ef = round(np.amin([n, n**0.9 * np.power(a1/(13*d), 1/4)]),2)
    F_dybelgruppe_d = round( m * n_ef *F_0_dybel_d )
    if F_dybelgruppe_d > N_ed:
        print('Antall dybelkolonner:',np.ceil(n_ef),'stk')
        print('Kapasitet dybelgruppe:',round(m * np.ceil(n_ef) *F_0_dybel_d/1000),'kN')
```

```
Dimensjonerende dybelkapasitet: 31.48 kN
Antall dybelkolonner: 10 stk
Kapasitet dybelgruppe: 1889 kN
```

Figur 19: Iterering med bruk av en while-løkke i Python

Dermed har man 10 dybelkolonner med 6 dybler i hver. Totalt blir dette 60 dybler med en samlet kapasitet på 1889 kN, som er det laveste antallet for en symmetrisk dybelgruppe.

Skjærkapasitet dybler er dermed OK

#### 4.4.3 Aksialkapasitet knuteplater

Må kontrollere at knuteplatene har tilstrekkelig strekkapasitet. Det kontrolleres et kritisk snitt der tverrsnittsarealet er minst, som er det effektive arelet midt i hver dybelrekke:

$$A_{eff} = t \cdot (b - (m \cdot d)) = 8 \cdot (294mm - (6 \cdot 12mm)) = 1776mm^2 \quad (45)$$

I knutepunktet er det 3 like plater, og formelen for aksial strekkapasitet  $N_{Rd}$  etter 6.2.3(4) i EK3 kan brukes:

$$N_{rd} = f_d \cdot A = 338N/mm^2 \cdot 3 \cdot 1776mm^2 = 1800kN \quad (46)$$

Aksial strekkapasitet er OK.

Til sammenligning med  $N_{ed}$  som innledningsvis var aksialkreftene så hadde dette kun gitt 8 dybler i knutepunktet hvis man kun tar hensyn til bruddkapasiteten til en dybel. Ved ukritisk bruk av verdier oppgitt i beregningsprogrammer kan man ende opp med en utforming som ikke helt opprettholder andre relevante bruksområder som montering og stabilitet i montasjefasen. En slik ramme som dette vil nødvendigvis bli produsert og montert på fabrikk og flys på plass med helikopter. Påkjenninger under transport kan i denne situasjonen være mye større og annerledes enn de statiske lastene som rammen blir påkjent av i dens levetid. En slik utforming er heller ikke godt egnet med tanke på redundans, hvis et plutselig og uforutsett brudd skulle skje i den ene dybelen ville kollaps oppstå uten forvarsel. Dette strider mot god design- og beregningsskikk der man ønsker duktile bruddformer.

I denne sammenheng der kapasitetsutnyttelsen er såpass lav kan man diskutere om hvorvidt 60 dybler er en fornuftig utforming av knutepunktet. Avhengig av prisen for hver dybel, merkostnader for ekstra materiale til knuteplatene og fresing av spor til disse i treverket bør man gjøre en avveining for hvordan den endelige utformingen vil bli. Hvis dimensjonene på stavene er valgt etter estetiske krav framfor et ingeniørmessig perspektiv, bør dette ha innvirkning på utforming av knutepunktet, og antall dybler reduseres etter et mer korrekt lastbilde. I en slik situasjon vil man gå bort fra en duktil bruddform og over til et sprøtt brudd der dyblene blir svakeste ledd. Om dette kan tillates bør bestemmes i samråd med byggherre.





Det er tre slike knuteplater i leddet, og total momentkapasitet blir dermed  $3 \cdot 65.8kNm = 197.5kNm$ . For videre kontroll av platen må den kontrolleres for hullkantrykk og blokkutrivning av dybelgruppe. Framgangsmåten for dette er lik som vist i avsnitt 4.8.1

Opptredende moment i forbindelsen etter en momentstiv analyse viser  $M_y = 8kNm$ ,  $N = 227.5kN$  og  $V_z = 4kNm$

Det er tre slike plater, og det antas at kreftene fordeler seg jevnt over hver plate. Snittkrefter for hver plate blir dermed  $M_y = 2,7kNm$ ,  $N = 75.8kN$  og  $V_z = 1.33kNm$

Nødvendig areal for aksialkrefter:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{N}{A_{pl,N}} \\ A_{pl,N} &= \frac{75.8 \cdot 10^3 N}{338 N/mm^2} = 225 mm^2 \\ h_{pl,N} &= \frac{225}{t} = 28 mm\end{aligned}$$

Nødvendig areal for skjærkrefter:

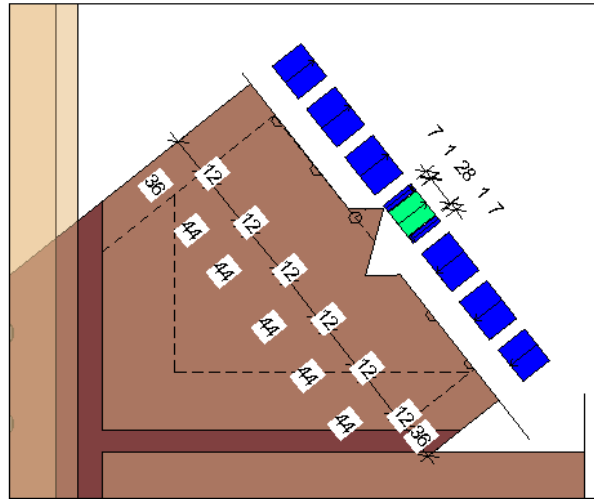
$$\begin{aligned}\tau_{V_z} &= \frac{V_z}{A_{pl,V_z}} \\ A_{pl,V_z} &= \frac{1.33 \cdot 10^3 N}{\frac{338 N/mm^2}{\sqrt{3}}} = 6.8 mm^2 \\ h_{pl,V_z} &= \frac{6.8}{t} = 1 mm\end{aligned}$$

Nødvendig motstandsmoment for bøyemoment:

$$\begin{aligned}\sigma_M &= \frac{M_y}{W_{pl,m}} \\ W_{pl,M_y} &= \frac{2.7 \cdot 10^6 Nmm}{338 N/mm^2} = 7988 mm^3\end{aligned}$$

Ved å ilegge midten av knuteplaten ansvar for aksialkrefter og skjærkrefter, blir resterende tverrsnitt tilgjengelig areal for å oppta belastning på grunn av moment. Tilgjengelig areal blir dermed

$$\begin{aligned}A_{tilgjengelig} &= A_{tot} - A_{pl,V_z} - A_{pl,N} \\ &= t \cdot (5 \cdot 44mm + 2 \cdot 36mm) - 225mm^2 - 7mm^2 = 2104mm^2 \\ h_{tilgjengelig} &= \frac{A_{tilgjengelig}}{t} = \frac{2104mm^2}{8mm} = 263mm\end{aligned}\tag{50}$$



Figur 21: Spenningsfordeling over tverrsnitt

Med bakgrunn i figur 21 beregnes nytt plastisk motstandsmoment, og for at kapasiteten skal være tilstrekkelig må denne være større enn  $W_{pl,My}$ :

$$W_{pl} = 8 \cdot ((36 \cdot 153 + 44 \cdot 101 + 44 \cdot 45 + 7 \cdot 18.5) \cdot 2) = 193 \cdot 10^3 \text{mm}^3$$

Kapasitetsutnyttelsen blir dermed

$$\frac{W_{pl,My}}{W_{pl}} = \frac{7.99 \cdot 10^3 \text{mm}^3}{193 \cdot 10^3 \text{mm}^3} = 0.04 = 4\% \quad (51)$$

Den lave kapasitetsutnyttelsen av knuteplatene kan brukes som en god tilnærming til hvorvidt et knutepunkt som dette skal beregnes som en momentstiv forbindelse. Fra spenning-tøyningkurven for s355 kan man finne tøyningen  $\epsilon$  som forholdet mellom  $E$  – modul og opptredende spenning  $\sigma$ . Ved bruk av elastisitetsteori bestemmes opptredende tøyning  $\epsilon$  over tverrsnittet, for å bestemme hvilken rotasjon opptredende moment skaper.

Benytter bøyespenningsformelen i elastisitetsteori for å bestemme opptredende spenning, og bestemmer 2. arealmoment  $I$  ved bruk av Steiners sats:

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{t \cdot h^3}{12} + A \cdot Z^2 \\
 I_1 &= \frac{8 \cdot 22^3}{12} + 8 \cdot 22 \cdot 11^2 = 28394 \text{mm}^4 \\
 I_2 &= \frac{8 \cdot 44^3}{12} + 8 \cdot 44 \cdot 56^2 = 1160661 \text{mm}^4 \\
 I_3 &= \frac{8 \cdot 44^3}{12} + 8 \cdot 44 \cdot 112^2 = 4472277 \text{mm}^4 \\
 I_4 &= \frac{8 \cdot 44^3}{12} + 8 \cdot 44 \cdot 164^2 = 9524181 \text{mm}^4 \\
 I_{tot} &= 2(I_1 + I_2 + I_3 + I_4) = 30.38 \cdot 10^6 \text{mm}^4
 \end{aligned} \tag{52}$$

### Bøyespenningsformelen

$$\begin{aligned}
 \sigma_{max} &= \frac{M}{I} Z_{max} \\
 \sigma_{max} &= \frac{2.7 \cdot 10^6 \text{Nmm}}{30.38 \cdot 10^6 \text{mm}^4} \cdot \frac{366}{2} = 16.3 \text{MPa}
 \end{aligned} \tag{53}$$

Dette gir en opptredene tøyning ut fra spenning-tøyningsrelasjonen  $\sigma = E\epsilon$

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{16.3 \text{N/mm}^2}{210000 \text{N/mm}^2} = 7.75 \cdot 10^{-5} \tag{54}$$

Tøyningen over tverrsnittet er nå bestemt, og siden den er avhengig av høyden  $Z$  fra nøytralaksen fordeles denne seg lineært over tverrsnittet. Etersom tverrsnittet er symmetrisk faller nøytralaksen og tyngdepunktaksen sammen, og ligger i  $h/2 = 184 \text{mm}$ . Vinkelen  $\theta$  finner man fra ved  $\frac{\epsilon}{184} = 4.21 \cdot 10^{-7} \text{radianer}$ .

Bjelken har en full lengde på 8043mm fra systemlinje til systemlinje. Det er ønskelig å se på hvilken forskyving denne rotasjonen fører til midt på bjelken hvis man antar at rotasjonen gir lineær forskyving som en forenklet tilnærming:

$$w = \theta L = 4.21 \cdot 10^{-7} \cdot \frac{8043}{2} = 1.7 \cdot 10^{-3} \text{mm} \tag{55}$$

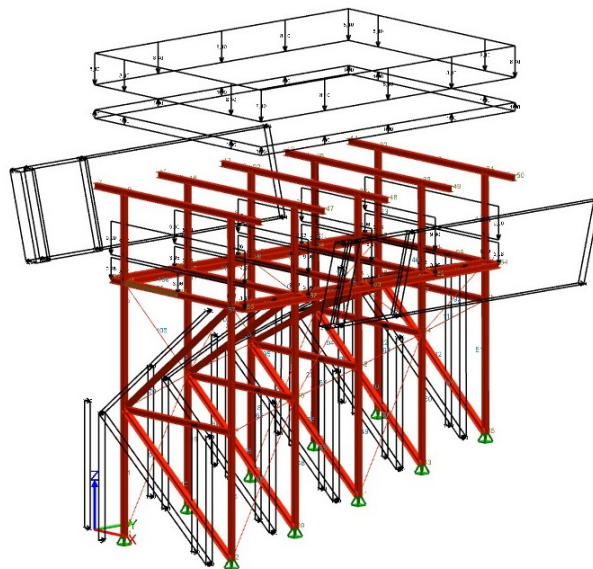
Det kan med denne betraktningen av knutepunktet med relativt godt grunnlag vises at knutepunktet er rotasjonsstivt og har kapasitet nokk til å oppta alle krefter som leddet blir påkjent. Disse betraktningene kan benyttes videre for å beregne knutepunktets fjærstivhet  $k_x$ , dette vil ikke bli gått nærmere inn på i denne oppgaven siden stivheten er så stor at for alle praktiske formål kan denne settes til uendelig stift, tilsvarende fast innspent opplager.

## 4.5 Modell i stål

### 4.5.1 Statisk system

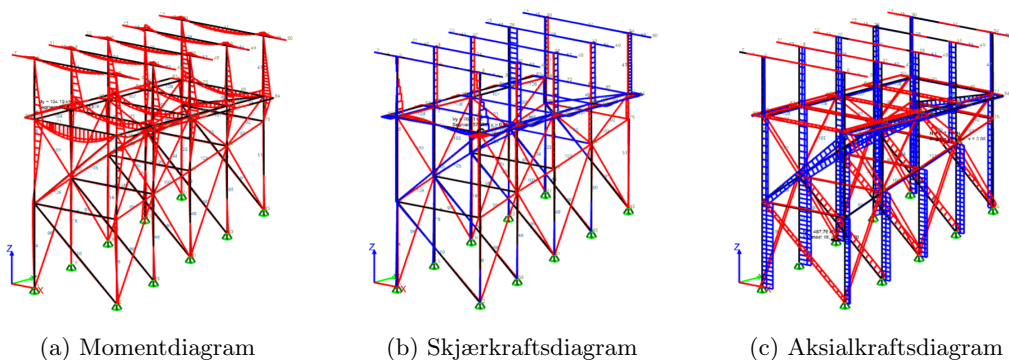
For en stålkonstruksjon kan det statiske systemet i forskjell fra limtre modelleres mer som et ideelt fagverk. Knutepunkter i stål har gode detaljer for å ikke oppta rotasjoner eller moment, og kan modelleres enten som et ideelt fagverk eller en momentstiv ramme med momentstive knutepunkter.

### 4.5.2 Statikk-analyse for Stål



Figur 22: Komplette lastbilde med vind, snø, nytte- og egenlast for stål

For beregninger av stål er det tatt utgangspunkt i modellen i limtre i Focus Konstruksjon med tilhørende laster, hvor segmentene byttes ut med bjelker og søyler i stål. Dermed finner man det tilhørende lastbildet, vist i figur 22, og lastvirkningsdiagrammene vist i figur 23.



Figur 23: Lastvirkningsdiagram for stål

## 4.6 Bruddgrensekontroll for stål

### 4.6.1 Kapasitetskontroll av stålsøyle

Kontroll av søylekapasitet i stål tas ved et snitt like under det som tilsvarer knutepunkt A på Figur 13 i limtre, hvor

- N: -250 kN (Trykk)
- $V_y$ : -1 kN
- $V_z$ : -6 kN
- $M_x$ : 0 kNm
- $M_y$ : 19 kNm
- $M_z$ : -6 kNm

Søylen har både moment, skjær og aksiale trykkrefter, og tverrsnittskapasiteten kontrolleres dermed etter pkt. 6.2.1(5) i EK3. Kneking kontrolleres etter EK3, pkt. 6.3.1.1.

Fra rammemodell i vedlegg A er lengden på søylen lik 5013mm. Siden denne er betraktet som en Eulerstav, ettersom det er valgt momentfrie ledd i rammen, blir kneklengden:

$$L_k = L = 5013mm \quad (56)$$

#### Forutsetninger:

Stålsort: S355

Flytespenning:  $f_y = 355\text{MPa}$

Profil: HE 220 A

Dimensjoner: H x B = 210 x 220

Materialfaktorer for ulike påvisninger:

- $\gamma_{M0} = 1,05$  ( Tverrsnittskapasitet )
- $\gamma_{M1} = 1,05$  ( Stavkneking )

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_{M0,M1}} = \frac{355}{1,05} = 338\text{MPa} \quad (57)$$

Kapasiteter:

$$\begin{aligned}N_{Rd} &= f_d \cdot A \\ &= 338MPa \cdot 6,43 \cdot 10^3 mm^2 \\ &= 2173kN\end{aligned}\tag{58}$$

$$\begin{aligned}M_{y,Rd} &= f_d \cdot W_y \\ &= 338MPa \cdot 515 \cdot 10^3 mm^3 \\ &= 174,1kNm\end{aligned}\tag{59}$$

$$\begin{aligned}M_{z,Rd} &= f_d \cdot W_z \\ &= 338MPa \cdot 178 \cdot 10^3 mm^3 \\ &= 60,2kNm\end{aligned}\tag{60}$$

### Tverrsnittskapasitet

Kontroll etter Ek3, pkt. 6.2.1(5)

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1\tag{61}$$

der

$\sigma_{x,Ed}$  er dimensjonerende verdi for normalspenningen for lengderetningen, i det betraktede punktet;

$\sigma_{z,Ed}$  er dimensjonerende verdi for normalspenningen for tverretningen, i det betraktede punktet;

$\tau_{Ed}$  er dimensjonerende verdi for skjærspenningen, i det betraktede punktet.

Beregner spenningskomponenter i y- og z-retning:

$$\sigma_N = \frac{N}{A} = \frac{250kN}{6,43 \cdot 10^3 mm^2} = 38,9N/mm^2\tag{62}$$

$$\sigma_{M,y} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{19kNm}{515 \cdot 10^3 mm^3} = 36,9N/mm^2\tag{63}$$

$$\sigma_{M,z} = \frac{M_z}{W_z} = \frac{6kNm}{178 \cdot 10^3 mm^3} = 33,7 N/mm^2 \quad (64)$$

$$\tau_{Ed,y} = \frac{V_y \cdot S_z}{I_z \cdot s} = \frac{1kN \cdot 66,8 \cdot 10^3 mm^3}{19,5 \cdot 10^6 mm^4 \cdot 7mm} = 0,5 N/mm^2 \quad (65)$$

$$\tau_{Ed,z} = \frac{V_z \cdot S_y}{I_y \cdot s} = \frac{6kN \cdot 284 \cdot 10^3 mm^3}{54,1 \cdot 10^6 mm^4 \cdot 7mm} = 4,5 N/mm^2 \quad (66)$$

der

$$S_z = \int z_y \cdot dA = \Sigma(A_i \cdot z_i) = 66,80 \cdot 10^3 mm^3 \quad (67)$$

Dette gir von Mises flytekriterium:

$$\begin{aligned} \sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} &\leq f_d \\ \sqrt{(38,9 + 36,9 + 33,7)^2 + 3 \cdot (0,5 + 4,5)^2} &\leq f_d \\ 109,8 N/mm^2 &\leq f_d \end{aligned} \quad (68)$$

Tverrsnittskapasitet OK

Finner utnyttelsesgraden etter Ek3, pkt. 6.2.1(7):

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} &\leq 1 \\ \frac{250kN}{2173kN} + \frac{19kNm}{174,1kNm} + \frac{6kNm}{60,2kNm} &\leq 1 \\ 0,32 &\leq 1 \end{aligned} \quad (69)$$

**Knekking om sterk og svak akse:**

**Slankhet**, kontroll etter EK3, pkt 6.3.1:

Relativ slankhet:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad (70)$$

der

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000 \text{ N/mm}^2}{355 \text{ N/mm}^2}} = 76,4 \quad (71)$$

Finner knekkurver (EK3, Tabell 6.2):

**Sterk akse:**

**Svak akse:**

Valsede I-profiler

Valsede I-profiler

$$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,95 \leq 1,2$$

$$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,95 \leq 1,2$$

$$t_f = 11 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

$$t_f = 11 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

y-y

z-z

S355

S355

Knekkurve: b

Knekkurve: c

Dette gir:

$$\begin{aligned} \lambda_y &= \frac{5013 \text{ mm}}{91,7 \text{ mm}} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,716 \\ \lambda_z &= \frac{5013 \text{ mm}}{55,1 \text{ mm}} \cdot \frac{1}{76,4} = 1,190 \end{aligned} \quad (72)$$

Reduksjonsfaktoren, X, kan leses av Figur 6.4, etter man har funnet relativ slankhet og knekkurve. Benytter likevel formelen for reduksjonsfaktoren fra likning (6.49), da dette er mer nøyaktig enn avlesning. Reduksjonsfaktoren ivaretar egenspenninger, gradvis plastifisering, formfeil og utilsiktet eksentrisitet.

Finner reduksjonsfaktor fra 6.3.1.2(1), EK3:

$$\begin{aligned} X &= \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \\ X_y &= \frac{1}{0,844 + \sqrt{0,844^2 - 0,716^2}} \approx 0,77 \\ X_z &= \frac{1}{1,450 + \sqrt{1,450^2 - 1,190^2}} \approx 0,44 \end{aligned} \quad (73)$$

der

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2) \\ \Phi_y &= 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (0,716 - 0,2) + 0,716^2) = 0,844 \\ \Phi_z &= 0,5 \cdot (1 + 0,49 \cdot (1,190 - 0,2) + 1,190^2) = 1,450 \end{aligned} \quad (74)$$



Imperfeksjonsfaktor er hentet fra Tabell 6.1. Denne er  $\alpha = 0.34$  for knekkurve b, og  $\alpha = 0.49$  for knekkurve c.

## Bøyeknekking

6.3.1.1 (3) Dimensjonerende knekkapasitet for en stav med sentrisk trykk:

$$\begin{aligned} N_{b,Rd,y} &= \frac{X_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = X_y \cdot A \cdot f_d \\ &= 0,77 \cdot 6,43 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 338 \text{ N/mm}^2 \\ &= 1673,5 \text{ kN} \end{aligned} \tag{75}$$

$$\begin{aligned} N_{b,Rd,z} &= \frac{X_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = X_z \cdot A \cdot f_d \\ &= 0,44 \cdot 6,43 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 338 \text{ N/mm}^2 \\ &= 956,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

6.3.1.1 (1) En stav med tilsiktet sentrisk trykk bør påvises mot knekking som følger:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \tag{76}$$

For sterk akse, y, blir dette:

$$\frac{250 \text{ kN}}{1673,5 \text{ kN}} = 0,15 \leq 1,0$$

For svak akse, z, blir dette:

$$\frac{250 \text{ kN}}{956,3 \text{ kN}} = 0,26 \leq 1,0$$

Kapasiteten er OK både om sterk og svak akse.

Sjekker også om den har OK kapasitet som bjelke-søyle.

## Kapasitetskontroll av bjelke-søyle

Bjelke-søyle er en betegnelse på slanke søyler som er belastet med 1.ordens bøyemoment om en eller begge akser, og aksialkraft i trykk [20].

Kontroll etter EK3, pkt. 6.3.3(4):

Knekking om sterk akse:

$$\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot M_{y,Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \tag{77}$$

Knekking om svak akse:

$$\frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot M_{y,Rd}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (78)$$

der

$X_{LT} = 1,0$  (Vipping er forhindret)

Bruker Tabell B.1 for å finne Interaksjonsfaktorer:

$$\begin{aligned} k_{yy} &= C_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \lambda_y \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rd}}\right) \\ &= 0,6 \cdot \left(1 + 0,6 \cdot 0,716 \cdot \frac{250kN}{0,77 \cdot 2173kN}\right) \\ &= 0,64 \end{aligned} \quad (79)$$

$$\begin{aligned} k_{zz} &= C_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \lambda_z \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rd}}\right) \\ &= 0,6 \cdot \left(1 + 0,6 \cdot 1,19 \cdot \frac{250kN}{0,44 \cdot 2173kN}\right) \\ &= 0,71 \end{aligned} \quad (80)$$

$$\begin{aligned} k_{zy} &= 0,8 \cdot k_{yy} \\ &= 0,8 \cdot 0,64 \\ &= 0,51 \end{aligned} \quad (81)$$

$$k_{yz} = k_{zz} = 0,71 \quad (82)$$

Momentfaktorer utledes fra Tabell B.3:

$$\begin{aligned} C_{my} &= 0,6 + 0,4 \cdot \Psi \geq 0,4 \\ &= 0,6 + 0,4 \cdot 0 \geq 0,4 \\ &= 0,6 \geq 0,4 \end{aligned} \quad (83)$$

$$\begin{aligned}
 C_{mz} &= 0,6 + 0,4 \cdot \Psi \geq 0,4 \\
 &= 0,6 \geq 0,4
 \end{aligned}
 \tag{84}$$

der  $\Psi = 0$  for  $C_{my}$  og  $C_{mz}$

Knekking om sterk akse blir dermed:

$$\begin{aligned}
 \frac{250kN}{0,77 \cdot 2173kN} + 0,64 \cdot \frac{19kNm}{1,0 \cdot 174,1kNm} + 0,71 \cdot \frac{6kNm}{60,2kNm} &\leq 1 \\
 &0,29 \leq 1
 \end{aligned}$$

Knekking om svak akse:

$$\begin{aligned}
 \frac{250kN}{0,44 \cdot 2173kN} + 0,51 \cdot \frac{19kNm}{1,0 \cdot 174,1kNm} + 0,71 \cdot \frac{6kNm}{60,2kNm} &\leq 1 \\
 &0,39 \leq 1
 \end{aligned}$$

OK som bjelkesøyle, både om sterk og svak akse.

## 4.6.2 Kapasitetskontroll av stålbejelke

For kontroll av bejelkekapasitet ses det på et snitt ca midt i feltet på figur ?? . Fra Focus Konstruksjon leses det av snittverdier i midten av segment 11. Dette segmentet er den ytterste bejelken i Festsalen, og har følgende verdier:

$N_{ed}$ : 7.75 kN (strekk)

$V_{yd}$ : 0 kN

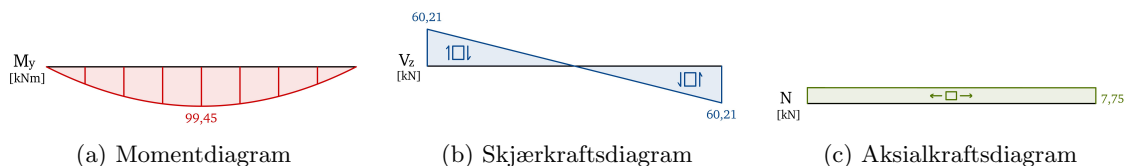
$V_{zd}$ : 3.17 kN

$M_{xd}$ : 0 kNm

$M_{yd}$ : 99.45 kNm

$M_{zd}$ : 0 kNm

Lastvirkningsdiagrammene gitt i Focus Konstruksjon, for segment 11, blir dermed:



Figur 24: Lastvirkningsdiagram

### Forutsetninger:

Stålsort: S355

Profil: HE 240 A

Dimensjoner: H x B = 230 x 240 mm

Materialfaktor for påvisning:

- $\gamma_{M0} = 1,05$  ( Tverrsnittskapasitet )

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,05} = 338MPa \quad (85)$$

### Tverrsnittskapasitet

Kontroll etter Ek3, pkt. 6.2.1(5):

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1 \quad (86)$$

Beregner spenningskomponenter i y- og z-retning:

$$\sigma_N = \frac{N}{A} = \frac{7.75kN}{7,68 \cdot 10^3 mm^2} = 1N/mm^2 \quad (87)$$

$$\sigma_{M,y} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{99.45kNm}{675 \cdot 10^3 mm^3} = 147.33N/mm^2 \quad (88)$$

$$\tau_{V_z} = \frac{V_z \cdot S_y}{I_y \cdot s} = \frac{3.17kN \cdot 372 \cdot 10^3 mm^3}{77,6 \cdot 10^6 mm^4 \cdot 7,5mm} = 2.03N/mm^2 \quad (89)$$

Dette gir von Mises flytekriterium:

$$\begin{aligned} \sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} &\leq f_d \\ \sqrt{(1 + 147.33)^2 + 3 \cdot (2.03)^2} &\leq f_d \\ 148.4N/mm^2 &\leq f_d \end{aligned} \quad (90)$$

Tverrsnittskapasitet OK

Finner også utnyttelsesgraden etter Ek3, pkt. 6.2.1(7):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (91)$$

der kapasitetene er:

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= f_d \cdot A \\ &= 338MPa \cdot 7,68 \cdot 10^3 mm^2 \\ &= 2596kN \end{aligned} \quad (92)$$

$$\begin{aligned} M_{y,Rd} &= f_d \cdot W_y \\ &= 338MPa \cdot 675 \cdot 10^3 mm^3 \\ &= 228,2kNm \end{aligned} \quad (93)$$

$$\begin{aligned}M_{z,Rd} &= f_d \cdot W_z \\ &= 338MPa \cdot 231 \cdot 10^3 mm^3 \\ &= 78,1kNm\end{aligned}\tag{94}$$

Dette gir:

$$\frac{7.75kN}{2596kN} + \frac{99.45kNm}{228.2kNm} + \frac{0kNm}{78.1kNm} = 0.44\tag{95}$$

som er  $< 1$ , og dermed oppfylt.

## 4.7 Bruksgrensek kontroll for stål

### 4.7.1 Nedbøying av stålbjelke

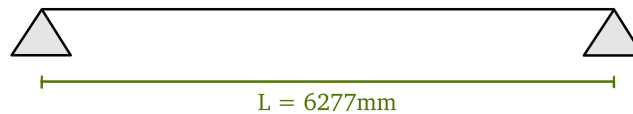
#### Forutsetninger:

Stålsort: S355

Profil: HE 240 A

Lengde:  $L = 6277\text{mm}$

Fritt opplagt bjelke, illustrert i figur 25, plassert ytterst i Festsalen.



Figur 25: Stålbjelke

EK3 viser til at NS-EN 1990 gir holdepunkter for å fastsette krav for nedbøying [21]. Likt som for limtrebjelken deles lastene inn i hvilken varighetskategori de har, samt verdier for  $\Psi$ -faktorene etter NS-EN 1990. Ulike verdier for  $\Psi$  gis i tabell A1.1, ettersom hvilken varighetskategori lastene har. På lik linje som i punkt 4.3.1, så avgjør kategorien for nyttelast  $\Psi_{0-2}$ . Kategorien er også her C: arealer hvor personer kan samles. Dette gir de samme verdiene for  $\Psi_{0-2}$ : [0.7, 0.7, 0.6]

Tabell A1.4 gir dimensjonerende verdier for laster for bruk i lastkombinasjoner, i bruksgrensetilstand.

For dominerende last, etter varighet:

$$\begin{aligned} \text{Karakteristisk} &: q_k \\ \text{Hyppigforekommende} &: \Psi_1 \cdot q_k \\ \text{Tilnærmetpermanent} &: \Psi_2 \cdot q_k \end{aligned} \tag{96}$$

For permanente laster, ugunstig situasjon:

$$\begin{aligned} \text{Karakteristisk} &: G_{k,j,sup} \\ \text{Hyppigforekommende} &: G_{k,j,sup} \\ \text{Tilnærmetpermanent} &: G_{k,j,sup} \end{aligned} \tag{97}$$

Benytter formelen for maksimal nedbøyning midt i feltet for en fritt opplagt bjelke, for å bestemme nedbøyningen for hvert tilfelle:

$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{\Psi \cdot q_k \cdot L^4}{EI_y} \quad (98)$$

der  $I_y = 77.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

Denne formelen tar kun hensyn til bøyedeformasjoner og ikke skjærdeformasjoner, som nevnt tidligere. For stålbjelker er likevel skjærdeformasjoner ofte neglisjerbare sett i forhold til bøyedeformasjoner, og formelen regnes slik som den er. Den største nedbøyningen beregnes dermed ved å superponere permanent egenlast og variabel nyttelast for de ulike lastkombinasjonene.

Vertikale nedbøyninger, EK0 (Figur A1.1):



Figur 26: Definisjoner av vertikale nedbøyninger

Tegnforklaring til figur 26:

$w_c$  : Overhøyde i den ikke-belastede konstruksjonsdelen.

$w_1$  : Korttidsdel av nedbøyning under permanente laster i den aktuelle kombinasjonen av påvirkninger i samsvar med uttrykk (6.14a) til (6.16b).

$w_2$  : Langtidsdel av nedbøyningen under permanente laster.

$w_3$  : Tilleggsdel av nedbøyningen som følge av de variable lastene i den aktuelle kombinasjonen av påvirkninger i samsvar med uttrykk (6.14a) til (6.16b).

$w_{tot}$  : Total nedbøyning som sum av  $w_1, w_2, w_3$ .

$w_{max}$  : Resulterende total nedbøyning som tar hensyn til overhøyde.

#### Laster:

Både nyttelasten og egenlasten er oppgitt som flatelaster, og multipliseres dermed med lastbredden på 3,3m for å finne linjelasten.



Permanent egenlast:

$$\begin{aligned}g_k &= g_k \cdot l_b \\ &= 1.2kN/m^2 \cdot 3.3m \\ &= 3.96kN/m\end{aligned}\tag{99}$$

der  $1.2kN/m^2$  er egenlasten for gulv, hentet fra tabell 1.

Variabel nyttelast:

$$\begin{aligned}q_k &= n_k \cdot l_b \\ &= 3.0kN/m^2 \cdot 3.3m \\ &= 9.9kN/m\end{aligned}\tag{100}$$

der nyttelasten for gulv er  $3.0kN/m^2$ , hentet fra tabell 2.

**Karakteristisk lastkombinasjon:**

$$\begin{aligned}E_d &= E \cdot [G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}], \quad j \geq 1; i > 1 \\ &= 1.0 \cdot [3.96kN/m + 9.9kN/m] \\ &= 13.86kN/m\end{aligned}\tag{101}$$

der kombinasjonene av lastene i [ ] kan uttrykkes som:

$$\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\tag{102}$$

Denne kombinasjonen brukes vanligvis for irreversible grensetilstander.

Dette gir nedbøying på:

$$\begin{aligned}w_{fin, kar} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{kar} \cdot L^4}{E_d \cdot I} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{-N/mm \cdot (6277mm)^4}{210000N/mm^2 \cdot 77.6 \cdot 10^6mm^4} \\ &= 17.2mm \Rightarrow \frac{L}{365}\end{aligned}\tag{103}$$

**Ofte forekommende lastkombinasjon:**

$$\begin{aligned}E_d &= E \cdot [G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}; \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}], \quad j \geq 1; i > 1 \\ &= 1.0 \cdot [3.96kN/m + 0.7 \cdot 9.9kN/m] \\ &= 10.89kN/m\end{aligned}\tag{104}$$

der kombinasjonene av lastene i [ ] kan uttrykkes som:

$$\sum G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (105)$$

Denne kombinasjonen brukes vanligvis for reversible grensetilstander.

Dette gir nedbøying på:

$$\begin{aligned} w_{fin,ofte} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{fin,ofte} \cdot L^4}{E_d \cdot I} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{-N/mm \cdot (6277mm)^4}{210000N/mm^2 \cdot 77.6 \cdot 10^6 mm^4} \\ &= 13.5mm \Rightarrow \frac{L}{465} \end{aligned} \quad (106)$$

**Tilnærmet permanent lastkombinasjon:**

$$\begin{aligned} E_d &= E \cdot [G_{k,j}; P; \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}], \quad j \geq 1; i \geq 1 \\ &= 1.0 \cdot [3.96kN/m] \\ &= 3.96kN/m \end{aligned} \quad (107)$$

der kombinasjonene av lastene i [ ] kan uttrykkes som:

$$\sum G_{k,j} + P + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (108)$$

Denne kombinasjonen brukes vanligvis for langtidsvirkninger og konstruksjonens utseende.

Dette gir nedbøying på:

$$\begin{aligned} w_{fin,perm} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{fin,perm} \cdot L^4}{E_d \cdot I} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{-N/mm \cdot (6277mm)^4}{210000N/mm^2 \cdot 77.6 \cdot 10^6 mm^4} \\ &= 4.9mm \Rightarrow \frac{L}{1281} \end{aligned} \quad (109)$$

Den største nedbøyingen er dermed  $w_{fin,kar}$ :

$$w_{fin} = 17.2mm \quad (110)$$

## Krav til nedbøyning

Nedbøyningen,  $w$ , blir normalt kontrollert mot et krav til maksimal nedbøyning. Dette gis i NS-EN 1990, tabell NA.A1(904) [22], og er gjengitt i tabell 5.

Konsekvenser	Lastsituasjon som brukes	Anbefalte største tillatte nedbøyningsverdier
Konstruksjon der nedbøyning fører til skader	Karakteristisk	Fastsettes i det enkelte prosjekt
Konstruksjoner der det på grunn av bruk eller utstyr stilles krav	Ofte forekommende	Fastsettes i det enkelte prosjekt
Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav	Tilnærmet permanent	$L/200 - L/250$

Tabell 5: Krav til maksimal nedbøyning

Den maksimale nedbøyningen bør ikke overstige  $L/200$ , men sjekker opp mot et krav på  $L/300$  for å være på den sikre siden.

$$w_{maks} = \frac{L}{300} = \frac{6277mm}{300} = 20.9mm \quad (111)$$

Ser at den største nedbøyningen på 17.2mm er innenfor nedbøyingskravet på 20.9mm, og er dermed OK.

## 4.8 Konstruksjonsdetaljer: Bjelke-søyleforbindelse i stål

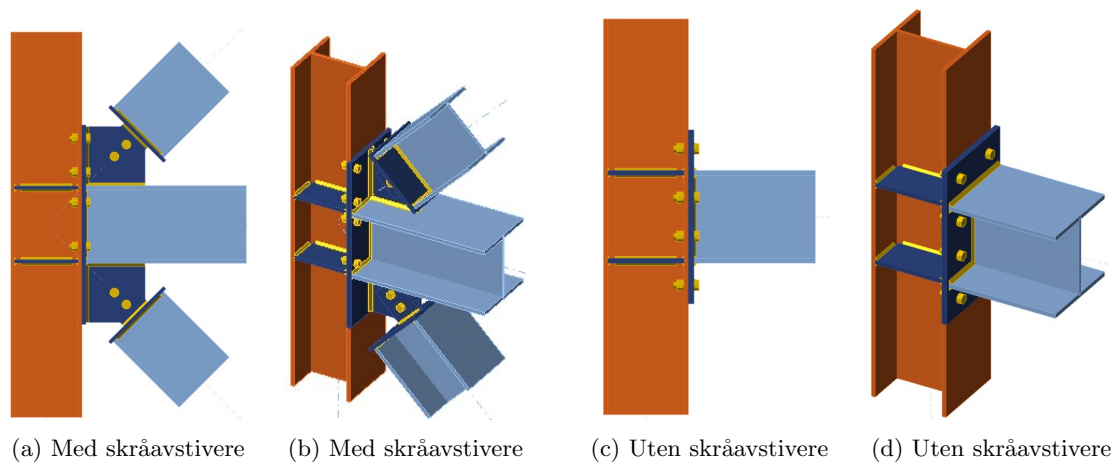
### Forutsetninger:

Prinsippet for mulig utforming av et knutepunkt bestående av søyle, skråavstivere og en bjelke er gitt i figur 27 (a) og (b). For den siden av Festsalen hvor skråavstivere ikke inngår i knutepunktet, er en mulig utforming vist i figur 27 (c) og (d). Profilene benyttet for de ulike konstruksjonsdelene som inngår i knutepunktene er som følger:

Søyler: HE220A (Avstiverplater, 12mm tykke, hver side)

Bjelke: HE240A (Påsveist plate, 12mm, på enden)

Skråavstivere: HE220A (Påsveist plate, 10mm, på enden)



Figur 27: Knutepunkter i stål

Velger her å se videre på skrue- og sveiseforbindelsene i knutepunktet uten skråavstivere, som vist i figur 27c og 27d.

### 4.8.1 Skrueforbindelser

Sjekker at kapasiteten til skruene mellom søylen og bjelken er tilstrekkelig etter EK3, del 1-8 [23].

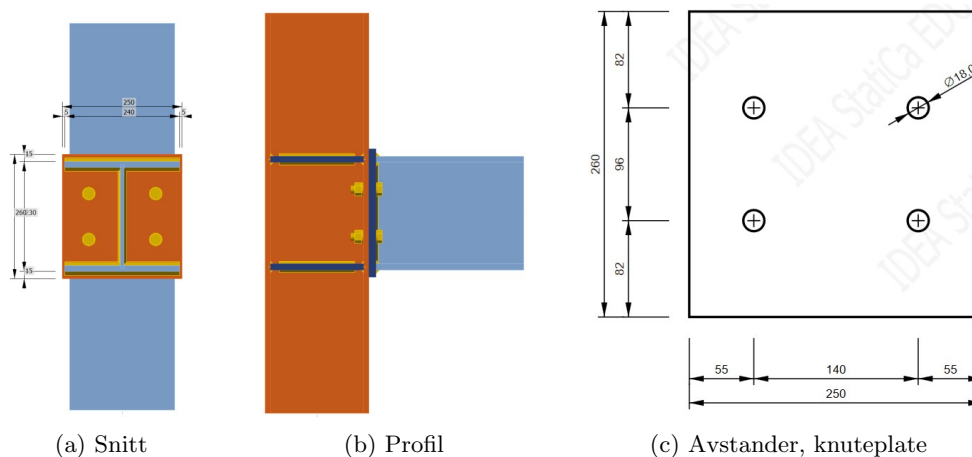
Velger helgjengede skruer i fasthetsklasse 8.8, med diameter M16.

Bruddfastheten for grunnmaterialet, S355, er  $f_u = 510\text{N/mm}^2$ .

Sifferet før punktum i fasthetsklassen 8.8, angir verdi for  $\frac{f_{ub}}{100}[\text{N/mm}^2]$ , slik at bruddstyrken  $f_{ub} = 800\text{N/mm}^2$ .

Sifferet etter punktum i fasthetsklassen 8.8,  $f_y$ , angir at flytegrensen utgjør 80% av bruddstyrken. Det vil si  $f_y = 800\text{N/mm}^2 \cdot 80\% = 640\text{N/mm}^2$ .

Har dermed 4 bolter M16 - 8.8, som illustrert i figur 28.



Figur 28: Knutepunkt

Skruehullet får en diameter,  $d_0 = 18\text{mm}$ .

Knuteplaten har en tykkelse på 12mm, og flensen på HE220A er 11mm.

Den totale tykkelsen er dermed:  $11\text{mm} + 12\text{mm} = 23\text{mm}$ .

#### Lastvirkningsanalyse:

$V_z = - 2.39\text{kN}$  i bjelkeenden

$N = 161.13\text{kN}$  i søylen (trykk)

Dette resulterer i en skjærkraft som virker på skruene, med en verdi på:

$F_V = - 163.52\text{kN}$

Fordelt på 4 skruer, får hver skrue en lastvirkning på:

$F_{V,skrue} = -40.88\text{kN}$

Antar videre at det er sentrisk belastning.

### Avskjæringskapasitet pr avskjæringsnitt:

Antar brudd i gjenget del. Har 1 avskjæringsnitt mellom flensene til HE220A og skruerplate.

Dette gir avskjæring per skrue:

$$\begin{aligned} F_{v,Rd} &= \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{0.6 \cdot 800N/mm^2 \cdot 157mm^2}{1.25} \\ &= 60,3kN \end{aligned} \quad (112)$$

der  $A_s = 157mm^2$  for M16, fra Tabell 6.1 i Profiler og formler [24].

### Hullkanttrykk:

Verdiene for skruelassering gis ved:

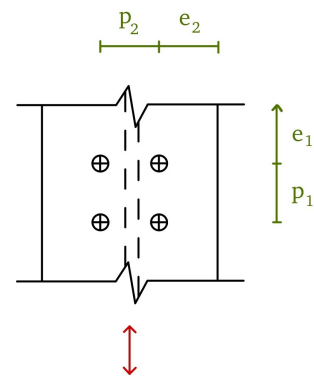
$e_1 =$  ikke relevant

$p_1 = 96mm$

$e_2 = 40mm$

$p_2 = 140mm$

der figur 29 angir skruelasseringen i forhold til retning på lastvirkningen (rød pil).



Figur 29: Skruelassering

Hullkanttrykk blir dermed:

$$\begin{aligned} F_{b,Rd} &= \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{2.5 \cdot 1 \cdot 510N/mm^2 \cdot 16mm \cdot 11mm}{1.25} \\ &= 180kN \end{aligned} \quad (113)$$

der

$$\begin{aligned} k_1 &= \min[2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7 \quad ; \quad 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7 \quad ; \quad 2.5] \quad (\text{randskruer}) \\ &= \min[2.8 \cdot \frac{40mm}{18mm} - 1.7 = 4.5 \quad ; \quad 1.4 \cdot \frac{140mm}{18mm} - 1.7 = 9.2 \quad ; \quad 2.5] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_1 &= \min[1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7 \quad ; \quad 2.5] \quad (\text{innerskruer}) \\ &= \min[1.4 \cdot \frac{140mm}{18mm} - 1.7 = 9.2 \quad ; \quad 2.5] \end{aligned}$$

$$\alpha_b = \min[\alpha_d \quad ; \quad \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800N/mm^2}{510N/mm^2} = 1,57 \quad ; \quad 1]$$

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0} \quad (\text{endeskrue}) \rightarrow \text{Ikke relevant}$$

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{96mm}{3 \cdot 18mm} - \frac{1}{4} = 1,53 \quad (\text{innerskrue})$$

Forutsetter at man betrakter tynneste virkested, som er flensen til HE220A. Dermed blir  $t = 11mm$ , ettersom knuteplata er 1mm tykkere.

Dette gir at:

$$F_{b,Rd} = 180kN > F_V \Rightarrow \text{Tilstrekkelig kapasitet}$$

Dette medfører:

"Skruen taper, grunnmaterialet vinner"  $\rightarrow F_{V,Rd}$  er dimensjonerende.

Total kapasitet blir dermed:

$$\begin{aligned} F_{V,Rd,skruer} &= 4 \cdot F_{V,Rd} \\ &= 4 \cdot 60,3kN \\ &= 241,2kN \end{aligned} \tag{114}$$

### Blokkutrivning av skruegruppe:

Det vil ikke være et problem med blokkutrivning av skruegruppe på søylen. Skjærkraften som virker på skruene går i z-retning, og dermed langs flensen på HE220A-søylen. Dette medfører at det trengs enorme krefter for at skruegruppen rives ut av materialet, og det er tilstrekkelig kapasitet.

### Kapasitet av knuteplate

$$N_{t,Rd} = \min [N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd}]$$

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= \frac{f_y \cdot A_{brutto}}{\gamma_{M0}} \\ &= \frac{355N/mm^2 \cdot 250mm \cdot 12mm}{1,05} \\ &= 1014,3kN \end{aligned} \tag{115}$$

$$\begin{aligned} N_{u,Rd} &= \frac{0,9 \cdot f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{0,9 \cdot 510N/mm^2 \cdot (250mm - 2 \cdot 18mm) \cdot 12mm}{1,25} \\ &= 943kN \end{aligned} \tag{116}$$

**Konklusjon:**  $F_{V,Rd}$  er dimensjonerende

## 4.8.2 Sveiseforbindelser

### Lastvirkning:

$V_z = - 2.39\text{kN}$  i bjelkeenden

$N = 161.13\text{kN}$  i søylen (trykk)

Dette resulterer i en skjærkraft med en verdi på:

$F_V = - 163.52\text{kN}$

Fordeling av lastvirkning i sveisegruppen:

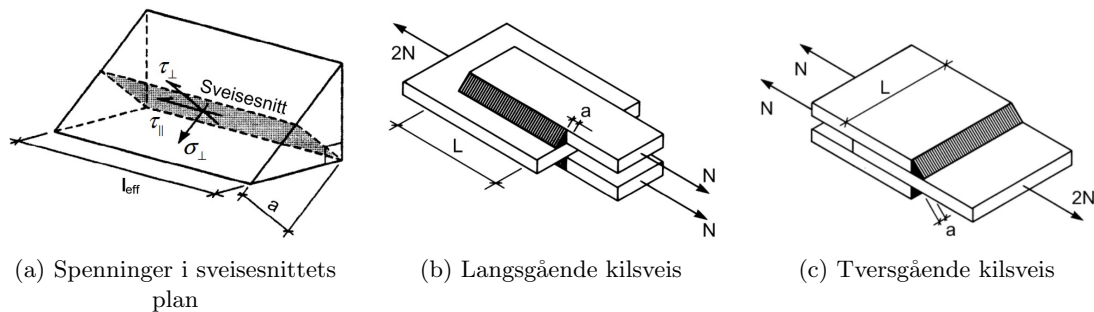
$F_V$  er en skjærkraft, og må tas av vertikale sveiser langs steg. Sjekker dermed kapasiteten til sveisen rundt HE240A-profilen.

Kritiske punkt: Øverst (ellers nederst) i sveis langs steget.

### Kapasitet ihht retningsmetoden:

Sjekker for a-mål på 3mm rundt hele profilen.

Tverrsnittet har både langsgående og tversgående sveiser, med spenninger som illustrert i figur 30. Kapasiteten sjekkes etter retningsmetoden, EK3-1-8 (4.5.3.2).



Figur 30: Kilsveis

### Langsgående sveis, kapasitet per sveis:

De to langsgående sveisene langs steget skal overføre skjærkraften  $F_v$ , og denne langsgående belastningen gir kun spenningskomponenten  $\tau_{\parallel}$ :

$$\tau_{\parallel} = \frac{N}{A_w} = \frac{N}{a \cdot L_{eff}} \quad (117)$$



Innsatt i kapasitetskravet gir dette en kapasitet per kilsveis:

$$\begin{aligned}
 N_{w,Rd} &= \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} \cdot A_w \\
 N_{w,Rd,Langs} &= \frac{510N/mm^2}{\sqrt{3} \cdot 0.9 \cdot 1.25} \cdot 3mm \cdot 206mm = 161.8kN
 \end{aligned} \tag{118}$$

**Tversgående sveis, kapasitet per sveis:**

I en tversgående sveis har man spenningskomponentene  $\sigma_{\perp}$  og  $\tau_{\perp}$ , som finnes ved å betrakte likevekt av laskeplaten. Likebeinte sveiser, som i dette tilfellet, har en vinkel på  $45^\circ$  for rotmålet.

Dette gir:

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{N}{\sqrt{2} \cdot A_w} \tag{119}$$

Innsatt i kapasitetskravet gir dette en kapasitet per sveis:

$$\begin{aligned}
 N_{w,Rd} &= \frac{f_u}{\sqrt{2} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} \cdot A_w \\
 N_{w,Rd,Tvers,utside} &= \frac{510N/mm^2}{\sqrt{2} \cdot 0.9 \cdot 1.25} \cdot 3mm \cdot 240mm = 230.8kN \\
 N_{w,Rd,Tvers,innside} &= \frac{510N/mm^2}{\sqrt{2} \cdot 0.9 \cdot 1.25} \cdot 3mm \cdot 116.25mm = 111.8kN
 \end{aligned} \tag{120}$$

Den største kraften sveisene kan belastes med er dermed:

$$\begin{aligned}
 N_{w,Rd} &= 2 \cdot N_{w,Rd,Langs} + 2 \cdot N_{w,Rd,Tvers,utside} + 4 \cdot N_{w,Rd,Tvers,innside} \\
 &= 2 \cdot 161.8kN + 2 \cdot 230.8kN + 4 \cdot 111.8kN \\
 &= 1232.4kN
 \end{aligned} \tag{121}$$

**Langsgående sveis:**

De langsgående sveisene har følgende verdi:

$$\begin{aligned}
 \tau_{\parallel} &= \frac{F_V}{L_{w,\parallel} \cdot a} \\
 &= \frac{163.52kN}{206mm \cdot 2 \cdot 3mm} \\
 &= 132.3N/mm^2
 \end{aligned} \tag{122}$$

**Tversgående sveis:**

Siden det kun oppstår en skjærkraft, som tas av de langsgående sveisene, er spenningskomponentene i de tversgående sveisene:

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0 \tag{123}$$

**Kapasitetskravet er:**

$$\begin{aligned}\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} &\leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \\ \sqrt{0^2 + 3 \cdot (0^2 + 132.3^2)} &\leq \frac{510N/mm^2}{0.9 \cdot 1.25} \\ 229.2N/mm^2 &\leq 453N/mm^2\end{aligned}\tag{124}$$

der korrelasjonsfaktoren  $\beta_w$  er 0.9 for S355. Denne tar hensyn til at det er høyere bruddspenning i sveisesnittet enn i grunnmaterialet.

Konklusjon: sveisegruppen har tilstrekkelig kapasitet til å oppta snittkreftene.

## 4.9 Konstruksjonsdetaljer: Søyleføtter

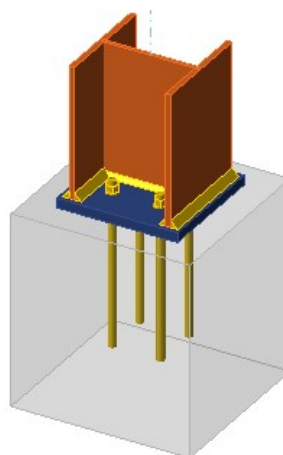
### 4.9.1 Prinsipp

Innfesting av søylefoten for både limtre- og stålkonstruksjonen utføres ganske likt, som vist i figur 31. Oppbygningen består av boltegrupper som fester søylefoten til et betongfundament, som videre er forankret ned i fjellgrunnen med fjellankere.

Siden limtre er et organisk materiale er det utsatt for fukt og råte, og innfestingen må dermed utformes slik at dette ikke oppstår. Det er derfor vanlig at konstruksjonsdetaljen er utformet med et mellomlegg av stål mellom betongfundament og limtreet, slik som i figur 31a [9]. For stål festes en slik konstruksjonsdetalje med skruer og sveisesømmer, som illustrert i figur 31b, samt sekundære komponenter som endeplater.



(a) Innfesting av limtre-søyle



(b) Innfesting av stålsøyle

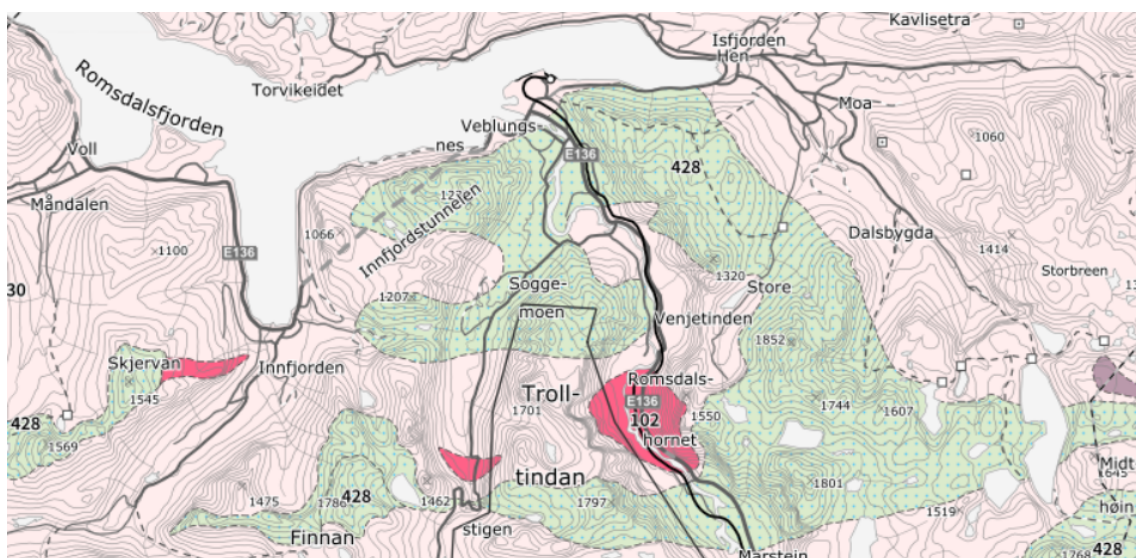
Figur 31: Innfesting av søylefot, prinsipp

### 4.9.2 Fundamentering på fjell

Felles for limtre og stålmodellene er at de må fundamenteres mot fjellet. Iht. til reguleringsplan tillates små punktfundamenter av plastøpt betong som fundamenter og forankring. Disse fundamentene må oppta aksiale trykk- og strekkrefter som konstruksjonen utsettes for. Fra tabell 6 som er hentet ut fra beregninger i Focus Konstruksjon får man en sammensetning av største og minste krefter i hver retning. Resultanten til disse kreftene er beregnet i tabell 6, for å lettere finne hvilke lastsituasjoner som gir ugunstigst situasjon.

Nr		R <sub>x</sub> [kN]	R <sub>y</sub> [kN]	R <sub>z</sub> [kN]	$\sqrt{R_x^2 + R_y^2 + R_z^2}$
1	MAX	181,2	-1,31	279,86	333,4
2	MIN	-2,73	-10,11	38,01	39,4
3	MAX	143,88	102,87	193,27	262,0
4	MIN	1,14	-52,19	77,25	93,2
5	MAX	3,97	10,9	428,32	428,5
6	MIN	-1,49	-9,53	-150,55	150,9

Tabell 6: Dimensjonerende krefter i opplager for søylefot



Figur 32: Berggrunnsoversikt fra NGL.no

Norsk Geoteknisk Institutt oppgir at bergartsenhet på byggestedet er Gneis, sillimanitthaldig og kvartsrik samt noen steder med kyanitt, og tektonisk enhet som nær stedeget grunnfjell. Det vil ikke bli gått nærmere inn på beregning av berggrunnens bæreevne i denne oppgaven, og det antas siden tektonisk enhet er grunnfjell at dette har tilstrekkelig kapasitet hvis man legger til grunn betongens trykkapasiteter som begrensende for overføring av trykkrefter. I beregning av forankringslengder for fjellanker som skal holde vertikale strekkrefter blir det benyttet antatt konservative verdier fra betongstandarden. Det forutsettes full heft mellom forankringsjern og betong, mens heft mellom betong og berg ikke sett på i denne oppgaven.

### Bestemme armering i betongsøyle

**Fundament:** B35, B500NC.  $b \times d \times h = 600 \times 600 \times 760$  mm.  $A_s = 4\phi 16 = 804 \text{ mm}^2$ .

Eksponeringsklasse XC3,  $C_{nom} = 35 \text{ mm}$ ,  $d = 550 \text{ mm}$ ,  $\phi_b = 10 \text{ mm}$ ,  $\gamma_c = 1.5$ .

$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_m} = 0.85 \cdot \frac{35}{1.5} = 19.8 \text{ MPa}$$

$$f_{yf} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

Betrakter et snitt mellom betongsøyle og overgang med fundament som ligger over berggrunnen, se figur 33. For aksialt trykk gir lastsituasjon 5 fra tabell 6 størst aksialkrefter.

Kontroll for minimumsarmering:

$$A_{smin} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 600 \cdot 550 = 550mm^2 \quad (125)$$

$$A_s \geq A_{smin} = \text{OK}$$

$$\begin{aligned} N_{rd} &= f_{cd} \cdot (A_c - A_s) + F_{yd} \cdot A_s \\ &= 19.8N/mm^2 \cdot (600^2mm^2 - 804mm^2) + 434N/mm^2 \cdot 804mm^2 \\ &= 7461kN \end{aligned} \quad (126)$$

$$N_{ed} \leq N_{rd} \Rightarrow \text{Kapasitet OK}$$

Fra Lastsituasjon 1 har en både aksiale og horisontale krefter.  $R_x$  danner et moment om snittet tilsvarende  $M_{ed} = 181.2kN \cdot 0.76m = 138kNm$ . Søylene kontrolleres for N og M ved bruk av n-m-diagram fra EK2

$$N_{ed} = 181.2kN, M_{ed} = 138kNm$$

$$d_2/h = \frac{50}{600} = 0.08 - \text{velger diagram 9b, } d_2/h = 0.10$$

$$m = \frac{M_{ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{ck}} = \frac{138 \cdot 10^6 Nmm}{600^3 mm^3 \cdot 35 N/mm^2} = 0.020 \quad (127)$$

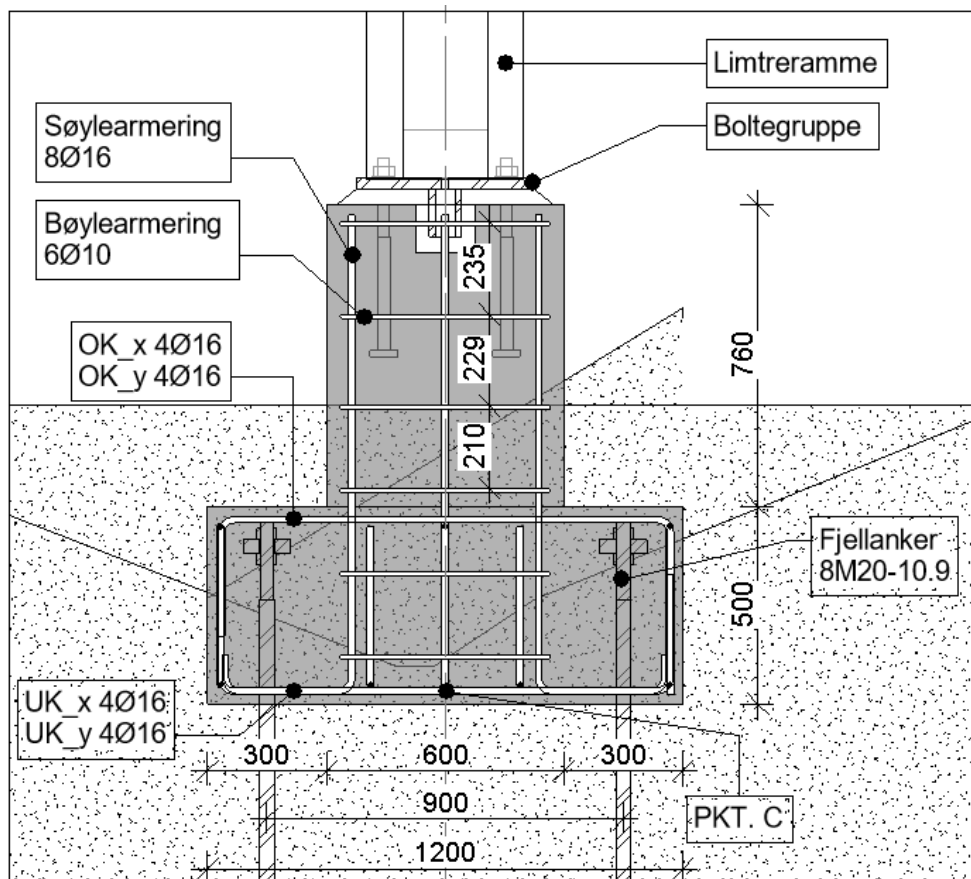
$$n = \frac{N_{ed}}{b \cdot h \cdot f_{ck}} = \frac{181.2 \cdot 10^3 N}{600^2 mm^2 \cdot 35 N/mm^2} = 0.014 \quad (128)$$

Leser av fra diagram:  $\omega = 0.04$

$$\begin{aligned} \omega &= \frac{A_s \cdot f_{yk}}{b \cdot h \cdot f_{ck}} \\ A_s &= \omega \cdot \frac{b \cdot h \cdot f_{ck}}{f_{yk}} = 0.04 \cdot \frac{600^2 \cdot 35}{500} = 1008mm^2 \end{aligned} \quad (129)$$

Søylene har for lite armering, og armeringsarealet må økes. Velger derfor  $6\phi 16 = 1206mm^2$  som hovedarmering. For å unngå misforståelser i byggeprosessen om hvilken akse armeringen skal vende om, er det valgt å sette inn  $2\phi 16$  slik at alle sider blir identiske. Jernene som blir montert i senter av søylen i om y-aksen vil ikke bidra til særlig økning i kapasitet, mens i lastsituasjon 3 der  $R_y = 102.87kN$  vil dette føre til et tilsvarende moment som  $R_x$ , selv med lavere verdi. Det er derfor nødvendig med armering også om y-aksen.

Beregningene er dermed på sikker side, og fundamentet har tilstrekkelig kapasitet.



Figur 33: Fundamentutforming for søylefot

For en fullstendig kontroll av fundamentet er det nødvendig å kontrollere et loddrett snitt ved søylen for bankettykkelsen. Høyden  $h = 500\text{mm} \geq 300\text{mm} = b_1$  som er bredden av banketten slik at dette antas å ha tilstrekkelig kapasitet ut fra høyde/bredde-forholdet. Mer interessant er det å beregne forankringslengde for forankringsjernene som går ned i fjell. Siden gruppen ikke har tilgang på noen geotekniske undersøkelser antas det som tilnærming at bruddstyrken og skjærfastheten til fjellet for alle praktiske formål er større enn eller lik betong med en fasthet  $B35$ .

Fra tabell 6 har man at  $F_s = 150.5\text{kN}$  som er vertikalt løftekraft påkjent av vindkrefter.

Dimensjonerende heftfasthet  $f_{bd}$ , EK2 pkt 8.4.2(2):

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (130)$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot 0.7 \cdot 1.0 \cdot 0.85 \cdot \frac{f_{ctk,005}}{\gamma_c} = 1.96\text{N/mm}^2$$

der  $f_{ctd}$  er betongens strekkfasthet,  $\eta_1$  er en faktor for knyttet til kvaliteten på heftbetingelsene og armeringsstangens plassering og  $\eta_2$  er avhengig av stangdiameteren.

Basis kraftinnføringslengde  $l_{b,rqd}$  er nødvendig kraftinnføringslengde som skal ta hensyn til ståltypen og stangens heftegenskaper etter pkt 8.4.3(2)

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (131)$$

der  $\sigma_{sd}$  er dimensjonerende spenning i stangen i det punktet forankringen måles fra.

En konservativ tilnærming for armeringsspenning er å ikke ta med vekten av fundamentet i beregning av løftekrefter. Fundamentets volum tilsvarer omtrent  $1m^3$  med en tyngdetetthet på  $25kN/m^3$  som gir gjenværende løftekrefter  $F_s = 125kN$ . Dette er en relativt stor endring, og det velges å regne med den reduserte verdien på  $F_s = 125kN$  som dimensjonerende.

Ved rent aksialt løft blir kreftene jevnt fordelt over de åtte forankringsjernene, og  $\sigma_{sd}$  blir dermed

$$\sigma_{sd} = \frac{125 \cdot 10^3 N}{8 \cdot \pi 10^2 mm^2} = 50 MPa \quad (132)$$

Med momentet som de horisontale kreftene danner oppstår hevarm-effekten, og denne danner et rotasjonsmoment om punktet C på figur 33. Momentet blir dermed  $M = 181.2 \cdot 1.26m = 229kNm$ . Avstand fra senterlinje i punkt C til senterlinje i forankringsjern er  $0.45m$ , og dermed blir strekkrefter i forankringsjern  $F = \frac{M}{a} = \frac{229}{0.45} = 508kN$ . Om denne akselen er det kun tre forankringer, og  $\sigma_{sd}$  blir dermed

$$\sigma_{sd} = \frac{508 \cdot 10^3 N}{3 \cdot \pi 10^2 mm^2} = 540 MPa$$

Dette er langt høyere enn hva vanlig konstruksjonsstål S355 eller B500NC armering kan takle med tanke på flytespenning. Det må dermed velges materialer med en bruddspenning som er høyere enn opptredende spenning. Fra tabell 6.1 i Profiler og Formler [24] for skruer i strekk finner man at M20-10.9 har en strekkapasitet  $F_{d,t} = 176.4kN$ , og samlet kapasitet blir dermed  $529.2kN$  som er større enn de påførte strekkreftene  $508kN$ .

Kraftinnføringslengde  $l_{b,rqd}$ :

$$l_{b,rqd} = \frac{20}{4} \cdot \frac{540}{1.96} = 1380mm$$

Dimensjonerende forankringslengde  $l_{bd}$  etter pkt. 8.4.4(1):

$$\begin{aligned} l_{bd} &= \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \\ l_{bd} &= 1.0 \cdot 0.89 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1380 = 1230mm \end{aligned} \quad (133)$$

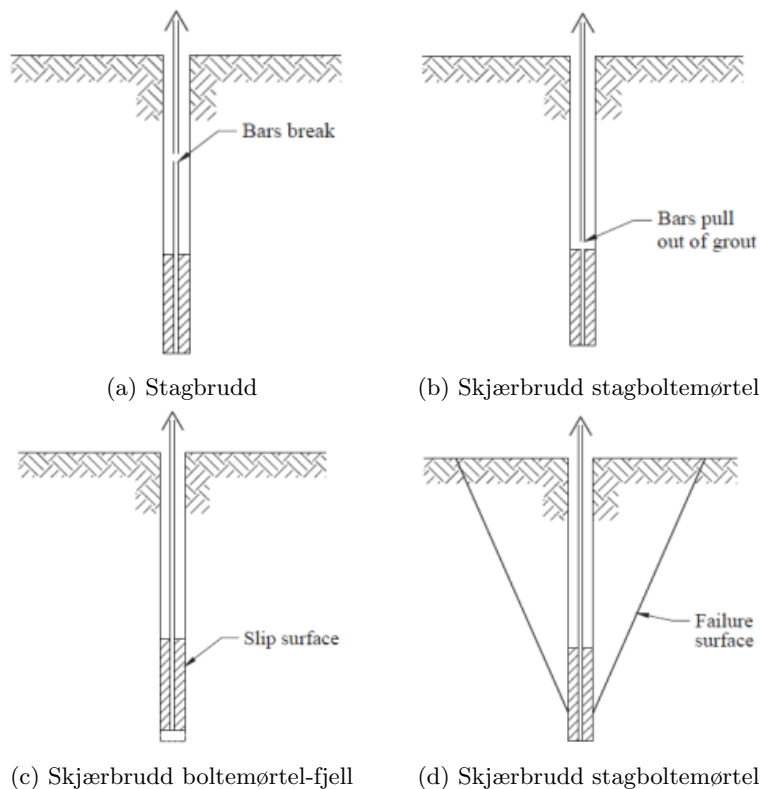
der  $\alpha_{1-5}$  er koeffisienter gitt i tabell 8.2, EK2.

$\alpha_2$  er en faktor avhengig av betongoverdekningen, men det antas at forankring i fjell medfører større usikkerhet til nøyaktigheten for slik utførelse.  $\alpha_2$  settes dermed til 1.0, og minste forankringslengde

$l_{b,min}$  for forankringer i strekk er  $0.3lb_{reqd} = 414mm$ . Fra vedlegg F, Section 11 er lengde på anker 4000mm, med en kraftinnføringslengde lik 3620mm. Forankringslengden er dermed tilstrekkelig.

Siden kraftinnføringslengden er relativt mye lengre en minimum, antas det at det er en faktor som spiller inn for heft-egenskapene mellom berget og betongen som forankringshullet skal fylles med. Dette har ikke gruppen god nok innsikt i. Nordplan velger å bruke 4000mm jengestag i hele dens lengde for å ta opp kreftene. Dette kan komme av praktisk utførelse, andre erfaringer som dårlig fjell, sprekkdannelser eller usikkerhetsmomenter i utførelsen. EK7 Geoteknisk prosjektering sier veldig lite om slik forankring i fjell, og det antas at det kan være bransjestandarder eller lignende som er veiledende for slike utførelser.

I masteroppgaven **Forankring av brofundament ved bruk av gyste fjellstag for opptak av statiske og sykliske laster** av Egil Andreas Behrens, NTNU 2016, peker Behrens på at resultatene hans ved test av uttrekkskapasitet og utmattingsbrudd for gyste fjellstag av 18mm stag i 50mm borrehull fylt av gysemasse, kan bli redusert på grunn av for kort innføringslengde på grunn av svakheter nær toppen av hullet. Det ene staget gikk til brudd for last opp til 60 % av statisk kapasitet etter bare 150 sykluser, som sammenlignet med tidligere studier er lavt. Det sterkeste staget hadde en klart større kapasitet enn ventet og tålte flere tusen sykluser til en høyere last enn den statiske kapasiteten til tilsvarende stag. Det tredje staget tålte flere tusen sykluser på lavere lasttrinn før det gikk til brudd etter omtrent 1000 sykluser opp til 70 % av statisk kapasitet av tilsvarende stag.



Figur 34: Bruddmekanismer for gyste fjellstag. Illustrasjon: Brown (2015).



Dette er en veldig interessant konklusjon siden det antas å oppstå veldig mange sykluser for spenningsendring i stagene for Festsalen. De er også veldig høyt utnyttet på kapasitet, og brudd som følge av utmatting er et veldig relevant tema som bruddform. I formlene ovenfor er det kontrollert for kapasitet etter bruddform a) og b) fra figur 34, mens det ikke er kontrollert for bruddform c) og d).

Bruddform d) antas å være kinematisk umulig, siden fjellankerne står såpass tett vil de på den ene siden ha strekk, mens de andre har trykkrefter. Ser man da på samhandlingen mellom disse og trekker inn Newtons 1. lov kan man se at summen av aksialkrefter blir null. Et totalt brudd over hele feltet antas dermed som ikke mulig. Det vil mellom disse likevel oppstå et kraftpar som tilsammen muligens kan føre til en annen kompleks bruddform. Det er ikke funnet noen kilder eller undersøkelser som kan benyttes som inspirasjon eller grunnlag for videre vurdering.

En eller annen form for brudd er likevel sannsynlig at vil kunne oppstå, gjerne i form av en slags konusbrudd i fjellet. Hev-arm effekten kan her spille en avgjørende rolle, og muligens kan dette føre til et konusbrudd i de stagene med strekkrefter først med krefter i positiv x-retning. Hvis vinden snur og et brudd allerede har oppstått, har da vinden kraft nok til å løfte med seg all bergmasse som forankringen fortsatt holder fast i. Fra tabell 6 er det kun ett lasttilfelle der det er entydig strekk i alle forankringer, lastsituasjon nr. 6 med løftkraft  $150kN$ . Fratrekk for fundamenttyngde ga  $F_s = 125kN$ , og avhengig av hvor konusbrudd oppstår og volum av dette kan man beregne tyngden til legemet som må løftes sammen med fundamentet.

Tyngdetettheten til Gneis varierer avhengig av sammensetningen og tettheten til de mineralene som utgjør gneisen. Generelt sett har gneis en tyngdetetthet på omtrent 2,7-2,8 tonn pr  $m^3$ , som er litt høyere enn betong. Hvis et konusbrudd oppstår fra bunnen av et av de åtte fjellankerne, og bruddvinkelen til gneis er  $45^0$ , vil dette danne et romlig legeme med form som en kjegle. Volum av ei kjegle er  $\pi r^2 h/3$ , der r og h er lengden på fjellankeret. Dette gir et volum på  $67m^3$ , som tilsvarende en tyngde på  $180kN$ . Den totale løftekapasiteten har dermed ikke tilstrekkelig kraft til å løfte ett slikt fjellanker, og det er åtte slike i gruppen.

Det totale volumet vil ikke bli likt som ei perfekt kjegle på grunn av overlappende arealer, men det antas at dette er tilstrekkelig for alle praktiske formål med tanke på å holde igjen fundamentet på grunn av vertikalt løft. Denne sammenligningen må kun anses som en drøfting og vurdering av resultater med bakgrunn i diskusjon internt i gruppen. I hvilken grad dette samsvarer med korrekt beregningsgang etter geotekniske standarder er ikke sikkert, og dette bør sees nærmere på for videre vurdering. Gruppen anbefaler en grundigere analyse av tematikken av en geoteknisk rådgiver i en praktisk situasjon, siden grunnlaget til gruppen ikke strekker til på dette temaet.

## 5 Del 2: Sammenligning av bæresystemene

### 5.1 Bakgrunn

I kapittel 4 er det gjennomført en kapasitetskontroll av limtre og stålkomponenter iht Eurokode. Fra beregningene ser man at det er veldig lav grad av utnyttelse av tverrsnittene, noe som tyder på at dimensjoner er valgt med bakgrunn i andre relevante krav til utforming eller av arkitektonisk utforming.

### 5.2 Metode

For å gjøre en sammenligning finner man moment, skjær og aksialkapasiteten til hvert element i rammene, og erstatter disse med tverrsnitt i stål som har tilsvarende kapasiteter. Det trengs dermed ikke å tas hensyn til det kompliserte lastbildet som Festsalen har, men kun sammenligne tverrsnitt mot tverrsnitt og dermed med rimelig god sikkerhet ha en god sammenlignbar modell i stål.

#### 5.2.1 Søyler

Aksialkapasitet beregnes for søyle i avsnitt 4.2.1 med kneklengde  $l_k$  lik 5013mm og kun aksialkrefter, dvs  $M_x$ ,  $M_y$  og  $M_z = 0$ :

$$i_y = 103.9\text{mm}, \lambda_y = 48.2, \lambda_{rel,y} = 0.73, k_y = 0.79, k_{c,y} = 0.92.$$

Aksialkapasitet limtresøyle:

$$\begin{aligned}\sigma_{c,0,d} &\leq k_{c,y} f_{c,0,d} \\ \frac{N}{A} &\leq k_{c,y} f_{c,0,d} \\ N_{rd} &= k_{c,y} f_{c,0,d} \cdot A \\ &= 0.79 \cdot 14.91 \cdot 395 \cdot 360 = 1675\text{kN}\end{aligned}\tag{134}$$

Aksialkapasitet stålsøyle, beregnet i ligning (75):

$$\begin{aligned}N_{b,Rd,y} &= \frac{X_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = X_y \cdot A \cdot f_d \\ &= 0,77 \cdot 6,43 \cdot 10^3 \text{mm}^2 \cdot 338 \text{N/mm}^2 \\ &= 1673,5\text{kN}\end{aligned}\tag{135}$$

Velger HEA 220,  $A = 6.43 \cdot 10^3 \text{mm}^2$  som søyler og skråavstivere.

## 5.2.2 Bjelker

Fra avsnitt 4.2.2 er det beregnet en bjelke med følgende verdier:

$f_{m,y,d} = 19.17N/mm^2$ ,  $W_y = 150 \cdot 10^5 mm^3$ ,  $W_z = 149 \cdot 10^5 mm^3$ ,  $k_m = 1.0$  for rektangulære tverrsnitt.

$$M_{y,d} = k_m \cdot W_y \cdot f_{m,y,d} = 1.0 \cdot 150 \cdot 10^5 mm^3 \cdot 19.17N/mm^2 = 287.6kNm \quad (136)$$

Momentkapasitetet til limtrebjelken er  $287.6kNm$ , og finner dermed en stålbjelke som har samme momentkapasitet:

$$\begin{aligned} \sigma_m &= \frac{M_{rd}}{W_y} \\ W_y &\geq \frac{M_{rd}}{f_d} = \frac{287.6 \cdot 10^6 Nmm}{338N/mm^2} = 850.9 \cdot 10^3 mm^2 \end{aligned} \quad (137)$$

Velger HEB 240,  $W_y = 938 \cdot 10^3 mm^3$  som gulvbjelker.

Ved en detaljprosjektering vil man muligens vurdere å benytte HEA 240 i søylene slik at sammenføyninger blir enklere, men i denne sammenhengen blir sammenføyninger ikke sett nærmere på.

Ved modellering av rammene i Revit kan man ta ut lengdene til hvert element og beregne vekten til hvert ramme av limtre og stål. Tabell 7 skal senere benyttes som grunnlag for sammenligning av  $CO_2$  utslipp.

Ramme nr:	Limtre [kg]	Stål [kg]
1	<b>3139</b>	<b>3669,6</b>
2	<b>2683,2</b>	<b>3887,3</b>
3	<b>2786,4</b>	<b>3607,7</b>
4	<b>2872,4</b>	<b>3793,8</b>
5	<b>2967</b>	<b>3794,2</b>

Tabell 7: Vekt av rammene

## 5.3 Miljø

### 5.3.1 FNs bærekraftsmål

FNs bærekraftsmål er en felles arbeidsplan for verden bestående av 17 mål, og 169 delmål [25]. Disse målene skal, ved hjelp av internasjonalt samarbeid, utrydde fattigdom, bekjempe ulikheter og stoppe klimaendringene innen 2030. Figur 35 viser illustrasjon av tre av de 17 bærekraftsmålene som anses som mest relevant i forhold til prosjektet.



Figur 35: Relevante bærekraftsmål til prosjektet. Illustrasjon: FN

Prosjekteringen av Romsdalsgondolen og Eggen Restaurant er i stor grad preget av at prosjektet skal kunne reverseres uten særlig synlige spor etter installasjonene. Mål 15 om livet på land handler blant annet om at det skal stanses og reverseres landforringelse, og er i tråd med hensikten til prosjektet. Uten vegtilførsel til byggeplassen, var det nødvendig med prefabrikerte konstruksjoner som kunne løftes på plass med helikopter. Dette førte også til at prosjektet består av minimalt med betong, et materiale som er ansett som en klimaversting, og som gjør det enklere å reversere prosjektet uten særlig med spor og unødige utslipp [26]. I prinsippet kan altså fjellstasjonen og fjellrestauranten demonteres med pipenøkkelsett, skrumaskin og helikopter, etterfulgt av litt planering enkelte steder.

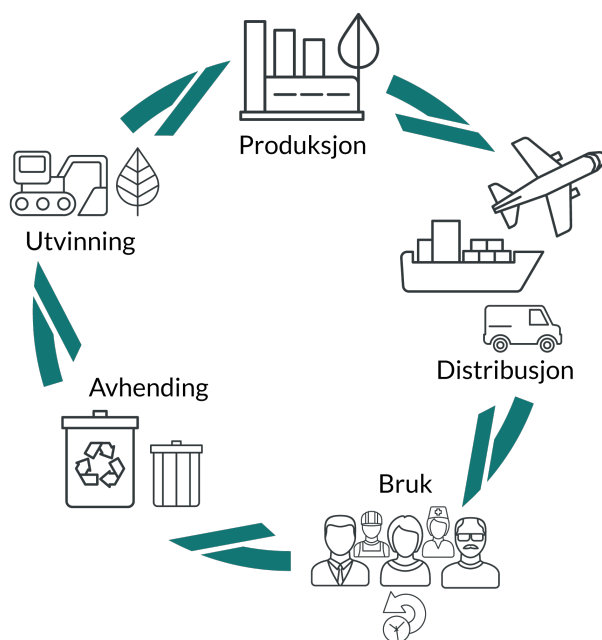
Mål 11.4 om å styrke innsatsen for å verne om og sikre verdens kultur- og naturarv er også en viktig del av hvorfor prosjektet skal kunne reverseres. Romsdalen består av mye verneverdig natur og er en stor turistdestinasjon. Miljø- og naturvern må likevel stå høyere enn ønsket om tiltrekke turisme til området, og dermed er slike rammer ved prosjektet viktig for å ikke varig ødelegge naturen.

Når det gjelder byggebransjen er det særlig mål 13 om å stoppe klimaendringene som er relevant. På verdensbasis står nemlig byggebransjen for 40% av all CO<sub>2</sub>-utslipp, og rundt 15% i Norge [27]. Dette skyldes at utvinning, transport og avfallsbehandling av materialer skaper store utslipp. Det er dermed oppstått et behov for å utforske nye materialer, nye byggeprosesser og ikke minst optimalisere bruken av de som allerede eksisterer.

### 5.3.2 LCA-analyse

LCA, også kalt livssyklusanalyse eller livsløpsvurdering, er en systematisk vurdering av miljø- og ressurspåvirkninger gjennom hele livssyklusen til et produkt [28]. Dette innebærer alt fra råvareutvinning, via produksjonsprosesser og bruk til avfallshåndtering, inkludert all transport og all energibruk i hvert av mellomleddene. Resultatene fra en LCA kan uttrykkes gjennom en EPD, som er spesielt etterspurt i byggenæringen [28].

Livsløpsvurdering er nyttig å bruke i byggenæringen av en rekke grunner. Det kan blant annet gi svar på hvilke miljøproblemer som er de største for et system og hvor i livsløpet de viktigste miljøproblemene oppstår. I tillegg vil det legge et grunnlag for å finne det største potensialet for produktforbedring av et system, ut ifra en miljøeffektiv synsvinkel, samt gjøre det enkelt for kunden å velge de beste produktene [29].



Figur 36: Vugge til vugge. Illustrasjon: LCA [29]

I denne livsløpsvurderingen tas det utgangspunkt i ”vugge til vugge”, som betyr fra uttak av råvarer i naturen til produktet avhendes og ender som avfall og deretter går inn i gjenvinningsfasen, som vist i figur 36. Gjenvinningsfasen kommer etter endt levetid for materialet, og er spesielt interessant å ta med i sammenligningen av CO<sub>2</sub>-utslippet til de to materialene limtre og stål i denne oppgaven. Dette fordi hele prosjektet skal kunne reverseres, og det er dermed ønskelig at materialene fremdeles er i omløp etter avhending.

## **EPD**

EPD står for Environmental Product Declaration, og er en miljødeklarasjon som kortfattet oppsummerer miljøprofilen til et produkt eller en tjeneste [30]. Miljødeklarasjonen baserer seg på en LCA-analyse som omfatter hele levetiden til produktet, og som er utarbeidet i henhold til ISO 14040-14044. Dette skaper en felles utforming som har som hensikt å gjøre det enkelt for kundene å sammenligne miljøprofiler på likt grunnlag, og ta en vurdering basert på dette [30].

## **Systemgrenser**

EPDen deles inn i fem systemgrenser:

### **Produksjonsfasen**

Produksjonsfasen omhandler utslippene og ressursbruken som er knyttet til produksjon av produktene. Dette inkluderer uttak av råmateriale, transport av råmateriale til fabrikk, og omforming av råmateriale til ferdig produkt.

### **Installasjonsfasen**

Installasjonsfasen omhandler utslippene og ressursbruken knyttet til montering av produktet. Dette inkluderer transport fra fabrikk til byggeplass, i tillegg til monteringen av produktet.

### **Brukerfasen**

Brukerfasen omhandler utslippene og ressursbruken i perioden mellom produktet er montert og demontert. Dette inkluderer utslipp og energibruk tilknyttet hverdagsbruk, reparasjon og utskifting av produktet.

### **Demonteringsfasen**

Demonteringsfasen omhandler utslippene og ressursbruken knyttet til demontering av produktet. Dette inkluderer nedmontering av produktet, transport fra byggeplass til avfallsdeponiet, avfallsprosessering og avhending.

### **Resirkuleringsfasen**

Resirkuleringsfasen omdhandler utslippene og ressursbruken knyttet til gjenbruk og resirkulering av produktet.

## EPD for limtre

I figur 37 finner man en oversikt over systemgrense for limtre. Denne brukes for å regne ut miljøpåvirkningene for Festsalen i limtre senere i oppgaven. Full EPD for limtre finnes i vedlegg M.

Systemgrenser (X = inkludert, MID = modul ikke deklart, MIR = modul ikke relevant)																
Produktfase			Konstruksjon installasjon fase		Bruksfase							Sluttfase				Etter endt levetid
Råmaterialer	Transport	Tilvirkning	Transport	Konstruksjon installasjon fase	Bruk	Vedlikehold	Reparasjon	Utskiftinger	Renovering	Operasjonell energibruk	Operasjonell vannbruk	Demontering	Transport	Avfallsbehandling	Avfall til sluttbehandling	Gjenbruk-gjenvinning-resirkulering-potensiale
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	C1	C2	C3	C4	D
X	X	X	X	X	MID	MID	MID	MID	MID	MID	MID	X	X	X	MID	X

Figur 37: Systemgrense for limtre

## EPD for stål

I figur 38 finner man en oversikt over systemgrense for stål. Denne brukes for å regne ut miljøpåvirkningene for Festsalen i stål senere i oppgaven. Full EPD for stål finnes i vedlegg N.

Systemgrenser (X=inkludert, MND=modul ikke deklart, MNR=modul ikke relevant)																
Product stage			Construction installation stage		User stage							End of life stage				Beyond the system boundaries
Råmaterialer	Transport	Tilvirkning	Transport	Konstruksjon/ installasjon fase	Bruk	Vedlikehold	Reparasjon	Utskiftinger	Renovering	Operasjonell energibruk	Operasjonell vannbruk	Demontering	Transport	Avfallsbehandling	Avfall til sluttbehandling	Gjenbruk/gjenvinning/resirkulering-potensiale
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	C1	C2	C3	C4	D
X	X	X	X	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	MND	X	X	X	X	X

Figur 38: Systemgrense for stål

Som vist i figur 37 og 38 er alle punktene markert med "X" tatt med videre i beregning av materialenes miljøinnvirkninger. Det er noen forskjeller i hva som er deklart og ikke for de ulike materialene, men det som er likt er at hele brukerfasen for de to materialene ikke er deklart eller relevant. I tillegg er hele produksjonsfasen tatt med for begge materialene i utregningene.

### 5.3.3 Materialenes miljøinnvirkninger

Gjennom et miljøregnskap finner man CO<sub>2</sub>-utslippet per materialtype. Vedlegg O viser utregning av materialenes miljøinnvirkninger, basert på utslippsfaktorene som gis i tilhørende EPD. Resultatene av denne utregningen oppsummeres i tabell 8, og viser at utslippet av CO<sub>2</sub> for stål er ca fire ganger så stor som for limtre.

Materiale	Mengde [kg]	Utslippsfaktor [kg CO <sub>2</sub> -ekv/kg]	Utslipp [Tonn CO <sub>2</sub> ]
Limtre: GL30C	<b>14 448</b>	<b>0,330</b>	<b>4,77</b>
Stål: HEA/HEB	<b>18 753</b>	<b>1,031</b>	<b>19,33</b>

Tabell 8: Miljøinnvirkninger

### 5.3.4 Helikopterfraktens miljøinnvirkning

Som nevnt tidligere er det benyttet helikopter til å frakte materialene for hele prosjektet opp til byggeplassen på fjelltoppen. Helikopteret som ble brukt er et Airbus AS322 Super Puma helikopter fra Airlift, vist i figur 39. Denne benyttes for tungløft og har en løfteevne opptil 3900kg, men en maksimal vekt på 3600kg for ”kontrollert” løft og montasje [31]. Det er dermed viktig at man tar hensyn til at konstruksjonsdelene ikke overskrider den maksimale vekten helikopteret klarer på 3.6 tonn, når man dimensjonerer bæresystemet. Dersom rammene gjør dette må man vurdere om enkelte deler som ikke er kritiske under frakten monteres i etterkant. Dette krever likevel flere runder opp til fjelltoppen, noe som fører til større utslipp.



Figur 39: AS322 Super Puma. Bilde: Airlift



Airlift fløy 25 timer på prosjektet med AS 332 Super Puma, og rundetider lå på ca. 10 min. Tabell 9 viser utslippet i forbindelse med hele prosjektet for Super Puma-helikopteret, gitt av Airlift i vedledd L.

Utslipp for AS 332 Super Puma		
Antall timer flydd	25	timer
Rundetid	10	min
CO <sub>2</sub> -utslipp	33	tonn/år
NO <sub>x</sub> -utslipp	80	kg/år

Tabell 9: Utslipp for AS 332 Super Puma

For å regne på utslippet er det nødvendig å finne ut hvor mange runder med frakt helikopteret trenger per materialtype. Dette må som nevnt tidligere ta hensyn til den maksimale vekten på 3600 kg, og tabell 10 viser hvor mange runder som kreves per ramme i festsalen for materialene.

Ramme nr:	Limtre [kg]	Stål [kg]
1	<b>3139</b>	<b>3669,6</b>
2	<b>2683,2</b>	<b>3887,3</b>
3	<b>2786,4</b>	<b>3607,7</b>
4	<b>2872,4</b>	<b>3793,8</b>
5	<b>2967</b>	<b>3794,2</b>
Antall rammer innenfor vektkrav	<b>5</b>	<b>0</b>
Antall runder:	<b>5</b>	<b>6</b>

Tabell 10: Vekt av rammene

Limtrerrammene leveres ferdig montert fra fabrikk og det er derfor viktig at disse holder krav til maks løftekapasitet. Stålrammene derimot kan enkelt leveres slik at enkelte deler kan demonteres før løft. Fjerner man takbjelkene i hver ramme blir vekten riktig, og disse kan enkelt monteres med skruer igjen på byggeplass.

Tallene gitt av Airlift samt antall runder blir brukt videre til å regne ut CO<sub>2</sub>- og NO<sub>x</sub>-utslipp for helikopterfrakt til Festsalen, både for bæresystemet i limtre og i stål. Den fulle utregningen er vist i vedlegg P, og utslippet for dette er oppsummert i tabell 11.

	Antall runder	CO <sub>2</sub> -utslipp [kg CO <sub>2</sub> ]	NO <sub>x</sub> -utslipp [kg NO <sub>x</sub> ]	Andel utslipp i forhold til totalt utslipp i prosjekt
Limtre	5	1100	2,67	3 %
Stål	6	1320	3,20	4 %

Tabell 11: Klimaregnskap, helikopterfrakt

### 5.3.5 Totalt CO<sub>2</sub>-utslipp

Det totale CO<sub>2</sub>-utslippet for materialene og helikopterfrakt er basert på utregningene av CO<sub>2</sub>-utslipp i vedlegg O og P, og er som vist i tabell 12.

	CO <sub>2</sub> -utslipp [kg CO <sub>2</sub> ]	Materialutslipp [tonn CO <sub>2</sub> ]	Totalt utslipp [kg CO <sub>2</sub> ]	Prosent [%]
Limtre	1100	4,77	5873	100
Stål	1320	19,33	20653	352

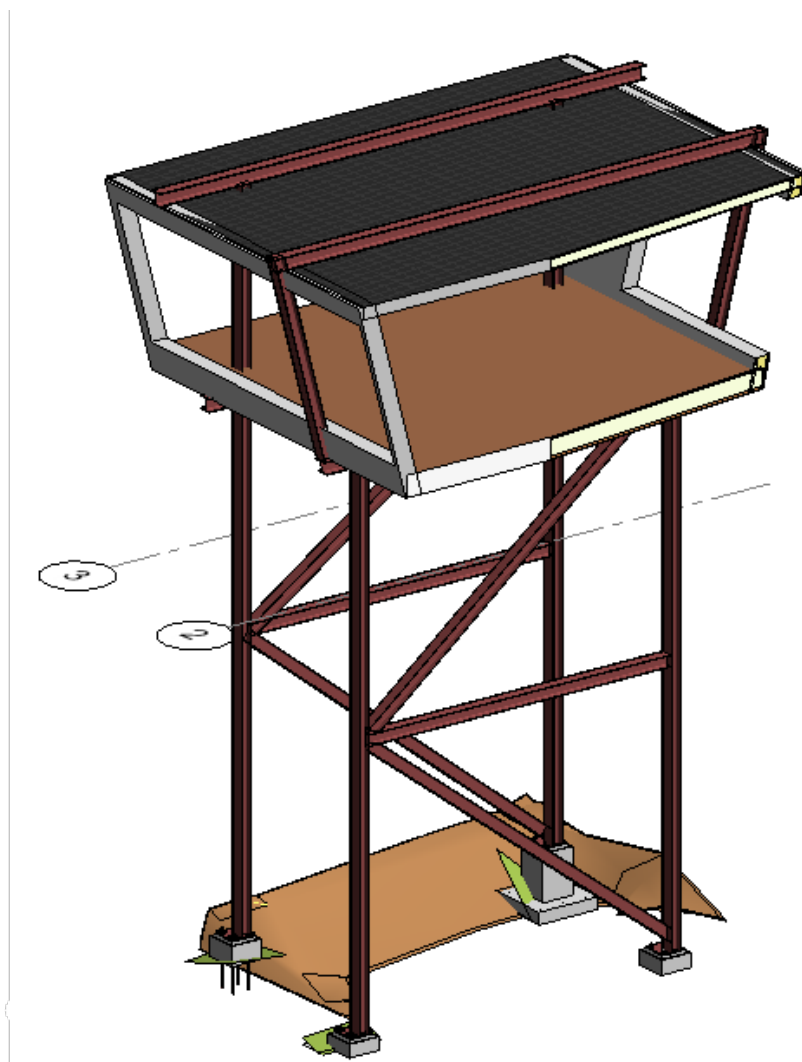
Tabell 12: Totalt utslipp

Det totale utslippet viser at bruken av stål i Festsalen har en økning i CO<sub>2</sub>-avtrykket på 352%, i forhold til limtre.

## 5.4 Kondensproblematikk

Når man sammenligner to materialer med hverandre er det viktig å ta med alle egenskapene til de to modellene. Limtre har veldig gode varmeisolerende egenskaper som egner seg godt til gjennomgående konstruksjonsdeler. Stål derimot leder varme veldig godt, og gjennomføringer fra kald til varm side kan føre til kondensproblematikk.

I akse 3 på figur 40 er det vist samme løsning for stålrammene som limtre, med gjennomgående søyler gjennom klimaskillet. Akse 2 har utenpåliggende skråstilte søyler der klimaskillet ikke brytes. En slik løsning er optimalt med tanke på kuldebro, mens andre løsninger som opplagring av takbjelker og kontinuerlig taktekking blir et nytt problem som krever en ny løsning. Fordelen med denne løsningen er at man ikke bare får gode kuldebroverdier, men det forenkler også god brannetting og brannisolering.



Figur 40: Rammeløsning i stål, 3D

Ulempene med løsningen i figur 40 er problematikk rundt tetting for ytre påkjenninger. Slik som figuren viser vil det bli et opphopning av snø og vann rundt takbjelkene. Dette kan for eksempel unngås ved å bygge opp et falskt tak som er høyere enn bjelkene. Taktekking kan da gå kontinuerlig over bjelkene, og det er dermed viktig å sørge for god lufting. Taket kan med fordel bygges opp som skrått luftet tretak med båndteking av blikk som tekking, som et alternativ. Et spennende arkitektonisk valg for takteking og kledning hadde vært kjerneved av seinvokst furu, som naturlig får en gråliggende farge. Dette hadde etter hvert fått samme farge som fjellet i nærheten. Hvilken brannklasse slik furu har er dog ikke kjent, og om det hadde vært et gyldig alternativ må undersøkes nærmere.

## 5.5 Branndimensjonering

Limtre har også gode brannisolerende egenskaper i motsetning til stål, da stål ofte er avhengig av et brannisolerende sjikt for å opprettholde brannkrav. For å opprettholde bæreevne i en ulykkesituasjon kan man med limtre ofte øke tverrsnittet for å få tilstrekkelig kapasitet, mens åpne HEA-HEB profiler ikke øker kapasitet i samme grad. Firkantede, hule profiler kan ofte fylles med betong for å oppnå brannkrav, mens dette er upraktisk for H-profiler.

Etter byggt teknisk forskrift (TEK17) med veiledning, Kapittel 11 Sikkerhet ved brann finner man følgende for festsalen:

- Risikoklasse 5 (§ 11-2. Risikoklasser)
- Brannklasse 2 (§ 11-3. Brannklasser, byggverk i to etasjer)
- Brannmotstand, bærende hovedsystem R 60 [B 60] (§ 11-4. Bæreevne og stabilitet)

Brannklasse 2 bestemmes etter § 11-3 Tabell 1: Brannklasse (BKL) for byggverk, der byggverk med to etasjer og risikoklasse 5 settes i brannklasse 2. Festsalen er oppført som kun en etasje, og det kan dermed argumenteres for at Festsalen plasseres i brannklasse 1, mens resterende bygg plasseres i klasse 2. I klasse 1 plasseres brannmotstand for bærende hovedsystem i R30, som skal sørge for at det er tilgjengelig tid til rømning.



Figur 41: Festsal, Foto: Arve Brekklus.

Fra innledning til kapittel 11: Dersom byggverket prosjekteres i samsvar med preaksepterte ytelser, kalles dette gjerne forenklet prosjektering [32]. Alternativet er analytisk prosjektering, det vil si at det gjøres en analyse som viser at forskriftens krav er oppfylt. Uavhengig av hvilken prosjekteringsmodell som brukes (forenklet eller analytisk prosjektering), må forutsetningene for den branntekniske prosjekteringen bestemmes og beskrives. Forutsetningene omfatter blant annet

- Brannenergi og eventuell særskilt risiko

Avsnitt 5, innledning kapittel 11: Det er nødvendig at ansvarlig prosjekterende skaffer informasjon om lokale forutsetninger og rammebetingelser fra kommunen, eventuelt i en forhåndskonferanse [32]. Dette omfatter blant annet brannvesenets utstyr (kjøretøy og høyderedskaper) og slokkevannsforsyning, jf. TEk17 § 11-17.

For å lage et grunnlag for valg av materiale som hovedbæresystem er det ønskelig se på hvilken argumentasjon som kan benyttes for å plassere bæresystemet på undersiden av festsalen i en lavere brannklasse enn bæresystemet for resten av konstruksjonen. Hvis dette lar seg gjøre, vil stål kunne vurderes som faktisk alternativ til limtre.

Ved en analyse av tilgjengelig brannenergi vil man muligens finne argumentasjon for at frittstående søyler og fundamenter ikke utsettes for tilstrekkelig brannenergi, i tillegg til lett tilkomst for slukkemansker og for inspeksjon kan dette brukes som gode argumenter for at disse kan plasseres i en lavere brannklasse, og dermed en lavere brannmotstand for bæresystemet. Dette forutsetter likevel at brannmannskap har god tilgang på vann og hurtig responstid, noe som ikke nødvendigvis er tilfellet for Romsdalsgondolen. Hurtig tilkomst til Festsalen er begrenset av lastekapasitet i gondolen, og det lokale brannvesen er dermed avhengig av helikopter for å komme hurtig til for å dempe en brannsituasjon. Uten å ha gjennomført en samtale med lokalt brannvesen, antas det at responstiden vil ligge høyere enn 15 minutter, som er tiden en R15 brannmotstand skal holde. Ut fra dette som argumentasjon er det valgt en anbefaling om R60 [B60] som brannmotstand for frittstående rammer og søyler.

## 5.6 Estetikk

De to alternative bæresystemene medfører naturlig nok ulikt utseende, og gir to ulike uttrykk. Festsalen i limtre slik det står i dag gir et ”mykt” inntrykk både fra innsiden og utsiden av restauranten, tross de store dimensjonene. Det alternative bæresystemet i stål vil ha et mer industrielt preg, og vil for noen virke kaldere i uttrykket. Ettersom bygget står oppført på et fjell vil det være viktig å velge et bæresystem som gir besøkende følelsen av at det hører til omgivelsene, og ikke minst føles trygt. Søylene i stål har for eksempel mindre dimensjoner enn de i limtre, og kan for de som ikke har kompetanse virke mindre stabilt ved første øyekast. Samtidig er bygget veldig moderne, og en kombinasjon av begge materialene kunne passet godt inn i uttrykket resten av bygget har.

## 5.7 Praktisk utførelse

Ved transport og oppføring av et slikt bygg er det mange sikkerhetshensyn ved arbeidet som må tas. Generelt sett skaper gode forhåndsregler et godt arbeidsmiljø, og hva slags materialer som benyttes kan være med på utgjøre en risiko for arbeiderne i oppføring av bygget. I prosjektet med limtre ble det fraktet og montert store komplette rammer, noe som er en risikomessig god løsning. Dette bidrar blant annet til at arbeiderne ikke må jobbe like mye og lenge i høyden, og faren for at materialer detter ned eller lignende er mindre. For stål blir materialene fraktet mer del for del, da vekten for alle rammene overskrider kapasiteten til helikopteret. Noen av bjelkene må dermed monteres i etterkant av frakten, og dette kan være med på å utgjøre en risiko.

## 6 Konklusjon

Lastbildet som er tatt utgangspunkt i er en forenklet vurdering med kun sørvest som dimensjonerende vindfasade og vindretning. Det ble tidlig bestemt en avgrensning for lastbildet med tanke på vind i samråd med intern veileder, slik at man kunne bruke mer tid på dimensjoneringen og valg av konseptmodell. For en fullstendig vurdering av bygget er det nødvendig å gjøre en komplett analyse av alle lastsituasjoner for å finne mest ugunstigste situasjon. Lastbildet i seg selv hadde vært et godt grunnlag for en egen bacheloroppgave, spesielt siden EK1-4 påpeker at byggehøyder over 200 moh må vurderes nærmere.

I del 1 er limtre og stålkomponenter dimensjonert etter Eurokode, og kapasiteter iht til disse ligger i spekteret 0,3–0,7 i brudd- og bruksgrense. Valg av dimensjoner antas å være preget av estetiske krav, et ønske om å designe et tiltalende trebygg i utfordrende omgivelser. Følelsen av trygghet for publikum er viktigst, og ingeniørmessig optimalisering av søyle- og bjelkesystemer kommer i andre rekke.

Det er også sett på fundamentering av søylene og forankring for løftekrefter på grunn av vindpåkjenning. Det er her benyttet M20-10.9 4000mm jengestag som gyses fast i fjellet. Disse er veldig høyt utnyttet med tanke på kapasitet når man tar vindsykluser med i betraktning, og disse burde vært kontrollert for utmattingsbrudd. En løsning for å unngå den høye utnyttelsesgraden er å montere ankerne med større innbyrdes avstand. De får dermed høyere momentarm, og mindre utnyttelse.

I del 2 er det gjort en sammenligning av konseptet limtre vs stål, der man kan se at stålkonseptet vil føre til en økning i CO<sub>2</sub>-avtrykk på 352% for bæresystemet. Bæresystemet i seg selv utgjør en veldig liten del av det totale materialbruken til bygget, og i hvilken grad dette påvirker valg av konsept må avgjøres i en helhetsvurdering med andre viktige faktorer: vedlikehold, brannmotstand, kuldebro, montasje, pris og kanskje aller viktigst - estetikk.

Bæresystemet plasseres i brannklasse 2 R60, og det argumenteres om hvorvidt man kan gå ned til en lavere brannklasse som R30 eller R15. I en normalsituasjon der bygget plasseres i sentrumsnære strøk kan slik argumentasjon antagelig benyttes godt, men lokalt brannvesens responstid og slukkeevne begrenses av gondolkapasiteten eller helikoptertransport. Dette anses som viktigst av all argumentasjon, og R60 fravikes ikke.

## 7 Refleksjon

Uten tilgang på 3D-modellen fra Nordplan er det ikke sikkert at gruppen hadde valgt samme dimensjoner og utførelse. Det arkitektoniske uttrykket er bestemt av Sporstøl arkitekter, så selve utforming ville nødvendigvis bli lik. Likevel er det en del avgjørende valg rundt utformingen som måtte bli tatt på egenhånd, og man måtte blant annet startet enda mer grunnleggende med gjennomgang av TEK17 som bygningsfysikk og brannkrav.

Framgangsmåten for beregning av laster ville vært lik, og ved en komplett analyse av lastbildet ville man måtte ta valg på samme måte som Nordplan har gjort. EK1-4 gir vindhastighet 60 m/s, mens en analyse fra eksternt firma gir 66 m/s for samme situasjon. Det viktigste å reflektere over her er at Nordplan har valgt å legge til enda 10% på vindhastigheten for å være helt sikker på at sikkerheten er ivaretatt. Slike valg kommer av erfaring og innsikt, kanskje langt utover hva Eurokode gir retningslinjer på.

Det er som ansvarlig ingeniør for konstruksjonssikkerhet deres ansvar at konstruksjonen, selv i de verst tenkelige situasjoner, har kapasitet nok til å unngå kollaps eller brudd som kan føre til skade på personer og materiell. Denne tematikken undervises ikke spesifikt på NTNU, men er en veldig viktig tankegang i en faktisk situasjon. Å være kritisk til egne beregninger, kreativ i valg av løsninger, konstruktiv ved oppdagelse av feil og respektfull ovenfor andres meninger er gode egenskaper for en ingeniør, som også gjenspeiler NTNU sine kjerneverdier.

For videre arbeid er det mange angrepspunkter for å gjøre et komplett og ferdig design av festsalen, der det kan nevnes noen:

- Fundamenter i betong, komplett dimensjonering
- Geoteknikk og påvisning av fasthetsverdier for grunnfjell
- Skivekonstruksjoner i tre
- Forankring med gyste fjellanker, komplett vurdering
- Dybler og knuteplater, og overganger til fundament samt k- og y-ledd
- Komplette brannvurdering av bygget
- Branndimensjonering av limtre og ståltverrsnitt
- Detaljer for takteking og luftet kledning
- Kuldebroproblematikk, taknedløp, vindusinnsetting
- Tildekking rundt stål hvis dette blir aktuelt
- Isolering rundt hjørner og overganger



## Referanseliste

- [1] Nordplan, *Om Nordplan*, Hentet: 08.05.2023. adresse: <https://www.nordplan.no/om-nordplan/>.
- [2] J.-A. Tomasgard, *Romsdalsgondolen*, Hentet: 13.04.2023. adresse: <https://www.bygg.no/romsdalsgondolen/1474112!/?image=6>.
- [3] Lovdata, *Lov om planlegging og byggesaksbehandling*, Hentet: 12.04.2023. adresse: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71>.
- [4] D. for byggkvalitet, *Regelverk*, Hentet: 19.05.2023. adresse: <https://dibk.no/regelverk>.
- [5] P. K. Larsen, *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. Fagbokforlaget, 2020.
- [6] S. Norge, *Norsk Standard*, Hentet: 18.05.2023. adresse: <https://www.standard.no/standardisering/norsk-standard/>.
- [7] Standard, *Eurokoder*, Hentet: 11.04.2023. adresse: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>.
- [8] Sintef, *Hva er Byggforskserien?*, Hentet: 19.05.2023. adresse: [https://www.byggforsk.no/side/198/hva\\_er\\_byggforskserien](https://www.byggforsk.no/side/198/hva_er_byggforskserien).
- [9] N. I. Bovim, *Limtreboka*. Norske Limtreprodusenters forening, 2015.
- [10] J. K. Solberg, *Stål*, Hentet: 13.04.2023. adresse: <https://snl.no/st%C3%A5l>.
- [11] N. Stål, *Stålproduksjon i dag*, Hentet: 21.05.2023. adresse: <https://www.norskstaal.no/om-oss/miljoe-og-baerekraft/staalproduksjon-i-dag>.
- [12] Ø. Husø, *Strekprøving*, Hentet: 21.05.2023. adresse: <https://snl.no/strekpr%C3%B8ving>.
- [13] noxfondet, *Hva er NOx?*, Hentet: 09.05.2023. adresse: <https://www.noxfondet.no/artikler/hva-er-nox/>.
- [14] B. Pedersen, *NOx*, Hentet: 09.05.2023. adresse: <https://snl.no/NOx>.
- [15] S. Norge, *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt, og nyttelaster i bygninger*. Standard Norge, 2019.
- [16] F. Konstruksjon, *Focus Konstruksjon 3D*, Hentet: 16.05.2023. adresse: <https://www.focus.no/produkter/focus-konstruksjon-3d/>.
- [17] Byggforsk, *471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler*, Hentet: 17.04.2023. adresse: [https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster\\_for\\_bygningsmaterialer\\_byggevarer\\_og\\_bygningsdeler#i32](https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler#i32).
- [18] K. Bell og H. Liven, *Limtreboka, Beregningseksempler*. Norske Limtreprodusenters forening, 2018.
- [19] S. Norge, *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge, 2010.
- [20] P. K. Larsen, *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. Fagbokforlaget, 2020.

- [21] S. Norge, *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge, 2015.
- [22] S. Norge, *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Standard Norge, 2016.
- [23] S. Norge, *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-8: Knutepunkter og forbindelse*. Standard Norge, 2009.
- [24] P. K. Larsen, A. H. Clausen og A. Aalberg, *Stålkonstruksjoner, Profiler og formler*. Fagbokforlaget, 2022.
- [25] FN-sambandet, *FNs bærekraftsmål*, Hentet: 14.05.2023. adresse: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal>.
- [26] Sintef, *Betong er en del av klimaløsningen*, Hentet: 16.05.2023. adresse: <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimalosningen/>.
- [27] U. Solheim, *Vil ha strengere klimakrav for byggebransjen*, Hentet: 14.05.2023. adresse: <https://www.nrk.no/norge/byggebransjen-star-for-15-prosent-av-utslippene--na-vil-hoyre-ha-strengere-klimakrav-1.15971359>.
- [28] Norsus, *Om livsløpsvurdering – LCA (Life Cycle Assessment)?*, Hentet: 13.05.2023. adresse: <https://norsus.no/om-livslopsvurdering/>.
- [29] LCA, *Hva er LCA?*, Hentet: 16.05.2023. adresse: <https://lca.no/hva-er-lca/>.
- [30] epd-norway, *Hva er en EPD?*, Hentet: 10.05.2023. adresse: <https://www.epd-norge.no/hva-er-en-epd/>.
- [31] Airlift, *Vår helikopterflåte*, Hentet: 09.05.2023. adresse: <https://www.airlift.no/helikopter>.
- [32] D. for byggkvalitet, *Innledning til kapittel 11 Sikkerhet ved brann*, Hentet: 21.05.2023. adresse: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/innledning>.