

Bacheloroppgave

NTNU
Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for havromsoperasjoner og byggingsteknikk

Marcus Gåsvik
Oddbjørn Halvorsen
Magnus Hamre

Prosjektering av verkstedhall

Bacheloroppgave i Bachelor i byggingsteknikk

Veileder: Amin Moazami

Medveileder: Bartosz Siedziako

Mai 2021



Norwegian University of
Science and Technology

Marcus Gåsvik
Oddbjørn Halvorsen
Magnus Hamre

Prosjektering av verkstedhall

Bacheloroppgave i Bachelor i byggteknikk
Veileder: Amin Moazami
Medveileder: Bartosz Siedziako
Mai 2021

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



Kunnskap for en bedre verden

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.

Du/dere fyller ut erklæringen ved å klikke i ruten til høyre for den enkelte del 1-6:		
1.	Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input checked="" type="checkbox"/>
2.	Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen: <ul style="list-style-type: none">ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands.ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt.ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt.har alle referansene oppgitt i litteraturlisten.ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å <u>betrakte som fusk</u> og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§14 og 15.	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert i Ephorus, se Retningslinjer for elektronisk innlevering og publisering av studiepoenggivende studentoppgaver	<input checked="" type="checkbox"/>
5.	Jeg/vi er kjent med at høgskolen vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter høgskolens studieforskrift §31	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider	<input checked="" type="checkbox"/>

Publiseringsavtale

Studiepoeng: 20

Veileder: Amin Moazami, Bartosz Siedziako

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

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

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

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

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

gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering: ja nei

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)? ja nei

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over? ja nei

Er oppgaven unntatt offentlighet? ja nei

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

Dato: 20.05.2021

FORORD

Prosjektgruppen består av Marcus Gåsvik, Oddbjørn Halvorsen og Magnus Hamre. Vi har hatt et tett og godt samarbeid gjennom studietiden så det ble et naturlig valg for oss å samarbeide på bacheloroppgaven.

Oppgaven går ut på å dimensjonere deler av verkstedhallen på det nye bilsenteret til Bertel O. Steen, som er et prosjekt som skal bygges av entreprenørselskapet Peab K. Nordang avd Ålesund. Gjennom samtaler med oppdragsgiver kom vi frem til en problemstilling som gir oss mulighetene til å utvide vår kunnskap om detaljprosjektering og visualisering av ett prosjekt.

Vi vil rette en stor takk til Peab K. Nordang som har gitt oss oppgaven og levert plan og fasadetegninger, Bartosz Siedziako for hjelp angående dimensjonering og intern veileder Amin Moazami.

INNHALDSFORTEGNELSE

FORORD	1
Sammendrag	8
Abstract	9
Terminologi	10
Programvare	13
1. Innledning	14
<i>1.1 Prosjektet</i>	<i>14</i>
1.1.1 Problemstilling/beskrivelse av oppgave	14
1.1.2 Oppbygging	15
<i>1.2 Studieobjektet</i>	<i>16</i>
1.2.1 Beskrivelse av bygget.....	16
1.2.2 Forutsetninger og begrensninger	18
2. Teoretisk Grunnlag	19
<i>2.1 Lover, forskrifter og standarder</i>	<i>19</i>
<i>2.2 Beregning av laster</i>	<i>20</i>
2.2.1 Egenlaster	21
2.2.2 Nyttelaster	21
2.2.3 Snølast	22
2.2.4 Vindlast	22
2.2.5 Lastfaktorer	23
2.2.6 Jordskjelv.....	23
<i>2.3 Materialer</i>	<i>23</i>
2.3.1 Konstruksjonsstål	23
2.3.2 Betong	23
2.3.3 Armering	24
2.3.4 KL-tre	24

2.4 Konstruksjonsdeler	24
2.4.1 Bjelke	24
2.4.2 Søyle	25
2.4.3 Tak	25
2.4.4 Fundament	25
2.4.5 Avstivingsystem	26
3. Dimensjonerings- og prosjekteringsgrunnlag	28
3.1 Forutsetninger	28
3.1.1 Brannprosjektering	28
3.1.2 Jordskjelvdimensjonering	30
3.2 Dimensjonerende laster	31
3.2.1 Egenlast, takelement	31
3.2.2 Snølast	32
3.2.3 Vindlast	33
3.2.4 Lastenes påvirkning på konstruksjonen	37
3.3 Plassering av vindkryss	39
4. Del 1: Dimensjonering av bæresystemene	39
4.1 Generelt	39
4.1.1 FEM-DESIGN	40
4.1.2 Dimensjonerende laster i Bruddgrensetilstand	40
4.1.3 Dimensjonerende laster i Bruksgrensetilstand	43
4.1.4 Aksestystem	43
4.1.5 Langsnitt	44
4.2 Modell A, stål	44
4.2.1 Fagverksbjelke i Stål	46
4.2.2 Stålsøyde	47
4.2.3 Resultat	48

4.2.3.1 Kontroll av nedbøyning	48
4.2.3.2 Krefter	48
4.2.3.3 Utnyttelse av tverrsnittene	50
4.3 Modell B, limtre og betong	52
4.3.1 Limtrebjelke	52
4.3.2 Betongsøyle	53
4.3.3 Resultater	56
4.3.4.1 kontroll av nedbøyning	56
4.3.3.2 Krefter	56
4.3.3.3 Utnyttelse av tverrsnittene	57
4.4 Konklusjon del 1	58
5. Del 2: Sammenligning av bæresystem	60
5.1 Bakgrunn	60
5.2 Metode	60
5.3 Resultat	61
5.3.1 Miljø	61
5.3.2 Estetikk	62
5.3.3 Økonomi	62
5.3.4 Tekniske egenskaper	63
5.4 Konklusjon	64
6. Del 3: Detaljprosjektering av stålkonstruksjonens forbindelser	65
6.1 Bakgrunn og grunnlag	65
6.2 Metode	66
6.2.1 Forbindelse bjelke – søyle	66
6.2.1.1 Dimensjonering av bolt	66
6.2.1.2 Dimensjonering av flatstål	67
6.2.2 Forbindelse vindkryss – søyle	68

6.2.3 Forankring søyle – fundament.....	69
6.3 Resultat	72
6.3.1 Forbindelse mellom bjelke og søyle.....	72
6.3.2 Forbindelse mellom vindkryss og søyle.....	74
6.3.3 Forankring av søyle i fundament.....	76
6.4 Konklusjon.....	80
Refleksjon	81
<i>Arbeidsfordeling</i>	<i>81</i>
<i>Møter</i>	<i>81</i>
<i>Kvalitetssikring.....</i>	<i>82</i>
<i>Læringsutbytte</i>	<i>82</i>
<i>Hovedaktiviteter og fremdrift.....</i>	<i>82</i>
Figurliste	83
Tabelliste.....	85
litteraturliste	87
Vedlegg	90

SAMMENDRAG

Denne bacheloroppgaven handler om dimensjonering og design av bæresystemet til en verkstedhall, som er plassert på Digernes i Ålesund. I oppgaven er det fokusert på bæreevnen og kapasiteten til bjelker, søyler og vindavstivningen til konstruksjonen. Bygget er dimensjonert for de aktuelle lastkombinasjonene som vil opptre ihht. NS-EN 1990.

I oppgaven er det dimensjonert to ulike bæresystemer. Videre er det sett på fordeler og ulemper med konstruksjonene for å kunne sammenligne dem, og komme frem til den mest hensiktsmessige løsningen for dette prosjektet. Begge modellene er prosjektert med leddet bjelke/søyle forbindelse, og med fast innspenning til fundament. Modellene som er prosjektert i oppgaven er:

Modell A: Stålkonstruksjon med fagverksbjelke. Fagverksbjelken har en høyde på 1,6m, og består av over- og undergurt med dimensjon HEA-300, og 20 delstaver med dimensjon KKR 140x140x8. Søyelene vil bestå av KKR 300x300x10.

Modell B: Konstruksjon med limtrebjelke og betongsøyler. Limtrebjelkens dimensjon er satt til 300x1700mm, mens betongsøyelene vil ha en dimensjon på 500x500mm, og er forsterket med 8 stk. $\Phi 32$ lengdearmring.

Konklusjonen er at modell A vil være den mest gunstige løsningen for dette prosjektet. Denne konklusjonen er valgt med hensyn på de vurderingskriterier som er lagt til grunn i oppgaven, der stålets fleksibilitet, i tillegg til at man kan bruke mindre dimensjoner på både bjelke og søyle er blitt avgjørende faktorer.

Den avsluttende delen av oppgaven omhandler detaljprosjektering av Modell A. Boltede knutepunkter ved bjelke/søyle, vindkryss og søylefot er dimensjonert i bruddgrensetilstanden etter formler i Eurokode 3/NS-EN 1991-1-8, ut fra de lastene som er beregnet i FEM-design. I tillegg er det lagt med detaljtegninger fra Revit.

ABSTRACT

The objective of this thesis is to design and calculate the structural system and elements of a car workshop located in Digernes, Ålesund. The main focus has been to calculate the loads on columns, beams and wind braces, and apply suitable dimensions for these structural parts. The loads have been calculated according to NS-EN 1990.

In this project there is constructed two different structures, and their strengths and weaknesses have been compared, to find the best option. Both structures are constructed with hinged connection between the column and beam, and with rigid connection to the foundation. A short description of the structures:

Model A: Steel construction with truss beam. The height of the beam is set to 1,6m and designed with upper and lower chords with dimension HEA-300. The joints consist of KKR 140x140x8, and the steel columns are set to KKR 300x300x8

Model B: the structure consists of glulam beams with a dimension of 300x1700mm, and concrete columns with the size 500x500mm, reinforced with 8 Φ 32 rebars.

The conclusion is that model A will be the most suitable option for this project based on the comparison criteria in this thesis. The deciding factors for this conclusion is the flexibility of the steel, and the fact that model B needs larger dimensions for both the columns and beams.

The thesis concludes with a detailed construction of model A. The bolted connections between column/beam, wind braces and column/foundation are constructed according to Eurocode 3/NS-EN 1991-1-8, from the loads that have been calculated in FEM-design. Detailed drawings from Revit have also been added to this part.

TERMINOLOGI

Generelt:

F_{ed}	dimensjonerende kraft
N_{ed}	dimensjonerende aksialkraft
M_{ed}	dimensjonerende moment
V_{ed}	dimensjonerende skjærkraft
N_{rd}	aksialkraftkapasitet
M_{rd}	momentkapasitet
V_{rd}	skjærkapasitet
A	areal
A_{eff}	effektivt avskjæringsareal
L	konstruksjonselementets lengde (f.eks. bjelkelengde/søylelengde)
L_k	nekklengde/søylens effektive lengde
RKL	risikoklasse

Jordskjelv:

$S_d(T)$	dimensjonerende responsspektrum
q	konstruksjonsfaktor

Snølast:

$S_k(0)$	karakteristisk kommunal grunnverdi for snølast på mark
S_k	karakteristisk snølast på mark
C_e	eksponeringskoeffisient
C_t	termisk koeffisient
μ_1	formfaktor/korreksjonsfaktor

H_g høydegrense

Vindlast:

$V_{b,0}$ referansevindhastighet
 C_{season} årstidsfaktor
 C_{alt} nivåfaktor
 C_{prob} sannsynlighetsfaktor
 z byggets høyde over grunnivået
 k_t terrengruhetsfaktor
 z_0 ruhetslengde
 z_{min} minimumshøyde
 $C_r(z)$ ruhetsfaktor
 C_{dir} retningsfaktor
 V_b basisvindhastighet
 $C_0(z)$ terrengformfaktor
 $V_m(z)$ stedvindhastighet
 K_I turbulensfaktor
 $I_v(z)$ turbulensintensitet
 V_p vindkasthastighet
 q_p hastighetstrykk

Betong:

$S(250/180)$ senteravstand for bøylearmering (mm)
 Φ armeringsdiameter
 γ_c materialfaktor betong
 γ_s materialfaktor armeringsstål
 C_{nom} overdekning

F_{jd}	Fundamentets dimensjonerende fasthet (N/mm^2)
K_j	konsentrasjonsfaktor for belastet fundament
F_{rd}	kapasitet til delvis belastet betongfundament
<u>Stål:</u>	
HEA	varmvalset stålbejelke med H-profil
KKR	kaldformet konstruksjonsrør, kvadratisk hulprofil
a	flatstålets nødvendige endeavstand
e	flatstålets nødvendige kantavstand
f_{ub}	strekkfasthet bolt
f_{yb}	flytegrense bolt
γ_{M2}	partialfaktor for boltekapasitet
γ_{M0}	partialfaktor for kapasitet av konstruksjonsdeler og tverrsnitt
$F_{V,Ed}$	dimensjonerende avskjæringskraft for bolt
$F_{V,Rd}$	skjærkapasitet for bolt
$F_{b,Rd}$	avskjæringskapasitet for hullkantrykk
$F_{b,Ed}$	dimensjonerende avskjæringskraft som følge av hullkantrykk
$F_{c,Rd}$	dimensjonerende trykkapasitet
d	diameter bolt
d_0	diameter boltehull
A_{eff}	effektivt areal
c	Fotplatens maksimale utstikk
$M_{pl,1,Rd}$	Fotplatens plastiske momentkapasitet (kNm/m)
<u>Trevirke</u>	
KL-tre	limtre/massivtre

PROGRAMVARE

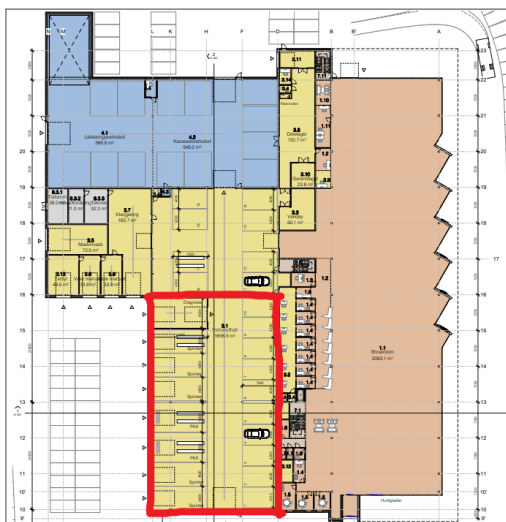
Følgende program har blitt benyttet for å løse de forskjellige delene av oppgaven:

Tabell 1: Programvare

Programvare	Formål
Autodesk Revit	Visualisere konstruksjonen og detaljer
EUROCODE Express	Styrkeberegning av betongsøyler
FEM-design	Styrkeberegning og analysering av kreftenes virkning på konstruksjonen
Microsoft Word	Tekstbehandlingsverktøy
Microsoft Excel	Lage fremdriftsplan
Enscape	Lage video av 3D modellen

1. INNLEDNING

Bachelorgruppen har fått oppgaven fra PEAB K. Nordang. PEAB er et entreprenørfirma som holder til i Sverige, men har avdelinger i hele Norden, deriblant Ålesund. Oppgaven omhandler det nye bilsenteret til Bertel O. Steen som skal bygges på Digernes i Skodje. Bilsenteret har flere verkstedhaller, showroom, dekklager, lakkeringsverksted og karosseriverksted. Bachelorgruppen skal se videre på verkstedhallen som er markert med rødt i figur 1.



Figur 1: Komplet bilsenter

1.1 PROSJEKTET

1.1.1 PROBLEMSTILLING/BESKRIVELSE AV OPPGAVE

Oppgaven tar for seg dimensjonering og prosjektering av en verkstedhall, sammenligning av et alternativt bæresystem, og detaljprosjektering av valgte forbindelser i konstruksjonen. Det som ses på er et tradisjonelt bæresystem med stålsøyler og fagverksbjelker i stål, og et alternativ der man benytter betongsøyler og limtretragere. Ut fra dette har gruppen kommet frem til følgende problemstillinger:

- Sammenligne to bæresystemer (stål og tre/betong)
- Finne dimensjonerende laster
- Beregne nedbøying og utnyttelse av bjelkene
- Fremstille 3D-modell av verkstedhallen og detaljtegninger av forbindelser og koblinger
- Detaljprosjektore valgte forbindelser i stålkonstruksjonen

- Lære nødvendige beregning og modelleringsprogram

1.1.2 OPPBYGGING

Gruppen har fått utlevert foreløpige plan- og 3D-tegninger av byggene som hører til prosjektet. Disse brukes videre som utgangspunkt for plassering av søyler og spennvidder på konstruksjonen. I kapittel 2 blir det lagt frem hvilke lover og forskrifter som gjelder for byggprosjektering. Først veldig generelt, og deretter mer rettet mot gjeldende prosjekt, inklusive diverse data som må tas i bruk for utføring av beregningene.

Hoveddelen av oppgaven er delt inn i tre deler:

Del 1: Dimensjonering av bæresystemene

Del 2: Sammenligning av bæresystem

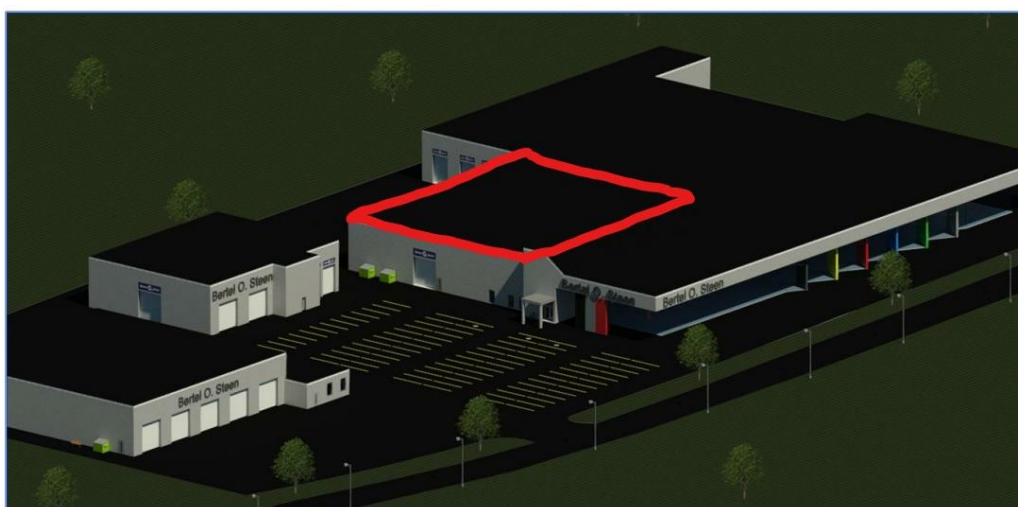
Del 3: Detaljprosjektering av stålkonstruksjon

I del 1 dimensjoneres de to bæresystemene for å se hvilke størrelser man må forholde seg til for å kunne oppfylle kravene til brudd- og bruksgrensetilstand. Men også for å bruke det som en del av sammenligningen i det følgende kapitlet. Som forventet måtte det benyttes store dimensjoner, og da spesielt ved bruk av betongsøyler og limtretragere. Del 2 består av vurdering og drøfting av de to bæresystemene, og materialene de blir produsert av. Det blir lagt vekt på både miljø, estetikk, økonomi og materialenes egenskaper. Bæresystemet som blir valgt i del 2 tas med videre til del 3 hvor det blir gjort en detaljprosjektering. Det blir gjort betraktning av koblinger i konstruksjonen, f.eks. søyle-fundament, søyle-fagverksbjelke mm. Siste del av oppgaven består av en refleksjon over prosjektgjennomføringen.

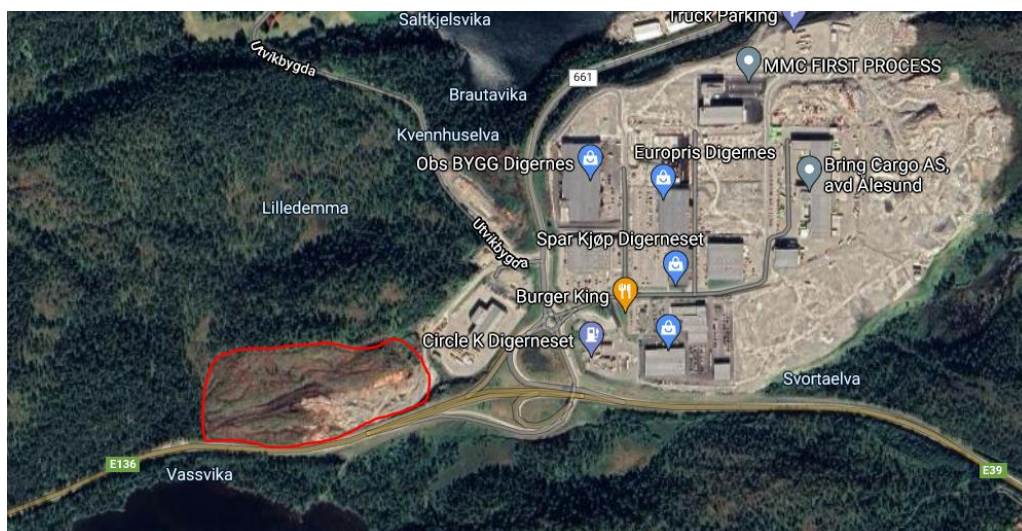
1.2 STUDIEOBJEKTET

1.2.1 BESKRIVELSE AV BYGGET

Bilsenteret skal bygges på Digernes i Skodje innenfor området markert med rødt på figur 3. Konstruksjonen som denne oppgaven omhandler, er en del av et større bygg som igjen er en av flere bygninger på bilsenteret. Verkstedhallen er planlagt å ligge vegg i vegg med blant annet kontorlokalet og salgslokalet. Delen av bygget som vil være verkstedhall er markert med rødt på figur 2.

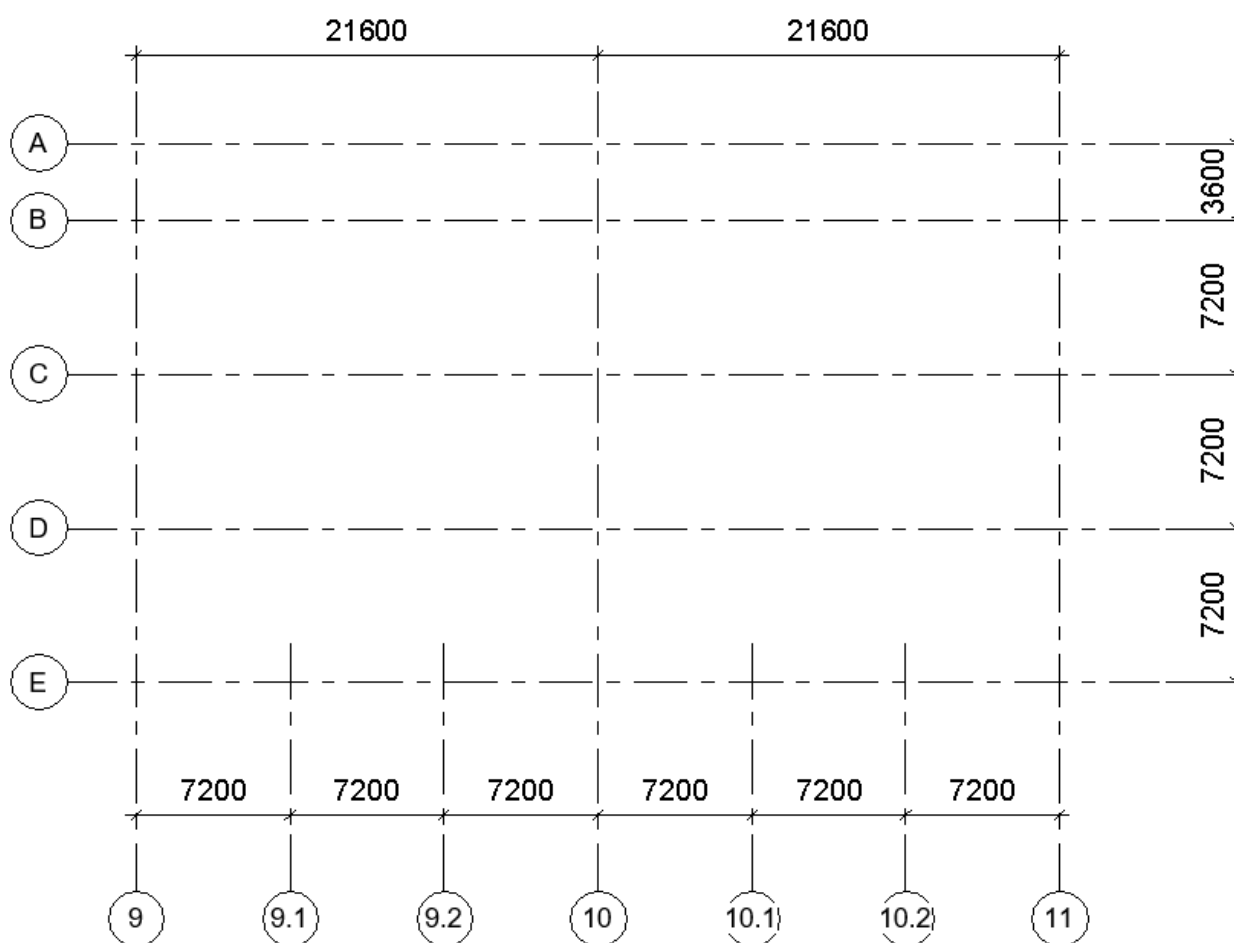


Figur 2: Bilsenter med markert verkstedhall



Figur 3: plassering av bilsenter

Blant skissene som oppdragsgiver har sendt er det en aksetegning som viser arealet på hallen og plassering av søylene. Bredden for verkstedhallen er 25,2 meter og lengden er 43,2 meter. Ut fra skissene har det blitt valgt å legge takbjelkene parallelt med lengderetningen med spenn på 21,6 meter, dette gjør at takplatene ikke må strekke seg over for store spenn. Høyden på bygget er satt til 8 meter, fra bakkenivå til toppen av takbjelke. Med dette vil begge bæresystemene ha en innvendig høyde på over 6 meter. Aksesystemet er vist i figur 4.



Figur 4: aksesystem

Videre vil fasaden av verkstedhallen bestå mye av porter, da det er planlagt 8 stk i nordveggen og én i vestveggen. Dette er grunnen til at nordveggen ikke kan bygges opp på samme måte som sørveggen og heller ikke ha vindkryss, som kan ses senere i oppgaven.

1.2.2 FORUTSETNINGER OG BEGRENSNINGER

Som forklart i kapittel 1.2.1 er dette i utgangspunktet et stort prosjekt, hvor det var stor valgfrihet i hva man ønsket å ta med i bacheloroppgaven. Valget falt da på bæresystemet til verkstedhallen. Dette ble prioritert fordi interessen er størst for dimensjonering av konstruksjoner og styrkeberegninger. Samtidig ville dette være en oppgave hvor innholdet kunne begrenses eller utvides etter hva gruppen så på som realistisk å gjennomføre.

Det har blitt valgt å begrense oppgaven til søyler, takbjelker og vindavstiving i vegger, samt en sammenligning av valgt løsning og en alternativ løsning. Begge systemene blir dimensjonert, men detaljprosjektering er utført bare for den valgte løsningen bestående av stålsøyler og fagverksbjelker i stål.

I oppgaven går enn ut fra at fundamentene som skal ta opp kreftene fra søylene og vindkryssene er beregnet for denne påkjenningen, både med tanke på moment og vertikalkraft.. Videre betraktes taket som en skive som fører horisontalkreftene fra taket og ned i de vertikale vindkryssene. Takelementene som er valgt kan brukes til nettopp dette, og det går ut fra at de blir riktig dimensjonert med forankring og skjøter, uten å gå videre inn på dette.

Til tross for at verkstedhallen er en del av et større bygg, med omkringliggende bygninger, ser man i denne oppgaven på den som frittstående når det kommer til vindberegninger. Aksene og plassering av søyler og bjelker blir derimot tatt med videre fra tilsendte skisser. Vindkryssene og plassering av disse vil også bli valgt ut fra behovet til en frittstående konstruksjon.

Utrekning av snølast og vindlast er basert på verdiene som blir oppgitt for dette området i tabellene til Norsk Standard: NS-EN-1991-1-3 og NS-EN-1991-1-4. Nærmere bestemmelse av tomteplassering er også på plass, og en vurdering av omkringliggende terreng har blitt gjort for å ha tilstrekkelig grunnlag til vindberegninger. Fasadekledning på bygget blir antatt som en enveisplate der vindkreftene blir overført som en linjelast på søylene.

2. TEORETISK GRUNNLAG

Under prosjektering av en konstruksjon er det konstruktøren sitt ansvar å sørge for at den oppfyller de krav som blir stilt både av tiltakshaver og gjeldene lovverk. Dette vil blant annet omfatte at konstruksjonen skal kunne nyttes til sine forutsatte formål, og at den skal tåle de laster den kan bli utsatt for. Lover, forskrifter og standarder som danner beregningsgrunnlaget for oppgaven vil bli utredet i kapittel 2.1.

2.1 LOVER, FORSKRIFTER OG STANDARDER

For å sikre konstruksjoner mot sammenbrudd har man i dag et system med lover, forskrifter og standarder. Den overordnede delen av dette systemet er Plan- og bygningsloven. Den gir hovedbestemmelsene for all byggevirksomhet i Norge. Som f.eks. kommuneplaner, reguleringsplaner, byggetillatelse og kontroll av byggearbeid.

Det neste leddet i dette systemet er byggeforskriftene. Den inneholder mer detaljerte bestemmelser for bl.a. bygningsdeler og installasjoner. Videre gir forskriftene generelle ytelse- og funksjonskrav til materialer og konstruksjoner. Dette kan f.eks. dreie seg om isolasjon, ventilasjon eller varmemotstand. Forskriftene utarbeides av Statens byggetekniske etat.

Det siste leddet er reglene i Norsk standard. Denne delen handler om produktstandarder, prosjektering og utførelse. Disse reglene bygger på en felles europeisk standard, og målet med disse standardene er å sørge for at det ikke noe tvil om hva entreprenøren skal levere. Standarder som har blitt brukt i gjennomføring av oppgaven er vist i tabell 2.

Tabell 2: Kapittel i norsk standard

NS-EN 1990	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN 1991-1-3	Laster på konstruksjoner - snølast

NS-EN-1991-1-4	Laster på konstruksjoner - vindlaster
NS-EN 1993-1-1	Allmenne regler og regler for bygninger
NS-EN 1993-1-8	Knutepunkter og forbindelser
NS-EN ISO 4014	Festelementer Sekskantskruer Utførelsesklasse A og B

2.2 BEREGNING AV LASTER

For å finne den lasten som er mest kritisk for konstruksjonen er det nødvendig å dele de forskjellige lastene som virker på konstruksjonen inn i kategorier. Her er det viktig å skille mellom permanente og variable laster. (Rørvik, 2012)

Permanente laster kan være f.eks. egenvekt av konstruksjonen. Disse lastene er som regel konstante, og vil ikke forandre seg mye i byggets levetid. Variable laster er derimot mer usikre og vil derfor ha større lastfaktorer enn permanente laster. Det kan dreie seg om vindlast, snølast eller nyttelaster.

Ved dimensjonering i bruddgrensetilstand, ser man på forskjellige kombinasjoner av permanente og variable laster, der faktorene varierer med om det ses på gunstige eller ugunstige lastvirkninger. Den kombinasjonen som gir den største lasten blir dimensjonerende, og brukes videre i beregningene. Lastkombinasjonene er vist i tabell 3.

Tabell 3: Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand

Lastkombinasjoner som skal påvises	Permanente laster		Dominerende variable laster Q_1	Øvrige variable laster Q_i
	Ugunstig	Gunstig		
		$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{Q1}\psi_{0.1}$

B1 (Ligning 6.10a)	1.35	1.0	1.05	1.05 (0.90) *
B2 (Ligning 6.10b)	1.20	1.0	1.50	1.05 (0.90) *

Ved dimensjonering i bruksgrensetilstand kontrolleres konstruksjonens forskyvninger som er forårsaket av lastene. Her ønsker man å komme frem til forskyvningene som vil opptre i virkeligheten, og kan derfor benytte en lastfaktor som er lik 1.

Tabell 4: Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand

Lastkombinasjoner	Permanente laster	Dominerende laster	Øvrige variable laster
	γG_j	γQ_1	γ_i
Karakteristisk	1.0	1.0	0.7
Ofte forekommende	1.0	0.7	0.6
Tilnærmet permanent	1.0	0.6	0.6

2.2.1 EGENLASTER

Egenlast er tyngden av selve konstruksjonen eller konstruksjonsdeler som hviler på denne. Siden dette er en last som virker med samme verdi og på samme sted på konstruksjonen over lengre tid, regnes egenlaster under gruppen ‘‘Permanente laster’’. Egenlasten har som oftest en godt definert tyngde og geometri i tverrsnittdelene, og vil dermed kunne regnes frem med relativt stor nøyaktighet. Derfor er det ikke nødvendig med like stor lastfaktor γ som for variable laster.

2.2.2 NYTTELASTER

Nyttelast er laster som oppstår på konstruksjonen i form av for eksempel personbelastning og inventar inne i et hus, lagrede varer i et lagerbygg, eller trafikk på en bru. På grunn av at behov for dette ikke er nevnt, vil nyttelaster utgå i denne oppgaven.

2.2.3 SNØLAST

Snølastberegninger blir gjort med grunnlag i NS-EN 1991-1-3. Her baseres på snølasten en 50-årslast. Dette gir en sannsynlighet på 0,98 for at den karakteristiske snølasten ikke blir overskredet et enkelt år. Mengden av snø som samles på et tak blir påvirket av flere faktorer. De to forholdene som blir brukt i standarden for snølastberegning er karakteristisk snølast på mark og takets geometri.

Karakteristisk snølast på mark (S_k) blir beregnet ut fra en grunnverdi (S_{k0}) i kommunen. For byggesteder med høyde over havet mindre eller lik høydegrensen H_g i kommunen, er karakteristisk snølast på mark (S_k) lik grunnverdien for karakteristisk snølast i kommunen (S_{k0}). For byggesteder som ligger høyere enn denne høydegrensen, stiger (S_k) sprangvis for hver 100m. Siden den aktuelle byggeplassen ligger under 150 moh, som er høydegrense for Ålesund kommune, blir (S_k) lik (S_{k0}). Denne verdien kombineres med formfaktor for tak, eksponeringsfaktor og termisk faktor, og man får da en verdi for snølast på tak.

2.2.4 VINDLAST

Beregninger av vindlast baseres på NS-EN 1991-1-4. Den karakteristiske vindbelastningen på en bygning beregnes av den største vindhastigheten som i gjennomsnitt oppstår hvert 50. år. Hvor stor vindlast som påvirker bygget er avhengig av flere faktorer som årstid, beliggenhet, topografi, terrengruhet, omkringliggende byggverk og selve byggverkets geometri og stivhet.

Referansevindhastigheten ($v_{b,0}$) varierer geografisk og blir for hver kommune hentet ut fra tabell NA.4(901.1) i NS-EN 1991-1-4. Basisvindhastighet v_b blir beregnet utfra innførte korreksjoner for vindretningen, årstidsvariasjoner, stedets høyde over havet og eventuelt den akseptable sannsynligheten for overskridelse av maksimalhastigheten.

$$v_b = C_{dir} * C_{season} * C_{alt} * C_{prob} * v_{b,0}$$

Denne benyttes videre for å komme frem til vindkasthastighet og hastighetstrykket som brukes til vindlast på konstruksjonen.

2.2.5 LASTFAKTORER

Lastfaktorer bruker man for å ta høyde for unormale og uforutsatte laster som går utover den karakteriske verdien til lasten. Et eksempel på en slik uforutsatt last kan være horisontal støtlast mot en søyle som bare er beregnet for å ta opp aksialkraft. Lastfaktorene tar også hensyn til usikkerhet i beregning av lastvirkningene, på grunn av at ikke alle materialer oppfyller Hooks lov om ideelt elastiske materialer like godt. ‘Redusert sannsynlighet for samtidighet av flere laster’ blir også lagt inn i lastfaktorene. Dette kommer av at det er mindre sannsynlighet for bygget blir fullt belastet av flere variable laster samtidig, enn at det blir fullt belastet av en variabel last av gangen. Hvilke lastfaktorer man bruker under dimensjonering vil avhenge av hvilken grensetilstand man dimensjonerer for. Eksempel på disse kan ses i tabell 3 og 4.

2.2.6 JORDSKJELV

Det er i denne oppgaven antatt at kriterium 1 om lav seismisk aktivitet er oppfylt, og jordskjelvdimensjonering blir ikke videre gjennomført.

2.3 MATERIALER

2.3.1 KONSTRUKSJONSSTÅL

Stål er en legering som i hovedsak består av jern og karbon. Det har blitt et populært konstruksjonsmateriale på grunn av sin høye styrke i forhold til vekt, og lave pris. Stål kan brukes i konstruksjoner som vindmøller, broer, plattformer og bygninger, og klassifiseres etter fasthetsklasse og kvalitet.

2.3.2 BETONG

Betong er i dag et av de vanligste byggematerialene i verden. Noen av grunnene til dette er at betongen har gode egenskaper når det kommer til trykkapasitet, formbarhet og levetid. Betongens egenskaper er definert av fasthetsklasser, bestandighetsklasser og eksponeringsklasser.

Fasthetsklassen beskriver trykkfastheten til betongen, og er målt i MPa (N/mm^2). Betongen som

skal brukes i den alternative løsningen med limtretrager og betongsøyler har kvalitet B35, og skal da kunne tåle 35 MPa før den går til brudd. Det er prøving 28 døgn etter herding som gir gjeldende fasthetsklasse.

2.3.3 ARMERING

Betongens svakhet er at den ikke er spesielt egnet til å ta opp strekkrefter, og i praksis regner man med at den ikke tar opp strekkpåkjenninger. Man bruker derfor armeringsstål til å ta opp strekkreftene som oppstår i betongen. For at armeringen skal være effektiv må den forankres i begge ender, og den må ha nok overdekning (avstand til betongoverflaten) til å ikke korrodere.

2.3.4 KL-TRE

Kl- tre blir ofte betegnet som massivtre eller limtre, og består av store plater av krysslimte granplanker som gjør elementene formstabile (Moelven, u.å.). Kl-tre er et produkt som tilpasses hvert enkelt prosjekt i samarbeid med entreprenør, ingeniør eller arkitekt. Konstruksjoner i KL-tre har høy brannmotstand, og siden bjelken blir ferdig produsert på fabrikk sikrer dette kort byggetid, høy kvalitet og lite fuktighet i konstruksjonen.

2.4 KONSTRUKSJONSDELER

2.4.1 BJELKE

Bjelke er den bærende konstruksjonen i tak og etasjeskillere, og tar opp bøyemoment og skjærkrefter i konstruksjonen. I de fleste konstruksjoner vil bøyemomentet føre til at undersiden av bjelken får strekk, og oversiden blir utsatt for trykk.

Til konstruksjonsformål bruker man ofte varmvalsede eller kaldformede stålbjelker. De består typisk av et steg og to flenser, for eksempel som en H-profil. For en konstruksjon som denne oppgaven omhandler vil det ofte være aktuelt med enten fagverksbjelker i stål eller limtretragere. Dette er på grunn av at de har en forholdsvis slank figur, samtidig som at de har god bæreevne i forhold til størrelse og dermed kan brukes over lange spenn.



Figur 5: Fagverksbjelke i stål

2.4.2 SØYLE

Søyler er et konstruksjonselement som i hovedsak tar opp aksialkrefter, men som også kan ta opp bøyemoment og skjærkrefter. Søyler brukes i dag i de fleste konstruksjoner, og brukes til å bære dekker og tak. Søyler vil sammen med bjelker danne et rammesystem. De tar opp vertikalkrefter fra bjelkene og fører de videre ned til fundamentet, og er ofte utført enten i stål eller betong.

2.4.3 TAK

Taket er den øverste tekkede delen av en bygning.

De viktigste oppgavene til taket er å:

- Beskytte mot klimapåkjenninger
- Bære egenlaster og variable laster som snø og vind
- Sørge for gode avrenningsforhold for regn
- Isolere og hindre brannspredning.

Det finnes mange ulike løsninger for oppbyggingen av et tak. En løsning som er mye brukt for hallbygg, er lettakelement. Dette er rektangulære bygningselement som kan ha alle de nødvendige lagene i en takkonstruksjon, som for eksempel isolasjon og tekking. Inne i elementene er det lagt inn bæringer som gjør at man kan få en relativt lang spennvidde. Disse vil kunne ta opp egenlast, snølast og vindlast, og føre kreftene videre ned til takbjelkene som de er lagt opp på.

2.4.4 FUNDAMENT

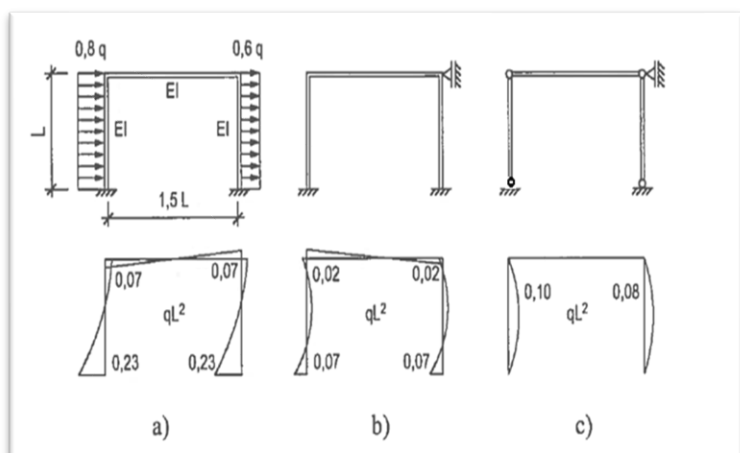
Fundamentet vil ta opp både vertikalkrefter fra bæresystemet, og horisontalkrefter fra f.eks. vindkryss. Dette kan føre til at man kan få store momenter som fundamentet må føre videre ned til grunnen. Valg av fundament er derfor veldig avhengig av hvilken grunn det skal bygges på.

Man kan skille mellom fundamentering på fjell og løsmasser da fundamentering på fjell sjelden gir problemer med å fordele kreftene i grunnen. Ved fundamentering på løsmasser er man nødt til å ta større hensyn, og man bør kontakte geotekniker for å fastslå kapasiteten til grunnen. Dersom grunnen ikke har kapasitet til å bære konstruksjonen kan man f.eks. benytte seg av pelefundament.

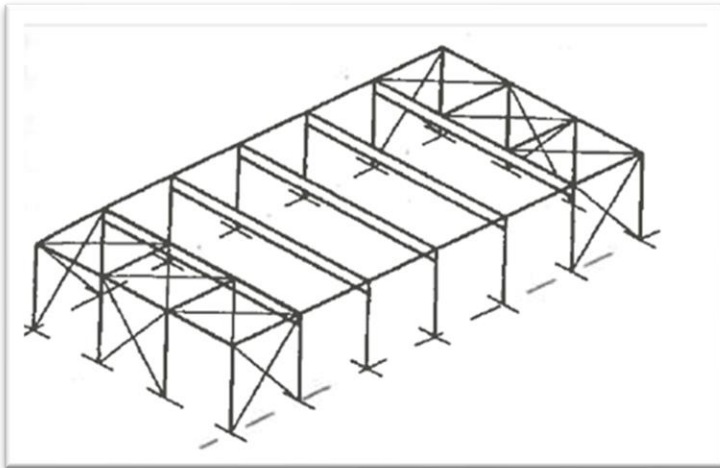
2.4.5 AVSTIVINGSSYSTEM

For at bygningen skal kunne ta opp horisontale krefter er man nødt til å ha et avstivningssystem for å føre kreftene mot fundamentet i bygget. Når man skal prosjektere avstivningssystemet er man først og fremst nødt til å ta hensyn til utformingen og funksjonen til bygget.

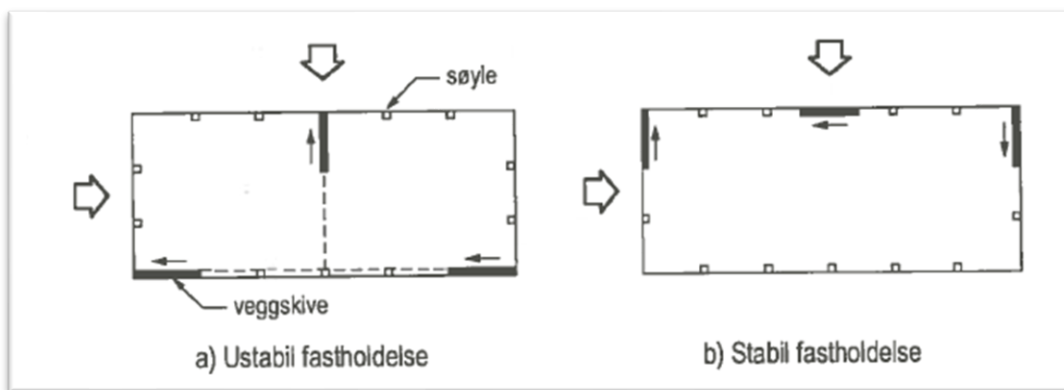
Horisontalkrefter man skal dimensjonere for kan være: vind og jordtrykk eller ulykkelaster som påkjøring, jordskjelv og skjevstillinger i konstruksjonen. For å ta opp disse lastene kan man i hovedsak benytte seg av momentstive rammer eller uavstivede rammer/søyler kombinert med vindkryss og skiver. Med skiver mener man avstivede dekker eller tak, som skal føre horisontale krefter videre til vertikale avstivere. Momentstive rammer er i stand til å ta opp horisontalkrefter ved at søylen og bjelken blir tilsluttet slik at de får samme vinkelendring ved belastning. Dette kan være upraktisk dersom man får store krefter ved fundamentet. I denne oppgaven er det valgt av kobling mellom søyle og bjelke skal være momentfri, og det brukes en kombinasjon av fast innspente søyler i fundamentet og vindkryss for å avstive konstruksjonen.



Figur 6: Momentfordeling i ulike portalrammer



Figur 7: Rammesystem med avstiving i vegger og tak i form av vindkryss



Figur 8: Plassering av veggskiver i bygg

For at bygget skal være stabilt må man ha minst 3 skiver, og man må unngå at skivene ligger i samme akse, med samme retning. Dette gjør man for å unngå rotasjon om et punkt, slik man vil få i figur 8 a. Veggskiver kan være heissjakter, betongvegger, trappesjakter eller vindkryss.

3. DIMENSJONERINGS- OG PROSJEKTERINGSGRUNNLAG

3.1 FORUTSETNINGER

Det har i denne oppgaven blitt satt følgende forutsetninger for dimensjonerings:

- Leddede koblinger mellom søyler og takbjelker, for raskere montering og materialbesparelse
- Søylerne er fast innspent i fundamenter, og disse er dimensjonert deretter
- Ved vindanalyser betraktes verkstedhallen som frittstående uten omkringliggende bygg
- Veggene skal avstives med vindkryss
- Takelementenes skjøter og forankringer er dimensjonert slik at taket fungerer som en skive
- Dimensjonerende brukstid er 50 år
- Brann- og jordskjelvdimensjonering er ikke prioritert, og ansees som godkjent
- Hallens fasadekledning vil fungere som en enveisplate, og gi en jevnt fordelt stripelast på søylerne som følge av vind

3.1.1 BRANNPROSJEKTERING

Risikoklasse (RKL) for et bygg bestemmes ut fra tabell i § 11-2, med fokus på den trusselen en brann kan innebære for skade på liv og helse (dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-2).

Vurderinger for brygget som dette prosjektet omhandler er markert gult i tabell 5.

Tabell 5: Risikoklasser

Risikoklasser	Byggverk kun beregnet for sporadisk personopphold	Personer i byggverk kjenner rømningsforhold, herunder rømningsveier, og kan bringe seg selv i sikkerhet	Byggverk beregnet for overnatting	Forutsatt bruk av byggverk medfører liten brannfare
1	Ja	Ja	Nei	Ja

2	Ja/Nei	Ja	Nei	Nei
3	Nei	Ja	Nei	Ja
4	Nei	Ja	Ja	Ja
5	Nei	Nei	Nei	Ja
6	Nei	Nei	Ja	Ja

Iht. tabell skal for eksempel salgslokaler settes til RKL 5. Da verkstedhallen er et bygg med relativt lav personkonsentrasjon sammenlignet med kjøpesenter og lignende, i tillegg til at det er enkle rømningsveier til det fri, vurderes bygget til å være i RKL 2.

Brannklasse 1: Ifølge § 11-3 Tabell 1: Brannklasse (BKL) for byggverk. Vurdering for verkstedhallen er uthevet med gult i tabell 6.

Tabell 6: Brannklasser

Brannklasse	Konsekvens
1	Liten
2	Middels
3	Stor
4	Særlig stor

Bygget må prosjekteres slik at det tilfredsstiller krav til bæreevne og stabilitet ved brann. Ved brannklasse 1 betyr det at bygget må beholde stabiliteten og bæreevnen i minimum den tiden som er nødvendig for å rømme og redde personer og husdyr. Bygningsdelenes Brannmotstand angis med bokstaver, og tall for å angi tid i minutter.

R: bæreevne for vertikal last

E: tetthet mot røyk

I: isolasjonsevne mot varme

M: mekanisk motstandsevne mot slag

For dette prosjekt som er vurdert til brannklasse 1, vil R15 være gjeldende for det bærende hovedsystemet. Det betyr at bygget må beholde bæreevnen i 15 minutter ved brann. For brannklasse 1 kan man benytte seg av preaksepterte løsninger. I denne oppgaven blir det gått ut fra at det benyttes preaksepterte løsninger, og det blir ikke gjort grundigere prosjektering av dette.

3.1.2 JORDSKJELVDIMENSJONERING

Grunnlaget for å beregne byggets motstandsevne mot seismiske laster er gitt i NS-EN 1998 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning.

NA.3.2.1 [1] gir følgende kriterier for når påvisning av sikkerhet etter NS-EN 1998 kan utelates:

- 1) **Område med svært lav seismisitet**
- 2) **Konstruksjonstype** (seismisk klasse 1)
- 3) **Dimensjonerende spektrum**

Dersom $S_d(T) < 0,05 g = 0,49 \text{ m/s}^2$ beregnet med konstruksjonsfaktor $q \leq 1.5$ og byggets egenperiode er beregnet uten reduksjon i stivhetsegenskapene etter 4.3.1(7) og som fast innspent i grunnen.

- 4) **Størrelse på kreftene:** Dersom skjærkraften for dimensjonerende seismiske lastkombinasjoner på grunnivå er mindre enn de fra andre relevante lastkombinasjoner, kan ytterligere kapasitetskontroll for jordskjelv utelukkes. I tillegg må kravene i pkt. 2.2.4.1(1) og (4) samt 2.2.4.2 og 2.2.4.3 [1] være oppfylt.

På grunn av omfanget på oppgaven blir det antatt at kriterium 1 er oppfylt, og det blir sett bort fra seismiske laster i dimensjoneringen.

3.2 DIMENSJONERENDE LASTER

3.2.1 EGENLAST, TAKELEMENT

Til tak for dette bygget er det valgt å benytte Lett-tak elementer. Dette er bærende takelementer som kan ha spenn på opp til ca 18 meter, og har standard bredde på 1,2 meter. Dersom elementskjøter og forankring er dimensjonert for det, kan de også brukes til horisontal vindavstiving i takkonstruksjonen (vindskive). Det går her ut fra at dette blir gjort. Tykkelsen og egenvekten vil variere ut fra blant annet snølast og spennvidde. Av tabeller i produktbeskrivelsen utgitt av SINTEF (*Lett-Tak takelementer SINTEF Certification, 2000*) er det vurdert at elementtype 16/1,5 har tilstrekkelig bæreevne til bruk på dette prosjektet. Grundigere dimensjonering blir ikke gjennomført, grunnet at det ikke er hovedfokuset for oppgaven.

Denne elementtypen har en høyde på 296 mm over opplegg, og en egenvekt på 0,44 kN/m².

Takelementene som hviler på de mest belastede bjelkene vil ha et spenn på 7,2 meter. Dette gir en jevnt fordelt stripelast fra takelementene til de mest belastede bjelkene som blir:

$$\frac{7.2m}{2} \times 2 \times 0.44 \frac{kN}{m^2} = 3,17 \frac{kN}{m}$$

Denne lasten er permanent og blir regnet som en del av egenlasten til konstruksjonen.

3.2.2 SNØLAST

Tabell 7: Faktorer for snølast

Eksponeringskoeffisient c_e	1.0
Termisk koeffisient c_t	1.0
Karakteristisk snølast s_k	4 kN/m ²
Korreksjonsfaktor/formfaktor μ_1	0.8

Karakteristisk snølast for det aktuelle området på Digernes er 4 kN/m². På grunnlag av isoleringsevnen til de valgte takelementene settes termisk koeffisient lik 1,0. Det er ikke spesielle hensyn som må tas med tanke på topografi, da denne vurderes til å være normal.

Eksponeringskoeffisient settes derfor lik 1,0. Siden bygget har flatt tak, brukes formfaktor $\mu_1 = 0.8$. Dette gir en snølast på tak som er lik:

$$4 \frac{kN}{m^2} \times 0.8 = 3.2 \frac{kN}{m^2}$$

Denne lasten blir regnet jevnt fordelt utover hele taket, og gir de mest belastede takbjelkene en last som blir:

$$\frac{7.2m}{2} \times 2 \times 3.2 \frac{kN}{m^2} = 23.04 \frac{kN}{m}$$

Siden snølasten er den største av de variable lastene, vil den bli brukt som den dominerende variable lasten.

3.2.3 VINDLAST

Slik som bilsenteret er planlagt, vil verkstedhallen være del av en større bygning, og det skal stå flere bygg i nærheten. Siden denne oppgaven betrakter hallen som et frittstående bygg, sees det vekk fra andre bygg og bygningsdeler på området, som ellers ville ha minkende effekter på vindlastene. Bygget vil derimot ligge tett inn til en ås på nordsiden, og denne vil gi en mulig økning i vindkasthastighet, som følge en turbulens. Dette tas med i utrekningen av nordlig vind. Nedenfor presenteres det tabeller med generell vindlastdata for byggeområdet, og deretter spesifikk data for nordlig, sørlig, østlig og vestlig vind. Utrekningene er gjort med grunnlag i verdier og formler som er oppgitt i NS-EN 1991-1-4.

Vindlastdata, Digernes:

Tabell 8: Vindlastdata: Digernes

Referansevindhastighet $v_{b,0}$	29 m/s
Returperiode	50 år
Årstidsfaktor c_{season}	1
Nivåfaktor c_{alt}	1
Sannsynlighetsfaktor c_{prob}	1
Høyde z over grunnivået	8 m

Tabell 9: Terrengdata, Digernes

Terrengruhet	II landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær
Terrengruhetsfaktor k_t	0.19
Ruhetslengde z_0 (m)	0.05 m

z_{\min} (m)	4 m
Ruhetsfaktor $C_r(z)$	0,964

Nordlig vind

Tabell 10: Retningsfaktor og basisvind, nord

Retningsfaktor c_{dir}	0,7
Basisvindhastighet v_b	20,3 m/s

Tabell 11: Topografidata, nord

Terrengformfaktor $C_0(z)$	1,0
Stedvindhastighet $v_m(z)$	19,57 m/s
Turbulensfaktor k_I	1,75 (tatt fra figur i vedlegg 9)
Turbulensintensitet $I_v(z)$	0,345

Tabell 12: Vindkasthastighet og hastighetstrykk, nord

Vindkasthastighet v_p	36,16 m/s
Hastighetstrykk q_p	0,817 kN/m ²

Vestlig vind

Tabell 13: Topografidata, vest

Retningsfaktor c_{dir}	1
Basisvindhastighet v_b	29 m/s

Tabell 14: Topografidata, vest

Terrengformfaktor $C_0(z)$	1,0
Stedvindhastighet $v_m(z)$	27,96 m/s
Turbulensfaktor k_I	1,0
Turbulensintensitet $I_v(z)$	0,197

Tabell 15: Vindkasthastighet og hastighetstrykk, vest

Vindkasthastighet v_p	43,13 m/s
Hastighetstrykk q_p	1,16 kN/m ²

Sørlig vind

Tabell 16: Retningsfaktor og basisvind, sør

Retningsfaktor c_{dir}	0,9
--------------------------	-----

Basisvindhastighet v_b	26,1 m/s
--------------------------	----------

Tabell 17: Topografidata, sør

Terrengformfaktor $C_0(z)$	1,0
Stedvindhastighet $v_m(z)$	25,16 m/s
Turbulensfaktor k_I	1,0
Turbulensintensitet $I_v(z)$	0,197

Tabell 18: Vindkasthastighet og hastighetstrykk, sør

Vindkasthastighet v_p	38,56 m/s
Hastighetstrykk q_p	0,93 kN/m ²

Østlig vind

Tabell 19: Retningsfaktor og basisvind, øst

Retningsfaktor c_{dir}	0,9
Basisvindhastighet v_b	26,1 m/s

Tabell 20: Topografidata, øst

Terrengformfaktor $C_0(z)$	1,0
----------------------------	-----

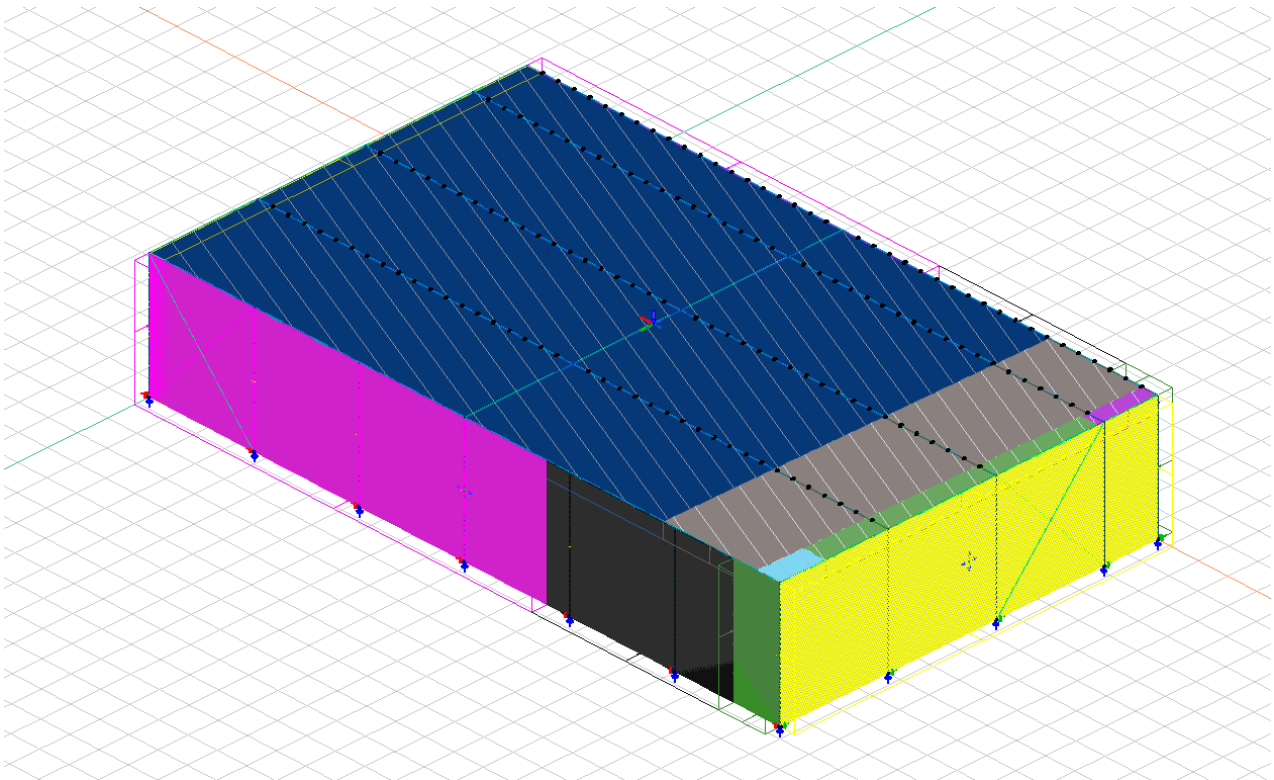
Stedvindhastighet $v_m(z)$	25,16 m/s
Turbulensfaktor k_1	1,0
Turbulensintensitet $I_v(z)$	0,197

Tabell 21: Vindkasthastighet og hastighetstrykk, øst

Vindkasthastighet v_p	38,56 m/s
Hastighetstrykk q_p	0,93 kN/m ²

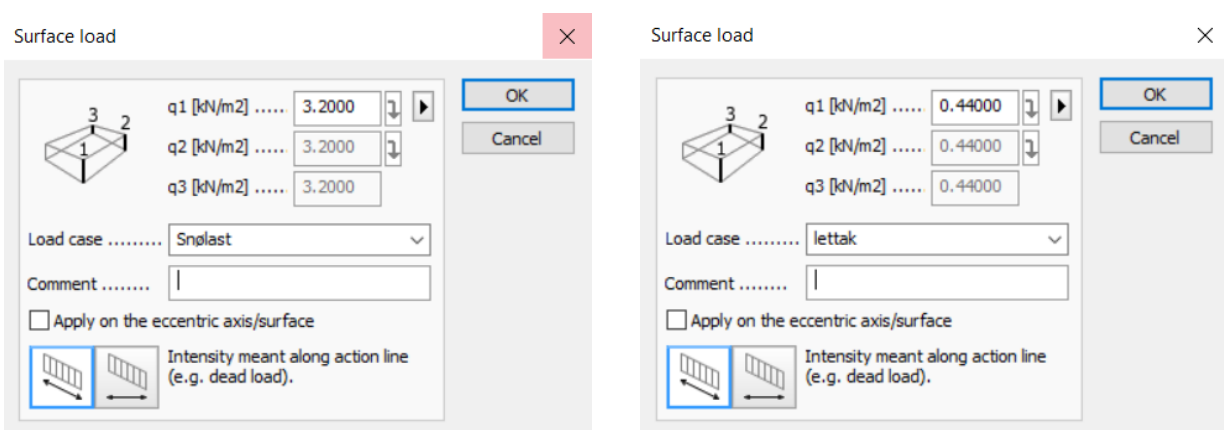
Disse vindlastene legges inn i FEM-design for videre dimensjonering og analysering av konstruksjonen.

3.2.4 LASTENES PÅVIRKNING PÅ KONSTRUKSJONEN



Figur 9: Konstruksjonen med vindlast

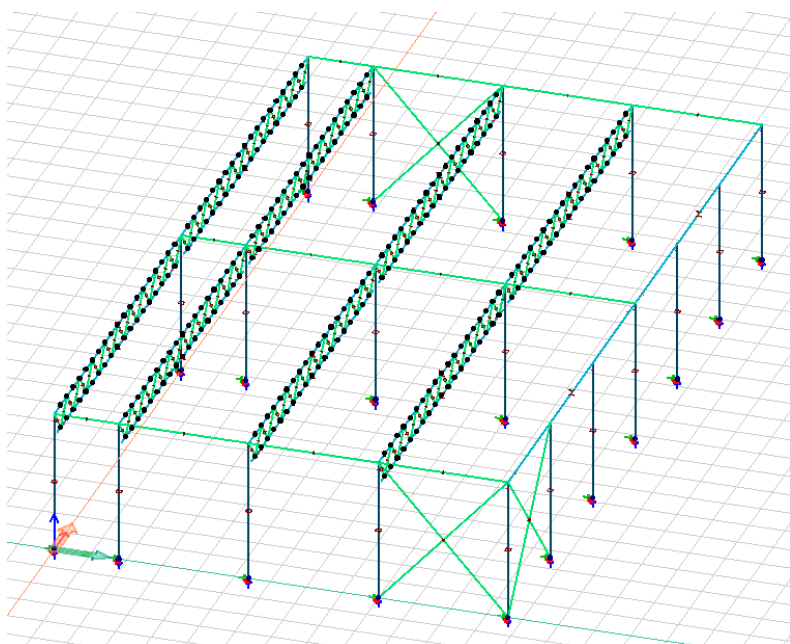
Dimensjonerende last fra takelement og snølast blir påført bjelkene i form av en jevnt fordelt last på takets overflate. Vindlast ble påført med hastighetstrykk fra de fire vindretningene, og programmet regnet videre ut soneinndeling av tak og vegger. De ulike sonene er illustrert med farger på figur 9.



Figur 10: Påført jevnt fordelt snølast og last fra takelement

3.3 PLASSERING AV VINDKRYSS

Vindkryssene i en konstruksjon skal sørge for at det ikke oppstår rotasjoner eller for store translasjoner i bygget. Det oppnår man med å sørge for at vindkryssene tar opp horisontale krefter fra takskiven og fører dem ned mot fundamentet. I denne verkstedhallen vil det bli nødvendig med ekstra vindavstiving, på grunn av den statiske løsningen som er valgt. Kraftene man dimensjonerer vindkryssene etter vil i hovedsak være vind, jordskjelv og eventuelle skjevstillinger i konstruksjonen. På grunn av portene som er plassert på veggene mot nord og vest, er valgmulighetene veldig redusert. Ut fra dette ble det laget et forslag til vindkryssplassering. De ble deretter plassert i FEM-design, som vist i figur 11.



Figur 11: Plassering av vindkryss

4. DEL 1: DIMENSJONERING AV BÆRESYSTEMENE

4.1 GENERELT

For en verkstedhall av den størrelsen som oppgaven omhandler, vil det være begrenset med alternativ for bæresystem. Dette er mest på grunn av de store spennene som det er lagt opp til, siden det er ønskelig å ha størst mulig søylefrie arealer. Det ene bæresystemet som blir vurdert er da tradisjonell stålkonstruksjon med kvadratiske stålsøyler og fagverksbjelker i stål til takbjelker. Den andre løsningen vil være med betongsøyler og limtretragere til takbjelker.

I denne delen av oppgaven vil det utføres dimensjonering av stålsøyle, fagverksbjelke i stål, limtrebjelke og betongsøyle. Resultatene av dette vil i neste kapittel bli tatt med som noe av grunnlaget for sammenligning av løsningene, og i kapittel 6 som grunnlag for detaljprosjekteringen av konstruksjonen. Det som legges vekt på under dimensjoneringen vil være de laster og krav som har kommet frem av de to foregående kapitlene om teoretisk grunnlag og dimensjonering- og prosjekteringsgrunnlag.

4.1.1 FEM-DESIGN

Beregninger av konstruksjonene er i hovedsak utført i FEM-design 20. Dette er et beregningsprogram i 3D, utviklet av Strusoft.

4.1.2 DIMENSJONERENDE LASTER I BRUDDGRENSETILSTAND

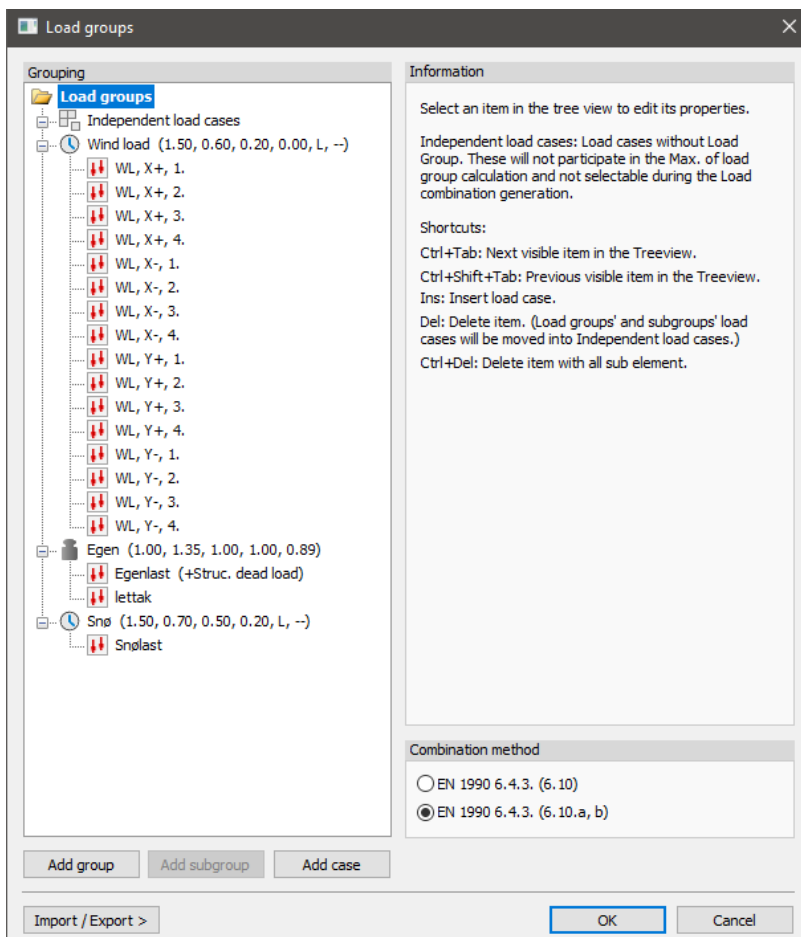
Tabell 22: Dimensjonerende laster, B1

Type last	Last på takbjelke (kN/m)	Lastfaktor B1	Lastvirkning på takbjelke (kN/m)
Snø	23,04	1,05	24,19
Egenlast lettakement	3,17	1,35	4,28

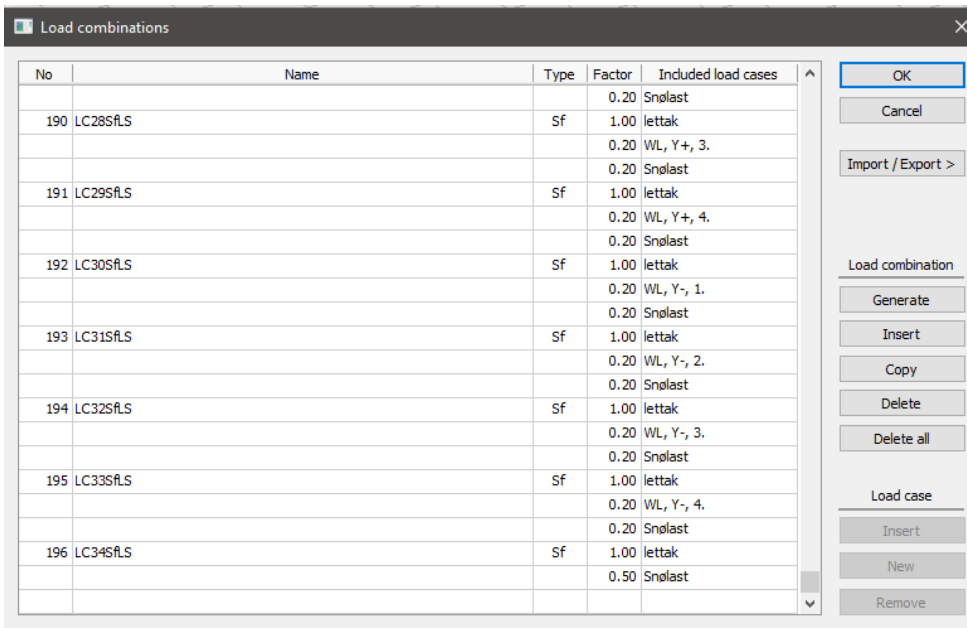
Tabell 23: Dimensjonerende laster B2

Type last	Last på takbjelke (kN/m)	Lastfaktor B2	Lastvirkning på takbjelke (kN/m)
Snø	23,04	1,5	34,56
Egenlast lettakement	3,17	1,2	3,8

For å finne den mest kritiske lastsituasjonen som vil virke på konstruksjonen, ble lastene lagt inn i egne lastgrupper med tilhørende lastfaktorer. Lastgruppene i FEM-design er illustrert i figur 12. Totalt ble det generert 196 forskjellige lastkombinasjoner. Den lastsituasjonen som gir størst utnyttelse i programmet, er den som blir tatt med for videre i dimensjonering av konstruksjonene.

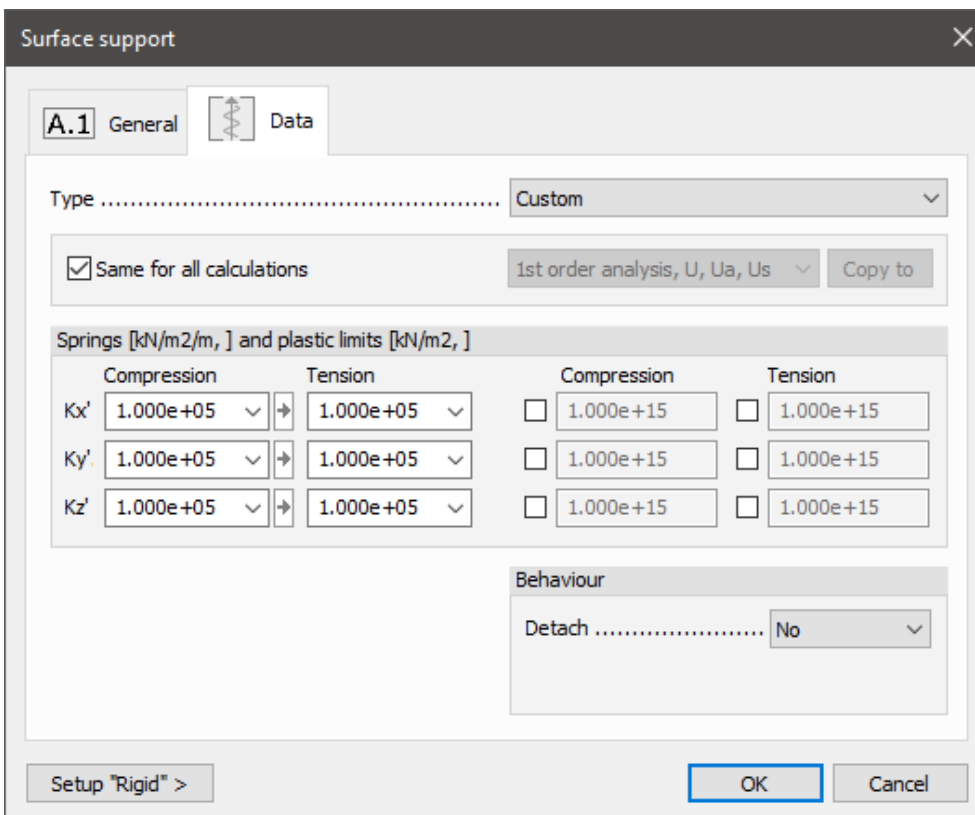


Figur 12: Lastgrupper i FEM-design



Figur 13: Et utvalg lastkombinasjoner i FEM-design

For å oppnå en mest mulig realistisk analyse av konstruksjonen ble det også lagt inn en overflate-support. Hensikten er at den skal simulere takelementene, slik at taket vil virke som en skive.



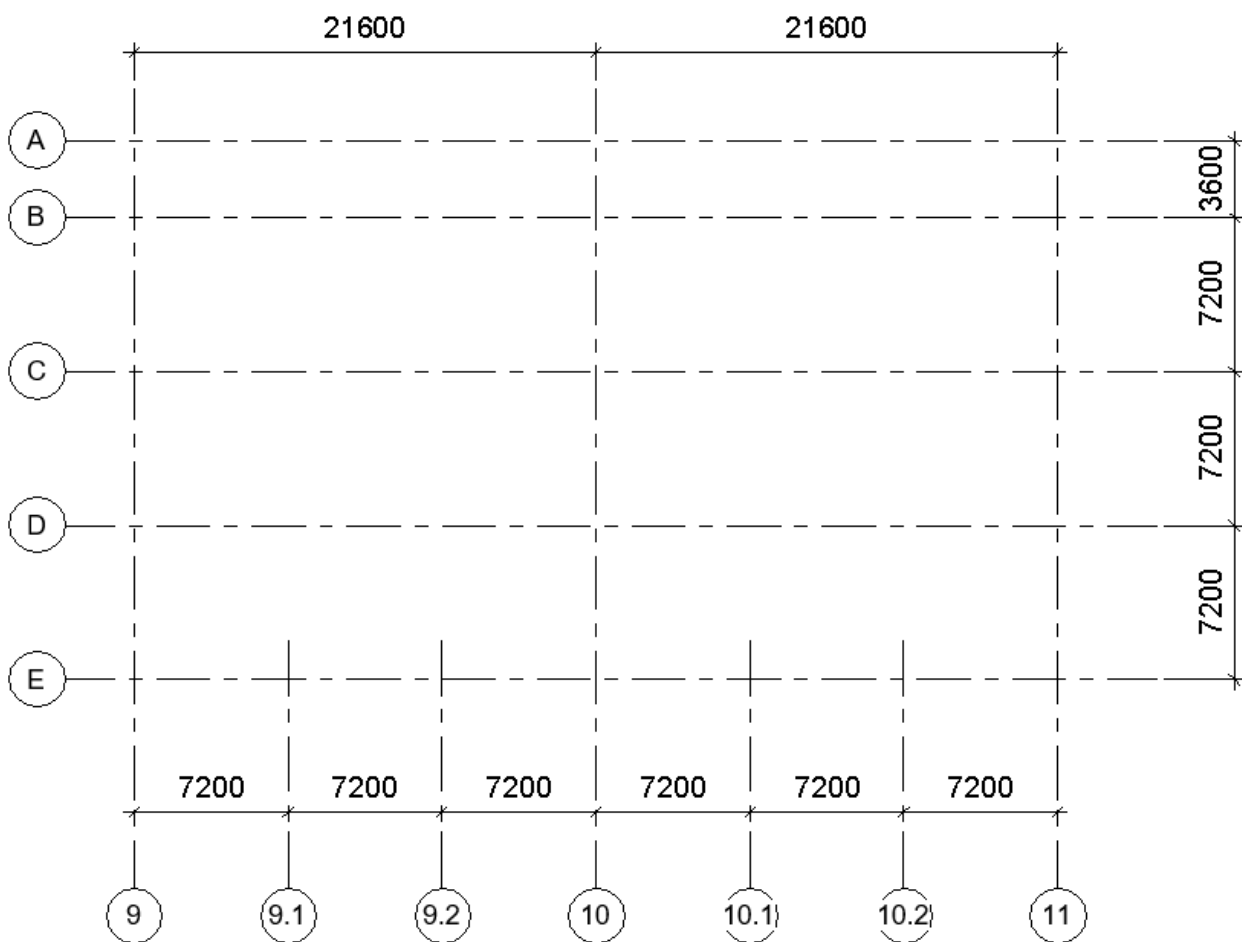
Figur 14: Data for overflate-support

4.1.3 DIMENSJONERENDE LASTER I BRUKSGRENSETILSTAND

For å regne nedbøyningen av bjelken brukes de samme lastene som i bruddgrensetilstand, men lastaktorene som blir brukt er mindre.

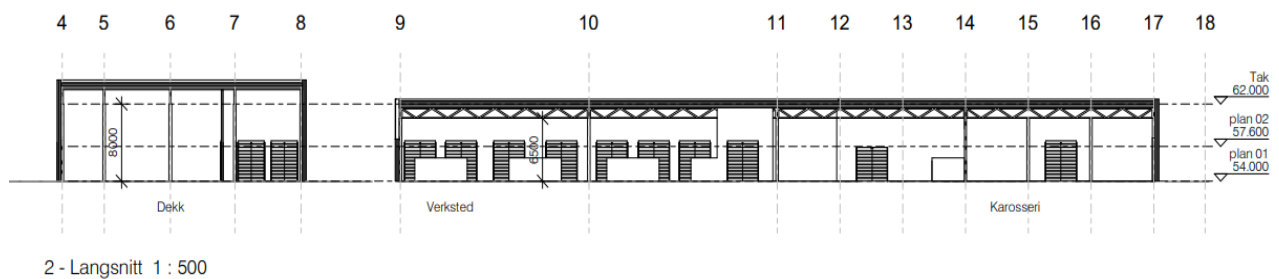
4.1.4 AKSESYSTEM

Aksesystemet er produsert ut fra tegninger fra oppdragsgiver, og danner grunnlaget for de to modellene i oppgaven.



Figur 15: Aksesystem

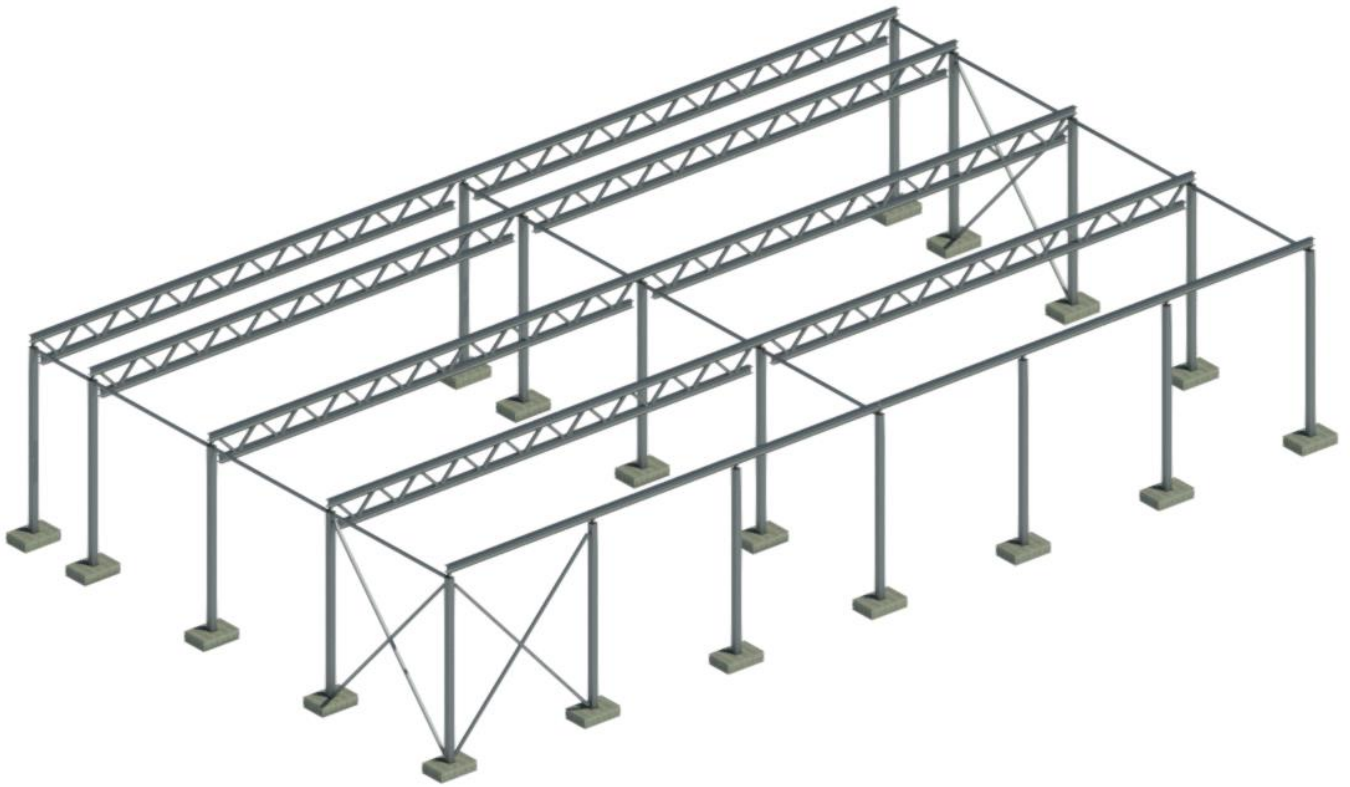
4.1.5 LANGSNITT



Figur 16: Langsnitt

Langsnittet som er utlevert av oppdragsgiver viser en innvendig høyde på 6500mm til underkant av takbjelke, og en høyde opp til overkant av takbjelke på 8000mm. Denne oppgaven forholder seg til høyden på overkant takbjelke 8000mm, og tar forbehold om at den innvendige takhøyden vil kunne reduseres som følge av dimensjon på takbjelker.

4.2 MODELL A, STÅL



Figur 17: Modell A

Det første alternativet bæresystemet består av fagverksbjelke, søyler og vindkryss i stål kvalitet S355.

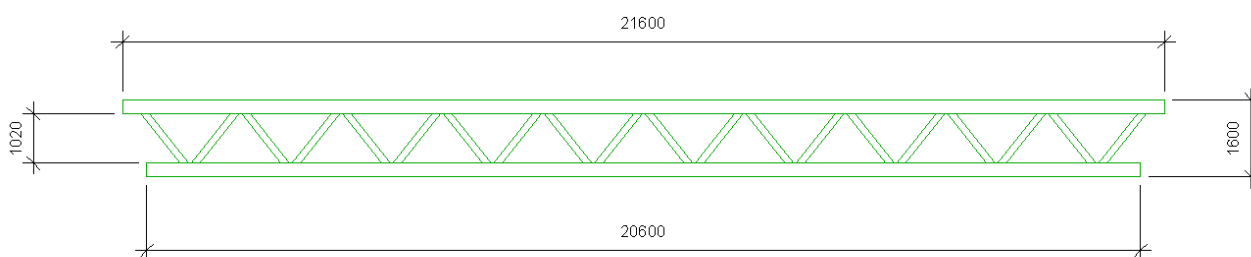
Tabell 24: Data Modell A

Konstruksjonsdel	Tverrsnitt og dimensjon	Lengde
Overgurt	HEA-300	21,6 m
Undergurt	HEA-300	20,6 m
Delstaver	KKR 140X140X8	1,3 m
Søyer	KKR 300X300X10	7,7m
Vindkryss	KKR 140X140X8	10,8 m

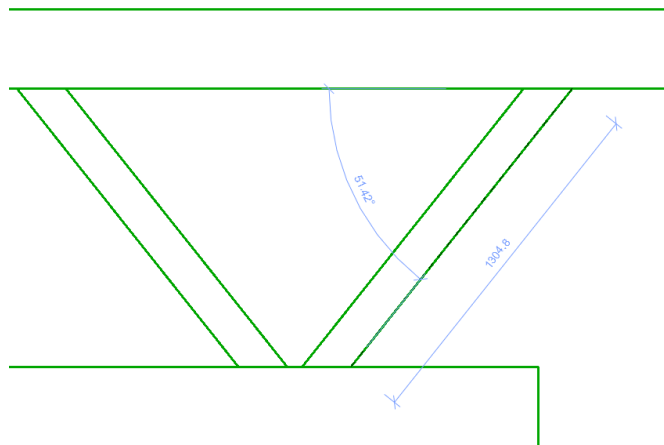
4.2.1 FAGVERKSBJELKE I STÅL

En fagverksbjelke i stål består i hovedsak av tre komponenter, overgurt, undergurt og staver. Overgurten, som er den øverste H-bjelken har som oppgave å ta opp trykkrefter. Den nederste H-bjelken kalles for undergurt og vil ha som oppgave å ta opp strekkrefter. Mellom over- og undergurt er det staver som er festet sammen i knutepunkter. Disse knutepunktene ser man på som leddede koblinger, og i beregningene vil stavene bare ta normalkrefter i form av strekk og trykk.

Fagverksbjelken vil bestå av to HEA-300 bjelker, sammenkoblet med 20 staver som har en vinkel på 51.42° . Total høyde vil være 1600mm, og lengden vil være 21600mm.



Figur 18: Målsatt fagverksbjelke



Figur 19: Mål og lengde for steget

Tabell 25: Data for fagverksbjelke

	Ståltype		Vekt (Kg)	kN/m
Overgurt	HE 300A	21.6m	1944	0.8829
Undergurt	HE 300A	20.6m	1854	0.8420
Delstaver	KKR 140x140x8	27.12m	933.21	0.4238
Totalt			4731.21	2.1488

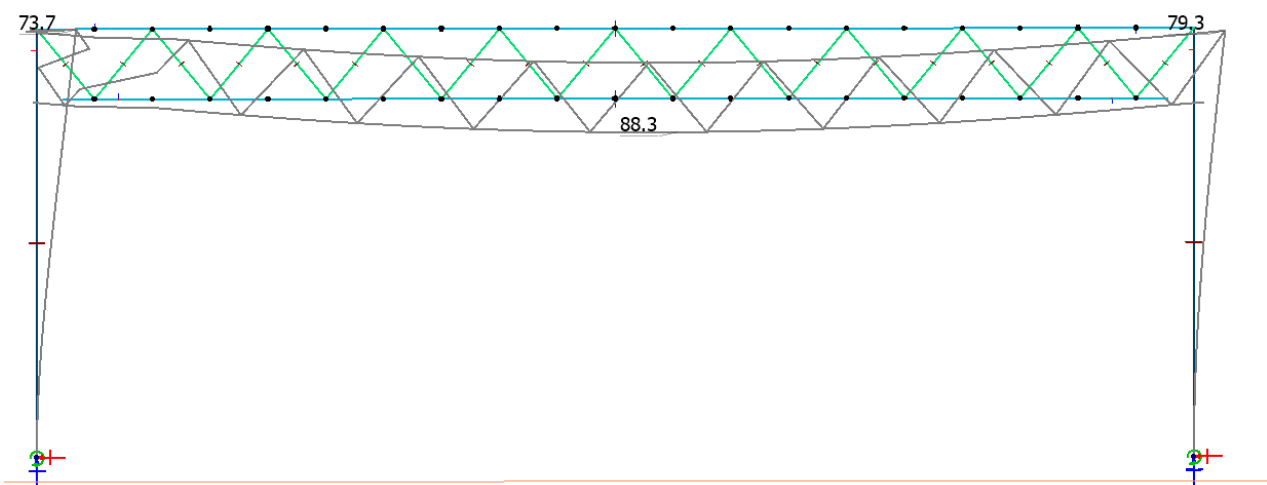
4.2.2 STÅLSØYLE

Søylens tverrsnitt ble valgt på grunnlag av at KKR-profiler (kaldformet konstruksjonsrør) blir mye brukt til løsninger som dette, og er godt egnet. (*Tibnor.no*, u.å.) Dimensjonen på søylen er hovedsakelig basert på at det var ønskelig å ha en søyle med samme bredde som fagverksbjelken, ut fra tommelfingerregelen om at en søyle ikke bør være smalere enn bjelken/drageren som skal hvile på den. Samtidig har den høy aksialkraftkapasitet og momentkapasitet, noe som ble gått ut fra at ville bli nødvendig med tanke på at de lange spennviddene på takbjelkene vil gi stor aksiallast på søylene, samtidig som at de også vil måtte ta opp noe moment som følge av vind.

4.2.3 RESULTAT

4.2.3.1 KONTROLL AV NEDBØYNING

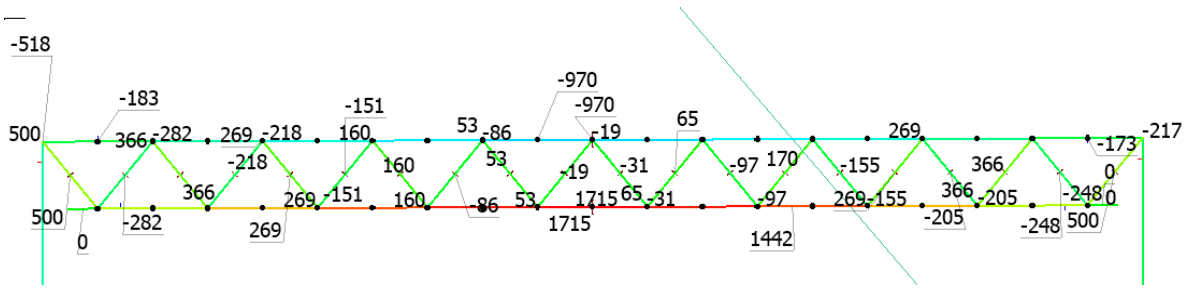
Den mest ugunstige lastkombinasjonen i bruksgrensetilstand ga i FEM-design en nedbøyning på 88.3mm. Dette er innenfor kravet for en slik konstruksjon, som er $L/200$ og tilsvarer 108mm.



Figur 20: Nedbøyning fagverksbjelke

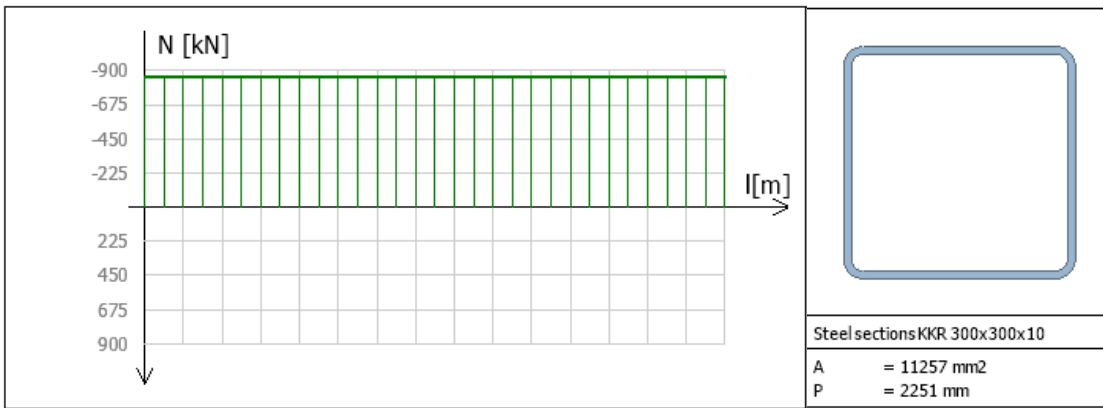
4.2.3.2 KREFTER

Analyse av fagverksbjelken viser aksialkreftene som virker i de forskjellige delene. Negativt fortegn betyr trykk og positivt betyr strekk.

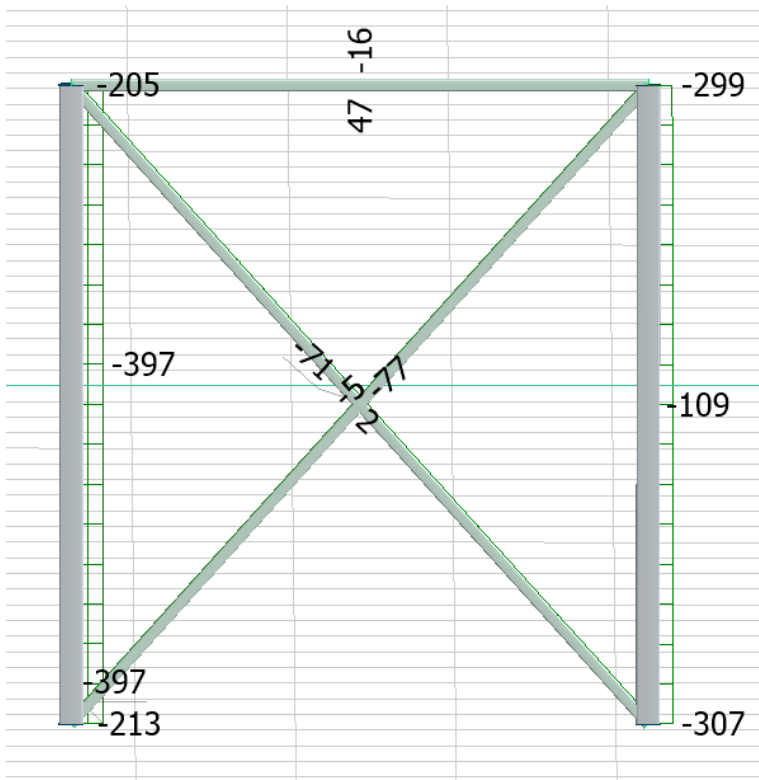


Figur 21: Aksialkrefter i fagverksbjelke

Den største trykkraften som opptrer i stålsøylene er 861 kN ifølge beregningene i FEM-design.



Figur 22: Største trykkraft i stålsøylene



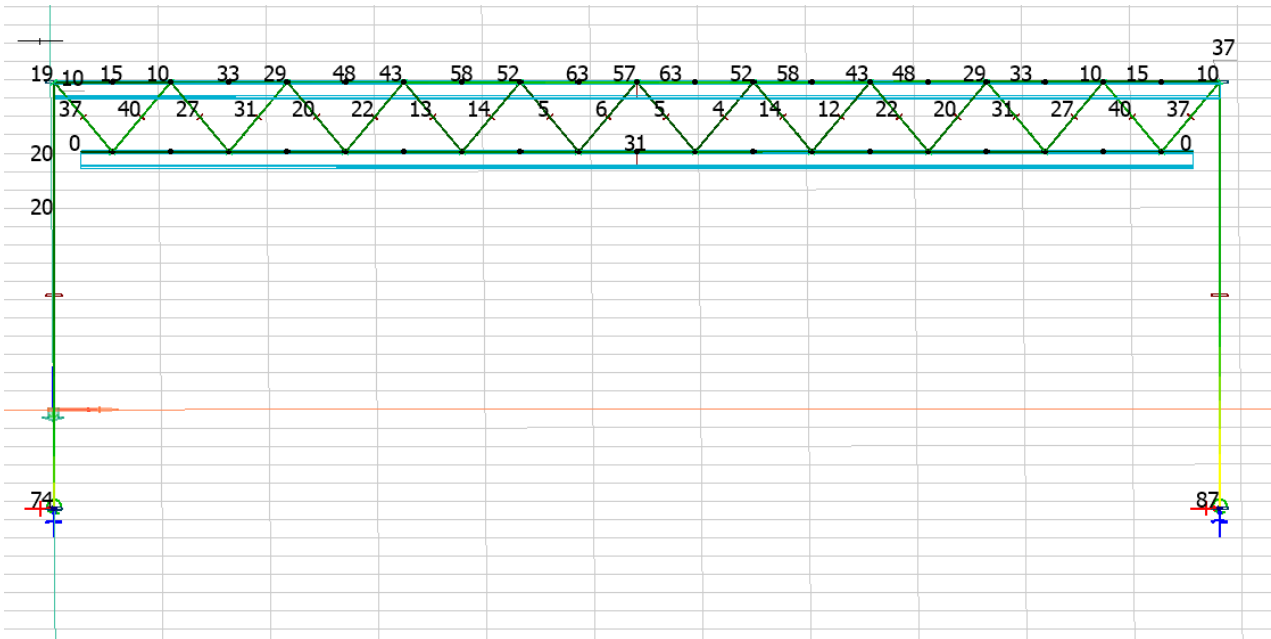
Figur 23: Krefter i vindkryss

Beregningene i Fem-design viser en strekkraft på 77 kN som største påkjenning i vindavstiverne. Disse resultatene blir brukt videre i kap.6 for dimensjonering av forbindelsen mellom vindkryss og stålsøyle.

4.2.3.3 UTNYTTELSE AV TVERRSNITTENE

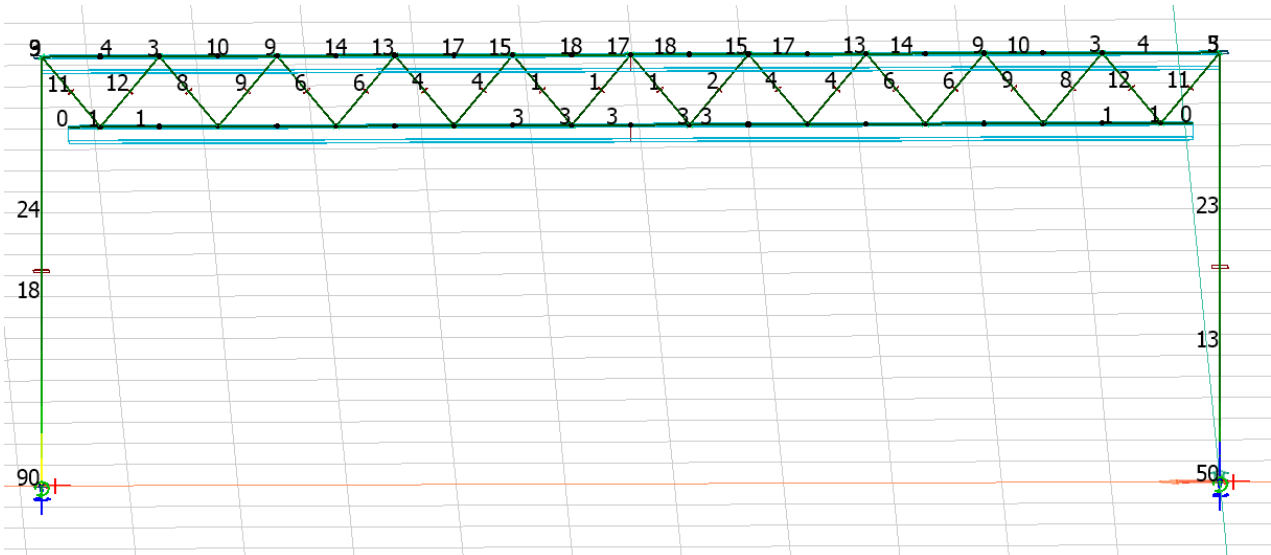
Utnyttelsesgraden er beregnet av FEM-design, og bestemmes ut fra kapasitetsformlene i NS-EN 1993-1-1. Dersom utnyttelsesgraden overskrider 1 vil dette kunne føre til brudd i konstruksjonen. (Larsen, 2013a)

Den høyeste verdien som blir oppgitt er 63% på midten av overgurten. Selv om beregningene viser at undergurten tar litt større krefter enn overgurten antas det at forskjellen i utnyttelsesgrad er på grunn av at materialet er bedre egnet til å ta opp strekk enn trykkrefter. Beregningene viser også at stavene vil ha en gradvis økende utnyttelsesgrad fra sentrum og inn mot søylene.



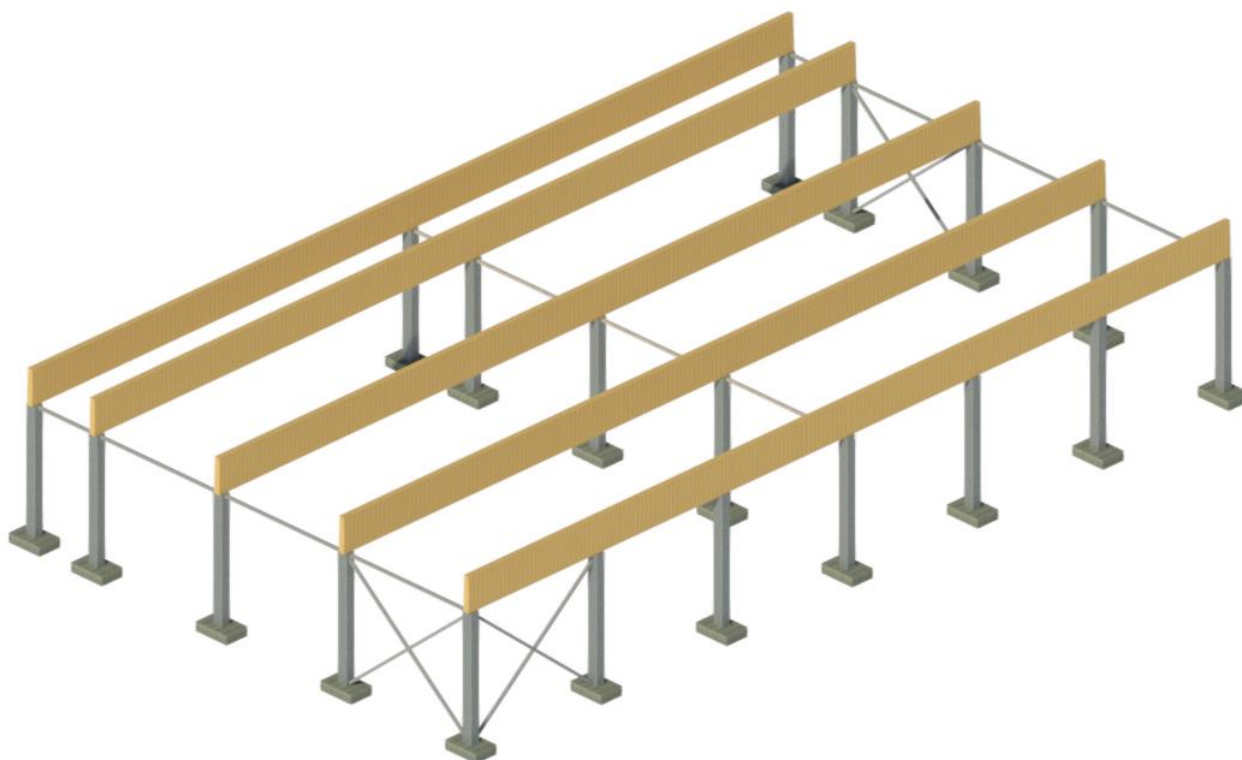
Figur 24: Utnyttelsesgrad av fagverksbjelke

Den største utnyttelsesgraden for søylene var 90%.



Figur 25: utnyttelsesgrad av søyle

4.3 MODELL B, LIMTRE OG BETONG



Figur 26: Modell B

4.3.1 LIMTREBJELKE

Angående dimensjonering, pris og egenskaper på limtrebjelken ble Moelven AS kontaktet. Det ble gjort på grunn av gruppens manglende kompetanse innenfor dette fagfeltet, både når det gjelder beregning av styrke til materialet, og kostnaden ved produksjon av disse. Dermed var det naturlig å spørre om assistanse med noen som har god kunnskap om dette. Data for limtrebjelken som ble anbefalt av Moelven er oppgitt i tabell 25.

Tabell 26: Data for limtrebjelke

Styrkeklasse	GL30c
Anbefalt dimensjon	300x1700 mm

Teoretisk nedbøying	74 mm
Oppleggslengde	750 mm
Tyngdetetthet	470 kg/m ³
Jevnt fordelt egenlast	2,35 kN/m
Pris per bjelke ut fra fabrikk	Ca 110 000,-

Ettersom limtrebjelken er dimensjonert ut fra hvilken last den skal tåle, opprettholder den kravene i bruddgrensetilstander. For bruksgrensetilstanden er det bjelkens nedbøying som vil være avgjørende. Siden dette er en konstruksjon med alminnelige brukskrav eller estetiske krav, er nedbøyningskravet ifølge NS-EN 1990, L/200 – L/250. Med et spenn på 21,6 meter vil dette altså tilsvare mellom 86 og 108mm. Den teoretiske nedbøyingen på limtrebjelken som var foreslått av Moelven vil da være godt innenfor kravet.

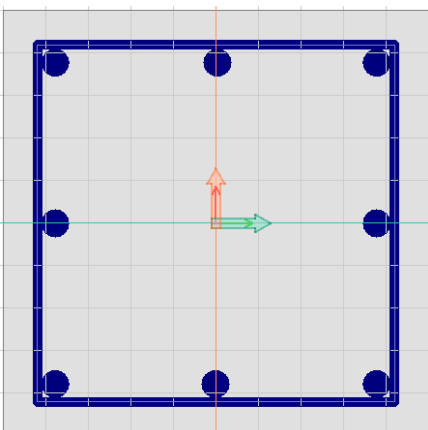
4.3.2 BETONGSØYLE

For dimensjonering av betongsøylen må man ta hensyn til kombinasjonen av to-aksialt moment og aksialkraften som virker på søylen. Kreftene som følge av vind, snø og takelement vil bli lagt inn med samme verdier som tidligere i FEM-design. I tillegg kommer egenvekten av limtrebjelken. Videre vil programmet gjøre analyser av de forskjellige belastningstilfellene og man kan velge ut den mest ugunstige. I tabell 26 kommer det frem hvilke egenskaper og dimensjoner som blir valgt for den mest utnyttede betongsøylen.

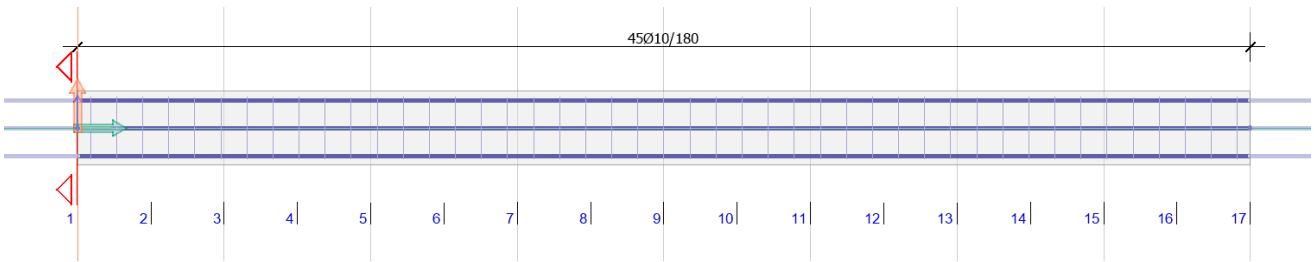
Tabell 27: Data for betongsøyle

C _{nom}	35mm
------------------	------

γ_c	1,5
γ_s	1,15
Betongklasse	B35
Armeringsklasse	B500C
L	6,3m
Søylens bredde og høyde	500mm x 500mm
Lengdearmering	8stk $\Phi 32$
Lengdearmeringens tverrsnitt	6434mm ²
Bøylearmering	45stk $\Phi 10$
Avstand bøylearmering	S180

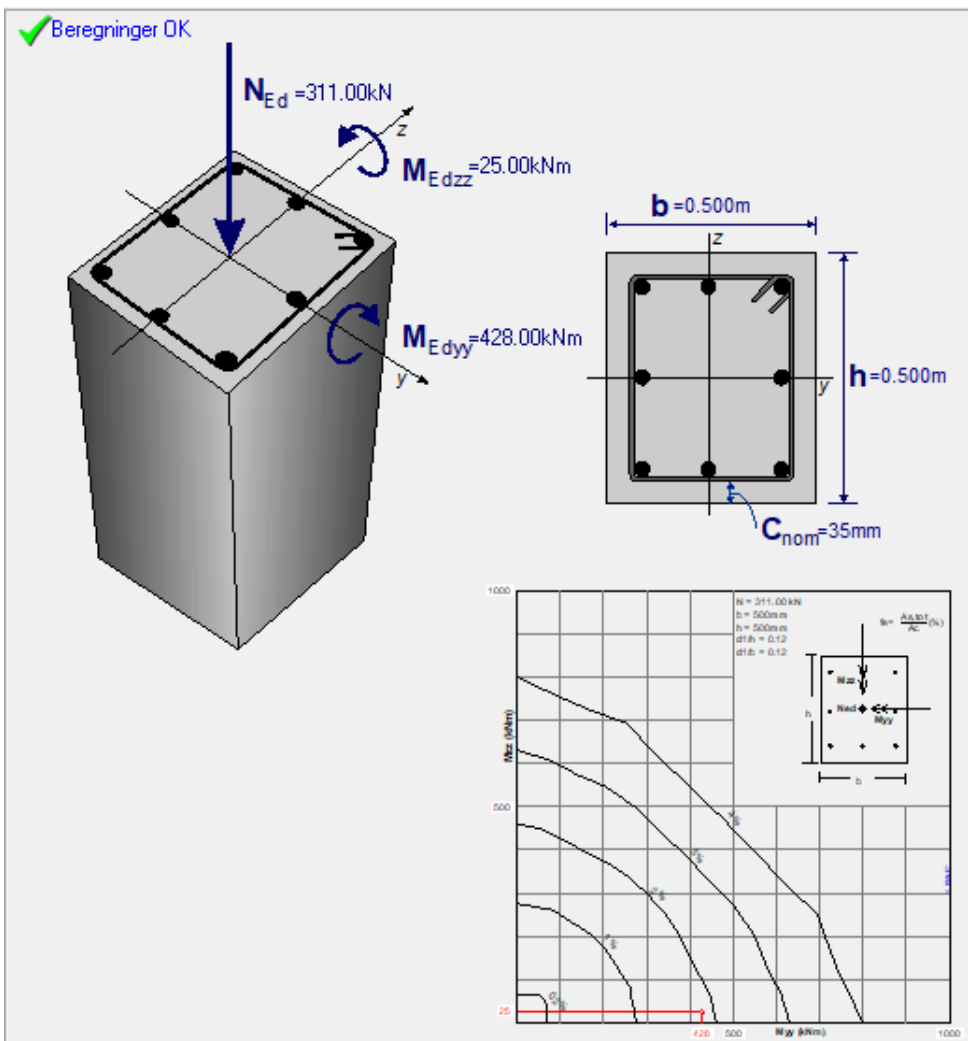


Figur 27: Tverrsnitt av betongsøyle



Figur 28: Lengdesnitt av betongsøyle

Videre ble mål og krefter som kom ut fra analysen i FEM-design lagt inn i EUROCODE Express for kontroll. Av rapporten som kan ses fullstendig i vedlegg 10 og 11 kommer det frem at valgt tverrsnitt og lengdearmring er tilstrekkelig for påførte krefter. Antall nødvendige bøyer ble redusert i dette tilfellet, men differansen ansees som akseptabel.

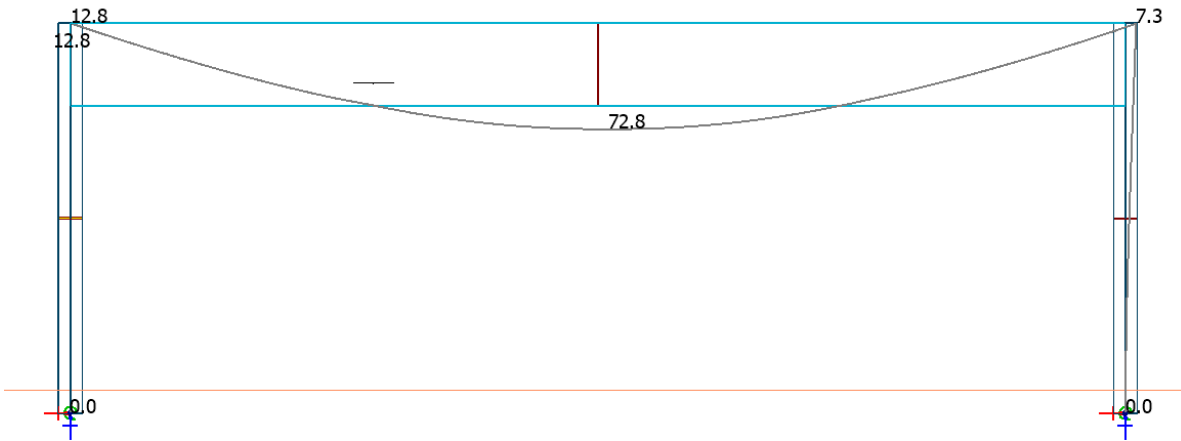


Figur 29: Tverrsnittdata av betongsøyle fra Eurocode express

4.3.3 RESULTATER

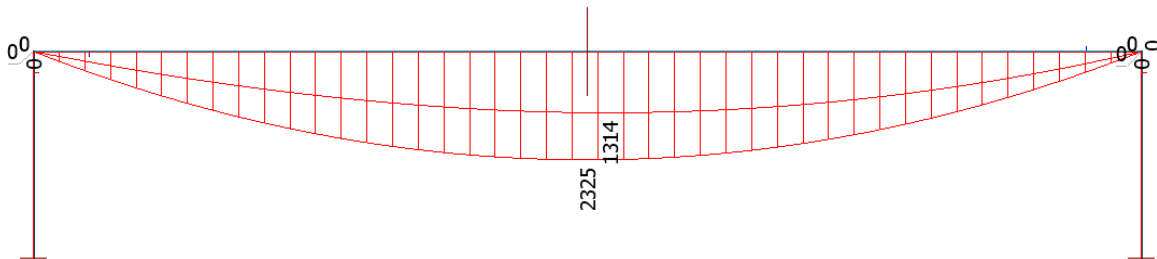
4.3.4.1 KONTROLL AV NEDBØYNING

Analyse fra FEM-design viser at nedbøyningen blir maksimalt 72,8mm på bjelken i bruksgrensetilstand. Dette er nært det som ble beregnet av Moelven, og godt innenfor bruksgrense-kravet på $L/200$.



Figur 30: Nedbøyning av limtrebjelke

4.3.3.2 KREFTER



Figur 31: Momentdiagram for limtrebjelke

Største feltmoment i Limtrebjelke er beregnet til å være 2325 Knm.

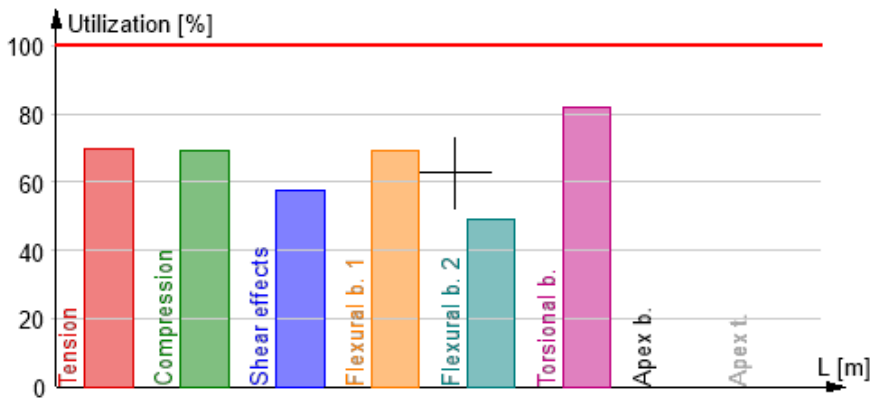
4.3.3.3 UTNYTTELSE AV TVERRSNITTENE



Figur 32: Utnyttelsesgrad av limtrebjelke

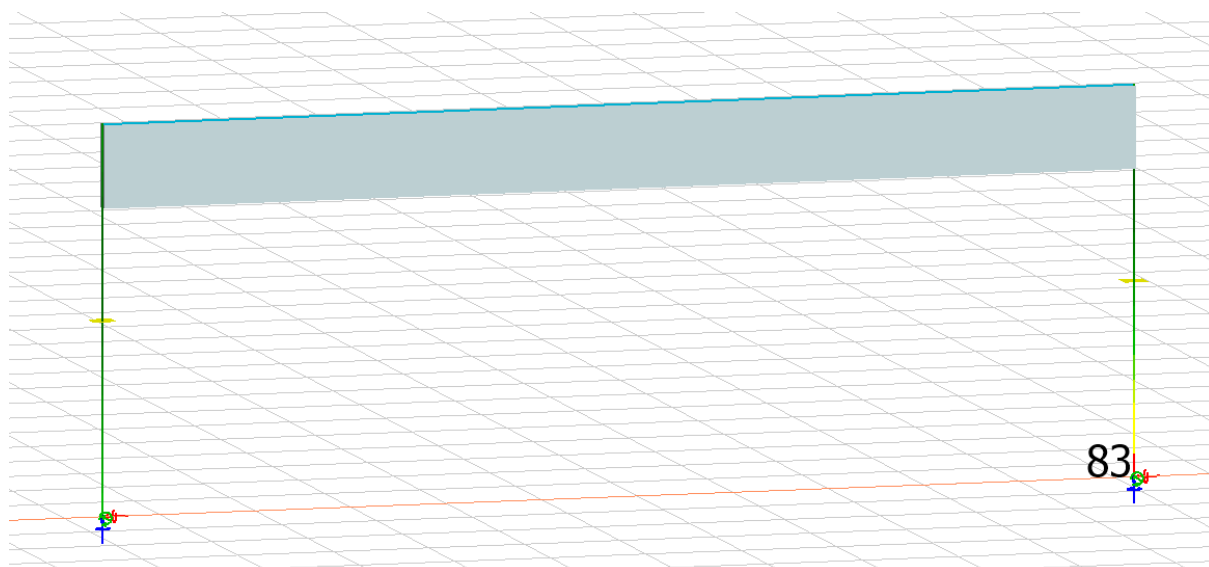
Analysen i FEM-design viste en utnyttelsesgrad på 82% for den mest belastede limtrebjelken.

Summary



Figur 33: sammendrag av utnyttelsesgrad for limtrebjelke

Et sammendrag av beregningene viser at det er kapasiteten til å stå imot vridning som er årsaken til utnyttelsesgraden på 82%.



Figur 34: Utnyttelsesgrad for mest belastede betongsøyle

Utnyttelsesgrad til den mest belastede betongsøylen var på 83%.

4.4 KONKLUSJON DEL 1

Under arbeidet med å dimensjonere modellene er det forsøkt å komme frem til de mest hensiktsmessige løsningene for bjelker og søyler. Siden de to modellene skal sammenlignes i neste kapittel har det blitt forsøkt å få høyden og nedbygningen til bjelkene så lik som mulig.

Høyden på limtrebjelken ble bestemt ut fra dens kapasitet og for å opprettholde kravet til nedbøyning på $L/200$. Også for fagverksbjelken har høyden en direkte kobling til kapasiteten, da økt høyde fører til redusert behov for aksialkapasitet, som følge av at stegene overfører en større del av kreftene som skjærkraft. Nedbøyningen for begge bjelkene ligger innenfor bruksgrensekravene.

Dimensjonen som har blitt valgt for stålsøylen er i hovedsak basert på et ønske om en gjennomført utforming med samme bredde på søyler og takbjelker. Etter analysering i FEM-design kommer det frem av utnyttelsesgraden at den heller ikke er spesielt overdimensjonert. Samtidig ble det klart for gruppen at en 300x300 søyle i betong ikke var tilstrekkelig for modell B, og det ble beregnet at det var nødvendig med en 500x500 betongsøyle i dette tilfellet.

I tillegg må det finnes en løsning til opplegget for limtretrager, siden det kommer frem av rapporten fra Moelven at drageren krever en oppleggslengde på 750mm. Et alternativ kan være å støpe ut en slags krone i toppen av søylen. En annen løsning kan være å plassere en vinkel av konstruksjonsstål i toppen av søylen som opplegg for bjelken. Videre detaljering av en eventuell løsning utgår i dette kapitlet siden det ville hørt til under detaljprosjektering.

Det konkluderes med at differansene som har kommet frem i de forskjellige utregningene, for eksempel mellom gruppens og Moelvens beregninger, er små nok til at de kan godtas. Grunnen til forskjellen ligger trolig i at det har blitt benyttet forskjellig programvare, og at det ikke var mulig å legge inn nødvendig oppleggslengde i FEM-design.

5. DEL 2: SAMMENLIGNING AV BÆRESYSTEM

5.1 BAKGRUNN

I arbeidet med bacheloroppgaven ønsket gruppen å se på to ulike løsninger, og sammenligne disse. I dette kapitlet vil det derfor bli sett nærmere på konstruksjonenes styrker og svakheter, målt opp mot hverandre. Den første løsningen ville da bestå av fagverksbjelker i stål og stålsøyler, mens den andre er bygd opp av betongsøyler og limtretragere. Dette fordi betong er kjent for stor trykkfasthet, og limtrebjelker er mye brukt i haller og bygg med større spenn.

5.2 METODE

Valg av bæresystem vil spille en stor rolle for arbeidet både med detaljprosjektering og fremtidig utførelse. Man vil for eksempel måtte tilpasse alle innfestinger og monteringer alt etter hvilke materialer og utførelser som blir valgt for bygget. Det er derfor valgt å legge vekt på følgende kriterier når modellene sammenlignes:

- Miljø: I dagens samfunn er miljø et viktig tema, og man ønsker i størst mulig grad å benytte seg av miljøvennlige og bærekraftige løsninger. Utslipp i forbindelse med produksjon og transport av byggematerialer bidrar til en vesentlig grad av de totale utslippene, og undersøkelser viser at optimalisering av materialbruk kan gi store reduksjoner i utslipp fra enkeltprosjekter.

(sintef.no, 2016)

- Estetikk: Byggets visuelle uttrykk er viktig for omgivelsene og brukerne av bygget. Konstruksjonssystemet og byggematerialene vil sette standarden for hvordan bygget ser ut, siden dette blir en stor, åpen hall uten innvendig kledning.
- Økonomi: Byggets pris, samt kostander forbundet med vedlikehold vil i realiteten være en viktig faktor i valget av bæresystem. Man ønsker derfor å finne den beste løsningen til lavest mulig pris, men dette kan ofte komme i konflikt med miljømessige mål og/eller hensyn.

Byggetiden har også stor økonomisk betydning da kort byggetid gir lave rentekostnader og raskere driftsinntekter for byggherre.

- Tekniske egenskaper: Til slutt skal det ses på materialenes egenskaper når det kommer til brannmotstand, nedbøyning og fleksibilitet

5.3 RESULTAT

Fordeler og ulemper med de forskjellige løsningene blir her presentert gjennom tabeller. Dette gir god oversikt og gjør samtidig at det blir enklere å raskt sammenligne innenfor de forskjellige temaene.

5.3.1 MILJØ

Tabell 28: Miljømessige egenskaper

	Stål	Tre	Betong
Fordeler	<ul style="list-style-type: none">- Resirkulerbart og gjenbrukbart.- Avgir ikke gasser eller støv og bidrar dermed til en ren byggeplass	<ul style="list-style-type: none">- Fornybar ressurs med lavt utslipp i produksjonsfasen- Gir godt innemiljø	<ul style="list-style-type: none">- Lang levetid og krever minimalt med vedlikehold.- Absorberer Co2

Ulemper	Energikrevende produksjon som fører til store utslipp av Co2	- Mindre holdbarhet og vanskeligere å gjenbruke enn stål og betong	- Sementproduksjon gir store utslipp av klimagasser, og i tillegg benyttes armering som igjen bidrar til å øke utslippene. - Ikke gjenbrukbar
---------	--	--	--

5.3.2 ESTETIKK

Tabell 29: Estetiske egenskaper

	Stål	Tre	Betong
Fordeler	- Lett å skjule konstruksjonen i vegger og tak	- Gode visuelle kvaliteter	
Ulemper	- Synlig stålkonstruksjon gir sjeldent et bra visuelt uttrykk		- Krever overflatebehandling for å oppnå gode visuelle kvaliteter

5.3.3 ØKONOMI

Tabell 30: Økonomiske aspekter

	Stål	Tre	Betong
Fordeler	- Kort byggetid - Relativt små dimensjoner kan brukes på lange spenn - Flexibilitet	- Rask montering av elementer på byggeplass	- Isolerende effekt som gir energibesparelse

	- Lett bygg kan gi rimeligere fundamentering		
Ulemper	- Krever brannbeskyttelse	- Kan gi økt prosjektering og detaljplanlegging - Trekonstruksjoner er sjelden rimeligere enn stål og betong - Store dimensjoner ved lange spenn, som igjen gir høy pris	

5.3.4 TEKNISKE EGENSKAPER

Tabell 31: Tekniske egenskaper

	Stål	Tre	Betong
Fordeler	- God strekkfasthet - God styrke i forhold til vekt - Fagverk gir gode muligheter for plassering av ventilasjon mm.	- Limtre er motstandsdyktig mot brann og kan dimensjoneres til å opprettholde bæreevne gjennom et fullstendig brannforløp(trenytt.no, 2017)	- Gir stor brannsikkerhet - Egner seg som søyler da betong har stor trykk kapasitet
Ulemper	- Har ikke like god toleranse for brann - Høy egenvekt	- Krever store dimensjoner for å tilfredsstille krav til nedbøyning	- Høy egenvekt

5.4 KONKLUSJON

Ut fra kriteriene som blir lagt frem er det vurdert at Modell A vil være mest hensiktsmessig for dette prosjektet. En av de avgjørende faktorene for dette valget er de store dimensjonene man må bruke på limtrebjelke og betongsøyle, samt fleksibiliteten til stålet som gjør at det er enklere å gjøre endringer senere. Beregningsforslaget tilsendt av Moelven viste at limtretrageren ville kreve en oppleggslengde på 750mm. Dette betyr at det må benyttes spesielle løsninger som kan kreve mer tid og kostnad både ved projektering og utførelse. Modell B vil også kreve større søyledimensjoner.

I en verkstedhall vil det også bli nødvendig med legging av mye ledninger og ventilasjonsrør. Dette kan utføres uten problem mellom overgurt og undergurt i fagverksbjelken. En limtrebjelke vil bli betydelig svekket dersom man lager utsparing til ventilasjonsrør, og det vil stjele etasjehøyde og bevegelsesfrihet dersom man legger det i underkant av den.

Rent estetisk og miljømessig ville en kombinasjon av limtre og betong stille sterkt i en sammenligning. Men ettersom dette er en verkstedhall vil det estetiske ikke ha like stor betydning siden brukergruppen hovedsakelig er mekanikerne som arbeider der. Dermed er det ikke like vesentlig siden eventuelle kunder ikke vil oppholde seg her, og det ikke vil påvirke deres inntrykk av forretningen. På bakgrunn av dette har det blitt valgt å ikke vektlegge det estetiske like mye som det tekniske og økonomiske ved saken.

Når det kommer til brannsikkerhet og brannbestandighet til materialene, vil limtre og betong ha de beste egenskapene. Men dette blir heller ikke førsteprioritet på grunn av at det er planlagt 9 porter og et flertall dører i bygget, og rømningsvei vil da være kort, da det bare er en etasje.

6. DEL 3: DETALJPROSJEKTERING AV STÅLKONSTRUKSJONENS FORBINDELSER

6.1 BAKGRUNN OG GRUNNLAG

I denne delen av oppgaven vil det fokuseres på forbindelser mellom de ulike konstruksjonsdelene, og beskrivelse av dimensjonering av disse. Forbindelsene omtales gjerne som knutepunkter innen mekanikk, og kreftene som virker/overføres i dette punktet er ofte avhengig av utførelsen av knutepunktet.

Forbindelser i stålkonstruksjoner kan utføres som nagler, bolter eller med sveising. I denne oppgaven er det valgt å bruke leddet bolteforbindelse for kobling mellom fagverksbjelke og søyle og mellom vindkryss og søyler. For søylens forankring i fundament blir det brukt en påsveiset, kvadratisk endeplate på søylen som igjen blir festet til fundamentet med bolter i hvert hjørne. Utførelsen av koblingene har stor betydning for konstruksjonens oppførsel og økonomi. Valget av løsningene er tatt på grunnlag av de statiske forutsetningene som har blitt satt, altså med leddet/momentfrie kobling mellom takbjelker og søyler, og fast innspenning i bunnen av søylene.

For de forskjellige koblingene er det ulike dimensjoneringsmetoder, men begge blir utført med bakgrunn i de krav og fremgangsmåter som blir lagt frem NS-EN 1993-1-8. Beregninger og dimensjoneringer i dette kapitlet vil bli gjort for hånd, mens kreftene som blir brukt er tatt direkte ut fra analysen som er gjort i FEM-design. Det har da blitt valgt ut de mest belastede forbindelsene for dimensjonering. Felles for alle koblingene er at det blir brukt bolter i fasthetsklasse 8.8 og stålplater med flytegrense på 355 Mpa og bruddfasthet på 510 Mpa. En skrue med fasthetsklasse 8.8 vil ha en flytegrense på 800 Mpa og en strekkfasthet på 640 Mpa.

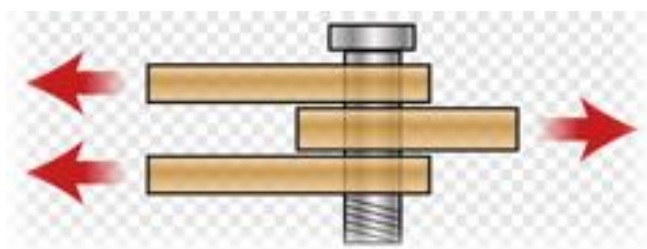
6.2 METODE

6.2.1 FORBINDELSE BJELKE – SØYLE

I denne koblingen vil det bli sett på dimensjonering av bolten med hensyn til skjærkapasitet og moment, dimensjonering av flatstål, og kapasitet for hullkantrykk mellom flatstål og bolt. Ved beregning av disse er det lasten fra fagverksbjelke, lettak element, snø og vind som blir avgjørende. Den mest belastede koblingen vil være den som er på de mest belastede søylene.

I denne oppgaven forutsettes det at bolten ikke skal byttes ut, og at kreftene ikke virker på boltens gjengede del.

Figuren viser hvordan krefter vil virke i en slik kobling som skal benyttes mellom bjelke – søyle og vindkryss – søyle. Kraftene kan også gå i motsatt retning, for trykk, men det blir samme prinsipp.



Figur 35: Krefter i bolteleddforbindelse

6.2.1.1 DIMENSJONERING AV BOLT

Boltens skjærkapasitet skal oppfylle kriterium oppgitt i Eurokode 3, som er:

$$F_{V,Rd} \geq F_{V,Ed}$$

Dette vil altså si at boltens skjærkapasitet skal være større eller lik skjærkraften som den blir utsatt for. Formelen for boltens skjærkapasitet er:

$$F_{V,Rd} = 0,6 * A * f_{ub} / \gamma_{M2}$$

For å finne nødvendig tverrsnittsareal på bolten setter man inn $F_{V,Ed}$ istedenfor $F_{V,Rd}$, og løser likningen med hensyn på A . Da får man formelen slik:

$$A = F_{V,Ed} * \gamma_{M2} / 0,6 * f_{ub}$$

Videre bruker man nødvendig areal for å finne nødvendig diameter. Ut fra det kan man velge boltedimensjon ut fra tabeller i NS-EN ISO 4014, og gjerne velge litt større enn nødvendig for skjærkapasitet, slik at man har tilstrekkelig kapasitet for kombinert skjærkraft og moment.

Boltens momentkapasitet skal oppfylle kriterium i Eurokode 3:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

Hvor:

$$M_{Rd} = 1,5 * W_{el} * f_{yb} / \gamma_{M0}$$

Og:

$$M_{Ed} = F_{ed} * (b + 4c + 2b) / 8$$

Figur som viser forklaring på de forskjellige tegnene finnes i vedlegg 22.

For en endelig kapasitetskontroll for kombinert skjær og moment på boltene, bruker man formelen:

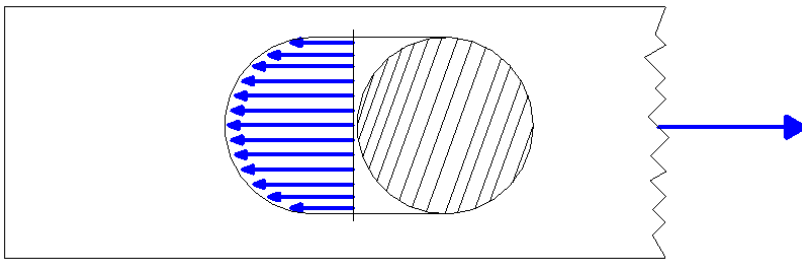
$$(M_{ed}/M_{rd})^2 + (F_{V,Ed}/F_{V,Rd})^2 \leq 1$$

Dersom boltene har en kombinert utnyttelse som er mindre eller lik 1, vil den være tilstrekkelig dimensjonert.

6.2.1.2 DIMENSJONERING AV FLATSTÅL

Dimensjonering av flatstålene i en slik kobling vil bli gjort med utgangspunkt i kraften som virker i koblingen, styrken til stålet, og hvor stor diameter boltehullet skal ha. Riktig dimensjonering av flatstålene er viktig for å unngå at avskjæring opptrer. Dette skjer dersom hullkantspenningen er for stor i forhold til lengden av flatstålet bak trykksone til boltene.

Hullkantspenningen/hullkantrykket er den spenningen som oppstår i kontaktflaten mellom bolten og flatstålene, som vist på figuren under.



Figur 36: Avskjæringskrefter for boltehull i flatstål

Kapasitet for hullkantrykk har kriterium:

$$F_{b,Rd} \geq F_{b,Ed}$$

Hvor $F_{b,Ed}$ = kraften som virker fra bolten på flatstålet (vil være halvparten så stor i sideplatene som i midtplaten)

og

$$F_{b,Rd} = 1,5 * t * d * f_{yp} / \gamma_{M0}$$

Hvor t = tykkelsen på det aktuelle flatstålet og d = boltens diameter.

Dersom dette kriteriet er oppfylt ansees flatstålene å ha tilstrekkelig tykkelse og endeavstand for å unngå avskjæring i kraftretningen. Tabell 3.3 i NS-EN 1993-1-8 viser minste og største hull-, ende-, og kantavstand, og er lagt ved som vedlegg 1. Mens tabell 3.4 i NS-EN 1993-1-8 viser dimensjonerende kapasitet for individuelle festemidler påkjent av avskjæring og/eller strekk og er vist i vedlegg 2.

På grunn av de valgte løsningene vil koblingen til vindkryssene, i likhet med koblingen til takbjelkene, bli betraktet som en bolteleddforbindelse kun påkjent av en strekkraft F_{ed} . Også denne kraften er hentet fra analysen i FEM-design. Oppgaven blir dermed å se på kapasitetene til bolten og flatstålene i koblingen. Teorien for dimensjoneringen av dette vil bli lik som for forbindelsen mellom takbjelke og søyle, og er beskrevet i kapittel 6.2.1.

6.2.3 FORANKRING SØYLE – FUNDAMENT

Ved fundamentet vil man få et knutepunkt bestående av både søyle, søylefot og betongfundament. Fotplaten understøpes med mørtel etter at søylen er montert, og dersom man ønsker å øke fotplaten momentkapasitet kan man sveise på stivere til søyleflensen. (Larsen, 2013a).

Dimensjoneringen avhenger av hvilken kombinasjon man har av moment, skjær og aksialkrefter, og hva som er den dominerende lasten.

$F_{t,L,rd}$ og $F_{t,R,rd}$ representerer fotplaten dimensjonerende strekkapasitet, mens dimensjonerende trykkapasitet er representert med $F_{c,rd}$. Hvilken side som blir påkjent av trykk og strekk avhenger av hvilken retning man betrakter momentet.

Dersom man betrakter en søylefot som kun er påkjent en Strekkraft får man følgende formel:

$$\sum F_y = N_{ed} + F_{c,rd} - F_{t,l,rd}$$

Løser formelen med Hensyn på N_{ed} :

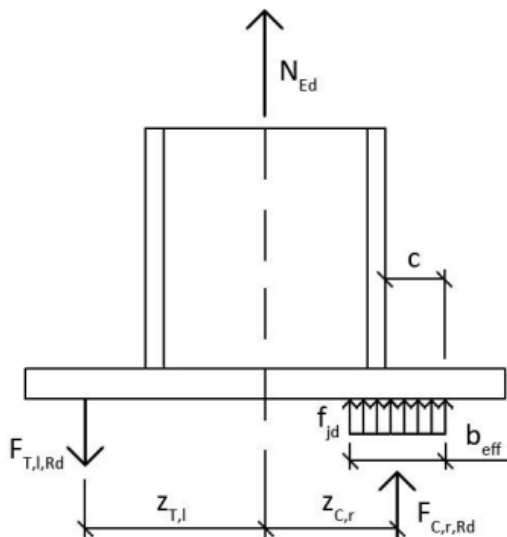
$$N_{ed} = F_{t,l,Rd} - f_{jd} * b_{eff}$$

Beff varierer med størrelsen til det effektive arealet, og momentarm $Z_{c,r}$ uttrykkes som:

$$Z_{c,r} = 0,5 * h + c - 0,5 * B_{eff}$$

Dette gir momentkapasiteten M_{rd} om Nøytralaksen:

$$M_{rd} = F_{t,l,Rd} * Z_{t,l} + f_{jd} * A_{eff} * Z_{c,r}$$



Figur 37: Søylefot påkjent en aksialkraft

(Wesbye, 2013)

Fotplaten vil være sveist til enden av søylen, og festet med 4 bolter ned i fundamentet.

Den dimensjonerende fastheten til betongfundamentet:

$$F_{jd} = \beta * \frac{F_{rdu}}{B_{eff} * L_{eff}}$$

Trykkapasiteten til platen blir bestemt av formelen:

$$F_{c,rd} = F_{jd} * A_{eff}$$

her er F_{jd} det dimensjonerende kontakttrykket mellom platen og fundamentet, mens det effektive arealet (A_{eff}) vil variere med tverrsnittet til søylen og boltens plassering på fotplaten.

Platens strekkapasitet $F_{t,rd}$ er avhengig av hvilken bruddform som opptrer. I tillegg må det undersøkes om det oppstår hevarmkrefter fra underlaget til fotplaten. Problemet med hevarm kan man se bort fra dersom man bruker lange bolter. Hevarmkrefter kan oppstå dersom:

$$L_b \leq \frac{A_s * 8,8m^3}{l_{eff} * t^3}$$

(NS-EN 1993-1-8, tabell 6.11)

For videre forklaring av platens strekkapasitet henvises det til tabell 6.2 i NS-EN 1993-1-8 som er lagt med som vedlegg nr. 8.

Fotplatens maksimale utstikk c beregnes ut fra platens momentkapasitet, platetykkelse og moment ved søyleflensen

$$c = T_p \sqrt{\frac{F_y}{3 * F_{jd} * \gamma_{m0}}}$$

(Larsen, 2013b, s. 493–446)

6.3 RESULTAT

6.3.1 FORBINDELSE MELLOM BJELKE OG SØYLE



Figur 38: Bolteleddforbindelse mellom fagverksbjelke og søyle

Tabell 32: Dimensjoner og utnyttelsesgrad for bjelke-søyle-kobling

Dimensjoner

Diameter bolt	64mm (M64)
Diameter boltehull	67mm
Tykkelse flatstål sider	30mm
Tykkelse flatstål midt	40mm
Nødvendig endeavstand flatstål sider a	65mm
Nødvendig kantavstand flatstål sider e	43mm
Nødvendig endeavstand flatstål midt a	75mm
Nødvendig kantavstand flatstål midt e	53mm
Valgt bredde flatstål side	153mm
Valgt høyde flatstål side	175mm
Valgt bredde flatstål midt	173mm
Valgt høyde flatstål midt	195mm
Utnyttelsesgrad	
Skjærkapasitet bolt	0,7
Momentkapasitet i bolt	0,39
Kombinert skjær- og momentkapasitet i bolt	0,64
Kapasitet for hullkanttrykk flatstål sider	0,42
Kapasitet for hullkanttrykk flatstål midt	0,63

For disse resultater forutsettes det at boltene ikke skal byttes og, og av skjærkrefter ikke virker på boltens gjengede del. Kreftene som koblingen dimensjoneres for er tatt fra den mest belastede koblingen i FEM-design, og er på 861 kN. Det gjøres oppmerksom på at det i realiteten sikkert

ville blitt benyttet større flatstål, og at disse har minste nødvendige størrelse med hensyn til kant- og endeavstand.

6.3.2 FORBINDELSE MELLOM VINDKRYSS OG SØYLE



Figur 39: Bolteleddforbindelse mellom vindkryss og søyle

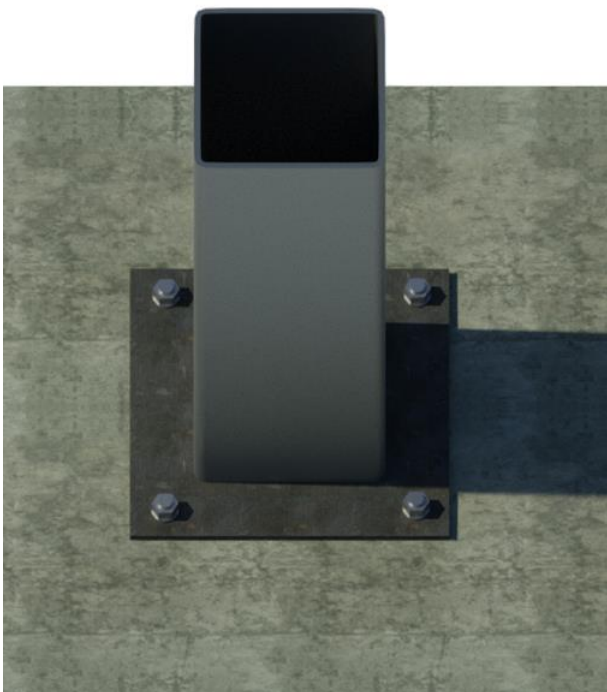
Tabell 33: Dimensjoner og utnyttelsesgrad for vindkryss-søyle-kobling

Dimensjoner	
Diameter bolt	20mm(M20)
Diameter boltehull	22mm

Tykkelse flatstål sider	9mm
Tykkelse flatstål midt	12mm
Nødvendig endeavstand flatstål sider a	21mm
Nødvendig kantavstand flatstål sider e	14mm
Nødvendig endeavstand flatstål midt a	32mm
Nødvendig kantavstand flatstål midt e	17mm
Valgt bredde flatstål side	50mm
Valgt høyde flatstål side	57mm
Valgt bredde flatstål midt	56mm
Valgt høyde flatstål midt	71mm
Utnyttelsesgrad	
Skjærkapasitet bolt	0,64
Momentkapasitet i bolt	0,39
Kombinert skjær- og momentkapasitet i bolt	0,56
Kapasitet for hullkanttrykk flatstål sider	0,4
Kapasitet for hullkanttrykk flatstål midt	0,6

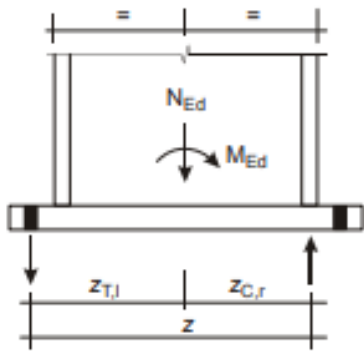
For disse resultater forutsettes det at boltene ikke skal byttes ut og at skjærkrefter ikke virker på boltens gjengede del. Krefte som koblingen dimensjoneres for er tatt fra den mest belastede koblingen i FEM-design, og er på 77 kN. Det gjøres oppmerksom på at det i realiteten sikkert ville blitt benyttet større flatstål, og at disse har minste nødvendige størrelse med hensyn til kant- og endeavstand.

6.3.3 FORANKRING AV SØYLE I FUNDAMENT



Figur 40: Søylefot

Søyle med størst utnyttelsesgrad

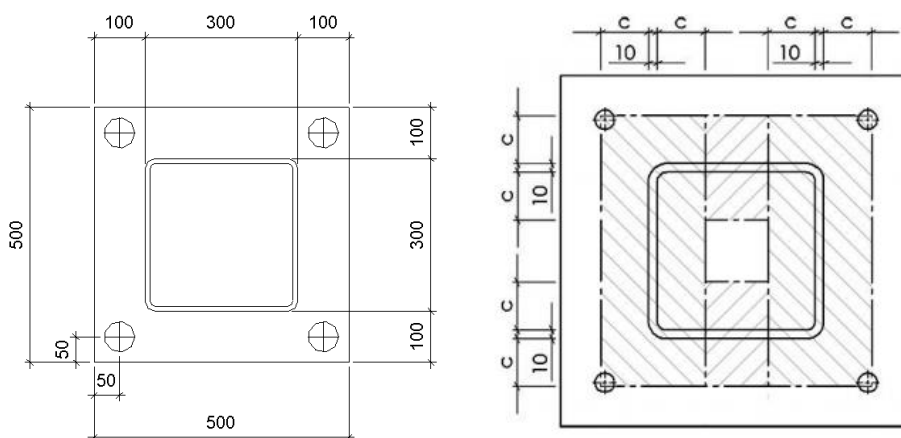


Figur 41: Søylefot påkjent moment og aksialkraft

Tabell 34: Krefter og momentarm ved fundament

Ned	262 KN
Med	266 knm
Zt,l	200 mm
Zt,r	145 mm
F,1 strekk	565 kn
F,2 trykk	-934,5 Kn

Fotplate



Figur 42: Effektivt areal for en kvadratisk søyle med 4 bolter

Tabell 35: Dimensjon og krefter i fotplate

Dimensjon	500x500x50
Trykkapasitet	2690,4 Kn (35%utnyttelse)
C	109 mm
A_{eff}	264 480 mm^2
$M_{pl,1,rd}$	29,9 Knm/m
Kapasitet for sirkulært brudd rundt to bolter	751,5 Kn (75% utnyttelse)

Bolter

Tabell 36: Dimensjon og kapasitet av bolt ved fundament

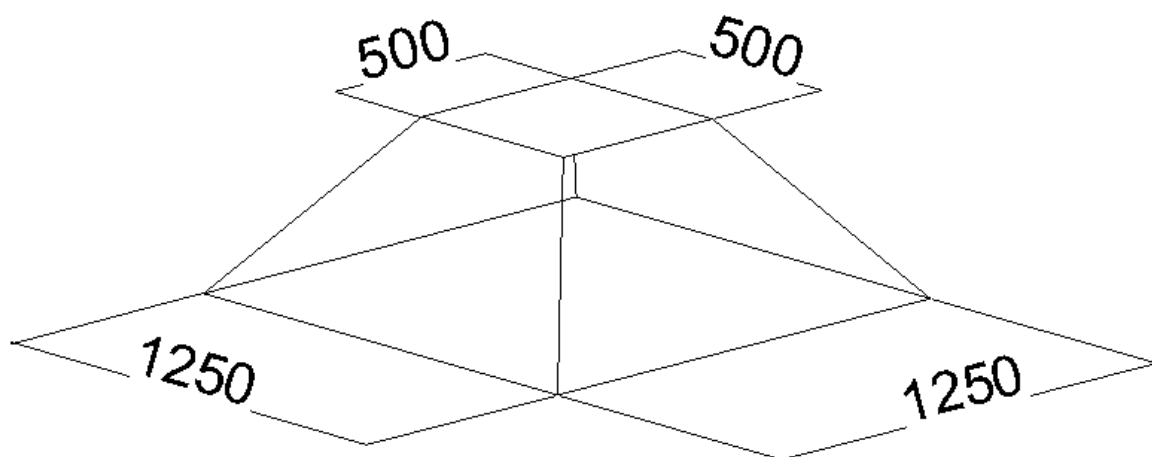
Dimensjon	M30 8.8
F_{ub}	800 N/ mm^2
A_s	561 mm^2
Strekkapasitet pr. Bolt	323 Kn

Søylefot

Tabell 37: Dimensjon og kapasitet til søylefot

Dimensjon	300x300x10
Areal	11257 mm ²
Trykkapasitet	3805 kN
Trykkapasitet under høyre flens	1612 kN (58% utnyttelse)
Momentkapasitet	467,6 kNm (57%utnyttelse)

Fundament



Figur 43: Betongfundament

Tabell 38: Informasjon om betongfundament

Dimensjon grunnflate	1250x1250
F_{jd}	23,6 N/mm ²
Betong kvalitet	B25

6.4 KONKLUSJON

Bygningsdetaljene som har blitt betraktet i dette kapitlet er dimensjonert i bruddgrensetilstanden ut fra de laster som har blitt lest av i analysen i FEM-design. Det har blitt brukt formler fra Eurokode 3/NS-EN 1991-1-8 for å komme frem til nødvendige kapasiteter og mål, og deretter blitt dimensjonert opp til nærmeste normale dimensjon. Dette for å holde seg til dimensjoner og materialeegenskaper som er godkjent av forskriftene, men også for å ha en akseptabel utnyttelsesgrad, og innfri de statiske forutsetninger som har blitt satt til denne konstruksjonen.

Bolten i forbindelsen mellom vindkryss og søyle har forholdsvis liten utnyttelsesgrad av kapasiteten sin, og kunne antageligvis vært mindre. Denne ble dimensjonert tidlig i detaljprosjekteringsfasen, og kunnskapen om dette var ikke like omfattende som senere i detaljprosjekteringen. Det blir likevel konkludert med at det er et rimelig valg, siden større boltediameter vil gi større kontaktareal med flatstålet, som dermed får større kapasitet for hullkantrykk og reduserer fare for avskjæring. Samtidig er det et lite antall forbindelser dette vil omhandle, og det ansees derfor som lite betydelig.

REFLEKSJON

ARBEIDSFORDELING

Arbeidsfordelingen på prosjektet har fungert veldig bra. Vi har ikke utnevnt noen gruppeleder eller faste roller, men har ut gjennom prosessen fordelt ansvar for de forskjellige arbeidspostene, og hjulpet hverandre på tvers av ‘fagområdene’.

MØTER

Hver dag har gruppen startet med korte morgenmøter der vi diskuterer resultatet fra dagen før, og hva vi skal til å gå i gang med. Vi diskuterer også hva som kan forekomme av eventuelle komplikasjoner, og hvordan vi skal løse dette dersom det kommer. Med jevne mellomrom har vi drøftet fremgang og planer for større delmål i prosjektet etter hvert som det fremskrider. Møtestrukturen for prosjektet kan dra flere paralleller til scrum-metoden, med det unntak at vi har en fremdriftsplan i bunnen.

Møter med veileder ble tidlig avtalt at vi skulle avholde hver 14. dag. Disse møtene har gått ut på presentering av utført arbeid, og hvilke planer vi har for de neste to ukene. Vi har fått gode råd og

føringer på hvordan vi kan sette opp og planlegge arbeidet. Pga restriksjoner har vi avholdt veiledningsmøtene over Microsoft Teams.

Møter med oppdragsgiver og eventuelle eksterne selskap hadde vi ikke planlagt til noen vesentlig grad, da det ikke skulle være nødvendig. For det meste har vi kommunisert med oppdragsgiver på e-post. Det samme gjelder andre firmaer/leverandører vi har bedt om hjelp eller rådgivning hos.

KVALITETSSIKRING

For å hindre feil og mangler i arbeidet vårt har vi utført sidemannskontroller gjennom hele prosjektløpet. Det ble typisk gjort når en arbeidsoppgave var ferdig, før den ble lagt inn i rapporten. Kontinuerlig gjennomlesing av dokumentet ble også gjort, både for å kontrollere kvalitet, og for å holde oversikt.

Utkast av oppgaven har blitt sendt til intern veileder for gjennomlesing, kontroll og tilbakemeldinger. Ved spesielle beregninger eller ved usikkerhet rundt dette har vi i senere tid kontaktet eksterne aktører og andre veiledere på NTNU.

LÆRINGSUTBYTTE

Læringsutbytte for gruppen under arbeidet med dette prosjektet har vært stort. Mange av beregningene som har blitt gjennomført har vi ikke tidligere erfaring med. På grunn av mangel på veiledning innenfor dimensjonering og prosjektering i de første 4 månedene har det blitt prøving og feiling til man har konkludert med at det er tilstrekkelig kvalitet i arbeidet. Siste måneden har vi fått faglig veiledning innenfor dette, og har måttet justere noen ting som følge av dette. Flere av dataprogrammene har også tidligere vært ukjent, men vi føler at vi har tilegnet oss god kunnskap gjennom selvlæring.

HOVEDAKTIVITETER OG FREMDRIFT

I forkant av prosjektoppstart satte vi opp en liste over hovedaktivitetene for bacheloroppgaven og en tilhørende fremdriftsplan. Vi valgte å innarbeide forprosjektet i denne planen fordi det var med på å legge grunnlaget for oppgavegjennomføringen, og fordi det ble utført delvis samtidig som første del av prosjektarbeidet.

Nummer	Aktivitet	Varighet/tid
1	Forprosjekt	2 uker
2	Innhenting av informasjon	4 uker
3	Forslag/skisse til bæresystem	1 uker
4	Valg av material til søyle, bjelker og tak	2 uker
5	Utføre beregninger i brudd- og bruksgrensetilstand	4 uker
6	Tegninger og 3D-modellering	2 uker
7	Ferdigstilling av prosjekt	4 uker

For fremdriftsplan se vedlegg 23.

FIGURLISTE

Figur 1: Komplette bilsenter.....	14
Figur 2: Bilsenter med markert verkstedhall	16
Figur 3: plassering av bilsenter.....	16

Figur 4: aksesystem	17
Figur 5: Fagverksbjelke i stål	25
Figur 6: Momentfordeling i ulike portalrammer.....	26
Figur 7: Rammesystem med avstiving i vegger og tak i form av vindkryss	27
Figur 8: Plassering av veggskiver i bygg.....	27
Figur 9: Konstruksjonen med vindlast.....	38
Figur 10: Påført jevnt fordelt snølast og last fra takelement.....	38
Figur 11: Plassering av vindkryss.....	39
Figur 12: Lastgrupper i fem-design	41
Figur 13: Lastkombinasjoner i fem-design.....	42
Figur 14: data for overflate-support.....	42
Figur 15: aksesystem	43
Figur 16: Langsnitt	44
Figur 17: Modell A.....	45
Figur 18: Målsatt fagverksbjelke	46
Figur 19: Mål og lengde for steget	47
Figur 20: Nedbøying fagverksbjelke	48
Figur 21: Aksialkrefter i fagverksbjelke.....	49
Figur 22: Største trykkraft i stålsøylene.....	49
Figur 23: Krefter i vindkryss	50
Figur 24: Utnyttelsesgrad av fagverksbjelke	51
Figur 25: utnyttelsesgrad av søyle	51
Figur 26: Modell B	52
Figur 27: Tverrsnitt av betongsøyle.....	54
Figur 28:Lengdesnitt av betongsøyle.....	55
Figur 29: Tverrsnittdata av betongsøyle fra Eurocode express	55
Figur 30:Nedbøying av limtrebjelke.....	56
Figur 31: Momentdiagram for limtrebjelke	56
Figur 32: Utnyttelsesgrad av limtrebjelke	57

Figur 33: sammendrag av utnyttelsesgrad for limtrebjelke	57
Figur 34: Utnyttelsesgrad for mest belastede betongsøyle	58
Figur 35: Krefter i bolteleddforbindelse	66
Figur 36: Avskjæringskrefter for boltehull i flatstål	68
Figur 37: Søylefot påkjent en aksialkraft.....	70
Figur 38: Bolteleddforbindelse mellom fagverksbjelke og søyle	72
Figur 39: Bolteleddforbindelse mellom vindkryss og søyle	74
Figur 40: Søylefot.....	76
Figur 41:Søylefot påkjent moment og aksialkraft	77
Figur 42: Effektivt areal for en kvadratisk søyle med 4 bolter	77
Figur 43:Betongfundament.....	79

TABELLISTE

Tabell 1: Programvare	13
Tabell 2: Kapittel i norsk standard.....	19
Tabell 3: Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand	20
Tabell 4: Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand	21
Tabell 5: Risikoklasser	28
Tabell 6: Brannklasser	29
Tabell 7: Faktorer for snølast.....	32
Tabell 8: Vindlastdata: Digernes	33
Tabell 9: Terrengdata, Digernes	33
Tabell 10: Retningsfaktor og basisvind, nord.....	34
Tabell 11: Topografidata, nord.....	34
Tabell 12: Vindkasthastighet og hastighetstrykk, nord.....	34
Tabell 13: Topografidata, vest.....	35
Tabell 14: Topografidata, vest.....	35

Tabell 15: Vindkasthastighet og hastighetstrykk, vest	35
Tabell 16: Retningsfaktor og basisvind, sør	35
Tabell 17: Topografidata, sør	36
Tabell 18: Vindkasthastighet og hastighetstrykk, sør	36
Tabell 19: Retningsfaktor og basisvind, øst.....	36
Tabell 20: Topografidata, øst.....	36
Tabell 21: Vindkasthastighet og hastighetstrykk, vest	37
Tabell 22: Dimensjonerende laster, B1	40
Tabell 23: Dimensjonerende laster B2	40
Tabell 24: Data Modell A.....	45
Tabell 25: Data for fagverksbjelke	47
Tabell 26: Data for limtrebjelke	52
Tabell 27: Data for betongsøyle	53
Tabell 28: Miljømessige egenskaper	61
Tabell 29: Estetiske egenskaper	62
Tabell 30: Økonomiske aspekter	62
Tabell 31: Tekniske egenskaper	63
Tabell 32: Dimensjoner og utnyttelsesgrad for bjelke-søyle-kobling.....	72
Tabell 33: Dimensjoner og utnyttelsesgrad for vindkryss-søyle-kobling.....	74
Tabell 34: Krefter og momentarm ved fundament	77
Tabell 35: Dimensjon og krefter i fotplate.....	78
Tabell 36: Dimensjon og kapasitet av bolt ved fundament	78
Tabell 37: Dimensjon og kapasitet til søylefot.....	79
Tabell 38: Informasjon om betongfundament	79

LITTERATURLISTE

Eurokode 1: Laster på konstruksjoner NS-EN 1991-1-3 Almenne laster—Snølaster. (2018).

Standard Norge.

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1004200>

Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. NS-EN 1991-1-4 Almenne laster—Vindlaster. (2009).

Standard Norge.

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=392208>

Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner. NS-EN 1993-1-1 Allmenne regler og regler for bygninger.pdf. (2015). Standard Norge.

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=755701>

Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner. NS-EN 1993-1-8 Knutepunkter og forbindelser.pdf. (2009). Standard Norge.

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=396860>

Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. NS-EN 1998-1. (2014).

Standard Norge.

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=696101>

Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. NS-EN 1990. (2016). Standard Norge.

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847>

Finstad, T. (2014). *Økonomisk lønnsomhet ved bruk av bæresystemer i massivtre.*

<https://nmbu.brage.unit.no/nmbu-xmlui/handle/11250/198939>

Johansen, H. (2010). *Materiallære—Metaller—For ingeniører.*

[http://www.ansatt.hig.no/henningj/materialteknologi/Materiallare/arbeidsplan/9.%20mekaniske%20egenskaper%20og%20testing/Materiallaere-IM-9-Mekaniske%20egenskaper%20og%20testing%20\(IM+TDL\)-10.pdf](http://www.ansatt.hig.no/henningj/materialteknologi/Materiallare/arbeidsplan/9.%20mekaniske%20egenskaper%20og%20testing/Materiallaere-IM-9-Mekaniske%20egenskaper%20og%20testing%20(IM+TDL)-10.pdf)

Langø, L. Chr., Bøe, E., & Osen, E. (2016). *Spjelkavik videregående skole.*

<https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/2414990>

Larsen, P. K. (2013a). *Dimensjonering av stålkonstruksjoner (2.)*. Fagbokforlaget.

Larsen, P. K. (2013b). *Dimensjonering av stålkonstruksjoner. S.493-446 (2., s. 439–446)*.

Fagbokforlaget.

Lett-tak takelement SINTEF godkjenning 2013. (2013). <https://docplayer.me/424304-Sintef-byggforsk-bekrefter-at-lett-tak-takelementer.html>

Lett-tak takelement SINTEF godkjenning 2017. (2017).

<https://www.sintefcertification.no/Product/Index/208>

Lett-Tak takelementer SINTEF Certification. (2000, mars).

<https://www.sintefcertification.no/Product/Index/208?fbclid=IwAR2QEICtPzIa69zjmviWHZ2nqoieHm8deQYUyIdmOuobKiP7lWmPv8P9W3o>

Moelven. (u.å.). *Kl-tre (massivtre)*. Hentet 13. mai 2021, fra

<https://www.moelven.com/no/no/limtre/kl-tre-massivtre/>

NS-EN ISO 4017:2014. (2014). Standard Norge.

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=708472>

Rørvik, T. (2012). *Konstruksjonssikkerhet og belastning*. NTNU.

sintef.no. (2016, juni 7). *Alternative bærekonstruksjoner kan halvere klimautslipp*. SINTEF.

<https://www.sintef.no/siste-nytt/2016/alternative-barekonstruksjoner-kan-halvere-klimaut/>

Skaufel, E. S., & Henriksveen, E. (2019). *Dimensjonering av lagerbygning i stål*.

<https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/2610458>

Stavseng, A. B., Hansen, S. B. V., & Selboskar, M. (2017). *Prosjektering og dimensjonering av næringsbygg*. <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/2462102>

Tibnor.no. (u.å.). Hentet 13. mai 2021, fra

https://www.tibnor.no/nb_NO/Karbonst%C3%A5l/Hulprofiler/KF-HUP/c/50_hp_kk

trenytt.no. (2017, mai 15). – *Limtre tåler fullstendig brannforløp*. <https://trenytt.no/a/391305>

Wesbye, D. (2013). *Dimensjonering av søyleføtter etter eurocode 3*. UMB.

<https://nmbu.brage.unit.no/nmbu-xmlui/handle/11250/189085>

VEDLEGG

Vedlegg 1: Minste og største hull-, ende- og kantavstand	92
Vedlegg 2: Dimensjonerende kapasitet for individuelle festemidler påkjent av avskjæring og/eller strekk	93
Vedlegg 3: Dimensjoneringskriterier for bolteleddsforbindelser	94
Vedlegg 4: Moment i bolt	95
Vedlegg 5: HEA-bjelke med mål	96

Vedlegg 6: KKR 140x140x8 med mål	96
Vedlegg 7: Nominelle verdier av flytegrense og strekkfasthet for skruer/bolter	97
Vedlegg 8: Dimensjonerende kapasitet i et T-stykke med strekk.....	98
Vedlegg 9: C_0 og k_1 for hellingsvinkel større enn 40°	99
Vedlegg 10: Rapport av betongsøyle EUROCODE Express del 1.....	100
Vedlegg 11: Rapport av betongsøyle EUROCODE Express del 2.....	101
Vedlegg 12: Utrekning av bolteleddforbindelse bjelke-søyle, del 1	102
Vedlegg 13: Utrekning av bolteleddforbindelse bjelke-søyle, del 2	104
Vedlegg 14: Utrekning av bolteleddforbindelse bjelke-søyle, del 3	105
Vedlegg 15: Utrekning av bolteleddforbindelse bjelke-søyle, del 4	106
Vedlegg 16: Utrekning av bolteleddforbindelse bjelke-søyle, del 5	107
Vedlegg 17: Utrekning av bolteleddforbindelse vindkryss-søyle, del 1.....	108
Vedlegg 18: Utrekning av bolteleddforbindelse vindkryss-søyle, del 2.....	109
Vedlegg 19: Utrekning av bolteleddforbindelse vindkryss-søyle, del 3.....	111
Vedlegg 20: Utrekning av bolteleddforbindelse vindkryss-søyle, del 4.....	111
Vedlegg 21: Utrekning av bolteleddforbindelse vindkryss-søyle, del 5.....	113
Vedlegg 22: Dimensjonering av flatstål	113
Vedlegg 23: Fremdriftsplan	113
Vedlegg 24: Beregning av krefter ved fundament.....	115
Vedlegg 25: Fotplatens plastiske momentkapasitet.....	117
Vedlegg 26: Søylefotens effektive areal og kapasitet.....	119
Vedlegg 27: Fundamentets kapasitet og kantavstand	120

Tabell 3.3 – Minste og største hull-, ende- og kantavstander

Ende-, kant- og hullavstander, se figur 3.1	Minste	Største ¹⁾²⁾³⁾		
		Stålkonstruksjoner av stålsorter i samsvar med NS-EN 10025, unntatt stål etter NS-EN 10025-5		Stålkonstruksjoner av stål i samsvar med NS-EN 10025-5
		Stål som utsettes for klimatiske påvirkninger eller andre korrosive påvirkninger	Stål som ikke utsettes for klimatiske påvirkninger eller andre korrosive påvirkninger	Stål som brukes ubeskyttet
Endeavstand e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Den største verdien av $8t$ eller 125 mm
Kantavstand e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Den største verdien av $8t$ eller 125 mm
Avstand e_3 i avlange hull	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Endeavstand e_4 i avlange hull	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Hullavstand p_1	$2,2d_0$	Den minste verdien av $14t$ eller 200 mm	Den minste verdien av $14t$ eller 200 mm	Den minste verdien av $14t_{\min}$ eller 175 mm
Hullavstand $p_{1,0}$		Den minste verdien av $14t$ eller 200 mm		
Hullavstand $p_{1,i}$		Den minste verdien av $28t$ eller 400 mm		
Hullavstand p_2 ⁵⁾	$2,4d_0$	Den minste verdien av $14t$ eller 200 mm	Den minste verdien av $14t$ eller 200 mm	Den minste verdien av $14t_{\min}$ eller 175 mm
<p>1) Største verdier for hullavstand, kantavstander og endeavstander er ubegrenset, bortsett fra i følgende tilfelle: - for trykkdeler for å unngå lokal knekking og hindre korrosjon i eksponerte konstruksjonsdeler (største verdier er gitt i tabellen) og; - for eksponerte strekkdeler for å unngå korrosjon (største verdier er gitt i tabellen).</p> <p>2) Lokal knekkkapasitet for en plate under trykk mellom festemidlene bør være beregnet etter NS-EN 1993-1-1, der $0,6 p_1$ bør brukes som knekk Lengde. Det er ikke nødvendig å påvise for lokal knekking mellom festemidlene hvis p_1/t er mindre enn 9 ε. Kantavstanden normalt på kraftretningen for en trykkpåkjent konstruksjonsdel bør ikke overskride kravene mot lokal knekking for en ensidig innfestet flens, se NS-EN 1993-1-1. Endeavstanden berøres ikke av dette kravet.</p> <p>3) t er tykkelsen til den tynneste ytre konstruksjonsdelen som festes.</p> <p>4) Grenseverdiene for avlange hull er gitt i 1.2.7, Referansestandarder, gruppe 7.</p> <p>5) For skruerader som er innbyrdes forskjøvet, kan minste hullavstand reduseres til $p_2 = 1,2d_0$, forutsatt at minste avstand L mellom to festemidler er større enn eller lik $2,4d_0$, se figur 3.1b).</p>				

Vedlegg 1: Minste og største hull-, ende- og kantavstand

Tabell 3.4 – Dimensjonerende kapasitet for individuelle festemidler påkjent av avskjæring og/eller strekk

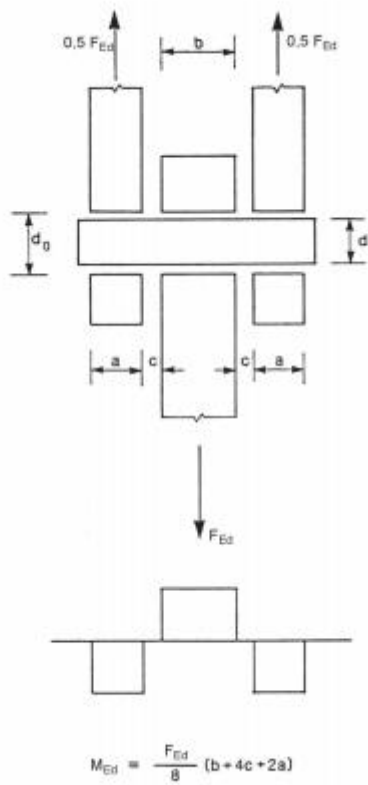
Bruddform	Skruer	Nagler
Avskjæringskapasitet per snitt	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <ul style="list-style-type: none"> - dersom avskjæringsnittet går gjennom den gjengede delen av skruen (A settes lik spenningsarealet for skruen, A_s): - for fasthetsklasse 4.6, 5.6 og 8.8: $\alpha_v = 0,6$ - for fasthetsklasse 4.8, 5.8, 6.8 og 10.9: $\alpha_v = 0,5$ - dersom avskjæringsnittet går gjennom den ugjengede delen av skruen (A er skruens brutto tverrsnitt): $\alpha_v = 0,6$ 	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Kapasitet for hullkantrykk ¹⁾ 2),3)	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$ <p>der α_b er den minste av α_b, $\frac{f_{ub}}{f_u}$ eller 1,0</p> <p>i kraftretningen:</p> <ul style="list-style-type: none"> - for endeskruer: $\alpha_b = \frac{e_1}{3d_0}$; - for innvendige skruer: $\alpha_b = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$ <p>normalt på kraftretningen:</p> <ul style="list-style-type: none"> - for skruer langs randen: k_1 er den minste av $2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7$, $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$, eller 2,5 - for innvendige skruer: k_1 er den minste av $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ eller 2,5 	
Strekkkapasitet ²⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>der $k_2 = 0,63$ for senkskrue, ellers $k_2 = 0,9$.</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Gjennomlokking	$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$	Påvisning ikke nødvendig
Kombinert avskjæring og strekk	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	
¹⁾ Kapasitet for hullkantrykk $F_{b,Rd}$ for skruer - i overstore hull er 0,8 ganger kapasiteten for skruer i normale hull. - i avlange hull, der hulllets lengdeakse er normalt på kraftretningen, er 0,6 ganger kapasiteten for skruer i runde, normale hull; ²⁾ For senkskruer: - beregnes kapasiteten for hullkantrykk $F_{b,Rd}$ på grunnlag av tykkelsen av den innfestede platen t minus halve dybden av forsenkningen; - for bestemmelse av strekkkapasiteten $F_{t,Rd}$ bør vinkelen og dybden av forsenkningen være i samsvar med 1.2.4 Referansestandarder, gruppe 4 i motsatt fall bør strekkkapasiteten $F_{t,Rd}$ justeres tilsvarende. ³⁾ Hvis lasten på en skrue ikke er parallell med randen, kan kapasiteten for hullkantrykk påvises separat for skruens lastkomponenter parallellt med og vinkelrett på randen.		

Vedlegg 2: Dimensjonerende kapasitet for individuelle festemidler påkjent av avskjæring og/eller strekk

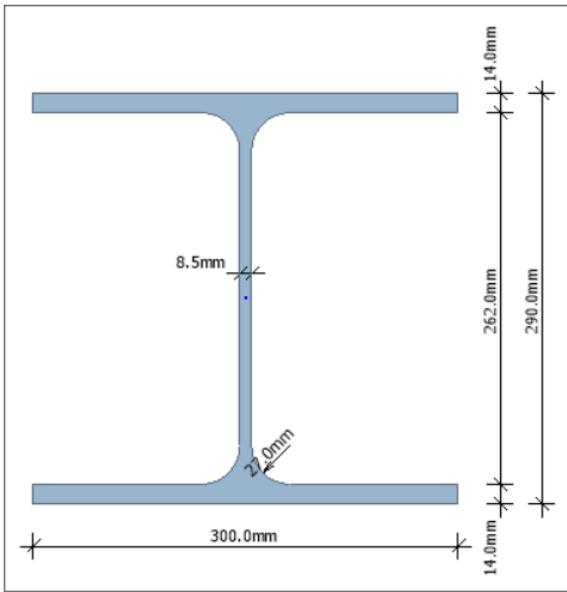
Tabell 3.10 – Dimensjoneringskriterier for bolteleddsforbindelser

Bruddform	Dimensjoneringskriterium
Boltens avskjæringskapasitet	$F_{v,Rd} = 0,6 A f_{up} / \gamma_{M2} \geq F_{v,Ed}$
Kapasitet for hullkantrykk mellom platen og bolten	$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_y / \gamma_{M0} \geq F_{b,Ed}$
Hvis det er forutsatt at bolten skal kunne skiftes ut, gjelder også følgende krav	$F_{b,Rd,ser} = 0,6 t d f_y / \gamma_{M6,ser} \geq F_{b,Ed,ser}$
Boltens momentkapasitet	$M_{Rd} = 1,5 W_{et} f_{yp} / \gamma_{M0} \geq M_{Ed}$
Hvis det er forutsatt at bolten skal kunne skiftes ut, gjelder også følgende krav	$M_{Rd,ser} = 0,8 W_{et} f_{yp} / \gamma_{M6,ser} \geq M_{Ed,ser}$
Kombinert avskjærings- og momentkapasitet for bolten	$\left[\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right]^2 \leq 1$
<i>d</i>	er boltens diameter;
<i>f_y</i>	er den minste av boltens og platens flytegrense;
<i>f_{up}</i>	er boltens strekkfasthet;
<i>f_{yp}</i>	er boltens flytegrense;
<i>t</i>	er platens tykkelse;
<i>A</i>	er boltens tverrsnittsareal.

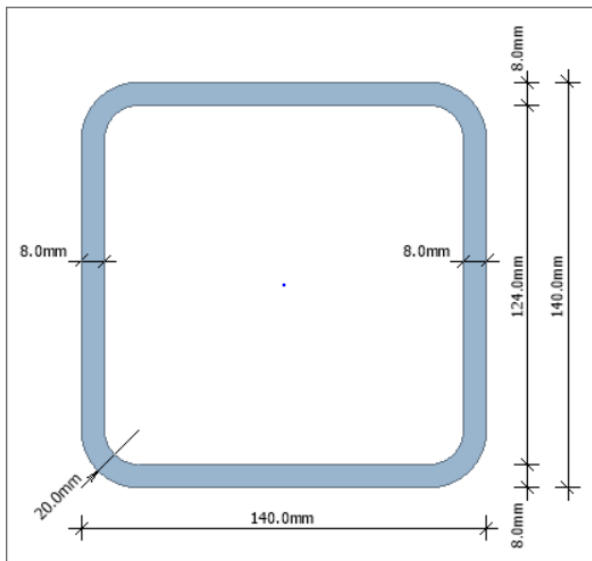
Vedlegg 3: Dimensjoneringskriterier for bolteleddsforbindelser



Vedlegg 4: Moment i bolt



Vedlegg 5: HEA-bjelke med mål



Vedlegg 6: KKR 140x140x8 med mål

Tabell 3.1 – Nominelle verdier av flytegrensen f_{yb} og strekkfastheten f_{ub} for skruer

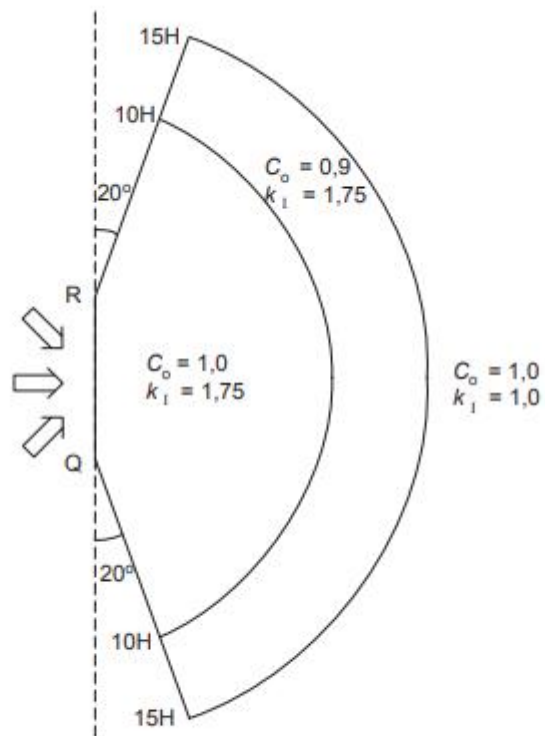
Fasthetsklasser for skruer	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

Vedlegg 7: Nominelle verdier av flytegrense og strekkfasthet for skruer/bolter

Tabell 6.2 – Dimensjonerende kapasitet $F_{T,Rd}$ i et T-stykke med strekk

	Hevarkrefter kan opptre, dvs. $L_b \leq L_b^*$		Ingen hevarkrefter
Bruddform 1	Metode 1	Metode 2 (alternativ metode)	$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m}$
uten bakplate	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$	
med bakplate	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd} + 2M_{bp,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd} + 4nM_{bp,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$	
Bruddform 2	$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n\Sigma F_{t,Rd}}{m+n}$		
Bruddform 3	$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd}$		
<p>Bruddform 1: Fullstendig flytning i flensen Bruddform 2: Skruibrudd sammenfallende med flytning i flensen Bruddform 3: Skruibrudd</p> <p>L_b er - skruens tøyningsslengde som settes lik klemlengden (summen av godstykkelsene og tykkelsen av underlagsskivene), pluss halve summen av skruhodets høyde og mutterhøyden eller - tøyningsslengden av fundamentbolten som settes lik 8 ganger nominell skruediameter pluss summen av tykkelsen av injeksjonslaget, fotplaten, underlagsskive og halve mutterhøyden</p> <p>$L_b^* = \frac{8,8m^3 A_s n_b}{\Sigma l_{eff,1} t_f^3}$</p> <p>$F_{T,Rd}$ er dimensjonerende strekkkapasitet i et T-stykkets flens Q er hevarkraften</p> <p>$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \Sigma l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$ $M_{pl,2,Rd} = 0,25 \Sigma l_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$ $M_{bp,Rd} = 0,25 \Sigma l_{eff,1} t_{bp}^2 f_{y,bp} / \gamma_{M0}$</p> <p>$n = e_{min}$ men $n \leq 1,25m$ n_b er antall skruerader (med 2 skruer per rad) $F_{t,Rd}$ er dimensjonerende strekkkapasitet i en skrue, se tabell 3.4; $\Sigma F_{t,Rd}$ er summen av $F_{t,Rd}$ for alle skrueene i T-stykket; $\Sigma l_{eff,1}$ er verdien av Σl_{eff} for bruddform 1; $\Sigma l_{eff,2}$ er verdien av Σl_{eff} for bruddform 2; e_{min}, m og t_f er som angitt på figur 6.2; $f_{y,bp}$ er bakplatens flytegrense; t_{bp} er bakplatens tykkelse; $e_w = d_w / 4$; d_w er underlagsskivens diameter eller hjørneavstanden på skruhodet eller mutteren, avhengig av hva som er relevant.</p>			
<p>MERKNAD 1 Ved skruddet bjelke-søyle-forbindelser eller bjelkeskjøter kan det forutsettes at det oppstår hevarkrefter.</p> <p>MERKNAD 2 I metode 2 forutsettes det at den skruerkraften som virker på T-stykkets flens, er jevnt fordelt under underlagsskiven, skruhodet eller mutteren, avhengig av hva som er aktuelt, se figur, og at det ikke opptrer en konsentrert kraft i skrueens senterlinje. Denne forutsetningen fører til en høyere bæreevne for bruddform 1, mens verdiene for $F_{T,1-2,Rd}$ og bruddform 2 og 3 forblir uendret.</p>			

Vedlegg 8: Dimensjonerende kapasitet i et T-stykke med strekk



Figur NA.4 (901.6) – Parameterne c_o og k_i for hellingsvinkler større enn 40°

Vedlegg 9: C_o og k_i for hellingsvinkel større enn 40°

Project Eurocodes

1. EC2-SØYLE-003

Søyletverrsnitt med toakset moment

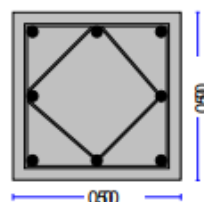
(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

$b = 0.500 \text{ m}$, $h = 0.500 \text{ m}$, $N_{ed} = 311.00 \text{ kN}$

$M_{ed,yy} = 428.00 \text{ kNm}$, $M_{ed,zz} = 25.00 \text{ kNm}$

Dimensjonering av Betong

Betong- og stål kvalitet: B35-B500C (EC2 §3)
Beskrivelse av miljøet: XC1 (EC2 §4.4.1)
Betongoverdekning: $C_{nom} = 35 \text{ mm}$ (EC2 §4.4.1)
 $\gamma_c = 1.50$, $\gamma_s = 1.15$ (EC2 Tabell 2.1)
 $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 35 / 1.50 = 19.83 \text{ MPa}$ (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c = 0.85 \times 2.2 / 1.50 = 1.25 \text{ MPa}$ (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435 \text{ MPa}$ (EC2 §3.2.7)
Betongens elastisitetsmodul $E_{cm} = 34.0 \text{ GPa}$



2. Dimensjoner, laster

Søylar med rektangulære tverrsnitt $b = 0.500 \text{ m}$, $h = 0.500 \text{ m}$

Laster, Lastar, aksial $N_{ed} = 311.00 \text{ kN}$ (trykk), momenter $M_{ed,xx} = 428.00 \text{ kNm}$, $M_{ed,yy} = 25.00 \text{ kNm}$

Effektiv høyde av tverrsnitt $d = h - d_1$, $d_1 = d_2 = C_{nom} + \phi_s + \phi_s / 2 = 35 + 10 + 32 / 2 = 61 \text{ mm}$, $d_x = 439 \text{ mm}$, $d_y = 439 \text{ mm}$

3. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

$N_{ed} = 311.00 \text{ kN}$, $M_{ed,yy} = 428.00 \text{ kNm}$, $M_{ed,zz} = 25.00 \text{ kNm}$

Tilnærmet beregning med tabeller ($d_1/h = 0.10$)

Kordina K , Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1

Planung von Stahlbeton ..., Berlin, Beuth, 1992

$M_y / (b h^2 f_{cd}) = 0.17$, $M_z / (b h^2 f_{cd}) = 0.01$, $N / (b h f_{cd}) = -0.06$

$A_s \cdot f_{yd} / (b h f_{cd}) = 0.46$, $A_s = 5242 \text{ mm}^2$, $A_s / A_c = 2.10\%$

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er

laget med numerisk integrasjon av

rutenett med $10 \times 10 = 100$ og oppdelinger

$N_{ed} = 311.00 \text{ kN}$ (trykk),

$M_{ed,yy} = 428.00 \text{ kNm}$, $M_{ed,zz} = 25.00 \text{ kNm}$

B35-B500C

$b = 500 \text{ mm}$, $h = 500 \text{ mm}$

$d_y = 439 \text{ mm}$, $d_z = 439 \text{ mm}$, $d_1 = d_2 = 61 \text{ mm}$

$d_1/h = 0.122$, $d_2/b = 0.122$

$e_z = M_{ed,yy} / N_{ed} = 428.00 / 311.00 = 1.376 \text{ m} = 1376 \text{ mm}$

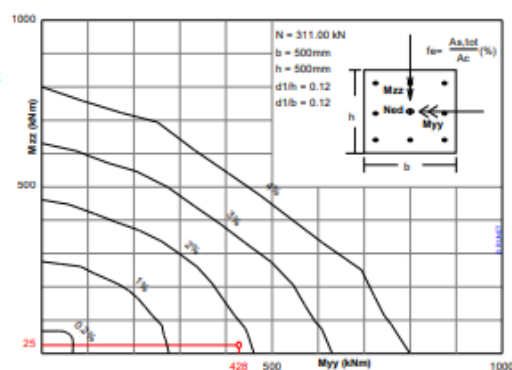
$e_y = M_{ed,zz} / N_{ed} = 25.00 / 311.00 = 0.080 \text{ m} = 80 \text{ mm}$

$z_{sz} = h/2 - d_1 = 500/2 - 61 = 189 \text{ mm}$, $e_z = 1376 \text{ mm} > z_{sz} = 189 \text{ mm}$

$z_{sy} = b/2 - d_1 = 500/2 - 61 = 189 \text{ mm}$, $e_y = 80 \text{ mm} < z_{sy} = 189 \text{ mm}$

$A_{s,tot} = 5000 \text{ mm}^2$, $A_{s,tot} / A_c = 2.00\%$

$A_{s,tot} = 5000 \text{ mm}^2$



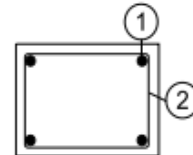
Minimum lengdearmering, $A_s \geq 0.0020A_c$, $\phi_s \geq 8$, $A_{s,min} = 4\phi 14$ (616mm²) (EC2 §9.5.2.2)
Maksimum lengdearmering, $A_s \leq 0.04A_c$, ($A_{s,max} = 10000\text{mm}^2$) (EC2 §9.5.2.3)
Transvers armering, bøyer med minimum ϕ_s ved maksimum avstand $S_{cl,t}$ (EC2 §9.5.3)
i søylehøyde fra 0.50m til H-0.50m : Bøyer $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 400\text{mm}$
i område 0 til 0.50m og H-0.50m til H : Bøyer $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 240\text{mm}$
Forankringslengde er minst lik $L_{bd} = 750\text{mm} = 0.750m$ (EC2 Lign.8.3)

Lengdearmering: **8Ø32** (6432mm²)

Transversarmering: Bøyer **2Ø10s400** [h:0.50m-H-0.50m], **2Ø10s240** [h:0-0.50m, H-0.50m-H]

4. Bøyliste

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	①	6300	8	32	6.310	6.300	318.02
2	②	100 100 420 420 420	19	10	0.617	1.880	22.04
3	③	100 100 300 300 300	19	10	0.617	1.400	16.41
Total vekt [kg]							356.47



Bolt bjelke - søyle, krefter fra FEM-design

klasse 8,8 $F_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$

$F_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$ $F_{v,ed} = 867 \text{ kN}$

$\gamma_{m2} = 1,25$ $\alpha_v = 0,6$

Bolt skal ikke skiftes ut.

$$A = \frac{F_{v,ed} \cdot \gamma_{m2}}{\alpha_v \cdot f_{ub}} = 2242,19 \text{ mm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{2242,19}{\pi}} \cdot 2 = 53,43 \text{ mm}$$

Går for M64 bolt pga kombinert moment og skjær.

M64 $A = 3217 \text{ mm}^2$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot 800 \cdot 3217}{1,25} = 1235,53 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} \geq F_{v,ed} \rightarrow \text{OK!}$$

$$\text{Utnyttelse} = \frac{867}{1235,53} = 0,7$$

Moment i bølt

$$F_{ed} = 861 \text{ kN} \quad f_{yp} = 800 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sidebøl} = 30 \text{ mm}$$

$$\gamma_{mo} = 1$$

$$\text{Midbøl} = 40 \text{ mm}$$

$$c = 3 \text{ mm}$$

$$W_{el} = \frac{\pi \cdot D^3}{32} = 25735,93 \text{ mm}^3$$

$$M_{Rd} = 1,5 \cdot \frac{W_{el} \cdot f_{yp}}{\gamma_{mo}} = \underline{\underline{30,88 \text{ kNm}}}$$

$$M_{Ed} = \frac{F_{ed}}{8} \cdot (40 + 4 \cdot 3 + 2 \cdot 30) = \underline{\underline{12,05 \text{ kNm}}}$$

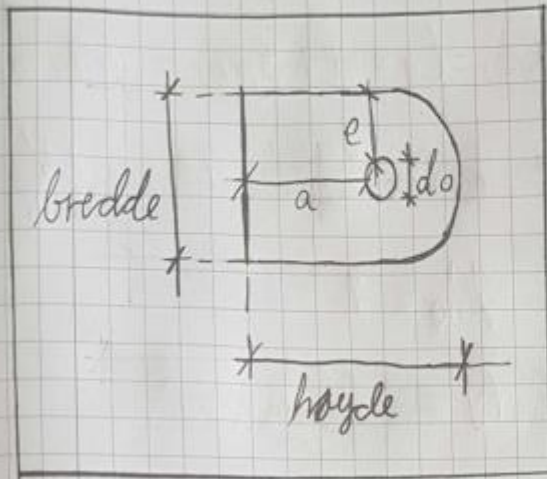
$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \Rightarrow \underline{\underline{\text{OK!}}}$$

Kapasitet for kombineret moment og skjær

$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 = 0,64 \leq 1 \Rightarrow \underline{\underline{\text{OK!}}}$$

Vedlegg 13: Utrekning av bolteleddforbindelse bjelke-søyle, del 2

Dimensjonering av flatstål midt



$$d_o = d + 3 \text{ mm} = 67 \text{ mm}$$

$$F_{ed} = 867 \text{ kN}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Tykkelse} = t \geq 0,7 \cdot \sqrt{\frac{F_{ed} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}} = 34,47 \text{ mm}$$

Velger $t = 40 \text{ mm}$

$$a \geq \frac{F_{ed} \cdot \gamma_{m0}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{2 \cdot d_o}{3} = \underline{\underline{75 \text{ mm}}}$$

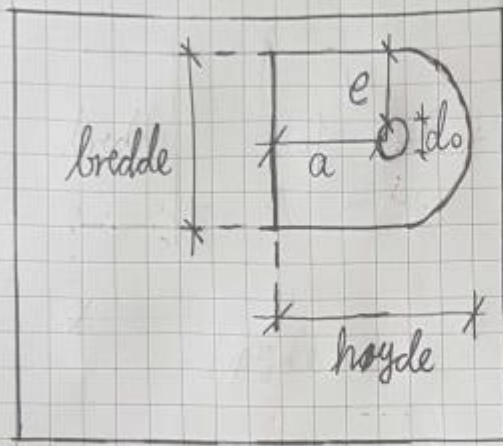
$$e \geq \frac{F_{ed} \cdot \gamma_{m0}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{d_o}{3} = \underline{\underline{53 \text{ mm}}}$$

$$\text{Bredde} = 2 \cdot e + d_o = \underline{\underline{173 \text{ mm}}}$$

$$\text{Høyde} = a + e + d_o = \underline{\underline{195 \text{ mm}}}$$

Vedlegg 14: Utrekning av bolteleddforbindelse bjelke-søyle, del 3

Dimensjonering flatstål sider



$$d_o = d + 3 \text{ mm} = 6.7 \text{ mm}$$

$$F_{ed} = \frac{861}{2} = 430,5 \text{ kN}$$

$$\gamma_{mo} = 1$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Tykkelse} \geq 0,7 \cdot \sqrt{\frac{F_{ed} \cdot \gamma_{mo}}{f_y}} = 24,38 \text{ mm}$$

$$\text{Går for } \underline{\underline{t = 30 \text{ mm}}}$$

$$a \geq \frac{F_{ed} \cdot \gamma_{mo}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{2 \cdot d_o}{3} = \underline{\underline{65 \text{ mm}}}$$

$$e \geq \frac{F_{ed} \cdot \gamma_{mo}}{2 \cdot t \cdot f_y} \cdot \frac{d_o}{3} = \underline{\underline{43 \text{ mm}}}$$

$$\text{Bredde} = 2 \cdot e + d_o = \underline{\underline{153 \text{ mm}}}$$

$$\text{Høyde} = e + a + d_o = \underline{\underline{175 \text{ mm}}}$$

Kapasitet for hullkanttrykk

Midtplate:

$$F_{b,ed} = 867 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 1,5 \cdot \frac{40 \cdot 64 \cdot 355}{1} = \underline{1363,2 \text{ kN}}$$

$$F_{b,Rd} \geq F_{b,ed} \rightarrow \underline{\underline{OK!}}$$

Sideplater:

$$F_{b,ed} = \frac{867}{2} = 430,5 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 1,5 \cdot \frac{30 \cdot 64 \cdot 355}{1} = 1022,4 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} \geq F_{b,ed} \rightarrow \underline{\underline{OK!}}$$

Kapasitet er bra for begge flatstål.

Bolt vindkryss-søyle, krefter fra FEM-design

$$\text{Klasse } 8.8 \quad f_{yb} = 640 \text{ Mpa} \quad f_{ub} = 800 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \alpha_v = 0,6 \quad F_{v,ed} = 77 \text{ kN}$$

Bolt skal ikke skiftes ut.

$$A = \frac{F_{v,ed} \cdot \gamma_{M2}}{\alpha_v \cdot f_{ub}} = 200,52 \text{ mm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{200,52}{\pi}} \cdot 2 = 16 \text{ mm}$$

går for M20 bolt pga kombinert moment og skjær.

$$M20 \quad A = 314,16 \text{ mm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot 800 \cdot 314,16}{1,25} = \underline{120,64 \text{ kN}}$$

$$F_{v,Rd} \geq F_{v,ed} \rightarrow \text{OK!}$$

$$\underline{\underline{Utnyttelse = 0,64}}$$

Moment i bolt

$$F_{ed} = 77 \text{ kN} \quad f_{yp} = 800 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sidestål} = 9 \text{ mm}$$

$$\text{Midtstål} = 12 \text{ mm}$$

$$c = 2 \text{ mm}$$

$$W_{el} = \frac{\pi \cdot D^3}{32} = 785,4 \text{ mm}^3$$

$$M_{Rd} = 1,5 \cdot \frac{W_{el} \cdot f_{yp}}{\gamma_{mo}} = 0,94 \text{ kNm}$$

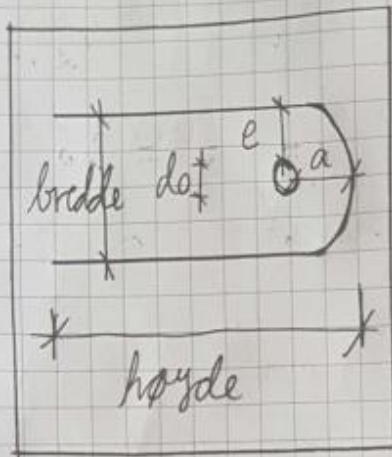
$$M_{ed} = \frac{F_{ed}}{8} \cdot (12 + 4 \cdot 2 + 2 \cdot 9) = 0,37 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} \geq M_{ed} \rightarrow \underline{\underline{\text{OK!}}}$$

Kapasitet for kombinert moment og skjær

$$\left(\frac{M_{ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{V,ed}}{F_{V,Rd}}\right)^2 = 0,56 \leq 1 \rightarrow \underline{\underline{\text{OK!}}}$$

Dimensjonering flatstål midt



$$d_o = d + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$F_{\text{ed}} = 77 \text{ kN}$$

$$\gamma_{\text{mo}} = 1 \quad f_y = 355 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tykkelse} \geq 0,7 \cdot \sqrt{\frac{F_{\text{ed}} \cdot \gamma_{\text{mo}}}{f_y}} = 10,31 \text{ mm}$$

$$\text{Går for } \underline{t = 12 \text{ mm}}$$

$$a \geq \frac{F_{\text{ed}} \cdot \gamma_{\text{mo}}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{2 \cdot d_o}{3} = \underline{\underline{32 \text{ mm}}}$$

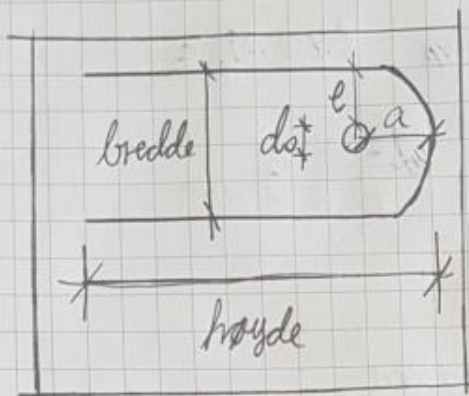
$$e \geq \frac{F_{\text{ed}} \cdot \gamma_{\text{mo}}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{d_o}{3} = \underline{\underline{17 \text{ mm}}}$$

$$\text{Bredde} = 2 \cdot e + d_o = \underline{\underline{56 \text{ mm}}}$$

$$\text{Høyde} = e + a + d_o = \underline{\underline{71 \text{ mm}}}$$

Vedlegg 19: Utrekning av bolteleddforbindelse vindkryss-søyle, del 3

Dimensjonering faststål sider



$$d_o = d + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$F_{ed} = \frac{77}{2} = 38,5 \text{ mm}$$

$$\gamma_{mo} = 1 \quad f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$\text{Tykkelse} \geq 0,7 \cdot \sqrt{\frac{F_{ed} \cdot \gamma_{mo}}{f_y}} = 7,29 \text{ mm}$$

Går for $t = 9 \text{ mm}$ for å klare $d_o \leq 2,5 \cdot t$

$$a \geq \frac{F_{ed} \cdot \gamma_{mo}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{2 \cdot d_o}{3} = \underline{\underline{27 \text{ mm}}}$$

$$e \geq \frac{F_{ed} \cdot \gamma_{mo}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{d_o}{3} = \underline{\underline{14 \text{ mm}}}$$

$$\text{Bredde} = 2 \cdot e + d_o = \underline{\underline{50 \text{ mm}}}$$

$$\text{Høyde} = e + a + d_o = \underline{\underline{57 \text{ mm}}}$$

Vedlegg 20: Utrekning av bolteleddforbindelse vindkryss-søyle, del 4

Kapasitet for hullkaltrykk

Middplate:

$$F_{b,ed} = 77 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 1,5 \cdot \frac{12 \cdot 20 \cdot 355}{1} = \underline{127,8 \text{ kN}}$$

$$F_{b,Rd} \geq F_{b,ed} \Rightarrow \underline{\underline{OK!}}$$

Sideplater:

$$F_{b,ed} = 38,5 \text{ kN}$$

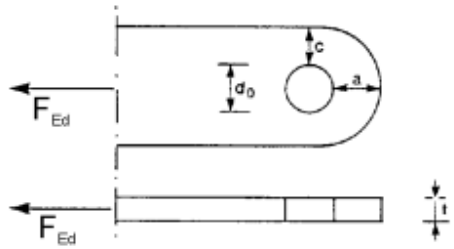
$$F_{b,Rd} = 1,5 \cdot \frac{9 \cdot 20 \cdot 355}{1} = \underline{95,85 \text{ kN}}$$

$$F_{b,Rd} \geq F_{b,ed} \Rightarrow \underline{\underline{OK!}}$$

Kapasitet er bra for begge flatstål

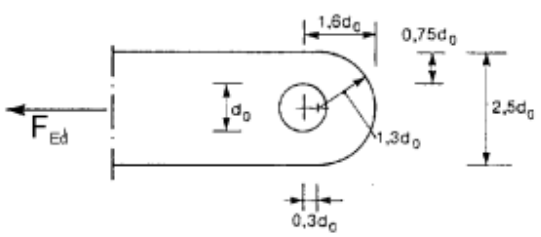
Vedlegg 21: Utrekning av bolteleddforbindelse vindkryss-søyle, del 5

Type A: Gitt tykkelse t



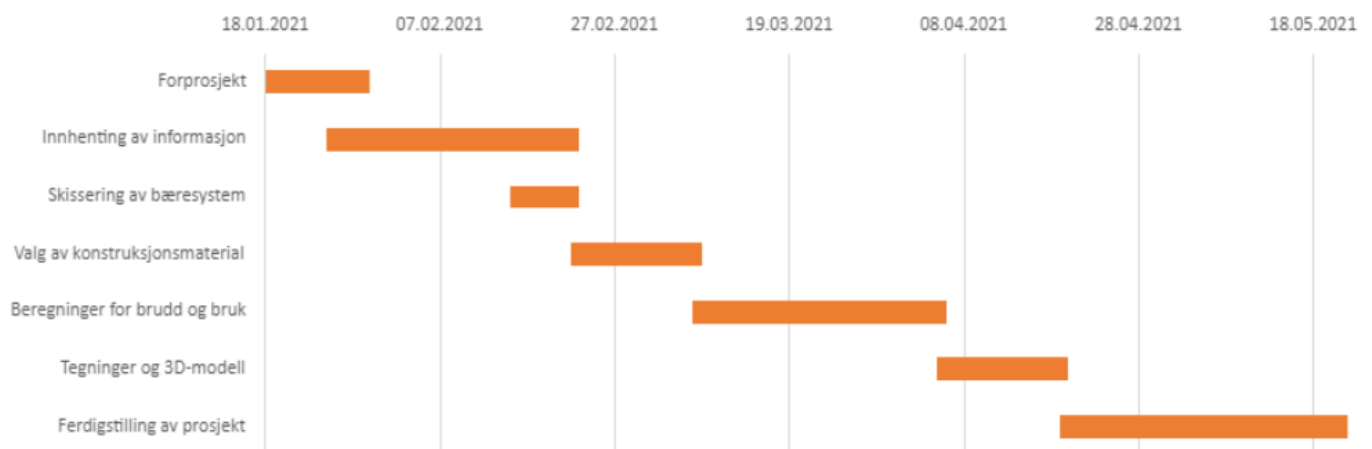
$$a \geq \frac{F_{Ed} \gamma_{M0}}{2 t f_y} + \frac{2 d_0}{3} : c \geq \frac{F_{Ed} \gamma_{M0}}{2 t f_y} + \frac{d_0}{3}$$

Type B: Gitt geometri

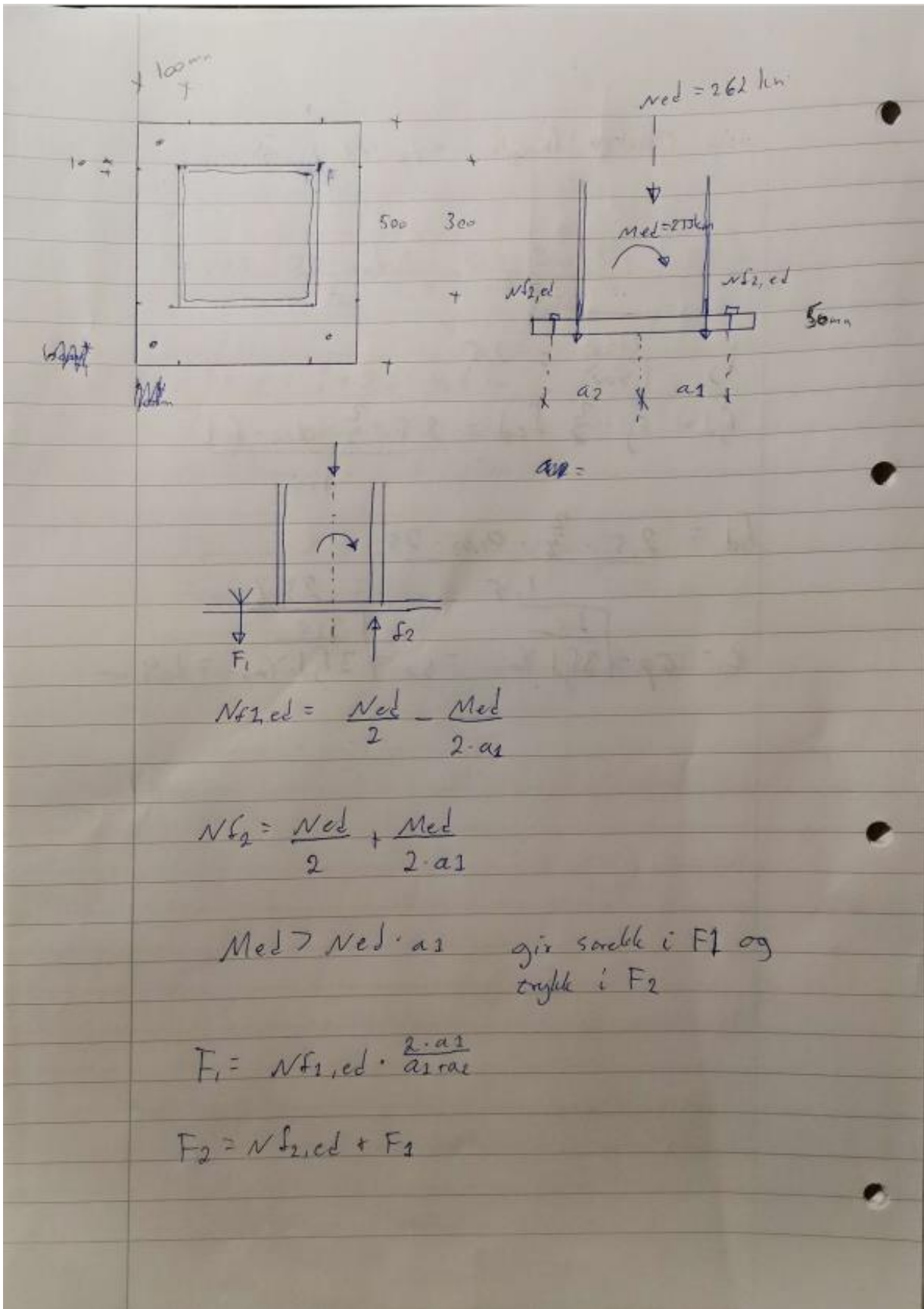


$$t \geq 0,7 \sqrt{\frac{F_{Ed} \gamma_{M0}}{f_y}} : d_0 \leq 2,5 t$$

Vedlegg 22: Dimensjonering av flatstål



Vedlegg 23: Fremdriftsplan



Vedlegg 24: Beregning av krefter ved fundament

$$N_{f1} = -\frac{262 \text{ kn}}{2} + \frac{233 \text{ knm}}{0,3 - 0,01} = \underline{\underline{672,5 \text{ kn}}}$$

$$N_{f2} = \frac{262 \text{ kn}}{2} - \frac{233 \text{ knm}}{0,3 - 0,01} = \underline{\underline{-934,5 \text{ kn}}}$$

$$F_1 = N_{f1} \cdot \frac{2a_1}{a_1 + a_2}$$

$$F_1 = 672,5 \cdot \frac{2 \cdot 145}{145 + 200} = 565,2$$

$$F_2 = -934,5 - 553,4 = -1488 \text{ kn}$$

$$\text{kapasitet av forankringsbolter} = 2 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_s \cdot 0,9}{\gamma_{M2}} =$$

$$2 \cdot \frac{800 \cdot 561 \cdot 0,9}{1,25} = 646,2 \text{ kn} > F_1$$

M30 bolter

komplekss plastiske momentkap.

$$M_{p,rd} = 0,25 \frac{\Sigma I_{eff} \cdot z_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$L_{10} = 10 \cdot 14,7 = 147 \quad \Sigma I_{eff} = 2 \cdot 70,7 = 141$$

$$L_{11} = 614 = 125$$

$$L_{12} = 70,71$$

$$L_{13} = 125$$

$$L_{14} = 152$$

$$M_{p,rd} = \frac{\frac{1}{4} \cdot 141,4 \cdot 50^2 \cdot 355}{1,05} = 29,9 \frac{\text{knm}}{\text{m}}$$

Vedlegg 25: Fotplatens plastiske momentkapasitet

Kapasitet for stålplade brudd under 2 bolter

$$F_{p,rd} = 2 \cdot 410 \cdot m_{p,rd} = 251,5 \text{ kN} > F_1$$

Trykpladens kapasitet

$$F_{c,rd} = A_{eff} \cdot f_d$$

$$A_{eff} = (2 \cdot c + l_0) \cdot s_{00} = 114000$$

$$A_{eff} \cdot f_d = 114000 \cdot 23,6 = 2690,4 \text{ kN}$$

Søjlefærens trykkapasitet

$$N_{c,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{11257 \text{ mm} \cdot 355}{1,05} = 3805 \text{ kN}$$

Vedlegg 26: Søyfefotens effektive areal og kapasitet

effektiv lengde side 42

$$k_y = \sqrt{\frac{1250^2}{500^2}} = 2,5$$

$$f_{ed} = k_y \cdot \frac{2}{3} \cdot f_{cd} = \frac{2,5 \cdot 2}{1,5} \cdot \sigma_{cu} \cdot f_{cd}$$

$$f_{ed} = \frac{2,5 \cdot 2}{1,5} \cdot 0,85 \cdot 25 = 23,6$$

$$c = \sigma_p \sqrt{\frac{I_y}{3 f_{ed} \cdot Y_{mo}}} = 50 \sqrt{\frac{355}{3 \cdot 23,6 \cdot Y_{mo}}} = 109 \text{ mm}$$

Vedlegg 27: Fundamentets kapasitet og kantavstand

