TBYG 3016 Bacheloroppgave bygg

Dimensjonering av lagerbygning i stål

Design of a steel structured warehouse

Trondheim Mai 2019

Navn studenter:

Emil Svennevig Skaufel
Erlend Henriksveen

Intern veileder:

Roger Bergh
NTNU

Ekstern veileder:

Terje Kristoffersen
Asplan Viak

Prosjektnr:
27 – 2019

Rapporten er ÅPEN

Rapporten består av følgende antall delrapporter:

En rapport + vedleggsperm

NTNU
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for bygg- og miljøteknikk

Problemdefinering/prosjektbeskrivelse og resultatmål

På Sandmoen i Trondheim skal det dimensjoneres en fiktiv lagerbygning i stål. Prosjektgruppen skal legge frem ett forslag til hvordan dette kan utføres på best mulig måte.

Det skal undersøkes ulike avstivningssystemer for konstruksjonen, hvor den optimale løsningen danner grunnlaget for videre dimensjonering. Til slutt skal det utarbeides detalj- og arbeidstegninger for konstruksjonen.

Lagerbygget utføres som en stålkonstruksjon som går over et plan. Bredden, lengden og innvendig høyde for konstruksjonen er henholdsvis: 25x54x10 meter.

Innvendig i bygningen skal det monteres en traverskran på søylene langs langveggen til konstruksjonen. Traverskranen har en løftekapasitet på 10 tonn. Vestre fasade skal utføres med porter hvor større kjøretøy kan passere.

Gruppen ønsker en realistisk tilnærming til oppgaven gjennom å utføre hele dimensjoneringsprosessen, alt fra lastberegninger og frem til valg av profiler. Videre er det et mål at oppgaven skal resultere i en gjennomtenkt og god løsning som oppfyller kravene i henhold til Norsk Standard. Beregninger skal føres i MathCAD og med det gi oppdragsgiver, Asplan Viak, et verktøy for kontroll av lignende konstruksjoner.

Stikkord:

- Stålkonstruksjon
- Dimensjonering
- Fagverksbjelke
- Global stabilitet
- Momentstive rammer
- Vindkryss
- Knutepunkt
- FEM-design
- SAP2000
- Revit

FORORD

Bacheloroppgaven markerer slutten av byggingeniørutdanningen ved Norges Teknisk-naturvitenskaplige universitet (NTNU) i Trondheim.

Prosjektgruppen består av Erlend Henriksveen og Emil Svennevig Skaufel. Problemstillingen er valgt på bakgrunn av gruppens valgte spesialisering innen konstruksjonsteknikk.

Oppgaven tar for seg dimensjonering av en lagerbygning i stål, og er skrevet i samråd med rådgivningsfirmaet Asplan Viak.

Sammen med ekstern veileder kom vi frem til en problemstilling som reflekterte vårt ønske om å lære mest mulig om dimensjoneringsprosessen av stålkonstruksjoner.

Gjennom diskusjoner og løsning av problemer, opplever gruppen å sitte igjen med verdifull erfaring og en dypere forståelse for arbeidsoppgavene som venter i arbeidslivet. Det har vært et lærerikt semester og vi sitter igjen med en oppgave som vi er stolte av.

Vi vil rette en stor takk til oppdragsgiver Asplan Viak og våre eksterne veiledere: Terje Kristoffersen og Marius Lynne. Vi er utrolig takknemlige for at vi fikk plass i kontorlandskapet hos dere, hvor takhøyden var høy og kaffen god. Det har vært utrolig interessant og lærerikt å få jobbe ved siden av dere og alle de andre ingeniørene på kontoret.

Til slutt vil vi også rekke en stor takk til vår interne veileder, førsteamanuensis ved NTNU, Roger Bergh. Takk for god oppfølgning, oppmuntrende ord og gode tips under prosessen.

20. mai 2019, Trondheim

Erlend Henriksveen

Emil Svennevig Skaufel

SAMMENDRAG

Bacheloroppgaven omhandler dimensjonering og modellering av en lagerbygning i stål, plassert på Sandmoen i Trondheim.

I oppgaven blir lagerbygningen dimensjonert for opptredende vertikale- og horisontale laster. Stabiliteten til konstruksjonen er et sentralt tema som undersøkes i dybden. Lagerbygningen har en innvendig traverskran med løftekapasitet på 10 tonn. Kranbjelken og konsollen inkluderes i dimensjoneringen.

Stabiliteten til konstruksjonen undersøkes ved å betrakte to modeller med ulike randbetingelser. Modellene har forskjellig behov for horisontal avstivning for å ivareta den globale stabiliteten til konstruksjonen. Følgende modeller betraktes:

Modell A: Leddede søyler og vindkryss som avstivningssystem.

Modell B: Fast innspente søyler og stive rammehjørner. Momentstive rammer benyttes som horisontalavstivning.

Konklusjon:

Modell A velges for videre dimensjonering. Valget tas på bakgrunn av en drøfting av utførelsen på byggeplass, økonomi, og estetikk, samt stabilitetsanalyse i FEM- design. Modellen kan bygges både billigere og raskere enn modell B, og gir samtidig mindre utbøyinger. Det foreligger ingen konkrete utformingskrav som hindrer bruken av vindkryss.

Konstruksjonen dimensjoners i bruddgrensetilstand og kontrolleres for utbøying i bruksgrensetilstanden. Knutepunktene utføres som sveiste og boltede forbindelser. Oppgaven avrundes med utarbeidelse av detalj- og arbeidstegninger i Revit.

Figur 1: Endelig lagerbygning, utført med vindkryss

ABSTRACT

The purpose of this bachelor thesis is to design and model a steel structured warehouse, located at Sandmoen in Trondheim.

The warehouse is designed for the existing vertical and horizontal loads. Global stability analysis is one of the main themes of this thesis and are therefore thoroughly examined.

The warehouse building has an internal traverse crane with a lifting capacity of 10 tonnes.

Two models of the design with identical truss beams, but different boundary conditions are compared in a stability analysis using the FEM-design software. The models have different horizontal stiffening requirements, and the analysis is elucidating the conceptual differences between:

Model A: Pinned columns and with wind braces as horizontal stiffening system.

Model B: Fixed columns with rigid frame corners. Moment resisting frames are used as horizontal stiffening system.

Conclusion:

Model A is selected for further dimensioning based on a comparison of the workmanship required, economy, aesthetics, and the results from the stability analysis in FEM-design of both models. Model A produces smaller deflections and can be built both cheaper and faster than model B. There are no specific design requirements that prevent the usage of wind braces.

The design is further dimensioned in ultimate limit state and then checked for deflection in the serviceability limit state. The crane beam and the console are also included in the dimensioning, as well as four connections on the column.

Detailed work drawings in Revit concludes the thesis.

INNHOLDSFORTENELSE

Forord i

Sammendrag ii

Abstract iii

1. Terminologi 1

2. Programvare 4

3. Innledning 5

3.1. Problemstilling 5

3.2. Spesifisering og fremgangsmåte 5

3.3. Beskrivelse av konstruksjonen 6

3.4. Aksesystem 6

3.5 Forutsetninger og begrensninger 7

4. Teori 8

4.1. Norsk standard 8

4.2. Grensetilstander 8

4.3. Lasttyper 9

4.4. Partialfaktormetoden 10

4.5. Lastkombinasjoner 10

4.6. Statiske systemer – Modell A og modell b 11

5. DEL 1: DIMENSJONERING AV FAGVERKSBJELKEN 13

5.1. Valg av statisk system 13

5.2. Laster på fagverksbjelken 14

5.2.1. Permanente laster 14

5.2.2. Variable laster 14

5.3. Beregningsgrunnlag 14

5.4. Snølastdata 15

5.5.1. Snølast - Resultat 15

5.5. Vindlastdata 16

5.5.1. Vindlast på flatt tak - Resultat 17

5.6. Lastkombinasjon i bruddgrense 19

5.7. Lastkombinasjon i bruksgrense 19

5.8. Dimensjonering - Bruddgrense 20

5.8.1. Statisk system og modellering 20

5.8.2. Geometri 20

5.8.3. Snittkrefter 21

5.8.4. Resultat – dimensjoner 22

5.9. Utnyttelsesgrader 22
5.10. Nedbøyningskontroll – Bruskgrense 22
5.11. Diskusjon del 1 23
5.12. Konklusjon del 1 24
6. DEL 2: STABILITETSANALYSE – VALG AV MODELL 26
6.1. Teori 26
6.1.1. Momentstive rammer 27
6.1.2. Vindkryss 28
6.2. Horisontallaster 29
6.2.1. Vindlast 29
6.2.3. Jordskjelvlast 31
6.2.4. Horisontallaster fra traverskran 32
6.2.5. Skjevstilling grunnet formfeil 32
6.3. Modelleringsforutsetninger 33
6.4. Modell A 34
6.4.1. Plassering av vindkryss 34
6.4.2. Resultat 35
6.5. Modell B 37
6.5.1. Resultat 37
6.6. Diskusjon 38
6.7. Konklusjon 40
7. DEL 3 – DETALJPROSJEKTERING 42
7.1 Innledning 42
7.2 Beregningsgrunnlag 43
7.3 Laster på konstruksjonen 43
7.3.1. Permanente laster 43
7.3.2. Variable laster 43
7.4 Lastkombinasjoner 43
7.4.1. Lastkombinasjon kranbjelke 44
7.5. Kontroller som utføres 46
7.6. Resultat 47
7.6.1 Resultat – bruddgrensedimensjonering 47
7.6.2 Kontroll - bruksgrense 48
7.7. Forbindelser 49
7.7.1. Forbindelse søyle til fagverksbjelke 49
7.7.2. Forbindelse søyle til fundament 50
7.7.3. Forbindelse Konsoll til søyle 51

7.7.4. Forbindelse vindkryss 52
7.8. Diskusjon del 3 53
7.9. konklusjon del 3 55
8. Diskusjon av oppgaven 56
9. Forskning, innovasjon og utvikling 57
9.1 Egenutvikling av ferdigheter i FEM-design 57
10. Konklusjon av oppgaven 58
11. Referanser 59
12. Figurliste 61
13. Tabelliste 62
14. Vedlegg 63

1. TERMINOLOGI

Store latinske bokstaver

A_{ref}	Referanseareal
C_{my}	Ekvivalent momentfaktor
$C_{pe,10}$	Utvendig formfaktor for vertikale vegger, flate større enn 10 m^2
H	Byggets plassering, meter over havet
H_g	Kommunal høydegrense
$I_{v(z)}$	Turbulensintensitet
Q_{kast}	Vindhastighetstrykk
W_i	Karakteristisk vindlast for sone i

Små latinske bokstaver

a	Sveisens nominelle rotmål
b	Bredden av lagerbygningen
c_{alt}	Nivåfaktor
c_{dir}	Retningsfaktor
c_e	Eksponeringskoeffisient
c_{prob}	Sannsynlighetsfaktor
c_{season}	Årstidsfaktor
c_t	Termisk faktor
e	Eksentrisitet
h	Høyde av lagerbygningen
h_w	Høyde steg
k_1	Turbulensfaktor
k_r	Terrengruhetsfaktor
r	Radius
s	Karakteristisk snølast

s_k	Karakteristisk snølast på mark
$s_{k.0}$	Karakteristisk grunnverdi for snølast på mark
t_f	Tykkelse flens
t_w	Tykkelse steg
v_b	Basisvindhastighet
$v_{b.0}$	Referansevindhastighet
v_{kast}	Vindkasthastighet
v_m	Stedsvindhastighet
w_e	Utvendig vindtrykk
w_i	Innvendig vindtrykk
z	Høyde over terreng
z_0	Ruhetslengde
z_e	Referansehøyde for utvendig vegg
z_i	Referansehøyde for innvendig vegg
z_{min}	Minste høyde

Små greske bokstaver

α	Vinkel
$\gamma_{G,inf}$	Partialfaktor for permanent gunstig last
$\gamma_{Q.1}$	Partialfaktor for dominerende variabel last
$\gamma_{Q.i}$	Partialfaktor for ikke dominerende variable laster
$\gamma_{g,j,sup}$	Partialfaktor for permanent ugunstig last
δ	Nedbøyning
μ_i	Formfaktor for snølast på tak
σ_v	Standardavvik for vindhastighet
ρ	Lufttetthet
$\Psi_{0.snø}$	Lastfaktor for snølast
$\Psi_{0.vind}$	Lastfaktor for vindlast

Begreper

$HE - A$	H-Profil (A)
IPE	Varmvalsede I-profil
$HFRHS$	Varmformede hulprofil
$Portalramme$	Rammen som spenner over bredden av lagerhallen
$Tverramme$	Rammene mellom portalrammene, på langsiden av lagerhallen
$Momentstiv\ ramme$	Konstruksjonsramme med stive knutepunkt (rammehjørner)

2. PROGRAMVARE

Oppgaven løses ved å benytte følgende programvarer:

Tabell 1: Programvare

PROGRAMVARE	FORMÅL
PTC Mathcad Prime 3.1	Føre håndberegninger.
Microsoft Word	Tekstbehandlingsverktøy.
Microsoft Excel	Import/eksport av resultater.
Ove sletten lastberegningsprogram	Beregne og kontrollere vind og snølast.
SAP2000	Dimensjonering og modellering av fagverksbjelken.
FEM- Design	Stabilitetsanalyse av modellene.
Revit	Visualisering av modell, samt arbeids- og detaljtegninger.

3. INNLEDNING

3.1. PROBLEMSTILLING

Oppgaven tar for seg dimensjonering av en lagerbygning i stål. Stabiliteten til bygget skal undersøkes gjennom å betrakte to modeller av konstruksjonen med ulike randbetingelser og avstivningssystemer. Den gunstigste modellen skal dimensjoneres.

3.2. SPESIFISERING OG FREMGANGSMÅTE

Bacheloroppgaven deles inn i tre deler, hvor inndelingen representerer fremgangsmåten i oppgaven.

Del 1: Dimisjonering av fagverksbjelken.

Del 2: Stabilitetsanalyse - Valg av modell

Del 3: Detaljprosjektering

Innledningsvis i oppgaven dimensjoners én fagverksbjelke som benyttes for begge modellene i del 2. Fagverksbjelken skal ha tilstrekkelig kapasitet mot opptredende laster og dimensjoneres på bakgrunn av modellen som gir verst lastpåkjenning på bjelkeelementet.

Hensikten med stabilitetsanalysen i del 2, er å belyse de konseptuelle forskjellene mellom de to ulike modellene. De vertikale lastene tas opp av bæresystemet, mens de horisontale lastene ivaretas gjennom å innføre et avstivningssystem.

Det drøftes to ulike avstivningssystemer, henholdsvis:

1) Horisontalavstivning ved bruk av vindkryss.
2) Horisontalavstivning ved bruk av momentstive rammer.

Beslutning for valg av system tas på bakgrunn av å betrakte oppførselen til de respektive modellene, samt en drøfting av fordeler og ulemper knyttet til utførelse, økonomi og estetikk.

Detaljprosjektering i del 3 inkluderer dimensjonering av valgt modell og utførelse av knutepunkt. Konstruksjonen tegnes i Revit, der detalj- og arbeidstegninger utarbeides.

Rapporten baserer seg på beregninger og dokumentasjon gitt i vedleggspermen.

3.3. BESKRIVELSE AV KONSTRUKSJONEN

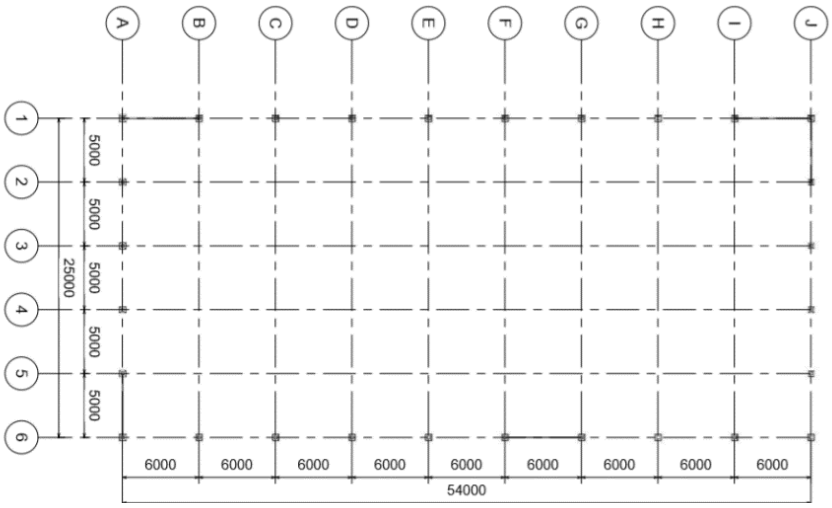
Lagerbygningen har en grunnflate på 1350 kvm og går over ett plan. På den vestre fasaden skal det være flere porter hvor kjøretøy kan passere (portvegg). Videre skal lagerbygget etableres med en traverskran med løftekapasitet på 10 tonn. Kranen skal kunne bevege seg over hele hallens lengde og monteres til søylene på langsiden av bygget.

Bakgrunnsinformasjon om lagerbygget er gitt i tabellen under.

Tabell 2: Informasjon om lagerbygget

Fylke	Trøndelag
Kommune	Trondheim
Sted	Sandmoen
Tomt	Industriområde
Plassering	161 m.o.h.
B x L	25 x 54 meter
Innvendig høyde	10 meter
Avstand mellom søyler på langside	6 meter
Avstand mellom søyler på gavlvegg	5 meter
Plassering konsoll til traverskran	6 meter
Taktype	Flatt tak

3.4. AKSESYSTEM



Figur 2: Aksesystem

3.5 FORUTSETNINGER OG BEGRENSNINGER

For å begrense omfanget av oppgaven er følgende forutsetninger gjort:

- Det skal kun dimensjoneres en fagverksbjelke som kan benyttes for begge modellene.
- Det skal kun detaljprosjektertes for valgt modell fra del 2.
- Geoteknikk og fundamentering undersøkes ikke.
- Kun vindlast fungerer som horisontallast i stabilitetsanalysen.
- Det dimensjoneres for brudd- og bruksgrensetilstand.
- Portene med tilhørende innfesting i bjelker på portveggen dimensjoneres ikke (vestre gavlvegg).
- HD200 benyttes som stiv takskive. Det innebærer at de horisontale lastene overføres i takplanet.

4. TEORI

Ved prosjektering av en konstruksjon er konstruktørens oppgave å sørge for at bygget står stabilt og oppfyller kravene fra både byggherren og det gjeldene lovverket. Innledningsvis følger en kort teoridel som omhandler beregningsgrunnlaget for dimensjonering av konstruksjoner.

4.1. NORSK STANDARD

Etter byggteknisk forskrift §10-2.(3), anses konstruksjonens krav for motstandsevne og stabilitet som oppfylt ved å følge reglene gitt i Norsk Standard.

Norsk Standard bygger på de europeiske standardene, Eurokode. Standardene angir føringene for prosjektering av bærende konstruksjoner. I Norge benyttes det nasjonale tillegget (NA) for å sørge for at gjeldene lovverk blir overholdt.

4.2. GRENSETILSTANDER

En grensetilstand referer til en grenseverdi hvor overskridelse av verdien medfører at konstruksjonen ikke lengre oppfyller ønskede dimensjoneringskriterier. Primært skilles det mellom fire ulike grensetilstander, men i denne oppgaven vil kun to tilstander være interessante.

Bruddgrensetilstander

> *«Tilstander som er knyttet til sammenbrudd eller andre lignende former for konstruksjonssvikt» (Norsk Standard: NS-EN 1990, 2016, s.12)*

Bruddgrensetilstanden referer til konstruksjonens maksimale bæreevne. Konstruksjonen vil gå til brudd i det kritiske snitt, eller påta seg ekstreme forskyvninger dersom lastvirkningen overstiger maksimal bæreevne.

Bruksgrensetilstander

> *«Tilstander som danner grensen for når konstruksjonen eller konstruksjonsdelen ikke lengre oppfyller fastsatte krav ved normal bruk» (Norsk Standard, NS-EN 1990, 2016, s.12)*

Ved overskridelse vil ikke konstruksjonen tilfredsstille gitte funksjonskrav som er fastsatt av byggherren. Ofte vil dette være krav som omhandler forskyvninger, oppsprekkinger og svingninger i konstruksjonen. Forskyvningskravet er satt til L/200 etter NS-EN-1990 NA. A1 (904).

4.3. LASTTYPER

For å finne den verste kombinasjonen av laster som virker på en konstruksjon, er det nødvendig å kunne skille de ulike lasttypene. Laster klassifiseres som enten permanente-, variable- eller som ulykkeslaster.

Permanente laster anses å virke gjennom hele konstruksjonens levetid. Egenvekten til konstruksjonen, samt vekt av permanent utstyr, er typiske permanente laster. Egenlast er direkte knyttet til valgt dimensjon på konstruksjonselementene, samt hvilke materialegenskaper som benyttes.

Variable laster endrer seg med tiden. Vind- og snølast er naturlaster som klassifiseres som variable laster, grunnet ujevn intensitet gjennom året. Naturlastene beregnes på bakgrunn av en antatt returperiode på 50 år.

Ulykkeslaster oppstår i forbindelse med en unormal hendelse som: brann, eksplosjon eller støt. Ulykkeslaster blir ikke behandlet i oppgaven.

4.4. PARTIALFAKTORMETODEN

Dimensjoneringen i oppgaven tar utgangspunkt i partialfaktormetoden med hensikt om å øke sikkerheten til konstruksjonen. Metoden går ut på å redusere den teoretiske materialkapasiteten til konstruksjonselementene og samtidig øke lastpåkjenningen.

Dimensjonerende kapasitet fremkommer ved å dividere den karakteristiske materialkapasiteten med en materialfaktor.

Dimensjonerende laster fremkommer ved å multiplisere de karakteriske verdiene med en lastfaktor. Videre kan det regnes ut dimensjonerende lastvirkninger i form av normalkraft, skjærkraft og moment.

Generelle krav til sikkerhet og pålitelighet blir ivaretatt ved å dimensjonere etter følgende krav:

$$\text{Dimensjonerende lastvirkning} \leq \text{dimensjonerende kapasitet}$$

Dersom ulikheten er oppfylt kan det med god sikkerhet fastslås at konstruksjonen opprettholder tilstrekkelig kapasitet i forhold til opptredende laster.

4.5. LASTKOMBINASJONER

En konstruksjon er ofte utsatt for flere laster samtidig. Det må derfor undersøkes hvilken kombinasjon av laster som er mest kritisk for den dimensjonerende kapasiteten. Ved kombinasjon av laster må rett lastfaktor (partialfaktor) benyttes.

Det benyttes ulike faktorer avhengig av typen last som undersøkes, samt om lasten gir en gunstig eller ugunstig lastvirkning på systemet.

Lastkombinasjonene beregnes ved hjelp av NS-EN-1990, ligning 6.10 a) og 6.10 b). Ligningen som gir ugunstigst kombinasjon legges til grunn for dimensjoneringen.

4.6. STATISKE SYSTEMER – MODELL A OG MODELL B

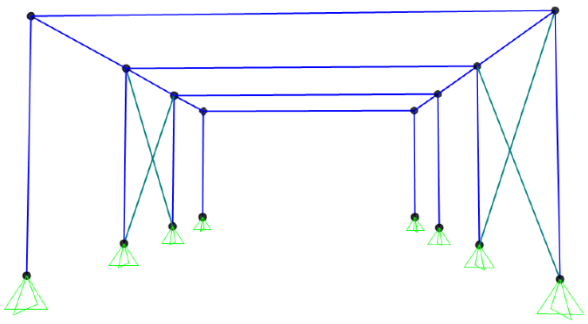
Bærekonstruksjonen bygges opp rammer som består av to vertikale søyleelementer og et horisontalt bjelkeelement. Gavlveggene uformes som rammer der bjelkene spenner fem meter mellom hver søyle. Resterende rammer har et spenn på 25 meter der det benyttes fagverksbjelker. I oppgaven undersøkes det to modeller som har ulike randbetingelser og avstivningssystemer:

Modell A:

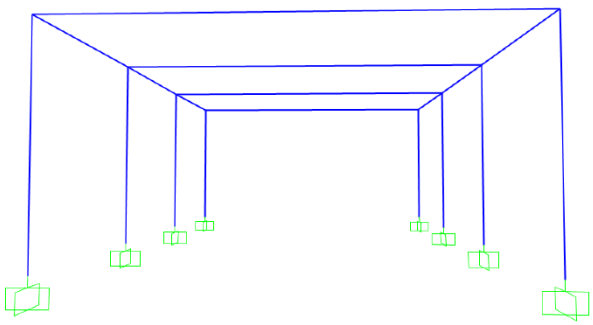
- Rammekonstruksjonen består av leddede søyler. Her overføres ikke momentet fra bjelken til søylene. Denne rammekonstruksjonen er avhengig av å fastholdes ved hjelp av vindkryss.

Modell B:

- Rammekonstruksjonen har fast innspente søyler med momentstive rammehjørner. Momentet overføres fra bjelke til søyle. Modellen benytter momentstive rammer som avstivning.



Figur 3: Modell A (randbetingelser)



Figur 4: Modell B (randbetingelser)

DEL 1: DIMENSJONERING AV FAGVERKSBJELKEN

5. DEL 1: DIMENSJONERING AV FAGVERKSBJELKEN

5.1. VALG AV STATISK SYSTEM

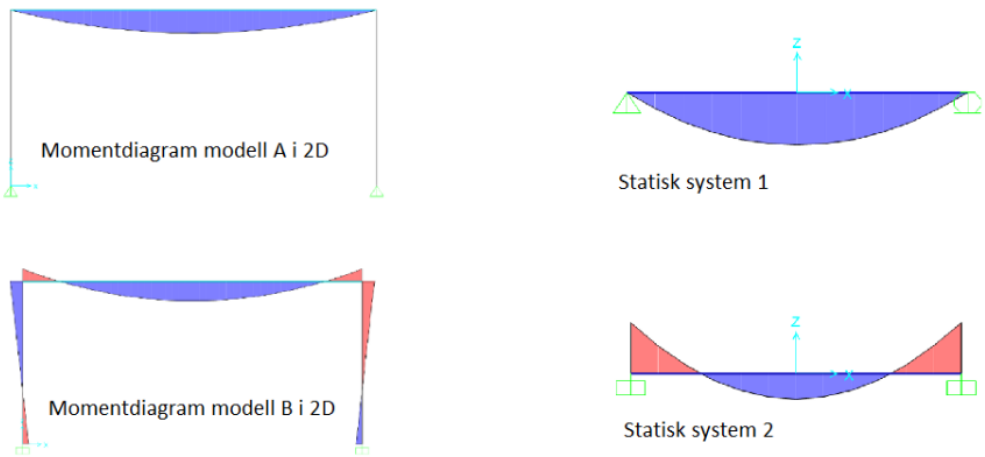
Fagverksbjelken skal benyttes for begge modellene som analyseres i del 2, og dimensjoneres derfor for den modellen som gir den verste lastvirkningen.

Det er valgt å visualisere hvordan randbetingelsene i de to modellene påvirker momentdiagrammet til bjelkeelementet. Det bemerkes at modellene blir fremstilt som portalramme i 2D. Avstivningssystemet er ikke tatt med i denne visualiseringen.

Begge bjelkeelementene i de to modellene påføres en uniform tverrlast. Momentdiagrammet for henholdsvis modell A og modell B er visualisert i figur 6.

- **Statisk system 1:** Fritt opplagt bjelke. Fremkommer ved å kun betrakte bjelkeelementet for modell A.
- **Statisk system 2:** Fast innspent bjelke. Fremkommer ved å betrakte kun bjelkeelementet for modell B.

System 1 stiller større krav til momentkapasiteten i selve fagverksbjelken, mens system 2 stiller større krav til forbindelsen mellom bjelken og søylen. Grunnen til dette er at modell B overfører moment i knutepunktene. For å sikre at fagverksbjelken har god nok kapasitet for de to modellene, er det derfor valgt å dimensjonere bjelken etter randbetingelsene i statisk system 1.



Figur 5: Visualisering av momentdiagram

5.2. LASTER PÅ FAGVERKSBJELKEN

5.2.1. PERMANENTE LASTER

- Egenvekt av fagverksbjelken
- Egenvekt av takskiven.

5.2.2. VARIABLE LASTER

- Snølast
- Vindlast

Det er valgt å kun se på vindlasten som gir trykkrefter på fagverksbjelken ettersom sug virker gunstig i forhold til totalbelastningen. Sugkrefter må normalt tas hensyn til, da dette kan gi løft av konstruksjonen.

5.3. BEREGNINGSGRUNNLAG

NS-EN-1990	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN-1991-1-3	Laster på konstruksjoner - Snølaster
NS-EN-1991-1-4	Laster på konstruksjoner - Vindlaster
NS-EN-1993-1-1	Prosjektering av stålkonstruksjoner

5.4. SNØLASTDATA

I det nasjonale tillegget i NS-EN-1991-1-1-3 er det listet opp karakteristisk snølastdata på mark i forskjellige geografiske områder i Norge.

Tabellen under gjengir snølastdata for Sandmoen i Trondheim

Tabell 3: snølastdata – Sandmoen, Trondheim.

Eksponeringskoeffisient C_e	1.0
Termsik koeffisient C_t	1.0
Karakteristisk snølast s_k	4,5 kN/m^2
Korreksjonsfaktor μ_1	0,8

5.5.1. SNØLAST - RESULTAT

Det forutsettes å være normal topografi på Sandmoen, det medfører at det ikke anses som nødvendig å øke eller redusere snølasten som virker på taket. Eksponeringkoeffisienten settes derfor lik 1.0.

HD200 forutsettes å ikke ha høy varmegjennomgang, derfor settes den termiske koeffisienten lik 1.0.

Snølasten er gitt som kraft per horisontal flate.

Snølast på tak: s 3,6 kN/m^2

5.5. VINDLASTDATA

Tabellene gjengir nødvendig data for beregning av vindlast på Sandmoen i Trondheim. Det foreligger ingen ekstraordinære betingelser som tilsier at faktorene skal fravike de anbefalte verdiene i NS-EN-1991-1-4.

Tabell 4: Vindlastdata – Sandmoen, Trondeheim

Referansevindhastighet $v_{b,0}$	26 m/s
Returperiode	50 år
Nivåfaktor c_{alt}	1
Retningsfaktor c_{ret}	1
Årstidsfaktor c_{season}	1
Sannsynlighetsfaktor c_{prob}	1
Høyde z over grunnivået	10 m
Basisvindhastighet v_b	30 m/s

Tabell 5: Terrengdata - Sandmoen, Trondheim

Terrengruhetskategori	III: Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområde eller skogsområder
Terrengruhetsfaktor k_t	0,22
Ruhetslengden Z_0 (m)	0,3
Z_{min} (m)	8
Stedsvindhastighet v_m	20,06 m/s
Ruhetsfaktor c_r	0,77

Tabell 6: topografidata – Sandmoen, Trondheim

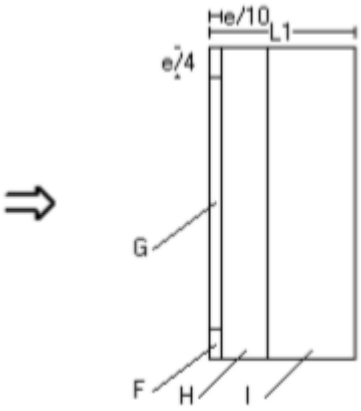
Terrengformfaktor C_0 (z)	1
Turbulensfaktor K_i	1

Tabell 7: Vindkasthastighet og vindhastighetstrykk

Vindkasthastighet: V_{kast}	34,72 m/s
Vindhastighetstykk: Q_{kast}	0,753 kN/m^2

5.5.1. VINDLAST PÅ FLATT TAK - RESULTAT

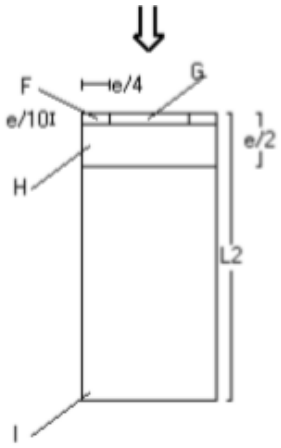
Taket deles inn i forskjellige soner avhengig av takets geometri og vindretning. NS-EN-1991-1-4 henviser til formfaktorer for de ulike sonene gitt takets geometri. Ettersom alle sonearealene er større enn 10m^2, benyttes formfaktor $C_{pe,10}$ i den videre beregningen. Positiv last gir trykk, negativ last gir sug.



Figur 6: Vindretning 0 grader, tak

Tabell 8: Vindlastberegning tak, 0 grader

Sone	$C_{pe,10}$	Last (kN/m$^{2)}$	Hor.prosjeksjon (mm)
F	-1,80	-1,36	5000x2000
G	-1,20	-0,90	44000x2000
H	-0,70	-0,53	54000x8000
I	+/- 0,20	+/- 0,15	54000x15000



Figur 7: vindretning 90 grader, tak

Tabell 9: Vindlastberegning tak, 90 grader

Sone	$C_{pe,10}$	Last (kN/m$^{2)}$	Hor.prosjeksjon (mm)
F	-1,80	-1,36	5000x2000
G	-1,20	-0,90	15000x2000
H	-0,70	-0,53	25000x8000
I	+/- 0,20	+/- 0,15	25000x44000

Størst trykklast opptrer i sone I og denne benyttes for hele takkonstruksjonen.

I tillegg til den utvendige vindlasten fungerer det også vindlast på de innvendige flatene i bygget. Ettersom bygget ikke har dominerende vindfasade benyttes verdier for innvendig vindlast gitt i NS-EN-1991-1-4: 7.2.9 under «MERKNAD 2».

Tabell 10: Innvendig formfaktor og vindlast

	Undertrykk	**Overtrykk**
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m$^{2)}$	-0,23	0,15

Størst trykkpåkjenningen forekommer når utvendig vindtrykk kombineres med innvendig undertrykk.

Vindtrykk på tak: $W_{I.t}$ 0,38 kN/m^2

5.6. LASTKOMBINASJON I BRUDDGRENSE

Lastkombinasjoner er beregnet ved hjelp av SAP2000. Programvaren tar hensyn til egenvekten av benyttet stål. Dimensjonerende lastkombinasjon er gjengitt i tabellen under.

Tabell 11:Dimensjonerende lastkombinasjon i bruddgrense for fagverksbjelken

	Last (kN/m^2)	**Last (kN/m)**	**Last-type**	**Lastfaktor**
Hulldekker 200	3	18	Egenlast	1,2
Egenvekt stål	SAP2000	SAP2000	Egenlast	1,2
Snø	3,6	21,6	Variabel last	1,5
Vind	0,38	2,28	Variabel last	0,9

5.7. LASTKOMBINASJON I BRUKSGRENSE

I bruksgrensetilstand endres lastfaktorene til 1.0 for de opptredende lastene.

Tabell 12: Dimensjonerende lastkombinasjon i bruksgrense for fagverksbjelken

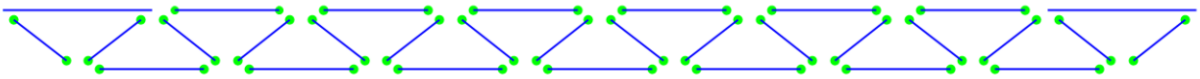
	Last (kN/m^2)	**Last (kN/m)**	**Last-type**	**Lastfaktor**
Hulldekker 200	3	18	Egenlast	1,0
Egenvekt stål	SAP2000	SAP2000	Egenlast	1,0
Snø	3,6	21,6	Variabel last	1,0
Vind	0,38	2,28	Variabel last	1,0

5.8. DIMENSJONERING - BRUDDGRENSE

5.8.1. STATISK SYSTEM OG MODELLERING

For dimensjoneringen benyttes en statisk modell hvor over- og undergurt er fritt opplagt mellom sammenføyningspunktene til stavelementene. I realiteten vil gurtene være kontinuerlig over hele spennet. Ved valgt regnemodell vil feltmomentet bli større enn for en virkelig fagverksbjelke. Denne betraktninger medfører at regnemodellen gir ett konservativt resultat.

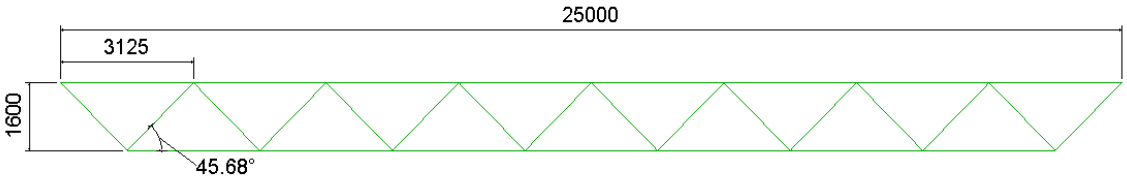
Stavene vil i realiteten også overføre noe moment og skjærkraft grunnet stivheten i knutepunktet. Denne lastvirkningen er ikke betydelig for dimensjoneringen. I beregningen blir derfor stavelementene modellert for å kun ta opp aksialkrefter. Dette gjøres ved at elementene leddes i alle knutepunkter.



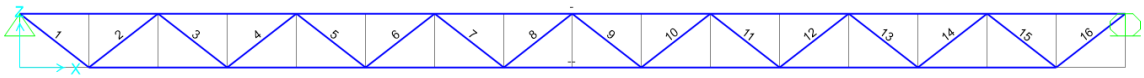
Figur 8: SAP2000 modellering

5.8.2. GEOMETRI

Totalhøyden av fagverksbjelken er 1,6 m. Høyden svarer til topp overgurt til bunn av undergurt. Fagverksbjelken består av 16 stavelementer som gir en innbyrdes vinkel 45.68° mellom gurt og stav.



Figur 10: Geometri



Figur 9: Stavinndeling

5.8.3. SNITTKREFTER

Aksialkrefter fra SAP2000, samt kontroll ved håndberegning er gitt i tabellen under.

Positiv last gir strekk. Negativ last gir trykk.

Tabell 13: Aksialkrefter i deler av fagverksbjelken

AKSIALKREFTER			
SAP2000 (kN)		**Håndberegninger (kN)**	
$N_{Ed.overgurt}$	-3719,56	$N_{Ed.overgurt}$	-3619,76
$N_{Ed.undergurt}$	3836,07	$N_{Ed.undergurt}$	3619,76
$N_{Ed.stav.3}$	1063,82	$N_{Ed.stav.1}$	870,68
$N_{Ed.stav.4}$	-1058,02	$N_{Ed.stav.2}$	-870,68

Avviket mellom håndberegning og SAP2000 skyldes at egenvekten av stålet ikke er tatt med i håndberegningen. Modellen antas å være riktig modellert ettersom avviket er minimalt. Benytter snittkreftene fra SAP2000 til videre dimensjonering. Alle elementene blir dimensjonert med hensyn til tverrsnittskapasitet, de trykkpåkjente elementene blir også kontrollert for knekking.

Tabell 14: Snittkrefter for kritiske konstruksjonselementer i fagverksbjelken

SNITTKREFTER				
	OVERGURT	UNDERGURT	STAV 1 OG 16	STAV 2 OG 15
N_{Ed} (kN)	-3719,56	3836,07	1063,82	-1058,02
V_{Ed} (kN)	89,85	2,29	-	-
M_{Ed} (kNm)	68,76	1,75	-	-

Skjærkraften blir tatt opp av stavelementene i form av aksialkraft. De verst tenkelige aksialkreftene i stavene oppstår på enden av fagverksbjelken, hvor skjærkraften er størst. Ettersom både lastbilde og fagverksgeometri er symmetrisk, vil stav 1 og 16, samt 2 og 15 ha størst påkjenning. (se figur 11 for stavinndeling).

5.8.4. RESULTAT – DIMENSJONER

Tabell 15: Dimensjoner fagverksbjelke

DIMENSJONER	
Overgurt	HE 400A
Undergurt	HE 400A
Staver	HFRHS 140x140x8

5.9. UTNYTTELSESGRADER

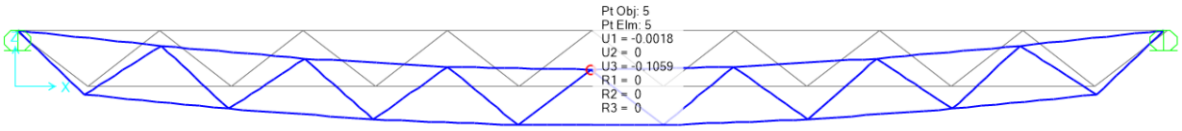
Figur 11: Utnyttelsesgrader

Utnyttelsesgraden gjenspeiler hvor godt de ulike elementene er utnyttet. Dersom utnyttelsesgrader overstiger 1.0, går elementet til brudd. SAP2000 tar for seg kontroller i henhold til NS-EN-1993-1-1.

Fra analysen fremkommer det at bjelkeelementene i midten av overgurten har størst utnyttelsesgrad. Dette er rimelig ettersom momentet er størst i midten av spennet for en fritt opplagt bjelke.

5.10. NEDBØYNINGSKONTROLL – BRUSKGRENSE

Fra analysen i SAP2000 er maksimal nedbøyning kalkulert til 105.9 mm. Kravet L/200 er dermed opprettholdt. Figuren viser en oppskalert gjengivelse av nedbøyningen.



Figur 12: Nedbøyning

5.11. DISKUSJON DEL 1

Under dimensjoneringen av fagverksbjelken er det en rekke faktorer som spiller inn på den endelige utformingen:

Høyden mellom over- og undergurt er direkte knyttet til størrelsen på aksialkreftene som må tas opp av elementene. Dette ettersom momentet opptas som ett kraftpar avhengig av høyden mellom over- og undergurten. Større avstand gir mindre krefter, mindre krefter gir slankere profiler og slankere profiler vil kunne gi en økonomisk besparelse.

Ettersom det skal monteres en traverkran i lagerbygget er det ønskelig at fagverksbjelken ikke er for høy. En lavere fagverksbjelke tillater at kranen kan plasseres høyere på søylene. Dette fører igjen til at traverskranen får en større løftehøyde.

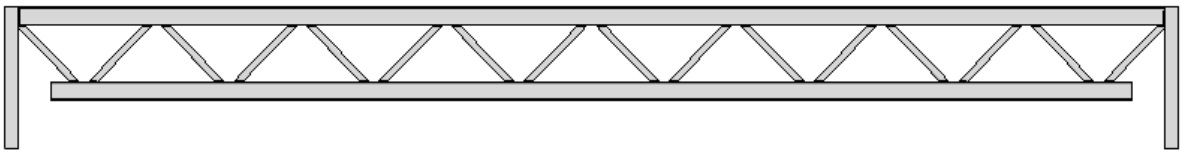
Valg av profil er en annen faktor som påvirker total høyde av fagverksbjelken. Ved å benytte et HE-B profil istedenfor et HE-A profil, vil fagverksbjelken bli stivere. Stivere profil vil kunne tillate en mindre høyde mellom gurtene. Baksiden ved å benytte HE-B er at profilet er mye dyrere å produsere grunnet tykkere flens og steg.

Ved å betrakte utnyttelsesgradene fremkommer det at stavelementene blir mindre utnyttet nærmere sentrum av fagverksbjelken. Det tillater i teorien at det kan benyttes slankere profiler i stavene nært sentrum. Hvorvidt dette er en økonomisk gunstig løsning kan diskuteres, da det er rimelig å anta at en slik løsning vil være mer arbeidskrevende å produsere.

Prosjektgruppen ser bort ifra problematikk knyttet til transport av fagverksbjelken.

5.12. KONKLUSJON DEL 1

Ved å utforme fagverksbjelken med en total høyde på 1.6 meter, anses det å være tilstrekkelig høyde til å plassere traverkranen. Etter valgte høyde ble det oppnådd tilstrekkelig stivhet ved bruk av HE 400A i over- og undergurt. Det benyttes HFHRS 140x140x8 mm gjennomgående for alle stavene.



Figur 13: Fagverksbjelken

DEL 2: STABILITETSANALYSE – VALG AV MODELL

6. DEL 2: STABILITETSANALYSE – VALG AV MODELL

6.1. TEORI

Horisontale laster som virker på konstruksjonen må føres over til bæresystemet og ned til fundamentet. Det finnes hovedsakelig tre prinsipp som kan benyttes for å sørge for at avstivningen er tilstrekkelig.

1) Momentstive rammer
2) Vindkryss
3) Skivesystem

Avstivningssystemet må sørge for at konstruksjonen ikke påkjennes av for store translasjoner eller rotasjoner.

Skiveelementer blir mye benyttet i fleretasjesbygg som avstivning i trapperom og/eller heissjakt. Skivene utføres vanligvis i betong, men massivtre kan også benyttes. Ettersom lagerhallen utføres i stål og går over et plan, er ikke avstivning ved bruk av skiver interessant for oppgaven. Avstivning ved hjelp av skiver behandles derfor ikke nærmere.

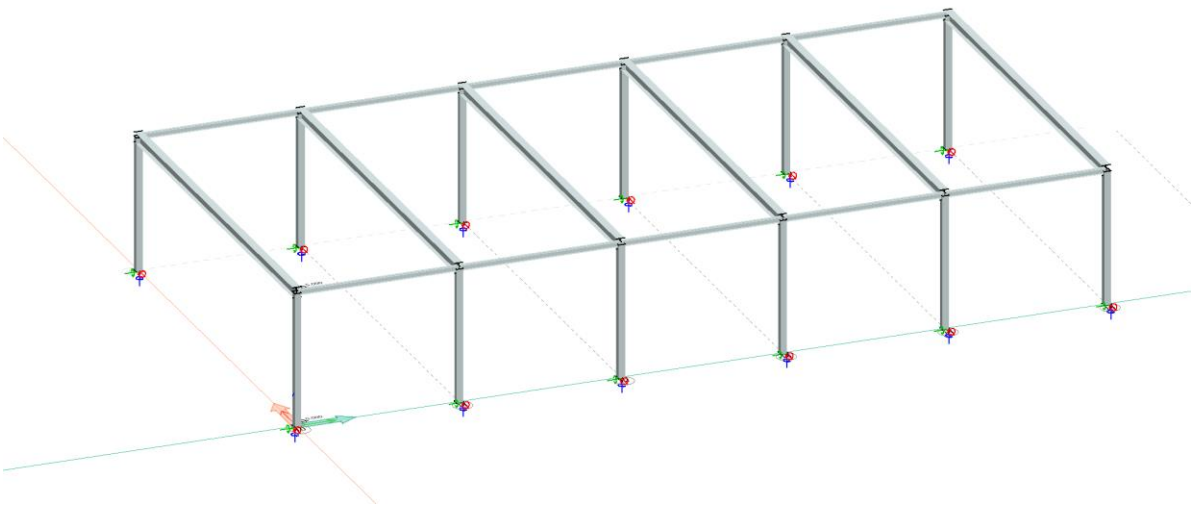
6.1.1. MOMENTSTIVE RAMMER

Momentstive rammer overfører horisontale laster til det vertikale bæresystemet ved at bjelker og søyler er festet sammen i stive knutepunkt. Momenter og skjærkrefter overføres mellom konstruksjonselementene ved å utnytte stivheten i forbindelsen.

Idealiserte knutepunkt, som leddet eller momentstive forbindelser, forekommer svært sjeldent i virkeligheten. Ofte befinner rotasjonsstivheten (φ) til knutepunktet seg et sted mellom disse to ytterpunktene. I analysen er det valgt å benytte en forenklet betraktning der rotasjonsstivheten $\varphi = \infty$ for momentstive knutepunkt og $\varphi = 0$ for leddede knutepunkt.

For å oppnå en stor rotasjonsstivhet i knutepunktet, stilles det store krav til utførelsen. Et stivt hjørne er typisk sveist eller har mange forbindere, samt påsveisede avstivere.

Figuren viser en konseptuell skisse av en konstruksjon som benytter momentstive rammer som avstivning. Store åpne fasader preger konstruksjonen.



Figur 14: Momentstive rammer

6.1.2. VINDKRYSS

Vindkryss består av staver som spenner diagonalt mellom to konstruksjonselementer. Stavene kan ha forskjellig utforming avhengig av tiltenkt funksjon. Vindkryss overfører kun aksialkrefter.

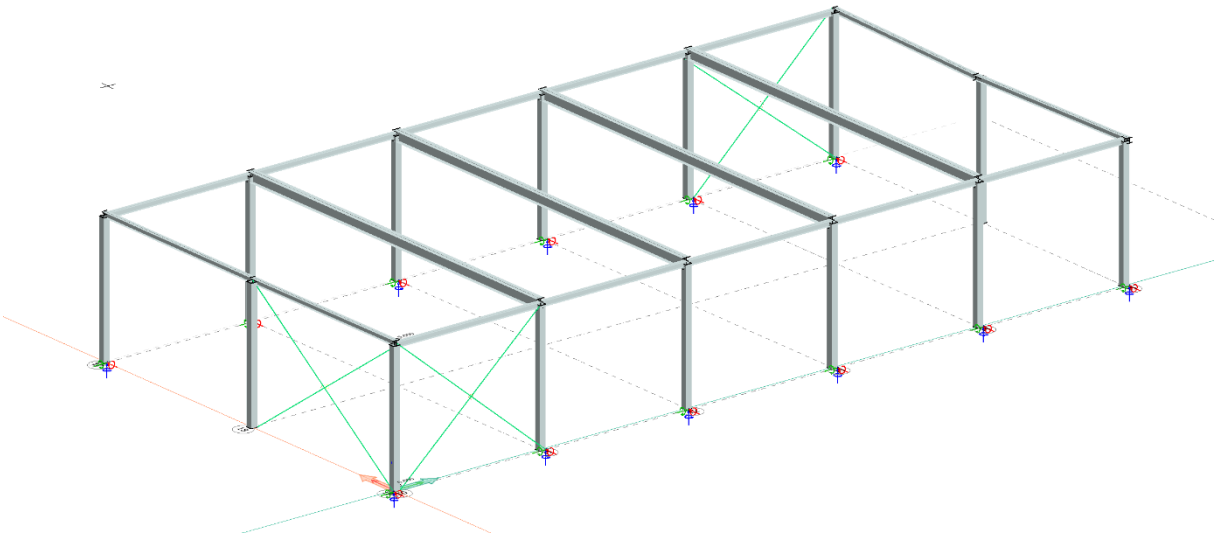
Vindkryss som bare overfører strekkrefter utformes ved å ha to stavelementer som krysser hverandre. Avhengig av vindretning vil kun den ene staven være aktiv under strekkpåkjenning.

Vindkryss kan også kun bestå av ett stavelement. Staven må da være dimensjonert for å ta opp både strekkrefter og trykkrefter. Ettersom staven blir utsatt for knekking under trykkpåkjenning vil det være nødvendig med et større profil sammenliknet med en stav som kun tar strekkrefter.

Det er valgt modellere vindkryssene til å kun ta opp strekkrefter. Stavene kan da utsettes for store spenn ettersom knekking ikke vil oppstå. Horisontallastene som påføres konstruksjonen overføres fra takskiven, gjennom vindkryssene og videre ned til fundamentet.

Plassering av vindkryss er vesentlig i forhold til stabiliteten av bygget. Det blir i oppgaven derfor undersøkt for ulike plasseringer av vindkryss.

Figuren viser en prinsipiell løsning der vindkryss benyttes i en konstruksjon.



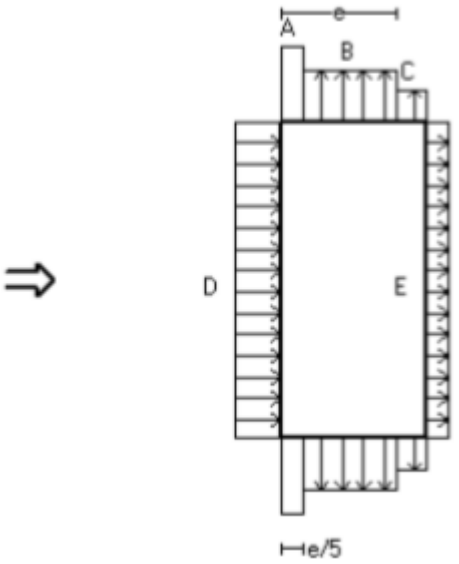
Figur 15: Vindkryss

6.2. HORISONTALLASTER

6.2.1. VINDLAST

Vindlast på yttervegg er beregnet med utgangspunkt i vindlastdata beskrevet i del 1.

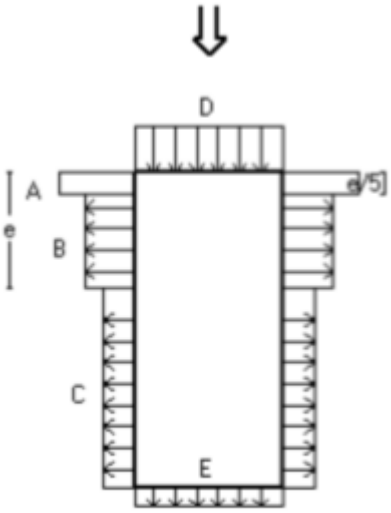
6.2.2. VINDLAST PÅ YTTERVEGG - RESULTAT



Figur 16: Vindretning 0 grader, langside

Tabell 16: Vindlastberegning yttervegg, 0 grader

	A	B	C	D	E
Formfaktor, $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,72	-0,34
Utvendig last (kN/m²)	-0,90	-0,60	-0,38	0,54	-0,26
Utstrekning (mm)	4000	16000	5000	54000	54000



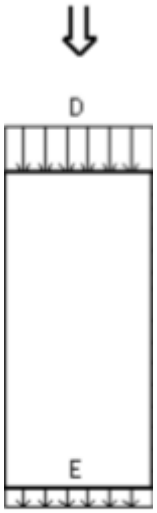
Figur 17: Vindretning 90 grader, kortside

Tabell 17: Vindlastberegning yttervegg, 90 grader

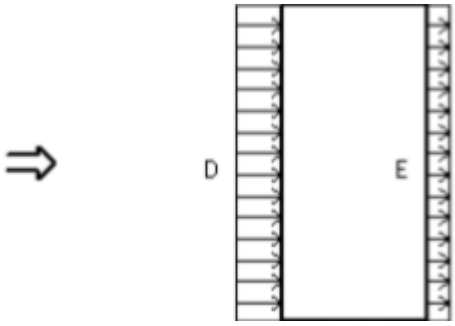
	A	B	C	D	E
Formfaktor, $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,72	-0,34
Utvendig last (kN/m²)	-0,90	-0,60	-0,38	0,54	-0,26
Utstrekning (mm)	4000	16000	5000	54000	54000

I stabilitetsanalysen undersøkes vindlasten i både x-retning og y-retning. Globalt aksesystem i FEM-design gir følgende vindretninger:

- **x-retning: vindlast på kortsiden**
- **y-retning: vindlast på langsiden**



Figur 19: x-retning



Figur 18: y-retning

Når vind treffer langsiden av lagerhallen vil det oppstå vindsug på kortsiden av bygget. Disse vindkreftene vil ikke gi forskyvninger av bygget ettersom vindkreftene fungerer på hver sin kortside, er like store og fungerer i hver sin retning. Av den grunn tas ikke disse vindlastene med i stabilitetsvurderingen. Det samme gjelder for langsiden når vinden treffer bygget på kortsiden. Henholdsvis sone A, B og C (figur 17 og 18).

Dominerende vindlast fremkommer ved kombinasjon av:

- Utvendig vindtrykk og innvendig undertrykk.
- Utvendig vindsug og innvendig overtrykk

Tabell 18: Dominerende vindlastkombinasjon for forskyvning av bygget

	D	**E**
Vindlast på kortsidene (kN/m^2)	0,76	-0,38
Vindlast på langsidene (kN/m^2)	0,77	-0,41

6.2.3. JORDSKJELVLAST

Horisontale vibrasjoner oppstår i berggrunnen under seismisk aktivitet og forplanter seg til overflaten gjennom løsmassene. Vibrasjonene vil oppnå en annen styrke og frekvens ved overflaten, avhengig av kvaliteten på nærliggende løsmasser. Konstruksjonen utsettes for svingninger som et resultat av vibrasjonene.

Byggets egenperiode, masse og stivhet er parametere som påvirker størrelsen på de seismisk horisontale lastene som oppstår. De horisontale lastene må tas opp av valgt avstivningssystem.

En duktil konstruksjon har lengre egenperiode, noe som resulterer til mindre seismiske laster og derfor mindre svingninger. Konstruksjonen krever derimot et stivere avstivningssystem for å ta opp vindlasten. De to motstridene effektene utgjør et dilemma for konstruktøren. Begge virkninger må tas høyde for under dimensjoneringen.

Videre stilles det krav til at bygg utsatt for jordskjelv skal opprettholde sin struktur og ikke gå til kollaps, både lokalt og globalt. Etter jordskjelvet skal bygget ha lik bæreevne som før. For å kvalitetssikre konstruksjonen for dimensjonerende seismisk aktivitet skal dimensjoneringen oppfylle krav gitt i **Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning.** Herunder er kapittel 6: Spesifikke bestemmelser for stålbygg, gjeldende for vår konstruksjon.

Grunnet omfang, utføres ikke seismiske lastberegninger eller kontroll for jordskjelv i oppgaven.

6.2.4. HORISONTALLASTER FRA TRAVERSKRAN

Traverskranen vil påføre konstruksjonen flere horisontallaster. Lastene oppstår i hovedsak fra akselerasjon av kranen og slingrekrefter knyttet til løfteoperasjoner. Lastene beregnes etter **NS-EN 15011: Kraner; Bro-/travers- og portalkraner.**

Det er ikke tatt hensyn til horisontallastene under dimensjonering av lagerbygningen. Det forutsettes at horisontallastene tas opp av avstivningssystemet. Normalt vil det kreves dokumentasjon om tilstrekkelig horisontalavstivning for en konstruksjon som har montert traverskran.

6.2.5. SKJEVSTILLING GRUNNET FORMFEIL

Formfeil er knyttet til små produksjonsavvik som medfører at et profil ikke oppnår tiltenkt form. Dersom et søyleelement har formfeil, vil dette gi ett vinkelavvik mellom vertikalaksen og søylen. Ved sentrisk vertikalbelastning på søylen vil denne skjevstillingen gi en horisontalkraft.

Ved stor vertikal belastning vil en liten skjevstilling kunne resultere i relativt store horisontallaster. Det antas at formfeil ikke forekommer i oppgaven.

6.3. MODELLERINGSFORUTSETNINGER

For å undersøke hvordan den globale stabiliteten kan ivaretas for konstruksjonen, benyttes programvaren FEM-design.

For å få et godt sammenlikningsgrunnlag, er det gjort følgende forutsetninger:

Tabell 19: Modellforutsetninger

Hva	Hvorfor
Traverskran	Traverskranen og kranbanen vil gi likt stivhetsbidrag i begge modellene og ekskluderes dermed fra den globale analysen.
Takskive – Hulldekker 200	Taket blir utformet som en stiv takskive og oppfører seg deretter i modellen.
Dimensjoner	For å undersøke hvordan de ulike randbetingelsene og avstivningssystem påvirker konstruksjonen er det valgt å benytte like dimensjoner i begge modellene. På dette stadiet er det kun interessant å se på oppførselen til elementene, ikke dimensjoneringen.
Fasadekledning	Fasadekledningen virker som en enveisplate, der vindlasten overføres som linjelast på søylene.
Fagverksbjelken	Fagverksbjelken fra del 1 benyttes for begge modellene.

Tabell 20: Antatte profiler

	Modell A	Modell B
Alle søyler	HFRHS 250x250x10	HRRHS 250x250x10
Vindkryss	HFRHS 100x100x8	-
Bjelke på langsiden mellom søylene (tverramme)	-	HEA200
Stav på langsiden mellom søylene (tverramme)	HFRHS 140x140x8	-
Bjelke på gavlvegg	HEA200	HEA200

6.4. MODELL A

Modell A er fastholdt ved å benytte vindkryss.

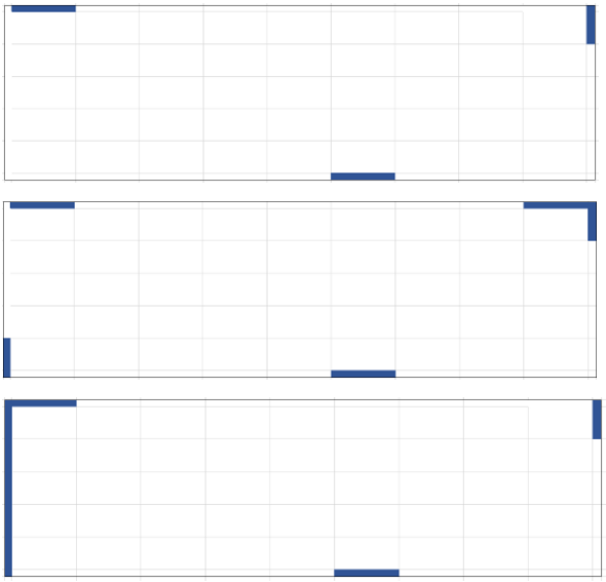
6.4.1. PLASSERING AV VINDKRYSS

For å finne en løsning som ivaretar den globale stabiliteten i konstruksjonen, blir det undersøkt ulike plasseringer av vindkryssene. Portene til innkjøring av kjøretøy plasseres på den vestre gavlveggen (portvegg).

Plassering nummer 1:

Plassering nummer 2:

Plassering nummer 3:



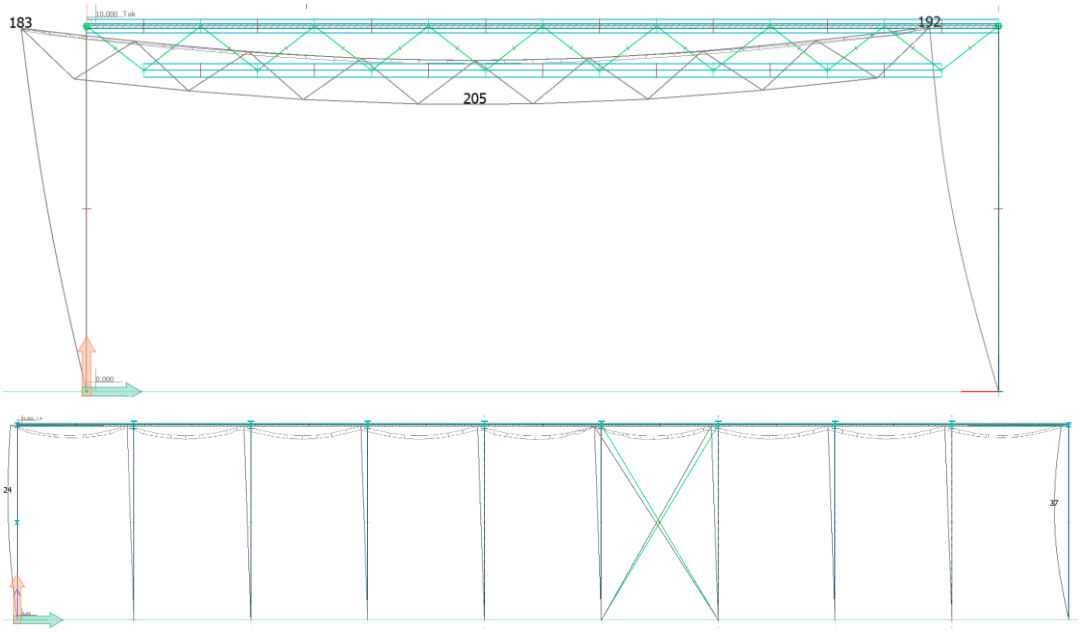
Figur 20: Vindkryssplassering

MERK: Plassering nummer 3 angir vindkryss plassert <u>over</u> portene på den vestre fasaden.

6.4.2. RESULTAT

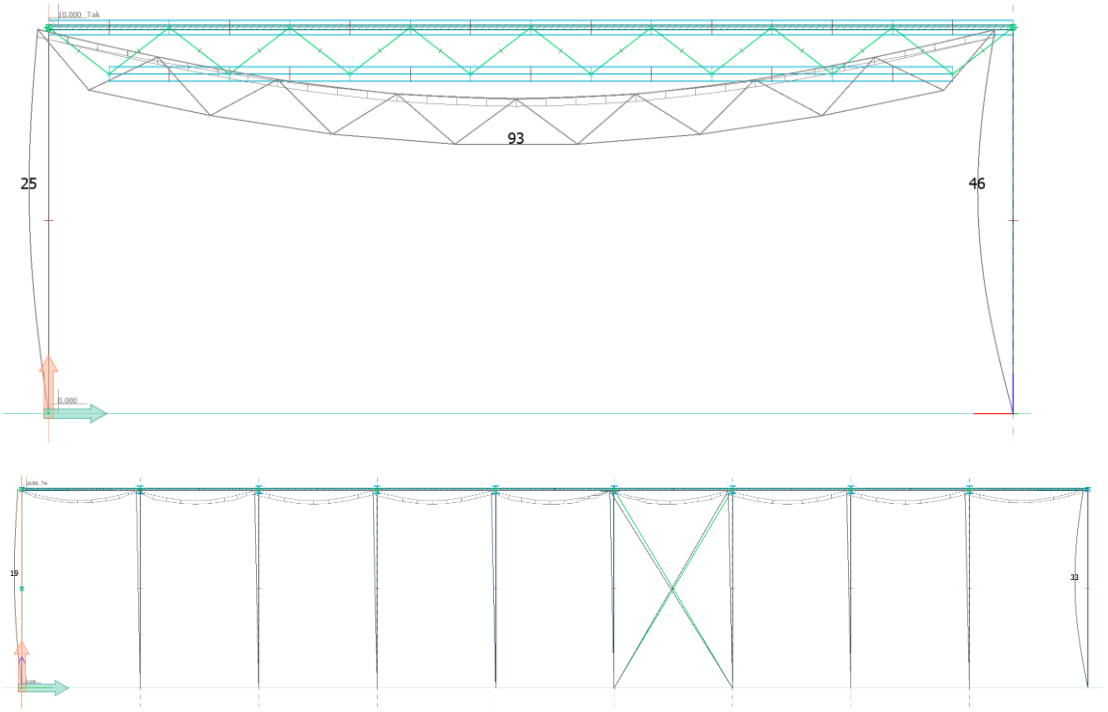
Tallene svarer til forskyvninger og nednøyning målt i mm. Analysen benytter de ulike lastkombinasjonene for vind på henholdsvis lang- og kortveggen i bruksgrensetilstand.

6.4.2.1. PLASSERING 1



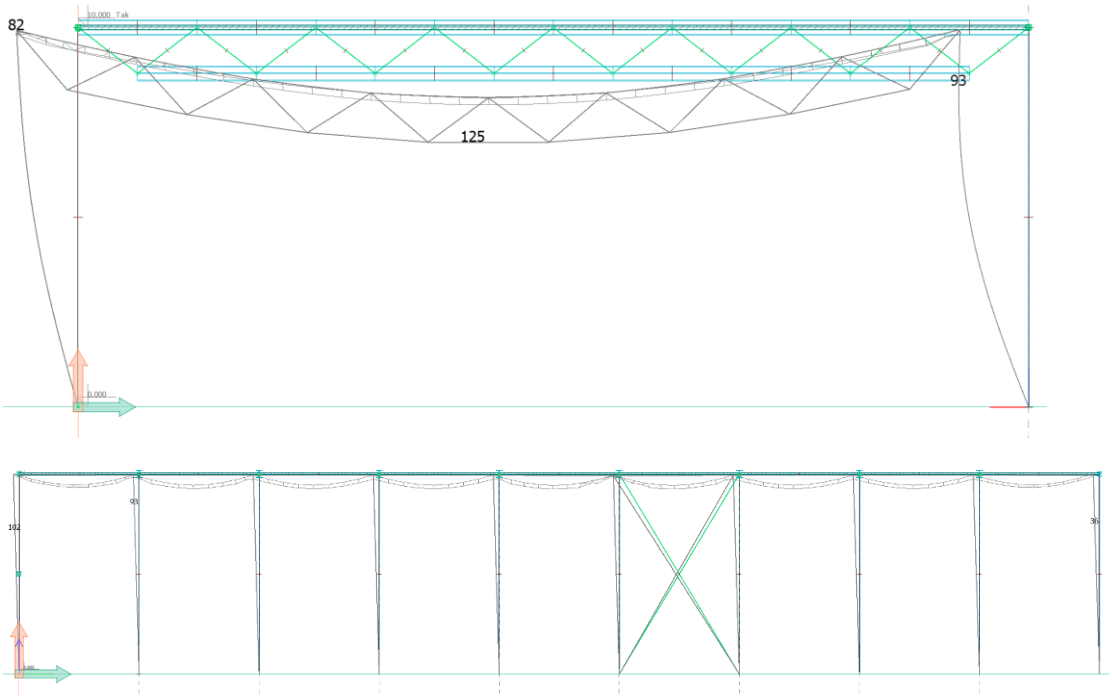
Figur 21: Resultat modell A, vindkryssplassering 1

6.4.2.2. PLASSERING 2



Figur 22: Resultat modell A, vindkryssplassering 2

6.4.2.3. PLASSERING 3



Figur 23: Resultat modell A, vindkryssplassering 3

Resultatene er oppført i tabellen under:

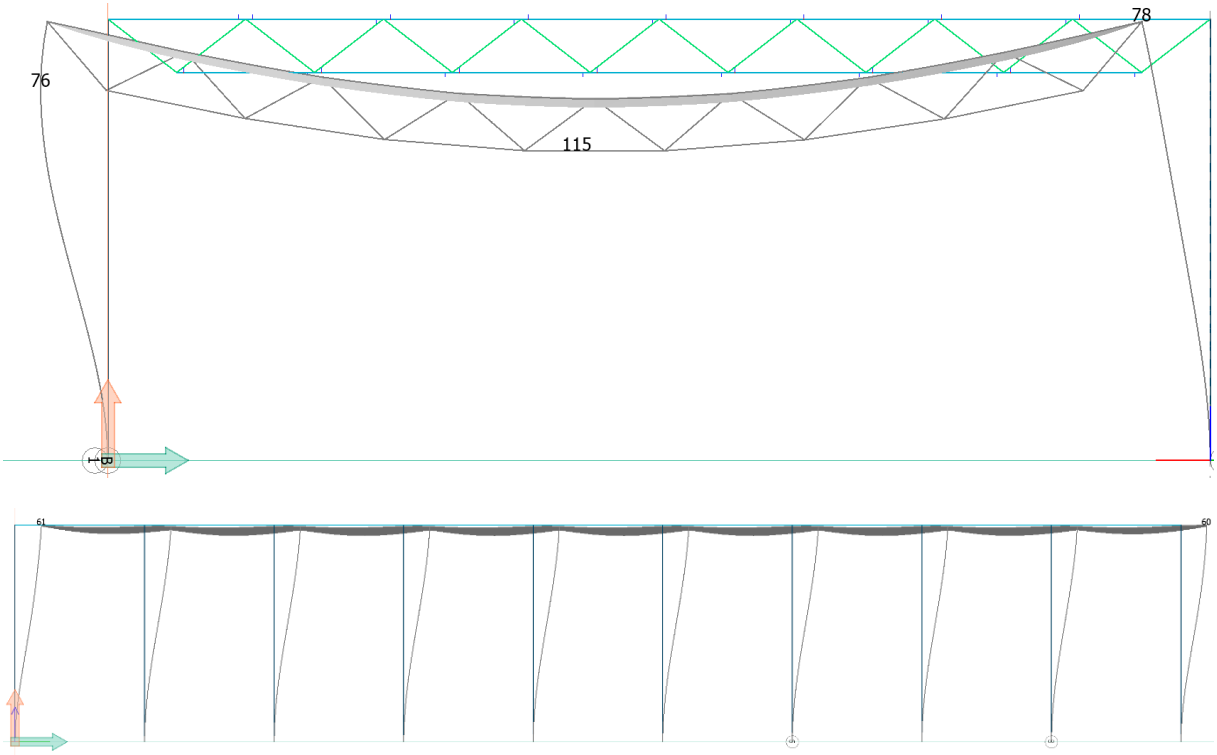
Tabell 21: Stabilitetsanalyse – Resultat: Modell A (for ulike vindkryssplasseringer)

Maksimal utbøying:	Plassering 1 [mm]	Plassering 2 [mm]	Plassering 3 [mm]
Søyle – vind langside	192	46	93
Søyle – vind kortside	37	33	36
Fagverk	205	93	125

6.5. MODELL B

Modell B er fastholdt ved å benytte momentstive rammer mellom alle portalrammene. Rammene på gavlveggene er også momentstive.

6.5.1. RESULTAT



Figur 24: Resultat modell B

Resultatene er oppført i tabellen under:

Tabell 22: Stabilitetsanalyse - Resultat: modell B

Maksimal utbøyning:	Modell B [mm]
Søyle – vind på langsiden	78
Søyle – Vind på kortsiden	61
Fagverksjelken	115

6.6. DISKUSJON

Modell A:

I modell A vil ikke momenter overføres fra ett konstruksjonselement til ett annet. Ofte vil leddede knutepunkt kunne utføres med færre bolter og mindre sveis sammenliknet med stive knutepunkt. Ettersom knutepunktene som regel er mindre komplekse, vil montasjen på byggeplassen også gå raskere.

Materialbesparelse, samt rask montering på byggeplass, resulterer i en økonomisk gevinst sammenlignet med momentstive knutepunkt.

Vindlasten overføres fra takskiven og ned til fundamentet ved hjelp av vindkryssene. De kryssende diagonalstavene krever stort fasadeareal, og er dermed utsatt for ytre påkjenninger som kan være kritisk for stabiliteten til konstruksjonen.

For å finne den optimale løsningen med hensyn til plassering av vindkryss, ble tre ulike plasseringer undersøkt. Felles for de tre plasseringene er at de har minimum to vindkryss plassert langs langveggene av bygget. Videre varierer kun plasseringene langs portveggen. Fra resultatene fremkommer det at alle plasseringene er tilnærmet like gode for vind på kortveggen. Det observeres derimot store forskjeller i utbøying av portalrammene for de ulike plasseringene når vinden virker på langveggen.

- Plassering nr.1 gir en veldig stor sideveis utbøying av portalrammen da det ikke er plassert noen vindkryss langs portveggen. Dette resulterer i at konstruksjonen roterer om vindkrysset plassert i hjørnet på østre gavlvegg.
- Plassering nr. 2 gir en liten sideveis utbøying av portalrammen ettersom det har blitt plassert et vindkryss på portveggen. Nytten av å innføre et vindkryss på portveggen fremkommer tydelig sammenliknet med plassering nr. 1.
- Plassering nr. 3 undersøkes for om det er mulig å ha fem porter på vestre gavlvegg. Løsningen gir mer enn dobbelt så stor sideveis utbøying av portalrammen sammenliknet med plassering nr. 2.

Modell B:

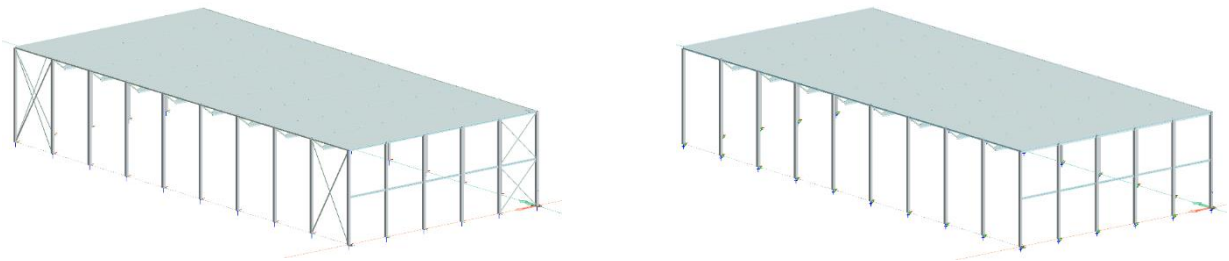
Horisontallastene blir i modell B overført til fundamentet ved å utnytte stivheten i knutepunktene. Søyleelementene vil i denne modellen få større momentpåkjenning.

Selv om utformingen av knutepunktene blir mer kompleks, gir dette avstivningssystemet frie fasadevegger. Dette gir mulighet til å innføre flere porter, glassfasader eller andre estetiske utforminger. Denne løsningen er altså mer fleksibel i forhold til design. Selv om det ikke er lagt vekt på geoteknikk i denne oppgaven, må det nevnes at fast innspente søyler stiller større krav til fundamenteringen.

Sammenlikning av resultat:

Tabell 23: Stabilitetsanalyse - Sammenlikning av resultat

Maksimal utbøying:	**Modell B [mm]**	**Modell A, plassering 2 [mm]**
Søyle – vind langside	78	46
Søyle – vind kortside	61	33
Fagverk	115	93



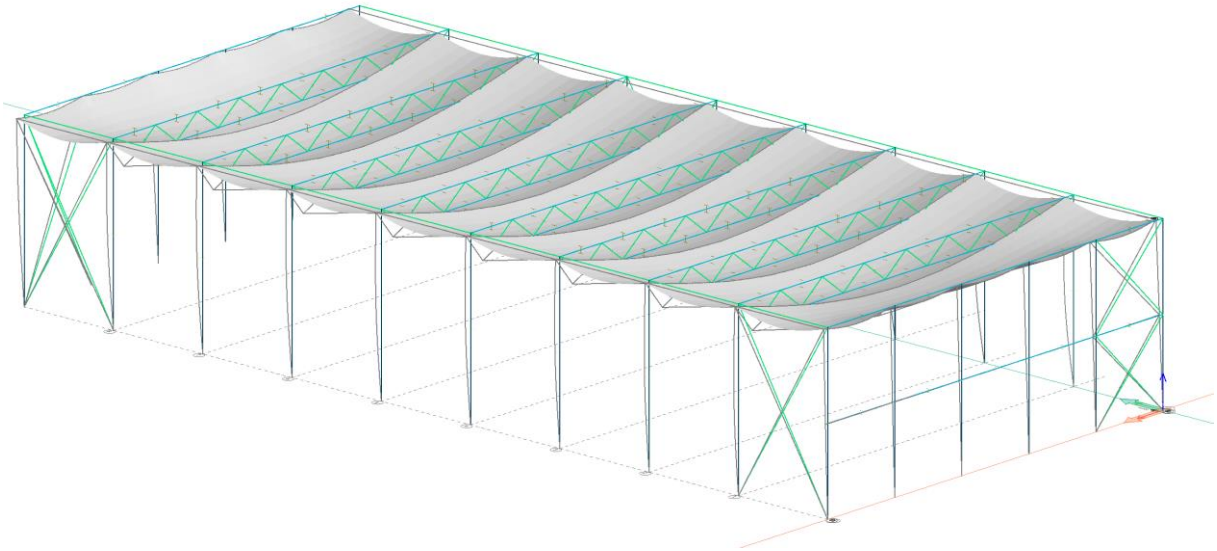
Figur 25: Modell A og modell B

6.7. KONKLUSJON

Ved prosjektering av lagerbygget foreligger det ingen konkrete utformingskrav. Modell A med vindkryssplassering nr.2 velges derfor til fordel for modell B. Valget begrunnes med at den valgte løsningen sannsynligvis medfører en større økonomisk gevinst, samtidig som oppføringen av konstruksjonen forenkles. Det velges videre vindkryssplassering nummer 2, ettersom det er rimelig å anta at det ikke vil være nødvendig med fem porter for innkjøring av kjøretøy.

Teknisk utforming av modellen er kontrollert av ekstern veileder.

Valgt løsning: Modell A, vindkryssplassering nummer 2



Figur 26: Modell A, vindkryssplassering 2

DEL 3: DETALJPROSJEKTERING

7. DEL 3 – DETALJPROSJEKTERING

7.1 INNLEDNING

I del 3 dimensjoneres lagerbygget på bakgrunn av valgt modell i del 2. Delen inkluderer dimensjonering av de ulike konstruksjonselementene og utvalgte knutepunkt. Dimensjoneringen følger retningslinjene gitt i Norsk Standard og føres i MathCAD. Videre vil konstruksjonen modelleres i FEM-design hvor det vil foretas en ny analyse av den globale stabiliteten for de dimensjonerte profilene.

Etter endt dimensjonering, modelleres konstruksjonen i Revit hvor arbeidstegninger og detaljtegninger utarbeides.

Figur 27: Lagerbygningen

7.2 BEREGNINGSGRUNNLAG

NS-EN-1990	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN-1991-1-3	Laster på konstruksjoner - Snølaster
NS-EN-1991-1-4	Laster på konstruksjoner - Vindlaster
NS-EN-1993-1-1	Prosjektering av stålkonstruksjoner
NS-EN-1993-1-8	Knutepunkter og forbindelser

7.3 LASTER PÅ KONSTRUKSJONEN

7.3.1. PERMANENTE LASTER

- Egenvekt av alle konstruksjonselementene

- 7.3.2. VARIABLE LASTER

- Snølast på tak
- Vindlast på tak
- Vindlast på vegg
- Kranlast

Både vindlast- og snølast på tak er utregnet i del 1. Vindlast på vegg er utregnet i del 2.

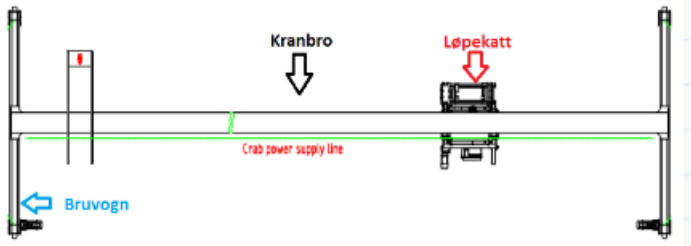
7.4 LASTKOMBINASJONER

Lastkombinasjonene knyttet til dimensjonering av kranbjelken og søyler skiller seg ut fra de andre konstruksjonselementene, da kombinasjonene er mer komplekse. Det gis derfor en detaljert forklaring for forutsetningene som ligger til grunn for valg av lastkombinasjon for kranbjelken og søylene. Lastkombinasjonene for de andre konstruksjonselementene er gitt i vedleggene.

7.4.1. LASTKOMBINASJON KRANBJELKE

Tabell 24: Kraninformasjon - Demag: 10 tonn endedrager

	Kg	kN
Egenvekt kranbro	5644	56,44
Egenvekt løpekatt	1162	11,62
Egenvekt bruvogn	1340	13,40
Løftekapasitet	10000	100



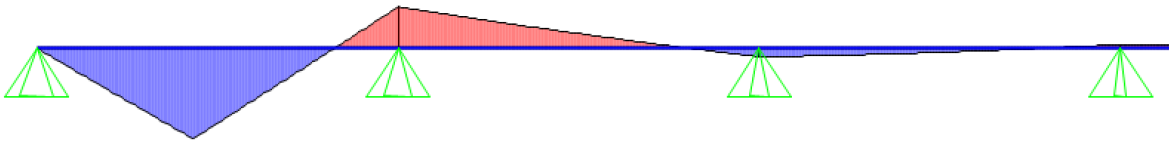
Figur 28: Kranbjelken. prinsipp

Kraninformasjon er gitt fra kranleverandøren Demag, se vedlegg M.

Kranbjelken er bjelken som monteres på konsollen som er festet til søylene. Bruvognen kjører på kranbjelken.

Egenvekten til kranbroen, samt egenvekten til bruvognen fordeler seg likt over begge opplagerne. Løfteoperasjonen og egenvekten til løpekatten antas å fungere i samme punkt. Maksimal reaksjonskraft på kranbjelken fra traverskranen, forekommer ved maksimalt løft når løpekatten er plassert 870 mm fra sentrum av kranbjelken. (minste avstand mellom kranbjelken og løft). Dimensjonerende skjærkraft og dimensjonerende moment opptrer ved to ulike lastplasseringer:

1) Dimensjonerende skjærkraft i kranbjelken opptrer når maksimal reaksjonskraft befinner seg rett over opplageret (konsollen)
2) Dimensjonerende momentet på kranbjelken opptrer når maksimal reaksjonskraft er 2590 mm fra hjørnesøylen. Dette fremkommer fra analyse i SAP2000, ved bruk av funksjonen; moving loads.



Figur 29: Momentdiagram, moving loads i SAP2000

7.4.2. LASTKOMBINASJON SØYLE

Kombinert bøyemoment og aksialkraft etter likning 6.61 i NS-EN 1993 -1-1 er dimensjonerende for søylene på langsiden.

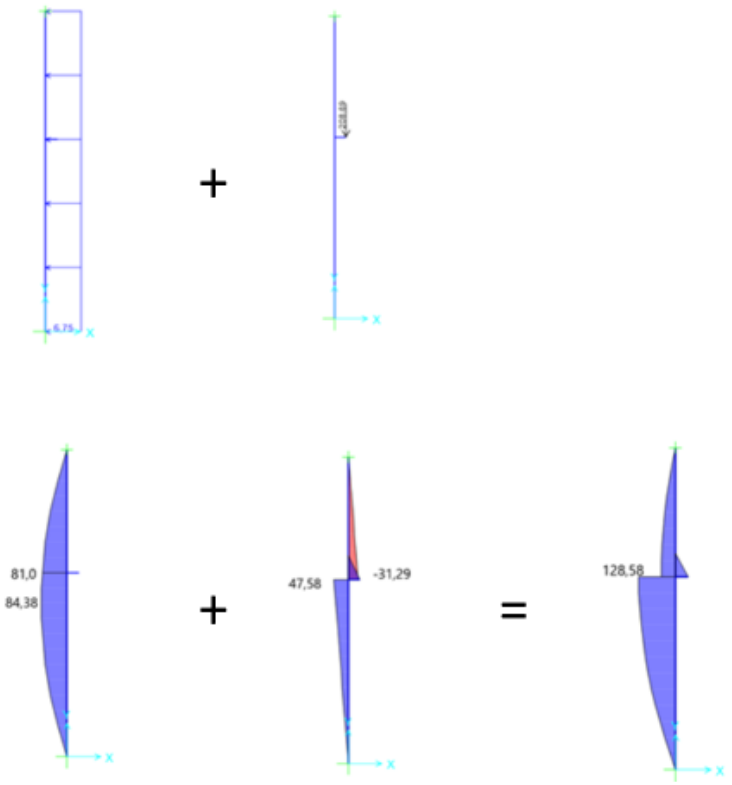
Dimensjonerende aksialkraft fremkommer av kraftresultanten fra fagverksbjelken kombinert med det vertikale bidraget fra lasten i vindkrysset i akse 2. Dimensjonerende bøyemoment oppstår ved maksimal kranlast kombinert med vindlast. Vindretningen gir to ulike vindlaster som igjen påvirker bøyemomentet:

Gunstig påvirkning: Vindlast og kranlast gir moment som fungerer i motsatt retning. Lastene virker dermed stabiliserende i forhold til hverandre.

Ugunstig påvirkning: Vindlast og kranlast gir moment som fungerer i samme retning

Ved å betrakte lastene hver for seg, fremkommer det hvilken kombinasjon av laster som gir den verste påkjenningen. Vindlasten som gir trykk og dermed gunstig påvirkning er vist i vedleggsrapporten.

Dimensjonerende lastkombinasjon: Maksimal kranlast og maksimal vindsug.



Figur 30: Visualisering av momentdiagram for søyle

Hjørnesøylene kontrolleres for bøyemoment om to akser, grunnet moment fra traverskranen og vindlast på kortveggen. Momentet som oppstår blir dog mindre grunnet halvparten så stort lastareal fra fasadekledningen.

Søylene på kortsiden har mindre påkjenning enn søylene på langsiden, grunnet:

- Mindre lastareal fra taket, resulterer i mindre aksialpåkjenning
- Ingen traverskran montert på søylene

Dette medfører at det er rimelig å anta at søylene på kortsiden kan utføres med mindre profiler enn søylene på langsiden.

7.5. KONTROLLER SOM UTFØRES

Kontroller som utføres i bruddgrensetilstand er beskrevet ytterligere i kapittel 6 i NS-EN-1993-1-1. Snittkreftene som danner bakgrunnen for dimensjoneringen, avleses direkte fra FEM-design. Forenklede kontroller av avleste krefter blir foretatt.

Tabell 25: Oversikt over dimensjoneringskontroller

Kontroll	**Delkapittel**
Strekkapasitet	6.2.3
Trykkapasitet	6.2.4
Momentkapasitet	6.2.5
Skjærkapasitet	6.2.6
Kombinasjon av bøyning og skjær	6.2.8
Kombinasjon bøyning og askialkraft	6.2.9
Staver med konstant tverrsnitt og tilsiktet sentrisk trykk	6.3.1
Staver med konstant tverrsnitt og bøying om hovedaksen	6.3.2
Staver med konstant tverrsnitt påkjent av bøying og trykk	6.3.3

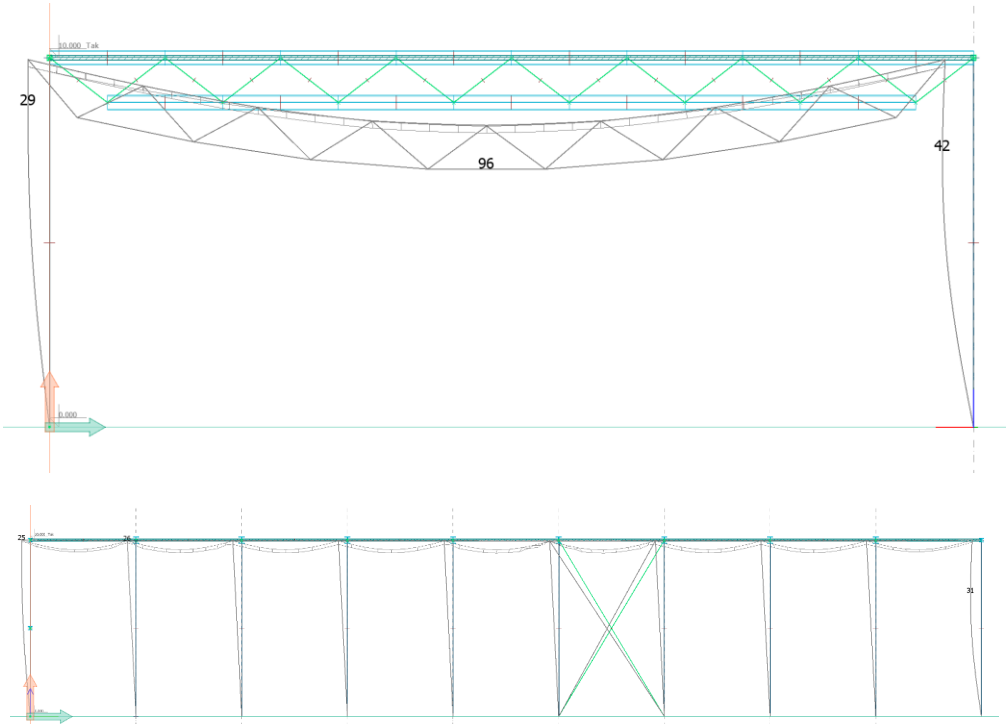
7.6. RESULTAT

7.6.1 RESULTAT – BRUDDGRENSEDIMENSJONERING

Tabell 26: Resultat - Valgte profiler

Objekt	**Dimensjoner**
Søyle langside (inkl. hjørnesøyle	HFRHS 300x300x10
Søyle kortside	HFRHS 250x250x10
Konsoll	IPE 300
Kranbjelke	HE 360A
Vindkryss	HFRHS 60x60x5
Bjelke på kortside	HE 220A

7.6.2 KONTROLL - BRUKSGRENSE



Figur 31: Kontroll bruksgrense, modell A

Tabell 27: Utbøyingskrav

Maksimal utbøying:	Plassering 2 [mm]	Krav L/200 [mm]	Godkjent
Søyle – vind langside	42	50	JA
Søyle – vind kortside	31	50	JA
Fagverk	96	125	JA

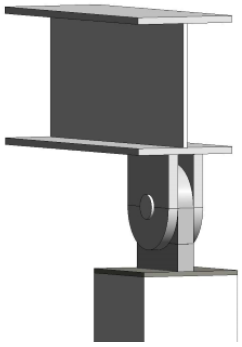
Utbøyingene er kontrollert mot lokalt nedbøyningskrav L/200. I den globale analysen vil takskivens forskyvning gi en ekstra utbøying på søyleelementet. Dette oppstår da fjærstivheten mellom talskiven og søylen er betydelig mindre enn den uendelige stivheten i opplagrene ved lokal analyse. Denne ekstra utbøyingen vil videre forplante seg til fagverksbjelken og tilføre en ekstra nedbøyning. Den globale modellen tilfører altså større nedbøyninger/utbøyinger sammenliknet med en lokal modell av konstruksjonselementene. På bakgrunn av det argumentet betraktes de globale forskyvningene som ok dersom de tilfredsstiller det lokale kravet.

7.7. FORBINDELSER

Felles for bolteforbindelsene er at boltene utføres av fasthetsklasse 8.8. Flytegrense på alle stålplater er 355 MPa og bruddfasthet 510 MPa.

7.7.1. FORBINDELSE SØYLE TIL FAGVERKSBJELKE

Forbindelsen mellom søylen og fagverksbjelken utføres som en bolteleddsforbindelse, hvor det forutsettes at bolten ikke skal byttes ut. Forbindelsen utformes med en rekke sveise komponenter hvorav de mest kritiske sveisesnittene undersøkes.



Figur 32: Forbindelse søyletopp

Tabell 28: Dimensjonering bolteledd

Dimensjoner	
Dybel	Ø70
Platetykkelse midtplate (t_1)	50 mm
Platetykkelse ytre plate (p_2)	30 mm
Platelengde (L)	200 mm
Boltehullets diameter (d_0)	73 mm
Utnyttelsesgrad	
Avskjæringskapasitet	0.732
Momentkapasitet	0.597
Hullkanttrykk mellom plate og bolt	0.610
Kombinert avskjærings- og momentkapasitet	0.893

Kravet for kombinert avskjærings- og momentkapasitet er dimensjonerende for knutepunktet.

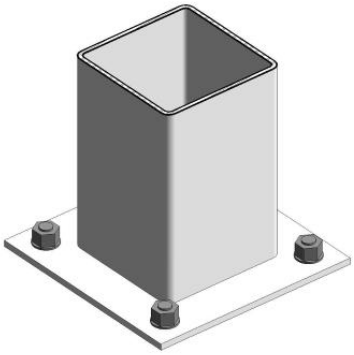
Sveis kontrolleres med forenklet metode for kilsveis rundt midtplaten og de to ytre platene.

Tabell 29: Sveiste forbindelser tilknyttet forbindelsen

	Midtplate (t_1)	**Ytre plate (p_2)**
Total sveiselengde (L_W)	500 mm	460 mm
Utnyttelsesgrad	0.828	0.902
a-mål	10 mm	5 mm

7.7.2. FORBINDELSE SØYLE TIL FUNDAMENT

Forbindelsen mellom søyle og fundament utføres likt for alle søyler i hele konstruksjonen. Dimensjoneringen tar utgangspunkt i søylene på langsiden. Forbindelsen består av en påsveiset endeplate som boltes med fire bolter til fundament. Denne løsningen forenkler montering på byggeplass, ettersom platen kan påsveis på produksjonsstedet.



Figur 33: Forbindelse søylebunn

Tabell 30: Dimensjoner bolt

Dimensjoner	
Boltetype	M33
Antall bolter	4
Lengde endeplate	500 mm
Bredde endeplate	500 mm
Tykkelse endeplate	15 mm
Endeavstand	50 mm
Kantavstand	50 mm
Hullavstand (p_1)	400 mm
Hullavstand (p_2)	400 mm
a-mål	3 mm
Total sveiselengde (L_W)	1200 mm

Tabell 31: Bolteforbindelse

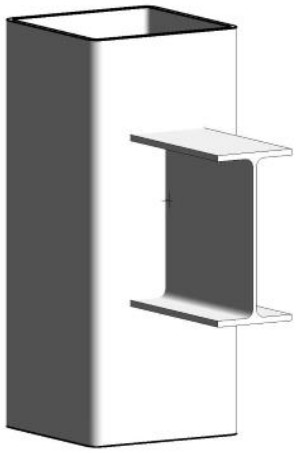
Bolteforbindelse	
Utnyttelsesgrad	
Avskjæringskapasitet	0.032
Hullkantfasthet	0.051
Strekkapasitet	0.807
Gjennomlokking	0.559
Kombinert avskjæring og strekk	0.608
Sveis	
Utnyttelsesgrad	0.353

7.7.3. FORBINDELSE KONSOLL TIL SØYLE

Knutepunktet mellom konsollen og søylen skal utføres som en momentstiv forbindelse. Det oppnås ved å kilsveise rundt hele profilet, med unntak av innvendige hjørner (se vedlegg for sveisesnitt). De innvendige hjørnene blir ikke sveiset for å unngå uønskede spenninger.

Kapasiteten til knutepunktet blir beregnet med forenklet metode og deretter kontrollert ved retningsmetoden.

Det benyttes a-mål 5 mm for hele sveisen.



Figur 34: Forbindelse konsoll

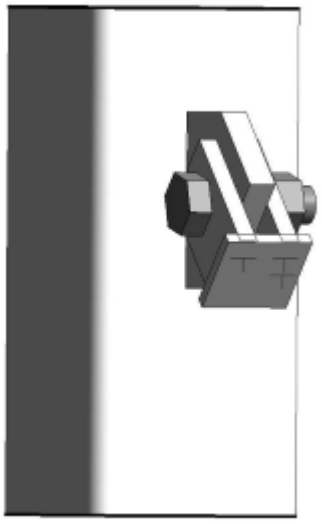
Tabell 32:Sveis - Retningsmetoden vs. forenklet metode

Sveis	
Utnyttelsesgrad	
Forenklet metode	0.403
Retningsmetoden	0.199

7.7.4. FORBINDELSE VINDKRYSS

Knutepunktet hvor vindkrysset festes til søylen utføres som en bolteleddforbindelse. Det forutsettes at bolten ikke skal kunne byttes ut.

Det er kun aksialkrefter i form av strekk som skal tas opp i tverrsnittet.



Figur 35: Forbindelse vindkryss

Tabell 33: Dimensjonering vindkryss

Dimensjoner	
Bolt	M40
Platetykkelse midtplate (t_1)	30 mm
Platetykkelse ytre plate (p_2)	20 mm
Boltehullets diameter (d_0)	43 mm
Utnyttelsesgrad	
Avskjæringskapasitet	0.596
Momentkapasitet	0.534
Hullkanttrykk mellom plate og bolt	0.598
Kombinert avskjærings- og momentkapasitet	0.640

Bemerker at det er kravet for kombinert avskjærings- og momentkapasitet som virker dimensjonerende for knutepunktet.

Tabell 34: Sveiste deler - vindkryss

	Midtplate (t_1)	**Ytre plate (p_2)**
Total sveiselengde (L_W)	360 mm	460 mm
Utnyttelsesgrad	0.557	0.302
a-mål	7 mm	5 mm

7.8. DISKUSJON DEL 3

Dimensjonering i bruddgrensetilstanden danner bakgrunnen for valg av profiler. Dimensjonene har blitt korrigert ut ifra de antatte profilene i del 2.

Valgte profiler ble etter dimensjonering i bruddgrensetilstanden kontrollert for utbøying i bruksgrensetilstanden ved hjelp av FEM-design. Resultatene fra del 3 er sammenlignet med profilforutsetningene og resultatene fra del 2:

Tabell 35: Sammenlikning profiler: del 2 vs. del 3

	Del 2 [mm]	**Del 3 [mm]**
Dimensjon:		
Søyle langside (inkl. hjørnesøyle)	HFRHS 250x250x10	HFRHS 300x300x10
Søyle kortside	HFRHS 250x250x10	HFRHS 250x250x10
Vindkryss	HFRHS 100x100x8	60x60x5
Bjelke gavelvegg	HE-220A	HE 220A
Konsoll	-	IPE 300
Kranbjelke	-	HE 360A
Utbøying		
Søyle langside (vind langside)	46	42
Søyle kortside (vind kortside)	33	31
Fagverk	93	96

Fra tabellen fremkommer det at utbøyingene er relativt like for antatte dimensjoner i del 2 og valgte dimensjoner etter endt dimensjonering i del 3. Ved begge analysene fungerer det ikke kranlast på den globale modellen. Formålet med sammenlikningen av utbøyingen er for å undersøke oppførselen til konstruksjonen. Alle konstruksjonselementene oppfyller lokale nedbøyingskrav.

Forskjellen mellom profilene fra del 2 og del 3, er at søylene på langsiden av konstruksjonen skiftes ut med et langt stivere profil. I tillegg reduseres dimensjonen for vindkryssene.

Endringene medfører at konstruksjonen får et stivere bæresystem på tross av at dimensjonene til vindkrysset reduseres.

Kranbjelken og konsollen ble dimensjonert i bruddgrense for maksimal last fra traverskranen. Lastfaktoren knyttet til nyttelasten til kranen ble satt til 1.5. Det må nevnes at slike kraner kan dimensjoneres med langt større lastfaktorer. Dimensjonering av traverskraner, herunder: kranbro, bruvogn, kranskinne, og tilhørende knutepunkt utføres vanligvis av kranleverandør. I oppgaven var det interessant å se på traverskranens lastvirkning på søylen.

Kranbjelken er utformet som et høyt H-profil, og er dermed utsatt for vipping ved påkjenning av moment om sterk akse. Ettersom bachelorutdanningen kun gir en kort innføring om temaet, er det valgt å forenkle beregningen. Kontrollen utføres ved bruk av kritisk vippemoment der bjelken forutsettes gaffellagret og utsatt for konstant moment om sterk akse. Vippekapasiteten til kranbjelken blir dermed mindre enn virkelig og gir dermed en konservativ regnemetode.

Konsollen ble utformet til å ha en lengde på 300 mm. Det kan diskuteres hvorvidt det hadde vært hensiktsmessig å forlenge konsollen slik at kranbjelken kunne vært montert lengre vekk fra søylen. Større avstand gir enklere tilkomst ved eventuelt vedlikehold. Konsollen ble derimot utformet for å minimere denne avstanden da momentet på søylen direkte er knyttet til eksentrisiteten til resultanten fra kranbjelken.

Knutepunktene ble dimensjonert på bakgrunn av ønsket om å belyse ulike knutepunktsutforminger:

1) Boltegruppe: forbindelse mellom fundament og søyler.
2) Sveiseforbindelse: forbindelse mellom konsoll og søyle
3) Bolteledd: forbindelse mellom fagverk og søyle, samt vindkryss og søyle.

Sveiseforbindelsen mellom konsoll og søyle dimensjoneres ved hjelp av retningsmetoden og kontrollers ved forenklet metode. Det er også beregnet sveis ved forenklet metode for bolteledd- og boltegruppeforbindelsene.

Vindkrysset utformes av stive profiler og er dimensjonert for å kun oppta strekkrefter. Forbindelsen mellom søylen og vindkrysset må derfor utformes deretter. Alternativt kunne wire vært benyttet for å forhindre trykkproblematikk.

7.9. KONKLUSJON DEL 3

Konstruksjonen har blitt dimensjonert etter bruddgrensetilstanden og deretter kontrollert for nedbøying i bruksgrensetilstanden. Alle konstruksjonselementer passerte kontrollen for lokalt nedbøyingskrav.

Det konkluderes videre med at lastfaktoren knyttet til traverkranens nyttelastkapasitet kunne vært oppjustert. Videre kan det tenkes at det hadde vært mer hensiktsmessig å forlenge konsollen for å legge til rette for bedre tilkomst til traverskranen ved eventuelt vedlikehold.

Videre er knutepunktene dimensjonert for å belyse ulike teknikker som kan benyttes for å dimensjonere knutepunkt. Det er rimelig å anta at forbindelsen mellom søylen og fagverksbjelken kunne vært uført på en annen måte. Det ble valgt å utforme den som en bolteleddsforbindelse ettersom formålet var å poengtere randbetingelsene i søyletoppen (leddet).

8. DISKUSJON AV OPPGAVEN

I forprosjektet ble det beskrevet at fagverksbjelken ikke skulle ha et stort fokus i oppgaven og at den kun skulle analyseres ved å benytte SAP2000. Gruppen erfarte tidlig at det ville bli nødvendig å legge inn en langt større innsats enn antatt i denne delen. Dette skyltes primært at gruppen på forhånd ikke hadde noen forkunnskaper om dimensjonering av fagverksbjelker. Videre stemte ikke antakelsen om at det fantes noen standarddimensjoner som kunne benyttes som et utgangspunkt i dimensjoneringen. Fagverksbjelken fikk sin egen del av oppgaven ettersom arbeidsmengden ble større enn forutsatt. Gruppen mener at oppgaveinndelingen gir oppgaven en mer oversiktlig struktur.

For del 2 var det i forprosjektet beskrevet at modellene skulle analyseres ved å benytte SAP2000. Programvaren ble valgt ettersom SAP2000 inngår i pensum og er tilgjengelig for studentene. Det viste seg vanskelig å løse oppgaven på en god måte ved å benytte programvaren. Ekstern sensor oppfordret derfor gruppen til søke om lisens for programmet FEM-design. Avgjørelsen om å bytte programvare viste seg å være en god beslutning. Grensesnittet til FEM-design var både mer brukervennlig og intuitivt. Resultatene ble også mer troverdige da ekstern veileder hadde mulighet til å kontrollere modellene som ble utformet. Det medførte at gruppen opplevde en større trygghet i arbeidet som ble utført. Videre ga det en stor mestringsfølelse når endringer av parametere resulterte i forventet oppførsel i modellen. Bruken av FEM-design har tilført oppgaven en mer realistisk tilnærming til dimensjoneringsprosessen.

Dimensjoneringen i del 3 var en veldig lærerik prosess på tross av at mye av pensumet var kjent fra før av. Dimensjoneringsgangen fra enkle lastbetraktninger og frem til utarbeidelse av knutepunkt, ga en økt forståelse for dimensjoneringsprosessen i sin helhet.

I forprosjektet ble det beskrevet som et ønske å undersøke hvilke forutsetninger som danner grunnlaget for fast innspenning av en søyle. Ønsket var tiltenkt under kapittelet for forskning, utvikling og innovasjon. Ettersom det ble besluttet å dimensjonere modellen med leddete søyler og vindkryss, falt dette behovet vekk. Gruppen konkluderte med at det ville være mer hensiktsmessig å legge større vekt på utvikling av ferdigheter i FEM-design.

9. FORSKNING, INNOVASJON OG UTVIKLING

9.1 EGENUTVIKLING AV FERDIGHETER I FEM-DESIGN

Gjennom bachelorutdanningen ved NTNU har pensumet i hovedsak tatt for seg dimensjonering på elementnivå. I bacheloroppgaven har det overordnede målet vært å dimensjonere en konstruksjon i sin helhet. Dette medførte at gruppen måtte bevege seg fra en kjent beregningsgang i 2D til er mer komplekse analyser i 3D. Prosessen som var nødvendig for å oppnå dette krevde egenutvikling av ferdigheter og faller derfor under dette kapittelet av oppgaven.

For å kunne løse problemstillingen på best mulig måte har gruppemedlemmene tilegnet seg kunnskaper og ferdigheter innen modellerings- og analyseverktøyet FEM-design. Programvaren ble valgt på bakgrunn av at den benyttes daglig av rådgivningsfirma Asplan Viak. Videre har programvaren et moderne grensesnitt sammenliknet med SAP2000, hvor gruppen allerede hadde noen forkunnskaper.

Gruppen har hatt en meget bratt læringskurve takket være gode arbeidsforhold og ekstern veileder som var behjelpelig med et introduksjonskurs. Det ble investert mye tid i å tilegne solide kunnskaper før gruppen kom frem til modellene som ble benyttet i del 2. Ved å ha god kjennskap til programmet ble arbeidet mer nyansert og realistisk. Evnen til å endre parameterne for å deretter undersøke konstruksjonens respons, ga en veldig god forståelse.

Ettersom FEM-design bygger på numerisk beregningsmetode har det vært nødvendig med kontinuerlig kontroll av arbeidet. Da gruppen har arbeidet i kontorlandskapet hos Asplan Viak, ble kontroller kvalitetssikret av ekstern veileder, foretatt fortløpende. Dette har gjort at gruppemedlemmene har fått en større tillitt til resultatene som ble produsert. Videre ga det en utrolig verdifull erfaring å få konkrete tilbakemeldinger fra erfarne ingeniører.

10. KONKLUSJON AV OPPGAVEN

Problemstillingen var å dimensjonere et lagerbygg ved å benytte konstruksjonselementer av stål. Videre var et sentralt tema å undersøke den globale stabiliteten i konstruksjonen.

Gruppen føler selv at de har svart godt på problemstillingen. Lagerbygningen har blitt dimensjonert etter gjeldene regelverk og det har blitt argumentert godt for valg av avstivningssystem.

Det ga et veldig stort læringsutbytte å undersøke hvordan valg av horisontalavstivning påvirker konstruksjonen. Temaet er har minimalt med fokus i utdanningen, noe som gjorde arbeidet ekstra interessant. Oppgaven har også fått sitt preg av at gruppen har vært i daglig kontakt med rådgivende ingeniører på Asplan Viak. Bruk av programvare som nyttes i arbeidslivet, samt innblikk og samtaler om private prosjekter internt i bedriften, har gitt både motivasjon og erfaring.

Det konkluderes videre at gruppen opplevde at det var vanskelig å forutse akkurat hvordan oppgaven skulle løses i forprosjektet, dette skyltes at mye av oppgaven bygde på ukjent teori. Dette oppleves ikke å ha svekket oppgaven.

11. REFERANSER

Aune, P. og Larsen, P. K. (1982). *Konstruksjonslære for bygningsingeniører* (1.utg.). Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.

Eie, J. (2010). *Stålkonstruksjoner* (2.utg.). Bekkestua: NKI Forlaget AS.

Larsen, P. K., Clausen, A. H, Aalberg, A. (2003). *Stålkonstruksjoner: Profiler og formler* (3.utg.). Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.

Larsem, P. K. (2010). *Dimensjonering av stålkonstruksjoner* (2.utg.). Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.

Larsen, P. K. (2008) *Konstruksjonsteknikk: Laster og bæresystemer*. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.

Standard Norge (2016). *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. NS-EN 1990:2002+NA:2016. Oslo: Standard Norge.

Standard Norge (2008). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-3: Allmenne laster – Snølaster*. NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008. Oslo: Standard Norge.

Standard Norge (2009). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster*. NS-EN 1991-1-3:2005+NA:2009. Oslo: Standard Norge.

Standard Norge (2009). *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner- Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2015. Oslo: Standard Norge.

Standard Norge (2009). *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner- Del 1-8: Knutepunkt og forbindelser*. NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009. Oslo: Standard Norge.

Vinje L. (2016). *Betongelementboken, bind B, Del 2: Avstivningssystemer.* (utg.4.). Tilgjengelig fra: http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=111&DocumentId=BindB/Del_2/B11/11_1.pdf&BookId=B (Hentet 04.03.2019)

Vinje L., Løset Ø., Lurèn H. (2011). *Betongelementboken, bind H: Dimensjonering for jordskjelv* (utg.1.). Tilgjengelig fra: http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookH.asp?isSearch=0&liID=Forord&DocumentId=BindH/Forord.pdf&BookId=H (Hentet 25.04.2019)

Byggteknisk forskrift, TEK17 (2017). *Kapittel 10: Konstruksjonssikkerhet §10-2 (3).* Tilgjengelig fra: https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/10/10-2/ (Hentet 10.05.2019)

12. FIGURLISTE

Figur 1: Endelig lagerbygning, utført med vindkryss ii
Figur 2: Aksesystem 6
Figur 3: Modell A (randbetingelser) 11
Figur 4: Modell B (randbetingelser) 11
Figur 5: Visualisering av momentdiagram 13
Figur 6: Vindretning 0 grader, tak 17
Figur 7: vindretning 90 grader, tak 17
Figur 8: SAP2000 modellering 20
Figur 9: Stavinndeling 20
Figur 10: Geometri 20
Figur 11: Utnyttelsesgrader 22
Figur 12: Nedbøyning 22
Figur 13: Fagverksbjelken 24
Figur 14: Momentstive rammer 27
Figur 15: Vindkryss 28
Figur 16: Vindretning 0 grader, langside 29
Figur 17: Vindretning 90 grader, kortside 29
Figur 18: y-retning 30
Figur 19: x-retning 30
Figur 20: Vindkryssplassering 34
Figur 21: Resultat modell A, vindkryssplassering 1 35
Figur 22: Resultat modell A, vindkryssplassering 2 35
Figur 23: Resultat modell A, vindkryssplassering 3 36
Figur 24: Resultat modell B 37
Figur 25: Modell A og modell B 39
Figur 26: Modell A, vindkryssplassering 2 40
Figur 27: Lagerbygningen 42
Figur 28: Kranbjelken. prinsipp 44
Figur 29: Momentdiagram, moving loads i SAP2000 44
Figur 30: Visualisering av momentdiagram for søyle 45
Figur 31: Kontroll bruksgrense, modell A 48
Figur 32: Forbindelse søyletopp 49
Figur 33: Forbindelse søylebunn 50
Figur 34: Forbindelse konsoll 51
Figur 35: Forbindelse vindkryss 52

13. TABELLISTE

Tabell 1: Programvare 4
Tabell 2: Informasjon om lagerbygget 6
Tabell 3: snølastdata – Sandmoen, Trondheim. 15
Tabell 4: Vindlastdata – Sandmoen, Trondeheim 16
Tabell 5: Terrengdata - Sandmoen, Trondheim 16
Tabell 6: topografidata – Sandmoen, Trondheim 16
Tabell 7: Vindkasthastighet og vindhastighetstrykk 16
Tabell 8: Vindlastberegning tak, 0 grader 17
Tabell 9: Vindlastberegning tak, 90 grader 17
Tabell 10: Innvendig formfaktor og vindlast 18
Tabell 11:Dimensjonerende lastkombinasjon i bruddgrense for fagverksbjelken 19
Tabell 12: Dimensjonerende lastkombinasjon i bruksgrense for fagverksbjelken 19
Tabell 13: Aksialkrefter i deler av fagverksbjelken 21
Tabell 14: Snittkrefter for kritiske konstruksjonselementer i fagverksbjelken 21
Tabell 15: Dimensjoner fagverksbjelke 22
Tabell 16: Vindlastberegning yttervegg, 0 grader 29
Tabell 17: Vindlastberegning yttervegg, 90 grader 29
Tabell 18: Dominerende vindlastkombinasjon for forskyvning av bygget 30
Tabell 19: Modellforutsetninger 33
Tabell 20: Antatte profiler 33
Tabell 21: Stabilitetsanalyse – Resultat: Modell A (for ulike vindkryssplasseringer) 36
Tabell 22: Stabilitetsanalyse - Resultat: modell B 37
Tabell 23: Stabilitetsanalyse - Sammenlikning av resultat 39
Tabell 24: Kraninformasjon - Demag: 10 tonn endedrager 44
Tabell 25: Oversikt over dimensjoneringskontroller 46
Tabell 26: Resultat - Valgte profiler 47
Tabell 27: Utbøyingskrav 48
Tabell 28: Dimensjonering bolteledd 49
Tabell 29: Sveiste forbindelser tilknyttet forbindelsen 49
Tabell 30: Dimensjoner bolt 50
Tabell 31: Bolteforbindelse 50
Tabell 32:Sveis - Retningsmetoden vs. forenklet metode 51
Tabell 33: Dimensjonering vindkryss 52
Tabell 34: Sveiste deler - vindkryss 52
Tabell 35: Sammenlikning profiler: del 2 vs. del 3 53

14. VEDLEGG

A Presentasjon av oppgaven

A.1 Artikkel

A.2 Plakat

DEL 1 – FAGVERKSBJELKEN

B Lastberegninger, Ove sletten

B.1 Snølast

B.2 Vindlast

C Kontrollberegninger, Laster

C.1 Snølast

C.2 Vindlast

C.2.1 Vindlast på flatt tak

C.2.2 Vindlast på vegg

D Fagverksbjelken

D.1 Opptredende laster

D.2 Lastkombinasjoner

D.3 Snittkrefter SAP2000

D.3.1 Kontroll av snittkreftene

D.3.2 Sammenligning av krefter

D.4 Dimensjonering

D.4.1 Tverrsnittsprofiler

D.4.1.1 Tverrsnitt overgurt og undergurt

D.4.1.2 Tverrsnitt stav

D.4.2 Tverrsnittskapasitet overgurt

D.4.3 Knekking overgurt

D.4.4 Tverrsnittskapasitet undergurt

D.4.5 Tverrsnittskapasitet staver

D.4.6 Knekking stav

D.4.7 Nedbøyningskontroll – Bruksgrense

D.5 SAP2000

DEL 2 – STABILITETSANALYSE: VALG AV AVSTIVNINGSSYSTEM

E Resultater fra FEM-design, stabilitetsanalyse

E.1 Laster og lastkombinasjoner

E.2 Modell A

E.2.1 Vindkryssplassering

E.2.2 Forskyvninger, plassering 1

E.2.3 Forskyvninger, plassering 2

E.2.4 Forskyvninger, plassering 3

E.2.5 Resultater

E.3 Modell B

E.3.1 Forskyvninger

E.3.2 Resultater

DEL 3 – DETALJPROSJEKTERING

F Kranbjelke

F.1 Opptredende laster

F.2 Dimensjonering

F.2.1 Tverrsnittsprofil

F.2.2 Tverrsnittskapasitet

F.2.3 Vipping

F.2.4 Nedbøyningskontroll – Bruksgrense

G Konsoll

G.1 Opptredende laster

G.2 Dimensjonering

G.2.1 Tverrsnittsprofil

G.2.2 Tverrsnittskapasitet

G.2.3 Vipping

G.2.4 Nedbøyningskontroll – Bruksgrense

H Vindkryss
H.1 Dimensjonering
H.1.1 Tverrsnittsprofil
H.1.2 Tverrsnittskapasitet

I Søyle på langsiden
I.1 Opptredende laster og lastkombinasjoner
I.2 Dimensjonering
I.2.1 Tverrsnittsprofil
I.2.2 Tverrsnittskapasitet
I.2.3 Knekking
I.2.4 Nedbøyningskontroll – Bruksgrense
I.3 Kontroll av hjørnesøyle

J Søyle på kortsiden
J.1 Dimensjonering
J.1.1 Tverrsnittsprofil
J.1.2 Tverrsnittskapasitet
J.1.3 Knekking
J.1.4 Nedbøyningskontroll – Bruksgrense

K Bjelke på kortside
K.1 Dimensjonering
K.1.1 Tverrsnittsprofil
K.1.2 Tverrsnittskapasitet
K.1.3 Knekking
K.1.4 Nedbøyningskontroll – Bruksgrense

L Forbindelser
L.1 Konsoll til søyle
L.1.1 Input
L.1.2 Dimensjonering
L.1.2.1 Forenklet metode
L.1.2.2 Kontroll med retningsmetoden
L.2 Søyle til fagverksbjelke, bolteleddforbindelse

L.2.1 Input
L.2.2 Dimensjonering
L.2.2.1 Boltens kapasitet
L.2.2.2 Sveis, midtplaten
L.2.2.2.1 Forenklet metode
L.2.2.3 Sveis, ytre plater
L.2.2.3.1 Forenklet metode
L.3 Vindkryss, bolteleddforbindelse
L.3.1 Input
L.3.2 Dimensjonering
L.3.2.1 Boltens kapasitet
L.3.2.2 Sveis, midtplaten
L.3.2.2.1 Forenklet metode
L.3.2.3 Sveis, ytre plater
L.3.2.3.1 Forenklet metode
L.4 Søyle til fundament
L.4.1 Input
L.4.2 Dimensjonering
L.4.2.1 Kapasitetsberegninger
L.4.2.2 Sveis, søyle til plate
L.4.2.2.1 Forenklet metode

M Kranbjelkeinformasjon – Leverandør DEMAG
N Revit