



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering av næringsbygg i tre
Design of timber structure

Kjetil Leikvoll Eide

Frode Frostad Gulichsen

Espen Lerøen Tande

Byggingeniør

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap/Institutt for
byggfag/Konstruksjonsteknikk

Veileder: Svein-Rune Kleppe

Innleveringsdato: 24.05.20

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1.

Forord

Bacheloroppgaven er avslutningen for byggingeniør-studiene våre ved Høgskulen på Vestlandet. Trekonstruksjoner er valgt som tema for oppgaven med bakgrunn i studieretningen konstruksjonsteknikk, som vi alle tre har hatt fordypning i.

Tiden har gått til å hente inn informasjon, forme datamodell, beregne, skrive og vurdere innholdet i oppgaven. Det har vært utfordrende, men mest lærerikt og spennende.

Semesteret startet på skolen, men ble avsluttet med hjemmekontor på grunn av omstendighetene rundt utbruddet av Covid-19. Samarbeidet om oppgaven har gått fint, til tross for at vi ikke har hatt mulighet til å gjøre dette på en tradisjonell måte. Digitale møter har fungert godt både mellom oss studenter, og med andre som har hatt en rolle i oppgaven.

Vi vil gjerne rette en stor takk til Svein-Rune Kleppe for konstruktiv veiledning gjennom hele oppgaveprosessen, og til Jan Bernt Husebø og Trond Einar Martinsen ved instituttet for gode innspill. Sweco Norge AS har gitt oss grunnlaget for oppgaven, og utvalgte aktører fra byggebransjen har gitt oss gode svar på intervju spørsmål. Til dere vil vi også rette en stor takk.

Vi sitter igjen med gode minner fra studiene, og med denne oppgaven er vi kanskje enda litt bedre forberedt til arbeidslivet som venter. God lesning!

Sammendrag

Trekonstruksjoner er hovedtema i denne oppgaven. Første del inneholder teori. Videre har vi utført dybdeintervju med aktører som jobber med trekonstruksjoner, og sammenfattet svarene i en situasjonsanalyse. I den neste delen av oppgaven beskriver vi hvordan vi har dimensjonert et næringsbygg i tre. Bygget er tidligere prosjektert av Sweco Norge AS, og stod ferdig oppført i stål og betong i 2017. Bygget fungerer som et servicebygg i Roan Vindpark, i Trøndelag.

Blant aktørene som er intervjuet er det rådgivere, entreprenører og leverandører. Intervjuspørsmålene tar for seg fordeler, ulemper og andre ulike aspekter ved tre som konstruksjonsmateriale. Svarene har vært noe samstemte, men vi har også avdekket ulike oppfattelser av tre. Miljøaspektet fremstår som det sterkeste argumentet for hvorfor en skal velge tre som konstruksjonsmateriale. Noen nevner at kort byggetid er en fordel, og at fukt ikke er et problem så lenge det er tilrettelagt for uttørring. Andre trekker frem at tidlig planlegging er viktig, og at det er viktig å tenke nytt for å få gode løsninger med tre som utgangspunkt. Vi har fått innspill om at tre er bra til ulike bruksformål, men også at det i noen tilfeller ikke er optimalt.

Ved dimensjonering av næringsbygget vil beregninger av laster først presenteres. Så vil vi vise beregninger av dekker, bjelker, søyler, avstivende elementer og forbindelser. Alle stavelementene er i limtre, og dekkene er i massivtre. Til beregninger av staver har vi brukt Robot Structural Analysis Professional 2020, og til dekker har vi brukt Calculatis. OS-Prog er brukt til lastberegninger, og kontrollberegninger er utført «for hånd» i Mathcad.

Forbindelsene i oppgaven er beregnet manuelt. I enkelte av intervjuene har knutepunkt i tre blitt nevnt som noe av det mest utfordrende med trekonstruksjoner. Dette er noe vi også har erfart. Knutepunktene våre har tilstrekkelig kapasitet, men vi ser at de gjerne bør dimensjoneres tidlig i prosessen, siden de kan være avgjørende for størrelsene på tverrsnittene til elementene de forbinder. Dette er på grunn av materialeegenskapene til tre, og avstandskrav i standarden.

Abstract

Timber design is the main subject in this bachelor thesis. The first part contains theory about timber as a material. Further we have interviewed people with experience and knowledge in the field. In the next part of this project, we describe the designs and dimensions of the timberstructure. Earlier the construction has been designed in steel and concrete by Sweco Norge AS and was finished in 2017. The building is located in Roan in Trøndelag. The main purpose for the building is to be of service for Roan wind farm.

Among the interviews there are consultants, entrepreneurs and suppliers of timber. Some of the answers are the same, but there's also some different answers. Environment seems to be the strongest argument for timber as material. Some say the construction time may reduce by choosing timber, and planning of a construction is important due to accuracy.

In design of the structure, calculations and loads will be presented first. Then we will present calculations of the dimensions. There has also been calculations done by hand. The beams and columns consist of glulam, and the floor consist of cross laminated timber. Most of the calculations are done in Robot Structural Analysis Professional 2020 and Calculatis. OS-Prog has been used for load calculations.

The connections have been calculated by hand. In some of the interviews it has been mentioned that the calculations of connections are challenging. We have experienced that connections should be calculated early in the project because they may decide the dimensions of the beams and columns.

Innhold

Forord	II
Sammendrag	III
Abstract	IV
Vedlegg	VII
Figurliste.....	VIII
Tabell-liste	IX
1 Innledning.....	1
1.1 Bakgrunn.....	1
1.2 Problemstilling.....	1
1.3 Prosjektbeskrivelse.....	2
1.4 Programvare	2
1.5 Avgrensinger	3
2 Metodeteori	3
2.1 Forskningsdesign	3
2.2 Sekundærdata.....	4
2.3 Primærdata	4
2.4 Kildekritikk.....	4
2.5 Beregningsmetodikk	5
2.6 Etske betraktninger	5
3 Teori.....	5
3.1 Material- og elementoppbygging	5
3.1.1 Konstruksjonstre	6
3.1.2 Massivtre	6
3.1.3 Limtre	7
3.2 Avstiving.....	8
3.3 Forbindelser	9
3.4 Brann.....	11
3.5 Lyd.....	12
3.6 Vibrasjoner.....	12
3.7 Miljø	13
3.8 Tre på byggeplass.....	13
4 Situasjonsanalyse	14
4.1 Hvorfor velge tre?	15
4.2 Bruksområder	16
4.3 Trevirke kombinert med andre materialer	16

4.4	Forbindelser	17
4.5	Avstiving.....	17
4.6	Isolasjon.....	18
4.7	Fukt.....	19
4.8	Økonomi	20
4.9	Fremdrift.....	21
4.10	Tekniske føringer.....	21
4.11	Eventuelt.....	22
5	Laster.....	23
5.1	Vindlast	23
5.2	Snølast.....	26
5.3	Seismisk last.....	27
5.4	Egenlast tak.....	27
5.5	Nyttelaster.....	28
5.6	Laster dekker	28
5.7	Sammenstilling av laster	29
6	Beregninger	29
6.1	Beregning av dekker	30
6.1.1	Beregningsmetoder massivtre	30
6.1.2	Lydkrav.....	31
6.1.3	Dekke kontor	32
6.1.4	Dekke mesanine	35
6.1.5	Sammenstillingstabell	37
6.2	Beregning av bæresystem.....	37
6.2.1	Robot	37
6.2.2	Lastfordeling	39
6.2.3	Bjelker.....	39
6.2.4	Sammenstilling av bjelker	50
6.2.5	Søyler.....	50
6.2.6	Avstiving.....	54
6.2.7	Forbindelser	60
7	Drøfting	64
7.1	Diskusjon.....	64
7.2	Dimensjoner.....	65
7.3	Valg av trematerialer	67
7.4	Lyd og vibrasjoner.....	67

7.5	Robot	68
7.6	Vindavstiving	68
7.7	Knutepunkt	69
8	Konklusjon	70
9	Forslag til videre arbeid	70
	Referanser.....	71

Vedlegg

4.1	Intervjumatrise	
4.2	Samtykkeerklæring for intervju	
5.1	Vindlast beregningsrapport OS-Prog	
5.2	Vindlast fra sjø Mathcad	
5.3	Vindlast fra innlandet Mathcad	
5.4	Snølast beregningsrapport OS-Prog	
5.5	Snølast Mathcad	
5.6	Utelatelseskriterium seismiske laster Mathcad	
6.1	Kontordekke rapport Calculatis	
6.2	Kontordekke skjæranalogimetoden Mathcad	
6.3	Mesanine rapport Calculatis	
6.4	Mesanine skjæranalogimetoden Mathcad	
6.5	Bjelke 303 – Calculation note	
6.6	Håndberegning 302, 303, 103	
6.7	Bjelke 325 – Calculation note	
6.8	Håndberegning bjelke 325	
6.9	Bjelke 207– Calculation note	
6.10	Håndberegning bjelke 207	
6.11	Bjelke 206 – Calculation note	
6.12	Håndberegning bjelke 204-206	
6.13	Bjelke 216 – Calculation note	
6.14	Håndberegning bjelke 216	
6.15	Søyle 110 – Calculation note	
6.16	Kontroll stav 110	
6.17	Søyle 137 – Calculation note	
6.18	Kontroll stav 137	
6.19	Kontroll knekking søyle 134 Mathcad	
6.20	Stav 423 vindkryss trykk – Calculation note	
6.21	Stav 423 vindkryss strekk – Calculation note	
6.22	Kontroll vindkryss 422 432	
6.23	Skråstag 401 strekk – Calculation note	
6.24	Skråstag 401 trykk – Calculation note	
6.25	Kontroll skråstav 401	
6.26	Knutepunkt – fundament til stav 134 – innsisset stålplate med dybler	

- 6.27 Knutepunkt – fundament til stav 132 – innslisset stålplate med dybler
- 6.28 Dimensjonering strekkstag
- 6.29 Sveist bjelkesko med plater for innslissing
- 6.30 Søyletopp knutepunkt

Figurliste

Figur 1.1 Opprinnelig bygg i IFC-format (Hentet fra Sweco Norge AS) sidestilt med fasadedefinisjoner.....	2
Figur 3.1 Krysslagte massivtreelementer (hentet fra Treteknisk.no)	6
Figur 3.2 Tverrsnitt limtre (Hentet fra Moelven.no)	7
Figur 3.3 Avstivende system og kraftoverføring (Hentet fra Limtreboka/Moelven)	9
Figur 3.4 Forbindelse som tillater fuktbevegelse (Hentet fra Limtreboka-Moelven)	10
Figur 3.5 Direktetransmisjon (Hentet fra Trefokus.no).....	12
Figur 3.6 Flanketransmisjon (Hentet fra Trefokus.no).....	12
Figur 5.1 Oversikt over omkringliggende fjelltopper.....	23
Figur 5.2 Høydeprofil fra bygget til Nysetermunken (byggets plassering er markert i rødt).....	24
Figur 5.3 Lastfordeling med lastfaktorer ved vind fra sør	25
Figur 6.1 Utklipp fra Revitmodell	29
Figur 6.2 Prinsipp skjæranalogimetoden	31
Figur 6.3 Løsning for lydisolering (Hentet fra Byggforsk.no)	32
Figur 6.4 Overutnyttet kontordekke	32
Figur 6.5 Statisk system kontordekke	33
Figur 6.6 Elementoppbygning (Hentet fra storaenso.com)	33
Figur 6.7 Elementoppbygning (Hentet fra storaenso.com)	35
Figur 6.8 Statisk system mesanine.....	35
Figur 6.9 Utklipp fra Robotmodell der to av tre elementer er leddet i et knutepunkt ..	38
Figur 6.10 Utsnitt fra Robotmodell med dummykryss i takplanet.....	39
Figur 6.11 Kontordel fra Robotmodell.....	40
Figur 6.12 Momentdiagram til venstre, og skjærkraftdiagram til høyre	40
Figur 6.13 Lokasjon av bjelke 325	42
Figur 6.14 Momentdiagram bjelke 325.....	42
Figur 6.15 Point/Coordinate=0,50*L bjelke 325	43
Figur 6.16 Point/Coordinate=0,00*L bjelke 325	44
Figur 6.17 Skjærkraftdiagram bjelke 325	44
Figur 6.18 Oversikt over bjelker i kontordel.....	45
Figur 6.19 Momentdiagram bjelke 207.....	46
Figur 6.20 Skjærkraftdiagram bjelke 207	47
Figur 6.21 Skjærkraftdiagram bjelke 204-206	47
Figur 6.22 Momentdiagram bjelke 204-206.....	48
Figur 6.23 Momentdiagram bjelke 214 og 216	49
Figur 6.24 Utklipp som illustrerer sideveis fastholding	51
Figur 6.25 Diagrammer søyle 110	52
Figur 6.26 Diagrammer søyle 137	53
Figur 6.27 Aksialkraftdiagram søyle 134.....	54
Figur 6.28 Utklipp fra Robot-modell der skråstavene 400-403 og vindkrysset 422 423 er markert.....	55
Figur 6.29 Prinsipp lastfordeling i Robot	55

Figur 6.30 Aksialt strekk før sletting av stav til venstre og etter sletting til høyre	56
Figur 6.31 Stav 423 i strekk til venstre, og trykk til høyre	56
Figur 6.32 Mulige monteringer av vindkruss i stål i midten (Hentet fra Limtreboka/Moelven)	57
Figur 6.33 Skråstag 400 401 i maksimalt strekk til venstre, og trykk til høyre	58
Figur 6.34 Global deformasjon i [mm] for tilfelle 102, uten bjelke 323.....	59
Figur 6.35 Global deformasjon i [mm] for tilfelle 102, med bjelke 323	59
Figur 6.36 Innslisset stålplate med dybler (Hentet fra Limtreboka/Moelven), sidestilt med valgte løsninger	60
Figur 6.37 Løsning med strekkstag av stål.....	61
Figur 6.38 Innslisset bjelkesko med dybler og skruer (Hentet fra Limtreboka/Moelven), sidestilt med valgt løsning.....	62
Figur 6.39 Stålstav med gjennomgående bolter (Hentet fra Limtreboka/Moelven). sidestilt med valgt løsning med avstander	63
Figur 7.1 Modell med flere ulike varianter av tverrsnitt.....	66
Figur 7.2 Endelig modell.....	67

Tabell-liste

Tabell 1.1 Programvare.....	2
Tabell 5.1 Opptredende vindlaster.....	25
Tabell 5.2 Opptredende laster på kontordekket.....	28
Tabell 5.3 Opptredende laster på mesanine.....	29
Tabell 5.4 Sammenstilling av karakteristiske laster	29
Tabell 6.1 Oversikt over opptredende lyd mot lydkrav.....	32
Tabell 6.2 Utnyttelse kontordekke, fra beregningsrapporten i Calculatis.....	34
Tabell 6.3 Vibrasjonsanalyse kontordekket, fra beregningsrapporten i Calculatis.....	34
Tabell 6.4 Beregnet nedbøyning for feltene med makskrav	34
Tabell 6.5 Beregnet nedbøyning for feltene med makskrav	35
Tabell 6.6 Utnyttelser av mesanine, fra beregningsrapporten i Calculatis	35
Tabell 6.7 Vibrasjonsanalyse mesanine, fra beregningsrapporten i Calculatis.....	36
Tabell 6.8 Beregnet nedbøyning med makskrav	36
Tabell 6.9 Beregnet nedbøyning med makskrav	37
Tabell 6.10 Oversikt utnyttelser med enkel sammenligning for dekkene.....	37
Tabell 6.11 Utnyttelse i bruddgrense av takbjelkene i kontordelen	41
Tabell 6.12 Utnyttelse av takbjelkene i kontordel for brann.....	41
Tabell 6.13 Utnyttelse i bruddgrense for bjelke 325	42
Tabell 6.14 Utnyttelse av bjelke 325 for skjær.....	44
Tabell 6.15 Utnyttelse i bruddgrense for bjelke 207	45
Tabell 6.16 Utnyttelser for kontorbjelker i bruksgrense	46
Tabell 6.17 Utnyttelse for skjær i bruddgrense bjelke 207	47
Tabell 6.18 Utnyttelse bruddgrense bjelke 206	48
Tabell 6.19 Utnyttelser bruddgrense bjelke 213-216	49
Tabell 6.20 Utnyttelse for skjær for bjelke 216.....	49
Tabell 6.21 Sammenstillingstabell beregnede bjelker med dim. Spenninger	50
Tabell 6.22 Utnyttelse i bruddgrense for søyle 110.....	52
Tabell 6.23 Utnyttelse i bruddgrense for søyle 137	53
Tabell 6.24 Utnyttelse for aksialkraft for søyle 134	54

Tabell 6.25 Utnyttelser for stav 423 ved strekk og trykk.....	57
Tabell 6.26 Utnyttelser ved strekk og trykk.....	58

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Bruk av massivtre og limtre blir stadig mer vanlig. Tre brukes i konstruksjoner til ulike formål, både privat og offentlig, nærings- og boligrelatert. I løpet av studiet har vi hatt mye fokus på stål og betong, og noe tre. Vi synes tre som konstruksjonsfag er spennende, og ønsker derfor å se nærmere på muligheter, fordeler og svakheter med tre som konstruksjonsmateriale.

Teoridelen av denne oppgaven vil handle om ulike aspekter ved bruk av tre som konstruksjonsmateriale. For oppdatert og detaljert informasjon om tre, samler vi også inn informasjon fra aktører i næringen ved bruk av intervju.

Som studenter har vi lært konstruksjonsprinsipper, og hvordan å dimensjonere de ulike materialene etter sine tilhørende standarder. Videre i oppgaven ønsker vi å bruke disse prinsippene vi har lært. Derfor blir andre del av oppgaven å dimensjonere en bærekonstruksjon i tre. Sweco Norge AS (heretter omtalt som Sweco) har tidligere prosjektert den aktuelle konstruksjonen i stål og betong.

Vi ønsker altså å få innsikt i ulike aspekter det er verdt å ta hensyn til ved bruk av tre som konstruksjonsmateriale. Samtidig ønsker vi å dimensjonere konstruksjonen etter god praksis. Det er ønskelig om valgene som tas i dimensjoneringen kan underbygges med noe av innhentet informasjon fra teori og situasjonsanalyse.

1.2 Problemstilling

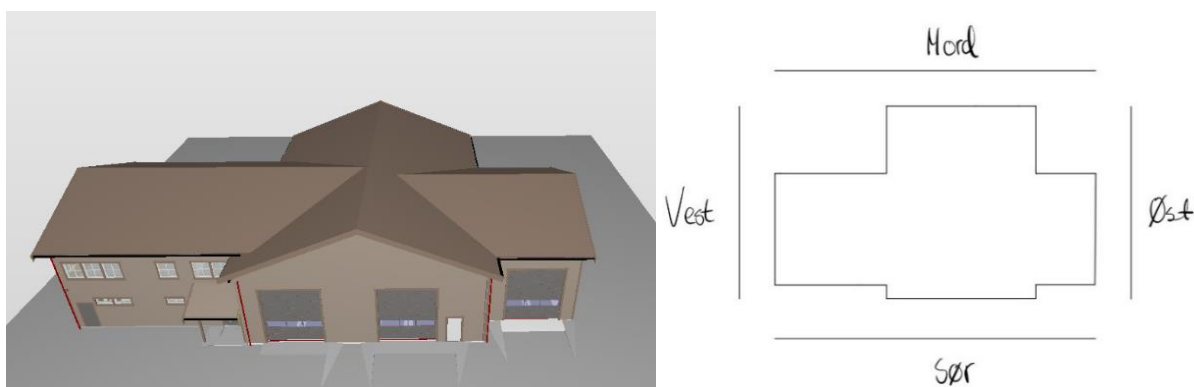
Problemstillingen blir til med overnevnte bakgrunn som motivasjon, og er formulert slik:

«Dimensjonering av næringsbygg i tre»

Vi skal

- Utforske, redegjøre og drøfte tre som konstruksjonsmateriale
- Dimensjonere et næringsbygg i limtre og massivtre

1.3 Prosjektbeskrivelse



Figur 1.1 Opprinnelig bygg i IFC-format (Hentet fra Sweco Norge AS) sidestilt med fasadedefinisjoner

Næringsbygget er av Sweco omtalt som servicebygget, og er en del av Roan vindpark i Trøndelag. Bygget ligger i Roan kommune, og består av ulike lagerrom og haller fra gulv til tak i øst, og garderober og kontorer i den vestlige delen av bygget. Brukerne er personellet som skal drifte vindparken. Bygget er allerede oppført med et bjelke- og søylesystem i stål, og dekker av prefabrikkerte hulldekkeelementer i betong. I oppgaven skal bjelke- og søylesystemet bestå av limtre, og dekkene skal bestå av massivtre.

1.4 Programvare

Tabell 1.1 lister opp programvare brukt til beregninger og visualisering.

Produsent	Programnavn	Versjon
Autodesk	Robot Structural Analysis Professional	2020
PTC	Mathcad	5.0.0.0
Sletten Byggdata AS	OS-PROG; Lastberegning	
Solibri Inc	Model Checker	9.9
Stora Enso	Calculatis	Webportal
Autodesk	Revit	2020

Tabell 1.1 Programvare

Lastberegning av Ove Sletten brukes til beregning av vind- og snølast. Robot Structural Analysis Professional (heretter omtalt som Robot) brukes til å modellere råbyggets bæresystem, og til kodesjekk av konstruksjonen mot trestandarden [1]. Siden Robot ikke kan utføre beregninger av massivtre bruker vi Calculatis til dette. Manuelle kontrollberegninger utføres i Mathcad.

Solibri Model Checker benyttes til visuell oversikt over det eksisterende bygget, som er tildelt som IFC-fil i datagrunnlaget fra Sweco. Revit er et tegneprogram som brukes til å tegne bæresystemet.

1.5 Avgrensinger

Oppgaven har følgende avgrensinger:

- Fundamenter og alt under bakkeplan antas å ha tilstrekkelig kapasitet og bæreevne.
- Betongdekket i første etasje antas å ha tilstrekkelig kapasitet.
- Takstoler og stålplate i tak antas å ha tilstrekkelig kapasitet.
- Ulykkeslaster utelukkes med unntak av brann.
- Alle lastkombinasjoner i Robot er beregnet etter kombinasjon 6.10b) i grunnlagsstandarden [2].
- Alle forbindelser som ikke er tatt høyde for i beregningene antas å ha tilstrekkelig kapasitet.

2 Metodeteori

I kommende kapittel presenterer vi oppgavens forskningsdesign, og metoder som brukes for å svare på problemstillingen.

2.1 Forskningsdesign

Oppgavens forskningsdesign er utforskende og beskrivende. Formålet er å innhente informasjon om trekonstruksjoner, og å dimensjonere en konstruksjon. Sekundær- og primærdata blir generert på ulike måter, og er en form for metodetriangulering. Litteratursøk brukes som metode for å hente inn teori som er forsket på fra før. Kvalitative dybdeintervju brukes som metode for å samle inn nye data til situasjonsanalysen.

Beregningsdelen kan beskrives som en iterasjon, der det stadig vil være nødvendig å gå frem og tilbake for å endre beregninger og begrunnelser for valgene som blir tatt. Om endringene er basert på både teori og ny empiri kan metodeprosessen omtales som *abduktiv* [3, p. 33].

2.2 Sekundærdata

Teorikapittelet vil ha grunnlag i fagartikler, rapporter, lærebøker og standarder. Beregninger er basert på standarder, og vil bli nevnt gjennomgående i teksten. Datagrunnlaget som er utdelt av Sweco er utformet til andre formål enn denne oppgaven, og er derfor sekundærdata. Grunnlaget fra Sweco er plan- og snitt tegninger, stedsdata og IFC-modeller.

2.3 Primærdata

Dybdeintervju er en kvalitativ metode for å generere data [3, pp. 113-114]. Bruk av dybdeintervju gjør det mulig å tilegne seg forståelse for andre respondenters meninger, holdninger, erfaringer og refleksjoner over disse. Respondentene har ulik bakgrunn basert på prosjekt- og jobberfaring fra byggebransjen.

Detaljnivået et dybdeintervju kan frembringe er også en årsak til metodevalget. Faget konstruksjonsteknikk kan være komplekst. Intervjusituasjonen gir oss anledning til å stille oppfølgingsspørsmål for å sikre at svarene fra respondentene er forstått og satt i rett kontekst.

2.4 Kildekritikk

Brorparten av sekundærkildene er ulike publikasjoner fra store aktører som Norsk Treteknisk Institutt, med forskningspartnere. Limtreboka er skrevet på oppdrag fra Norsk Limtreprodusenters Forening. Byggforsk er skrevet i regi av SINTEF, som er et av Europas største forskningsinstitutter. Vi ser på disse kildene som valide og reliable.

Standardene er utarbeidet av Den Europeiske Standardiseringsorganisasjonen, og oversatt til norsk av Standard Norge, med egne regler i nasjonalt tillegg og eventuelle rettingsblad. Vi tolker kildene som troverdige retningslinjer til våre beregninger. Likevel er det viktig å vurdere beregningene og innholdet i standardene kritisk. Det er ikke gitt at standardens retningslinjer alltid er overførbare til de enkelte tilfeller som dimensjoneres.

Primærdata er samlet inn fra personer med ulike roller i byggebransjen. Som med alle kilder er det viktig å vurdere om svarene er pålitelige. Alle

respondenter har godtatt at navn og firma publiseres med svarene. Vi mener dette styrker påliteligheten til svarene, siden det gir leser mulighet til å se svarene i kontekst av hva de jobber med, og dermed også mulighet til å tolke om svarene er subjektive eller objektive. Et utvalg med til sammen fem respondenter er ikke et grunnlag for å generalisere svarene som er gitt. Svarene kan likevel generaliseres *naturalistisk* av leser siden utvalget med sin bakgrunn er presentert i teksten [3, p. 262].

2.5 Beregningsmetodikk

For å validere resultatene i dataprogrammene har vi beregnet deler av konstruksjonen selv, for hånd. Vurderinger rundt beregningsmetodikk og forutsetninger i beregningsprogrammene blir gjort rede for i de aktuelle kapitlene. Vi har også prøvd å illustrere løsninger av beregningene med figurer som vi har tegnet.

2.6 Etiske betraktninger

Kilder er referert til etter kildestilen IEEE. Vi har søkt, og fått godkjenning fra Norsk Senter for Forskningsdata til å bruke intervju som datagenereringsmetode. Respondentene har fått intervjuguide og informasjonsskriv (vedlegg 4.2) til oppgaven i forkant. Vi har lagt vekt på at all informasjon fra respondentene skal behandles og gjengis korrekt.

3 Teori

Formålet med dette kapittelet er å presentere teori om tre. Nå skal vi gjøre rede for oppbygningene av elementene, og egenskaper i ulike konstruksjonstekniske sammenhenger. Enkelte konstruksjonsprinsipper vil bli introdusert siden de er sentrale for beregninger og drøfting senere i oppgaven. I tillegg tar teorien for seg miljø, og tre på byggeplass.

3.1 Material- og elementoppbygging

I konstruksjonselementer av tre skiller det mellom konstruksjonstre, limtre og massivtre. Tre har hygroskopiske egenskaper – det vil svulle og krympe på grunn av endringer i fuktinnhold [4, p. 14]. Tre er også et anisotrop materiale – styrkeegenskapene er avhengig av fiberretningen. I fiberretningen er tre typisk sterkere, mens det i tverretningen ofte vil være lavere kapasitet. Et trevirke

med for eksempel kvalitet C24 vil ha E-modul tilnærmet lik 11000 N/mm^2 i fiberretningen. I tverretningen vil E-modulen være tilnærmet lik 370 N/mm^2 .

3.1.1 Konstruksjonstre

Trevirket bearbejdes med høvling for nøyaktige tverrsnitt. Elementet er en enkeltstående del som blir skåret ut direkte fra trestammen. De karakteristiske bøyespenningene varierer ifølge tabell 1 i standarden for konstruksjonsvirke mellom 14 N/mm^2 til 50 N/mm^2 [5], men i Norge er de vanligste fasthetsklassene C18, C24 og C30 [6, p. 2]. Fasthetsklassene blir oftest sortert basert på virkesfeil. Feilene er i hovedsak egenskaper som forstyrrer fiberretningen i forhold til lengderetningen, og egenskaper som gjør fibrene i trevirket svakere. Konstruksjonstre blir typisk brukt som bjelkelag, takbjelker, taksperrer og takstoler.

3.1.2 Massivtre

Lameller av konstruksjonstre blir stilt sammen og danner massivtre. Elementene kan sammenlignes med bjelkelag som ligger tett opptil hverandre. Massivtre blir tradisjonelt brukt til dekker og vegger. Trefokus deler massivtreelementer inn i tre kategorier [7, p. 12]. Kantstilte-, krysslagte- og hulromselementer. Kantstilte elementer settes sammen av stående lameller. Krysslagte elementer sammenstilles ved at fiberretningen i sjiktet stilles 90 eller 45 grader relativt til forrige- og neste sjikt. Hulromselementene kan være både kantstilt og krysslagt, men har hulrom mellom øverste og nederste sjikt. Figur 3.1 viser et krysslagt massivtreelement der sjiktene ligger 90 grader på hverandre.



Figur 3.1 Krysslagte massivtreelementer (hentet fra Treteknisk.no)

Lamellene i massivtre kan forbindes på ulike måter. Ved bruk av dybelforbindelser tørkes dyblene ned til omtrent 5 % fuktighet, for så å bli plassert i de forborrede sjiktene med høyere fuktighet [7, pp. 7-16].

Hygroskopiske egenskaper i tre fører til vannoverføring og fuktlikevekt.

Dyblene sveller, og sjiktene vil derfor oppnå tilnærmet fullt samvirke. Lim

forekommer også som et bindemiddel. Det kan brukes til å forbinde kantene av lamellene, og mellom sjiktene. Skruer, spiker og stålstag er andre typiske bindemidler. Valg av bindemiddel varierer mellom de ulike produsentene, siden det ikke finnes standarder eller regler for hvordan elementet skal være bygd opp. De krysslagte elementene er dimensjonsstabile på grunn av at fibrene ligger i ulike retninger, noe som begrenser eventuelle endringer av tverrsnittet på grunn av fukt krymping og fuktsvelling. Lamellene motvirker dermed hverandres endringer.

Momentspenningen vil være størst i over- og underkant av et element. Derfor har de ytterste lamellene i elementene høy fasthetsklasse. I de indre sjiktene brukes det lameller med lavere fasthetsklasse, som kan gi kostnadsbesparelser og høyere utnyttelse av råstoff [8, p. 6].

3.1.3 Limtre

Lameller blir limt sammen. Det må være minst 4 lameller, og de limte delene har tilnærmet parallelle fiberretninger. Resultatet av dette blir et statisk samvirke [9]. Limtre har forskjellige bruksområder, og kan brukes som vanlige rette bjelker og søyler, men også som bjelker med krum utforming. Vanlige tykkelser på lameller i norske produkter er 45 mm. Figur 3.2 viser en limtrebjelke der alle lamellene er limt i samme retning.



Figur 3.2 Tverrsnitt limtre (Hentet fra Moelven.no)

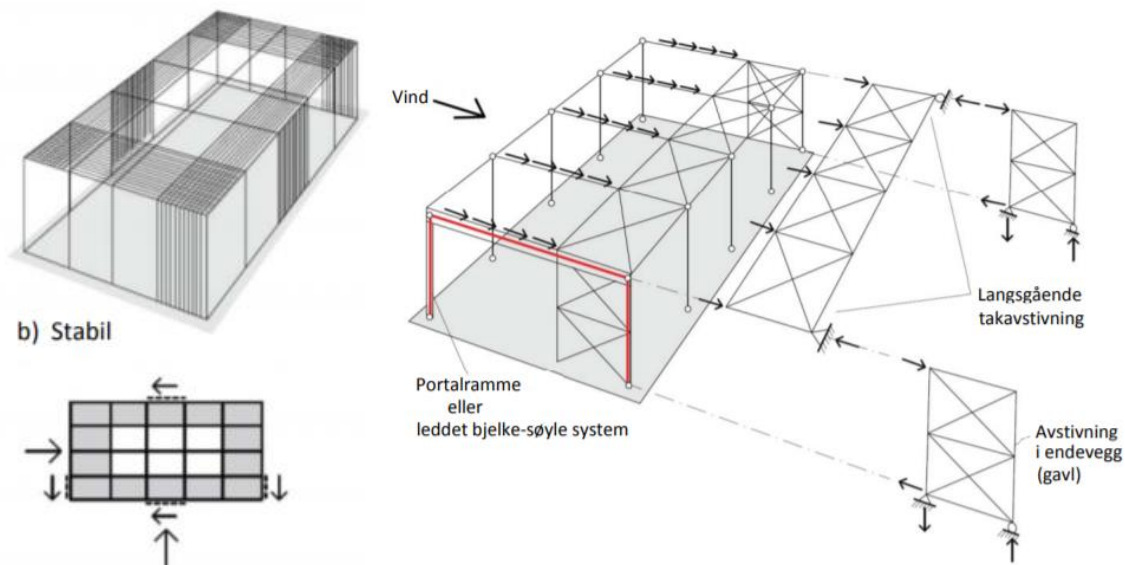
I likhet med konstruksjonstre kan også limtreelementer leveres med forskjellige fasthetsklasser. Det skilles mellom GLc- (kombinert) og GLh-klasser (homogent) [10, p. 13]. GLc er kombinasjoner av ulike fasthetsklasser i tverrsnittet, der det er høyest kvalitet i over- og underkant av tverrsnittet. Dette fordi der er det størst momentspenninger. GLh har et homogent tverrsnitt, som vil si at det er

lik trekvalitet i hele tverrsnittet. GLh-klassene har generelt litt bedre materialegenskaper enn GLc-klassene. Limtreklassene varierer fra GL20c og GL20h, til GL32c og GL32h.

3.2 Avstiving

Avstiving av en konstruksjon har som hensikt å redusere horisontal forskyvning ved å føre opptredende horisontalkrefter ned i fundamentet [11, pp. 3-12]. Kraftene kan overføres via ulike elementer som heis- og trappesjakt, vindkryss, enkle stiverplater eller rammer. I tre er dette typisk massivtrevegger som stive skiver, eller vindkryss av limtre. For de ulike løsningene er prinsippet at horisontal vindlast som angriper fasaden føres videre inn i dekket, som virker som en stor avstivende skive i horisontalplanet. Deretter tas kreftene opp av vertikale avstivingselementer og ender opp i fundamentet. Likt prinsipp gjelder også for takelementet, der for eksempel en tynn korrugert stålplate virker avstivende.

Det er et minstekrav på tre elementer for å stive av en konstruksjon, og det er viktig å vurdere plasseringen av disse. Elementene kan ikke være parallelle eller orienteres slik at aksene møtes i felles skjæringspunkt, ettersom konstruksjonen da kun er fastholdt ved lastangrep i skjæringspunktet [11, p. 11]. For å oppnå fastholding av konstruksjonen er det viktig å fordele avstivende element ut på planet, slik at byggets rotasjonsakse virker nærmest mulig senter av bygget. Med en slik plassering kan konstruksjonen ta opp krefter i x- og y-retning, samt ta opp et rotasjonsmoment. Figur 3.3 illustrerer plassering av avstivende element og kraftoverføring i konstruksjonen.



Figur 3.3 Avstivende system og kraftoverføring (Hentet fra Limtreboka/Moelven)

Et vindkryss kan utformes med to skråstag i kryss, eller som et skråstag alene. Hovedforskjellen er at det enkle skråstaket må dimensjoneres slik at det har tilstrekkelig kapasitet ved både aksialt strekk og trykk, mens det i kryssene kun er et av skråstagen som tar strekk om gangen. Vindkrysset kan også utsettes for krefter fordelt likt mellom strekk og trykk, dersom stavens tverrsnitt har tilstrekkelig stivhet og ikke knekker ut. For å fastholde konstruksjonen er det viktig å føre vindkryss hele veien fra toppen av konstruksjonen og ned til fundamentet for å overføre krefter.

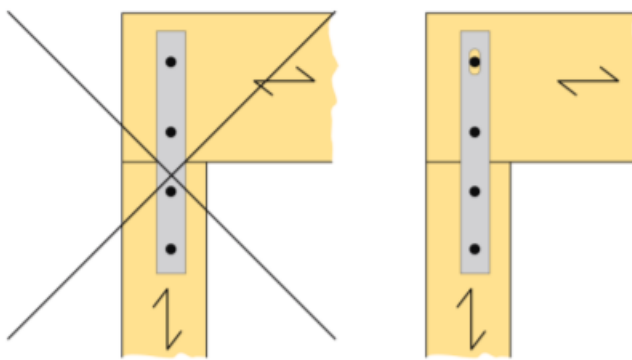
3.3 Forbindelser

Trekonstruksjoner kan bindes sammen ved bruk av ulike forbindelser. Hvilken type som er mest fornuftig å bruke avhenger av elementene som skal festes sammen, og lastsituasjon. Limtrehåndboka tilrår at faste innspenninger ikke bør modelleres med antakelser om mer enn 50 til 85 prosent av full momentstivhet [10, pp. 245-256]. Lav momentmotstand skyldes generell lav stivhet i tre som materiale. Videre bør heller ikke knutepunktene antas som ideelle leddlagre, de vil alltid motvirke noe moment. Det er også en fordel at konstruksjonen er noe momentstiv når den skal monteres.

Hygroskopiske egenskaper i tre er en av faktorene som må kompenseres for ved knutepunkter [10, pp. 246-247]. Stål er ofte brukt som forbindelsesmiddel, og reagerer ulikt tre ved endringer i relativ fuktighet. Reduksjon av relativ fuktighet i tre, som kan forekomme etter oppføring av konstruksjonen, fører til

økt fasthet og at materialet krymper. Volumendringene kan dermed føre til økte spenninger mellom trevirket og stålet, og siden stål er stivere enn tre vil trevirket først deformeres. Dette kan videre føre til tvangsspenninger innad i trevirket.

De anisotrope egenskapene i tre må også tas hensyn til. Tvangsspenningene kan føre til sprekke-dannelser inne i trevirket, spesielt om spenningene virker som strekkrefter vinkelrett på fiberretningen. I denne retningen er fastheten lavere, og sammentrekningene på grunn av fukt større enn langs fibrene. Problemet kan generelt løses ved å konstruere knutepunkt som tillater volumendringer i trevirket i ulike retninger. Stålplaten kan for eksempel utføres med avlange hull til en bolt, slik at trevirket kan endre volum uten at det skaper ekstra spenning. Dette er illustrert i figur 3.4.



Figur 3.4 Forbindelse som tillater fuktbevegelse (Hentet fra Limtreboka-Moelven)

Ved kobling mellom søyle og fundament kan det brukes innstøpte stålplater, bundet med spiker, skruer eller bolter [10, p. 256]. Denne forbindelsen antas leddet. Andre leddete forbindelser ved søylefot kan være innlimte bolter og innslissede plater. Faste innspenninger består ofte av flere innslissede plater, eller stålplater som er plassert på utsiden ved profilets strekk- og trykkside ved momentpåkjenning.

Bjelke-søyle forbindelser kan for eksempel være skråstilte skruer, eller ulike former for bjelkesko [10, pp. 262-279]. Disse kan festes som innslissede eller utvendige plater. Forbindelser mellom bjelker er oftest ulike former for bjelkesko, som kan festes på siden eller over en av bjelkene. Til søyletopper kan stålstaver, stålplater, bolter og gjengestag benyttes. I fagverksforbindelser er det vanlig å bruke stållasker, kombinert med spiker, dybler, bolter eller

skruer. Enkelte knutepunkt vil bli grundigere presentert og illustrert i kapittelet for beregninger.

Generelt er de indre knutepunktløsningene mer motstandsdyktige mot brann enn de utvendige løsningene siden de er beskyttet om flere sider. De utvendige løsningene har ofte mer momentstivhet på grunn av større avstand mellom platene, og dermed indre kraftpar som tar opp moment. For å ta moment må platene være plassert på profilets strekk- og trykkside.

3.4 Brann

Tre er forutsigbart ved brann fordi det har en jevn forkullingshastighet i det brannutsatte tverrsnittet [12, p. 2]. Når det brenner dannes et forkullende beskyttelseslag som beskytter trevirket lengre inne i tverrsnittet. Videre kan en finne nødvendig tverrsnitt ved å regne ut hvor mye effektivt tverrsnitt som gjenstår etter en gitt tid i brann. Forkullingshastigheten til de ulike trematerialene er oppført i brannstandarder [13].

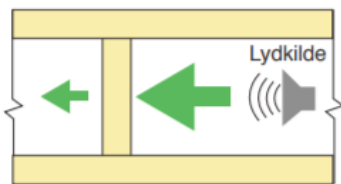
Bygg blir branndimensjonert etter risiko- og brannklasser i TEK 17, og eventuelle tilleggskrav i prosjekt. Om brannkravet er satt til for eksempel R30 vil det si at bygget skal være dimensjonert for å tåle brann slik at mennesker kommer seg ut i løpet av 30 minutter. Det er viktig å sørge for at konstruksjonen er tett, og med gode konstruksjonsdetaljer for å hindre spredning av brann og farlige gasser som følger [12, p. 7].

Limtre er testet som konstruksjonselement gjennom fullstendige brannforløp. Sweco og Norsk Limtreforening har blant annet konkludert med at limtre kan dimensjoneres til å opprettholde sin bæreevne gjennom et fullstendig brannforløp [14, pp. 2-5]. Limtre kan ikke direkte sammenlignes med massivkonstruksjoner i en brannkontekst, på grunn av ulik oppbygging av elementene. I en studie fra 2017 ble det konkludert med at det er mangelfull forskning knyttet til bruk av massivtre i branntekniske sammenhenger [15, p. 4]. Forkullingshastighet, delaminering og temperaturutvikling på grunn av høy andel ubeskyttede flater var blant de kritiske punktene.

3.5 Lyd

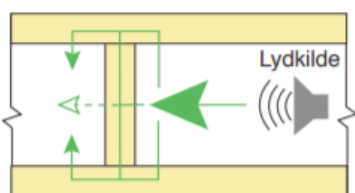
Det er to lydkrav i nyere bygg som må overholdes, krav til luftlyd og trinnlyd. Begge har ulike grenseverdier, og angis i desibel [16, p. Tabell 13]. Luftlyd er lydbølger som blir spredd ut i rommet, og har opphav i for eksempel vanlig tale [17, p. 2]. For luftlyd brukes betegnelsen R'_w i regelverk om krav til luftlydisolasjon. Trinnlyd oppstår som svingninger på grunn av for eksempel gange, og oppstår som regel i etasjeskillere. For trinnlydisolasjon brukes betegnelsen $L'_{n,w}$ i regelverk om isolasjonskrav.

Lydbølger kan gå til et annet rom ved direktetransmisjon, som er når lydbølgene beveger seg direkte gjennom materialet [17, p. 2]. Tyngre skillekonstruksjoner gjør det vanskeligere for lydbølgene å bevege seg gjennom materialet. Lydisoleringsevnen er altså avhengig av materialets massetetthet. Figur 3.5 illustrerer direktetransmisjon.



Figur 3.5 Direktetransmisjon (Hentet fra Trefokus.no)

Lydbølgene kan også bevege seg til andre rom ved flanketransmisjon. De beveger seg via flankerende bygningsdeler som vegger, utettheter, kanaler og over himling [17, p. 3]. Figur 3.6 illustrerer flanketransmisjon.



Figur 3.6 Flanketransmisjon (Hentet fra Trefokus.no)

3.6 Vibrasjoner

«Vibrasjoner er hurtige og periodiske bevegelser, svingningen» [18, p. 1].

Vibrasjoner i en konstruksjon er en bruksgrensetilstand. Denne tilstanden spiller inn på menneskers komfort, og oppstår for eksempel når en går på et gulv. Vibrasjoner er avhengig av både materialets masse, stivhet og dempingsfaktor [10, p. 110].

Ifølge punkt 7.3.3 i trestandarden bør det foretas en spesiell undersøkelse for gulv med egenfrekvens $f_1 \leq 8$ Hz. For gulv med egenfrekvens $f_1 > 8$ Hz gjelder generelle krav som står beskrevet i nasjonalt tillegg.

Dekker kan deles inn i lav- og høyfrekvente dekker, og skilles ved ca. 8 Hz i egenfrekvens [10, p. 111]. Tunge konstruksjoner som betongdekker er lavfrekvente, og høyfrekvente dekker er lettere konstruksjoner som tredekker.

3.7 Miljø

Tre har ulike miljøfordeler. Dersom treet har opphav fra sertifisert skog, er det et bærekraftig materiale [19]. Tre inngår også i klodens karbonkretsloop. Det bindes opp CO₂ når tre vokser, og når treet brytes ned eller brennes, frigjøres CO₂ og går igjen inn i karbonkretsløpet [20, p. 2]. På denne måten virker tre som et karbonlager i sitt livsløp, og bidrar blant annet til å redusere utslipp av skadelige klimagasser, og reduserer dermed også drivhuseffekten. Tall fra Trefokus viser at 1 m³ tre binder omtrent 0,8 tonn CO₂.

Universitetet for miljø og biovitenskap har undersøkt reduksjon av CO₂-utslipp dersom stål og betong erstattes av tre [19]. Tallene viser at CO₂-utslippene reduseres med 0,2-2,1 tonn for hver m³ tre som erstatter betong. For stål blir utslippene redusert med 0,2-0,5 tonn. Årsaken til variasjonen i tallene er fordi analysene tar for seg de ulike produksjonsprosessene. Det vil si at analysen tar med CO₂-utslipp i produksjonen av materialet.

Inneklimaet bedres også ved bruk av tre ettersom det har evnen til å naturlig regulere temperatur og luftfuktighet [20, p. 5]. Etter at treet oppgave som byggemateriale er over kan det gjenvinnes og brukes i andre sammenhenger. Tre kan for eksempel omdannes til biobrensel, og er på denne måten en fornybar ressurs [21].

3.8 Tre på byggeplass

Siden tre er et relativt lett materiale følger det flere praktiske fordeler. Ved transport kan det lastes store volum av materialet, og det forenkler håndteringen av materialet på byggeplass [22, p. 3]. Tre kommer oftest som prefabrikkerte moduler av vegger, dekker, bjelker og søyler, og bidrar til forenkling av montering på byggeplass.

Fukt er viktig å ta hensyn til på byggeplass. Som tidligere nevnt er tre et hygroskopisk materiale; det kan trekke inn fukt. Om relativ fuktighet er over 80 % i omgivelsene over en lengre periode kan det føre til muggsopp og råte. Derfor er det viktig å tette bygget raskt for å hindre at den relative fuktigheten i omgivelsene rundt treverket overstiger 80 % [23].

Det er også viktig å forebygge mot fukt på byggeplass ved montering av bygget. Fuktigheten i treet ved montering bør være lik fuktnivået ved leveranse, som normalt sett er lik 12 % [10, p. 115]. Etersom innklimaet varierer med årstiden, varierer også fuktinnholdet i treet. Om høsten er det fuktigst i bygget med en relativ fuktighet på ca. 65-70 % [24, p. 2]. Ved denne relative fuktigheten vil treet inneholde ca. 12 % fukt. Det er viktig å montere med denne fuktigheten for å unngå skader og deformasjoner i forbindelse med svelling. I kilden fra Trefokus skriver de om dette for innvendige panel, men siden det handler om tre som materiale tolker vi dette som overførbart til trekonstruksjoner generelt. Ved for høyt fuktnivå i treet må elementene tørkes til riktig fuktnivå, og kan bli en fremdriftsregulerende faktor for prosjektet.

4 Situasjonsanalyse

Resultatene fra dybdeintervjuene med de ulike respondentene er satt sammen i dette kapittelet, med de svarene vi mener er relevante for temaet trekonstruksjoner. Vi har forsøkt å dele svarene inn i kategorier. Likevel kan noen av de samme poengene dukke opp flere ganger, siden svarene flyter noe mellom temaene. Vi har forsøkt å ikke «plukke» svarene til respondentene fra hverandre, for å gjengi de best mulig i sin kontekst. Vedlegg 4.1 inneholder en matrise med alle svarene.

Vi har intervjuet fem aktører som til daglig jobber i byggebransjen. Tore Johan Smidt er rådgivende ingeniør og daglig leder i konsulentfirmaet Smidt & Ingebrigtsen AS. Knut-Arne Johansen er daglig leder for treprodusenten Splitkon AS. Frode Reiscæter er prosjektutvikler i entreprenørselskapet Lars Jønsson AS. Bjørn Nordermoen er prosjektleder i iTre AS, som jobber med prosjektutvikling. Mikkel Engvoll er prosjektleder i entreprenørfirmaet Woodcon AS.

Smidt & Ingebrigtsen AS har tidligere prosjektert «Skipet» på Danmarks plass i Bergen. Splitkon AS har vært treleverandør til samme prosjekt. Lars Jønsson AS har erfaring fra blant annet studentboliger i massivtre på Fantoff i Bergen. iTre AS har lang erfaring med bygg i massivtre, og har blant annet vært prosjekteringsleder for studentboliger i massivtre på Moholt i Trondheim. Woodcon AS har også god erfaring med bygg i massivtre. De har vært med å bygge de nevnte studentboligene på Moholt.

4.1 Hvorfor velge tre?

Ved spørsmål om hvorfor respondentene velger tre er svarene ulike, men også med et svar som nevnes flere ganger, nemlig miljø. Nordermoen sier at miljøeffekten en oppnår ved å bygge i tre ikke nødvendigvis er dyrere enn ved andre konstruksjoner, så lenge det blir gjort riktig. Smidt sier bærekraft og miljø ofte er viktig for byggherrer og leietakere. Dette til tross for forprosjekt som gjerne viser at betong kan være bedre i en økonomi- og konstruksjonsteknisk sammenheng, basert på byggets formål. Dette fører videre til innovasjon, og at en må finne bedre løsninger for trekonstruksjonen.

Johansen sier produksjonen av materialet er lite ressurskrevende sammenlignet med betong og stål, noe som i seg selv er positivt for miljøet. I tillegg er det en miljøgevinst at materialene er kortreist. Til og med limet blir produsert i Norge. Han sier også at tre er et lurt valg med tanke på motstandsdyktighet og forutsigbarhet mot brann. Siden limet i brannsammenheng oppfører seg på samme måte som treverk er det enkelt å regne på innbrenningshastigheten for sjiktene til de ulike elementene. Johansen nevner også vekt som en årsak til å velge tre, som tilsvarer omtrent en femtedel av vekten til betong.

Flere nevner at innemiljø også er avgjørende for valget av tre, og underbygger med at det finnes mye forskning som bekrefter dette, og at tilbakemeldinger fra kunder har vært positive. Engvoll nevner å ha lest en tysk studie som sammenligner erfaringer fra barnehager som er bygget i og uten tre. Resultatene fra studien skal blant annet indikere at barna som holdt til i trekonstruksjonen opplevde positive helseeffekter, som lavere hjerterytme.

4.2 Bruksområder

Smidt sier alt over grunnen kan bygges i tre, både skiver i massivtre, og staver i limtre. Dette er en kombinasjon de har god erfaring med. Limtre anvendes også der det er behov for lengre spenn, siden massivtre har spennbegrensinger. Johansen trekker frem at dekker av massivtre er spesielt fordelaktig på grunn av elementenes bredde. Elementene kan være bredere enn betonghulldekker på grunn av den lave egenvekten, som igjen fører til færre kranløft. Nordermoen sier at tre fungerer greit i bygg med faste inndelinger, repetert videre oppover i etasjene. Dette er for eksempel hoteller og studentboliger, og det er viktig at spennene er korte nok til tre. Engvoll sier at de prøver å levere tre til de fleste bruksområder, med både dekker, vegger, søyler og fagverk. Ifølge Reisæter etterstreber de i sine treprosjekter å bruke minst mulig av andre materialer, og mest mulig massivtre.

Av det som ikke egner seg som tremateriale i et bygg, nevner Johansen yttervegger. Dette er på grunn av detaljnivået som kreves til vindusfasader, og at det derfor ikke er effektivt med massivtre. Både Reisæter og Smidt nevner at fundamenter og alt som er under bakkenivå ikke egner seg som treelement på grunn av fuktighet. Nordermoen og Engvoll er tydelig på at en skal være forsiktig med å bruke tre til bruksområder med høye lydkrav, som for eksempel musikkrom. Da passer det bedre med materialer med høyere massetetthet, og de nevner betong som et eksempel.

4.3 Trevirke kombinert med andre materialer

Smidt prøver å kombinere stål og tre minst mulig for å være tro mot trekonseptet. Det er vanlig å bruke hatteprofil av stål for å montere tekniske føringer i himling. Disse blir forsøkt skjult etter beste evne. Johansen sier at tre noen ganger kombineres med stål, og andre ganger med betong. Spesielt i korridorer er det fornuftig med hatteprofil i stål for å spare høyde. De prøver å holde seg til trematerialer, men samtidig må de se an hva som er mest gunstig.

Nordermoen er tydelig på at det er viktig å være pragmatisk når en vurderer tre i kombinasjon med andre materialer. Miljøeffekten er viktig å ta hensyn til,

men noe stål kombineres uansett. Her må en se an hva som er mest gunstig. Engvoll sier at stål blir mye brukt i sammenføyinger, hovedsakelig trykkplater. Stål brukes også i innfestninger til betong, ved sveis til det innstøpte godset. Reisæter sier de unngår påstøp på dekker bevisst, og at betong kun brukes til fundament.

4.4 Forbindelser

Smidt sier det er behov for en del stålbeslag i knutepunkter for å overføre krefter, men at en gjerne vil skjule disse, som kan være en utfordring. Det blir brukt mye skruer, som er en konsekvens av valget som er tatt ved å bruke tre som hovedmateriale. Beslagene må slisses inn i treet, og festes med gjennomgående bolter. Generelt sier han at det er utfordrende å dimensjonere knutepunkter i tre.

Johansen nevner at de også møter en del utfordringer ved knutepunkter, men at det samtidig finnes standardforbindelser som de har lang erfaring med. Oftest blir knutepunktene konstruert med stålbeslag og konstruksjonsskruer. Både Smidt og Johansen sier de som oftest velger leddlagrede knutepunkt, men med unntak. Bjelker er oftest fritt opplagt, men søylene kan dimensjoneres gjennomgående og momentstive. Johansen sier spesielt rammer i industribygg får momentstive innfestninger for at de skal ha en avstivende effekt, men at dette har visse begrensinger.

Nordermoen sier overføring av krefter i knutepunkt ofte er det mest kompliserte ved trebygg. Ofte må de legge inn stålplater, og de har best erfaring med skruer til massivtre, siden det er god skrueteknologi på markedet i dag. Til limtre legger de ofte inn «spyd» for å overføre krefter. Engvoll sier de etterstreber å bruke treskruer, helst halvgjenget, siden de er lette å skru inn, og da kan det brukes standard drill. De bruker også selvborrende dybler.

4.5 Avstiving

Vedrørende avstiving av bygninger forklarer Smidt at trekonstruksjoner generelt trenger flere avstivende elementer på grunn av materialets mykhet. Vegger og heissjakter er av massivtre, og vindkryss av limtre brukes i fasader. Dimensjonene blir som regel relativt store, og vind pleier å være den

dimensjonerende horisontallasten. På grunn av lav vekt og mykhet i treet er som oftest ikke jordskjelv dimensjonerende horisontallast. Dette understreker han at er en fordel, og blant de største forskjellene ved trekonstruksjoner i motsetning til stål- og betongkonstruksjoner. Global stabilitet er ifølge Smidt ikke et problem ved trekonstruksjoner, så lenge det blir prosjektert nok avstivende elementer.

Johansen trekker frem at massivtre har gode avstivingsegenskaper. Dette fordi de krysslagte platene oppfører seg som avstivende vindkryss over hele platen, og at lasten blir fordelt bedre enn ved vanlige vindkryss. Dette gjør at det ikke kommer store normalkrefter ned i ett spesifikt punktfundament. Vindkryss av limtre blir sjeldnere brukt som avstivende elementer.

Nordermoen sier de velger trappe- og heissjakter i massivtre, som gir god avstiving og er effektivt for fremdriften. Skråstag brukes når det er valgt søyler i stedet for massivtre, ofte ved glassfasader. Engvoll sier også de foretrekker stive skiver i vegg, som massivtre. Dette mener han er greit å montere. De kan bruke vindkryss også, men disse får mer avanserte knutepunkt. Reiscæter sier de også foretrekker at elementene i tre stiver av bygningene selv, med skiver i massivtre.

4.6 Isolasjon

Ifølge Smidt er det ikke nok oppdatert litteratur om isolasjon i trekonstruksjoner, og dette er et tema som de diskuterer mye med arkitekt. Sintef er blant de få som har noe informasjon om dette. Generelt betraktes tre som isolasjon, men det legges fortsatt isolasjon rett utenpå vegg. Samtidig er det viktig at veggene er skikkelig lufttett. Johansen nevner mye av det samme. Som oftest trenger veggene tilleggisolasjon, men noen av veggene er så tykke at det ikke er behov. Treullplater og Rockwool er mest brukt til isolasjon.

Nordermoen pleier ikke å møte på utfordringer ved dette temaet. Massivtre er plane, så det er greit å skru Rockwool utenpå. Det er viktig å lufte kledningen. Han sier videre at kompakte vegger er noe brukt i Østerrike. Dette vegger er han skeptisk til, og fremhever at luftet kledning erfaringsmessig er den beste løsningen, og vanlig i Norge. Reiscæter sier de har gode erfaringer

med isolasjonsløsninger til massivtre. De bruker den samme metoden, som er å isolere og å skru lektere på utsiden for å lufte. Rockwool har blitt nevnt av nesten alle aktørene, og fremstår som den mest brukte isolasjonen.

4.7 Fukt

Ved spørsmål om fukt pleier å være et problem i trekonstruksjoner svarer Smidt at problemet kan unngås. Han har hørt om tidligere tilfeller der det har vært behov for sliping av trebygg av estetiske hensyn, siden det ikke har vært tett nok fra oppstart. I egne prosjekter har det derimot ikke vært et problem på grunn av et stort fokus på rask tetting av konstruksjonene. Han nevner også at deler av prosjektet «Skipet» i Bergen måtte slipes, men at dette skyldes gulning av overflaten på grunn av solstråling, og ikke fukt.

Johansen medgir at fukt lett kan bli et problem. I svaret ligger det at valg av tresort er sentralt. Alt de produserer er i gran, som har bedre egenskaper ved fuktpåvirkning enn furu. Vannet trekker ikke like fort inn i gran, og tørker dermed raskere ut igjen. Ved bruk av furu kan fukt og svelling bli et problem, som flere utenlandske selskaper opplever. Videre nevner Johansen at dersom noe er bygget ute er det viktig å tørke treverket ut etterpå, og sørge for at fukten ikke blir lukket inne med plast eller lignende. Tidligere har en del massivtre blitt bygget under telt. Dette koster mye å sette opp, og flere har gått bort fra disse de siste årene, noe som har gått bra.

Nordermoen sier fukt pleier å gå fint så lenge bygget tettes tidlig for dårlig vær. Han har hørt om kritiske tilfeller med flater som nesten har delaminert på grunn av fukt, men at det som oftest ordner seg etter tørking.

Ifølge Engvoll har tykkere lameller en tendens til å bli «bølgete» om de er fuktig over lang tid. Videre sier han at vann ikke er negativt for tre i seg selv, men heller i kombinasjon med andre stoff. Stålspon og vann i lag gir svart avrenning, noe som kan gå ut over synlige overflater. I likhet med de andre aktørene sier han at så lenge det er planlagt for kontrollert uttørring er ikke fukt et problem. Siden tre er hygroskopisk er det en viss usikkerhet for utvidelse ved montasje, og dette er noe de må ta stilling til flere ganger.

Reisæter sier massivtrekonstruksjonen ofte kan fungere som dampspærre. Kravene er i disse tilfellene minst fem lameller i elementene. Limen fungerer som selve dampspærren. Han legger vekt på at det er viktig å unngå plast i ytterveggkonstruksjonen, siden det alltid vil være fukt i massivtreveggen.

4.8 Økonomi

Smidt er tydelig på at trekonstruksjoner er en økt alternativkostnad sammenlignet med tradisjonelle bygningskonstruksjoner, noe som gjelder generelt i markedet i dag. Johansen hevder derimot at den økonomiske kostnaden sett i tidsmessig kontekst er lavere. Kvadratmeterprisen på stål og betong er derimot billigere enn tre. Likevel tror han tre vil bli mer vanlig siden flere ser hvor mye byggetiden kan reduseres. Videre sier Johansen at andre fag som VVS og elektro bruker mindre tid i trekonstruksjoner, som også er økonomisk.

Nordermoen sier at trebygg vanligvis er innenfor budsjettene til de ulike prosjektene. I noen tilfeller opplever de også at tilbudene med trematerialer er lavere enn betong. Det er viktig å ta det hele og totale kostnadsspekeret i betraktning. Kvadratmeterprisen på råmaterialene i tre er foreløpig dyrere enn stål og betong, men helhetlig vil kostnadene være ganske like.

Råbyggene er blant annet tidligere ferdig i tre sammenlignet med vanlige bygg, noe som er en økonomisk fordel. Han fremhever at det likevel vil være økonomisk ugunstig å bygge i tre om det er behov for mye isolasjon, og at antall lag med tre overskrider det vanlige. Ved ekstra lydkrav kan det derfor være lurt å vurdere nytten, siden det både koster ekstra og tar mye plass.

Engvoll peker også på fremdrift som en økonomisk fordel ved trebygg. Det går lite tid i å sette opp bygg i massivtre. For at løsningene skal være optimale, sett i både et økonomisk og teknisk perspektiv, legger han vekt på at det er viktig at entreprenøren er aktiv tidlig i prosjektet. Da kan produksjonen optimaliseres tidlig.

Små prosjekt som bygges med mindre celler, som for eksempel studentboliger, er ifølge Reisæter økonomisk fordelaktige i tre. Store prosjekt

må planlegges nøyere for at det skal være basert på tre. Han medgir at større kontorbygg med åpne arealer nok ikke gir like høy fortjeneste.

4.9 Fremdrift

Forskjellen mellom fremdriften i treprosjekt sammenlignet med tradisjonelle prosjekt er ifølge Smidt ikke så stor. Det går gjerne litt raskere i treprosjekt, men prosessene er ofte like. Smidt legger vekt på at det er en tidkrevende og stor jobb å skru sammen bolter og knutepunkter. Kvalitetskontroll utføres på vanlig måte. Johansen sier at en i forhold til betong får mer kvadrat med på bil ved tre. Dette er på grunn av den lave vekten. Massivtreelementene kan også leveres med større bredde, slik at montasjetiden blir kortere enn ved tradisjonelle og smale hulldekker i betong.

Ifølge Nordermoen er den største forskjellen i fremdrift at når råbygget er satt opp, er bygget tett, og en kan drive innvendig og utvendig arbeid samtidig. God planlegging på forhånd er viktig for god effektivitet og utnyttelse av mulighetene ved fremdrift i tre. Både Engvoll og Reisæter legger vekt på mye av det samme som Nordermoen. Engvoll trekker frem at en ved tre slipper mye av prosessen, som er å forskale, armere, støpe og herde betongen. Reisæter nevner igjen prosjekt med flere og små celler – når skilleveggene er av massivtre vil en spare mye tid.

4.10 Tekniske føringer

Tekniske føringer som elektro, VVS og kabelbroer føres i hatteprofil ved himlingen, som fører til at en ikke ser taket i tre. Dessverre fører dette til at en mister noe av synligheten til trevirket, sier Smidt. Johansen og Nordermoen sier begge at det er en fordel om tekniske løsninger er tegnet inn tidlig, før produksjon og levering av elementene. På denne måten kan de bore utsparinger på forhånd i CNC-maskiner på fabrikk. Videre nevnes det at dette er en fordel i forhold til betongprosjekter, der det følger store kostnader og høyt ressursbruk ved kjerneboring på byggeplass.

Reisæter nevner også at utsparinger blir frest ut på fabrikk. Det må gjøres korrekt, og kvalitetssikringen her er gjerne enda mer omfattende enn ved andre konstruksjoner. Om det er feil ved utsparingene som blir levert kan det

være et problem om de ligger synlig til. Samtidig vil de alltid få tettet de til igjen. Brannteknisk masse fungerer fint til å tette igjen med, og det isolerer godt mot lyd. Han nevner også at det er en fordel at en kan skru innfestninger inn tilnærmet overalt, noe som også gjør det enklere for tekniske fag. Engvoll opplever at de som er ny ved treprosjekter ofte er positivt overrasket til arbeidet med tekniske fag, på grunn av enkle innfestninger, og de sparer mye tid per innfestning i forhold til betong.

4.11 Eventuelt

Avslutningsvis nevner Smidt det kan være en utfordring at ulike produsenter har ulike regler og metoder de følger når det kommer til massivtre. Det er for eksempel en kjent sak at produsenter har ulike lim- og tretyper, og han mener det er på tide at det snart kommer en felles massivtrestandard. Det er også en fordel om denne fremmer norsk skogbruk og industri.

Engvoll sier at utførelsesstandarden NS-3516 stiller gode krav som de alltid følger. Tre er presist, og til tross for fukt vil avvikene være mindre enn i betong. Nordermoen legger vekt på at kunden tidlig må være tydelig på hva de ønsker å oppnå med sine treprosjekt, som for eksempel miljøambisjoner. Etter dette er det viktig å være tro mot ideen, men samtidig ikke polariserende. Alle i prosjektet må være innovative for å finne gode løsninger for trekonstruksjonene.

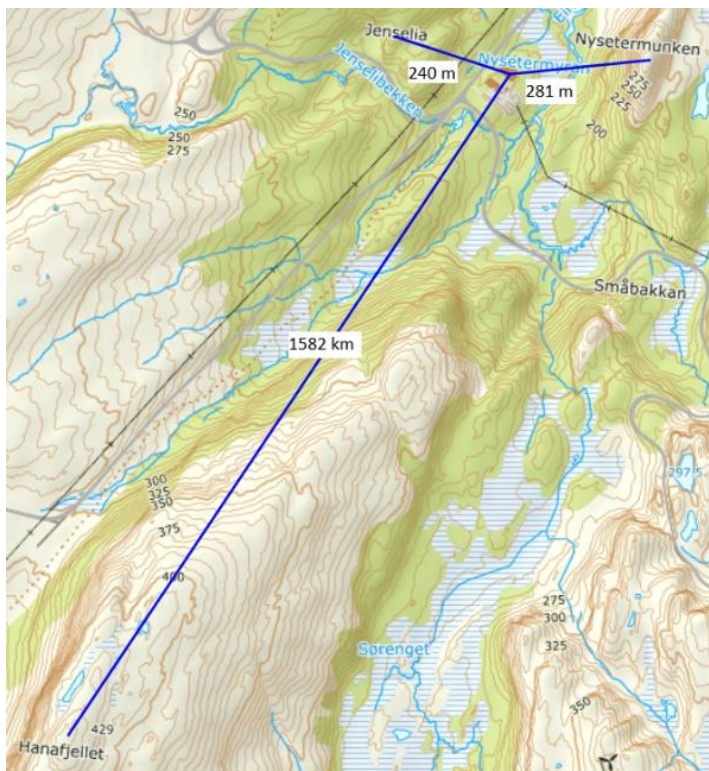
5 Laster

Næringsbygget i vindparken utsettes for naturlaster, egenlaster og nyttelaster. I dette kapitlet viser vi beregninger av naturlastene, samt presentasjon og begrunnelse for valgte nyttelaster. Laster oppsummeres ved slutten av kapitlet.

5.1 Vindlast

I vindlastberegninger er lokasjon og omliggende topografi sentralt. Nærliggende fjell innen $15H$ fra byggeplass, der H er høydeforskjellen mellom det høyeste nivået og foten ved det bratte terrenget, med fjellsider brattere enn 30° , gir ifølge vindlaststandarden en økt vindlast som følge av topografieffekter og turbulens [25]. Videre brukes formfaktorer til å forsterke og redusere effekten av hvordan vinden treffer bygget.

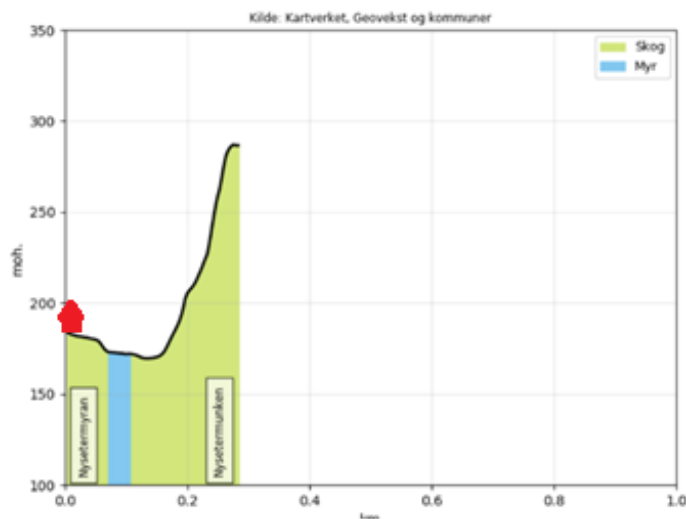
Bygget ligger i et dalføre mellom fjellene Nysetermunken, Hanafjellet og Jenselia slik figur 5.1 viser.



Figur 5.1 Oversikt over omkringliggende fjelltopper

For å definere turbulensfaktoren k_i , og terrengformfaktor $C_o(Z)$ er det tatt hensyn til terrenget rundt, i form av bratthet og terrengruhet. Nysetermunken er det bratteste fjellet med 44 grader helning. Høydeforskjellen H mellom

foten og toppen av Nysetermunken er 175 meter. Avstanden fra byggested til skråningen til Nysetermunken er mindre enn $15H$. Figur 5.2 viser byggets plassering i forhold til stigningen til fjellet.



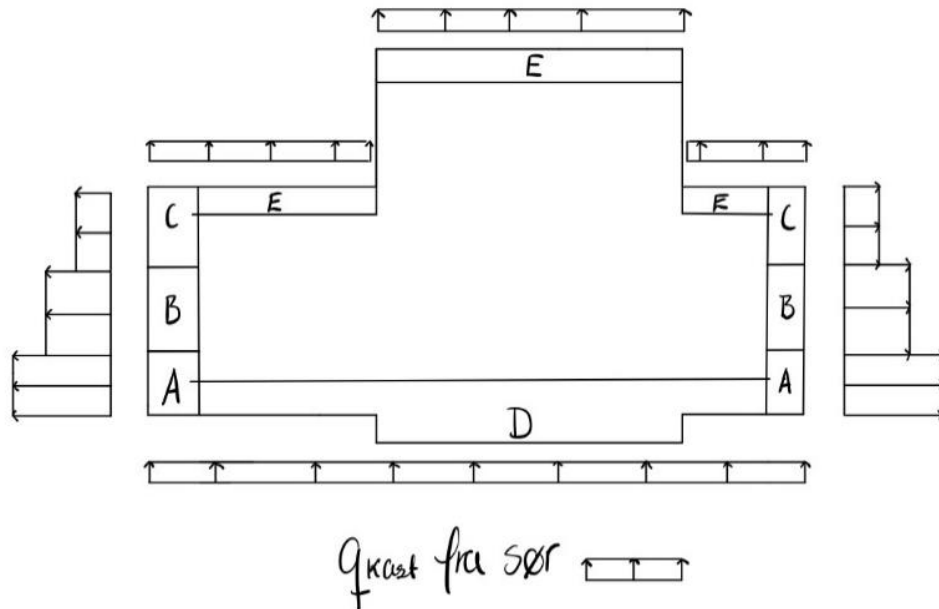
Figur 5.2 Høydeprofil fra bygget til Nysetermunken (byggets plassering er markert i rødt)

Tabell NA.4 (901.6) i vindlaststandarden gir faktor $k_i=1,75$ på grunn av at avstanden er mindre enn $15H$, og øker bidraget til stedsvindshastigheten. I håndberegningene er denne beregnet med overgangssone til både sjø og innlandet. Begge gir lik stedsvindshastighet $q_{kast}=1,83 \text{ kN/m}^2$ (vedlegg 5.2 og 5.3). Vindlastberegningen fra OS-Prog gir $q_{kast}=1,78 \text{ kN/m}^2$, og kan anses å være mer nøyaktige enn håndberegningene siden programmet kalkulerer og interpolerer eksakte verdier basert på lokasjon, dimensjon og terreng (vedlegg 5.1).

I datagrunnlaget til Sweco er $q_{kast}=1,4 \text{ kN/m}^2$. Vi antar at ulikheten i stedsvindshastigheten skyldes utelatelse av topografieffekter fra bratte fjell ved byggested, og bidrag fra andre nærliggende terrengruhetskategorier. I dette tilfellet kan det argumenteres for at vår beregning er noe mer konservativ enn Sweco sin.

Etttersom bygget ikke er symmetrisk om begge akser vil vindlastene fordele seg ulikt. Det kan argumenteres for at vindkraften ikke vil skape sug i vestre og østlig innhuk på sørfasaden. Der møter vinden en vinkel som er 90° , og lengden av innhuket er relativt kort. Dermed møter vinden vegg for brått til at vinden kan bøye av og skape et sug med formfaktor A . Nordfasaden har

et lengre innhuk. Dette gir vinden mulighet til å krumme naturlig mot øst og vest. Formfaktor A vil dermed opptre flere ganger på denne vegg. Figur 5.3 viser hvordan de ulike formfaktorene fordeler seg, med utgangspunkt i vindlast fra sør.



Figur 5.3 Lastfordeling med lastfaktorer ved vind fra sør

Konservativt kan formfaktor A belaste alle elementer i bygget siden lasten som følger av formfaktor A er størst, 2,14 kN/m², og den vil opptre flere steder. For å tidseffektivt dimensjonere elementene kan en slik standardisert last være en fordel. Siden bygget fra før har en relativt høy stedsvindhastighet gir formfaktor A et betydelig større bidrag til de opptredende dimensjonerende lastene enn D og E. Følgelig kan det argumenteres for at tverrsnittene blir unødvendig store for å oppnå tilstrekkelig kapasitet for formfaktor A. Siden Robot sine muligheter for lastfordeling er nøyaktige, har vi også prioritert en mer nøyaktig lastfordeling videre i oppgaven. Tabell 5.1 inneholder lastene for de ulike formfaktorene, og er beregnet i OS-Prog (vedlegg 5.1).

Formfaktor	Vindlast [kN/m ²]
A	-2,14
B	-1,43
C	-0,89
D	1,29
E	-0,62

Tabell 5.1 Opptredende vindlaster på konstruksjonen

I standarden beskriver ulike figurer hvilke formfaktorer konstruksjonen utsettes for, basert på byggets dimensjoner. Figur 7.5 i standarden illustrerer

formfaktorer for vertikale vegger, og siden $e < d$ benyttes formfaktor A, B og C som sug på yttervegger vinkelrett på vindens retning.

Ettersom sørfasaden er dominerende fasade, legges det til et ekstra jevnt fordelt trykk forårsaket av vind fra sør på enkelte innvendige søyler når garasjeportene er åpne. Siden det omtrent ikke er noen åpninger på andre fasader, benyttes formel 7.12 i vindlaststandarden der lasten på søylene er $0,9 * C_{pe,10,D}$, der formfaktor D er 0,73 som er beregnet i Ove Sletten Lastberegning (vedlegg 5.1).

5.2 Snølast

Viktige faktorer i snølastberegninger er byggets lokasjon, høyde i forhold til høydegrensen, formfaktor μ_1 , og eventuelt fonning av snø og snølast fra høyere nabobygg. Videre må eksponeringskoeffisienten C_e og den termiske koeffisienten C_t tas med i beregningene. Snø blir beregnet som en horisontalprojisert last. Det vil si at kraften virker vertikalt nedover. Snølast beregnes i henhold til hovedformelen $S = \mu_1 * C_e * C_t * S_k$ etter punkt 5.1 i snølaststandarden [26].

Servicebygget ligger 185 meter over havet. Siden dette er over høydegrensen på 150 meter over havet, gir det et tillegg $n * \Delta S_{k0}$ i formelen $S_k = S_{k0} + n * \Delta S_{k0}$. På bakgrunn av at bygget ligger i en dal mellom høye fjell og i en vindpark vurderes det til et vindutsatt bygg – som gir en C_e -faktor lik 0,8. Videre er den termiske koeffisienten C_t satt lik 1,0 etter punkt 5.2(8) i snølaststandarden. Takvinkelen på 22° gir μ_1 lik 0,8.

Beregninger i OS-Prog og Mathcad gir en snølast på flatmark på 4 kN/m^2 , men på grunn av μ_1 - og C_e -faktorene gir det en snølast på taket lik $2,56 \text{ kN/m}^2$. Denne snølasten er videre grunnlag for beregningene. Vi har i ettertid sett at det ville vært konservativt å sette C_e -faktoren lik 1,0, og at snølasten da ville økt til $3,2 \text{ kN/m}^2$. Se vedlegg 5.4 og vedlegg 5.5 for beregningsrapport i OS-Prog og håndberegning i Mathcad.

5.3 Seismisk last

Jordskjelv gir en dynamisk last som gir svingninger i konstruksjonen [27]. Når et jordskjelv forekommer, blir spenninger mellom jordskorpene overført til rystelser i grunnen. Rystelsene forårsaker konstruksjonen til å bevege seg. I hvor stor grad konstruksjonen beveger seg, avhenger av grunnforhold og konstruksjonens masse. Lette bygg som trekonstruksjoner er en fordel med tanke på seismiske laster, og en kan ofte neglisjere seismiske laster fra konstruksjonens lastbilde. Selv om det sjelden forekommer jordskjelv på fastlands-Norge, er det krav om dimensjonering for seismiske laster. Jordskjelvstandarden inneholder noen få utelatelseskriterier [28]. Ved å overholde minst et av kravene unngår en å ta hensyn til seismiske laster ved dimensjonering av konstruksjonen.

Vår beregning tar for seg det første utelatelseskriteriet for å vurdere om en kan se bort fra seismisk last i konstruksjonen (vedlegg 5.6). Bygget vurderes å være et lett bygg i tre, og tilhører seismisk klasse 2 ifølge tabell NA.4(902) i jordskjelvstandarden.

Jordskjelvstandarden spesifiserer i NA.3.2.1(5)P at ved en berggrunnakselerasjon mindre enn $0,49 \text{ m/s}^2$ kan se bort fra seismiske laster på konstruksjonen. Spissverdien for berggrunnens akselerasjon, $a_{g40\text{Hz}}$, settes lik $0,4$ etter figur NA.3(901). Ettersom det er lav seismisk aktivitet på fastlands-Norge, er $q=1,5$ på grunn av liten seismisk absorpsjonsevne hentet fra jordskjelvstandardens tabell 8.1. Vi antar at bygget står på god grunn med sprengsteinmasser, type A, som gir $S=1,0$. Beregningene viser at det første utelatelseskriteriet oppfylles. Seismisk last kan dermed utelukkes videre fra konstruksjonens lastbilde.

5.4 Egenlast tak

For å beregne takets egenlast har vi tatt utgangspunkt i en løsning fra Byggforsk [29]. Den har en egenlast på $0,7 \text{ kN/m}^2$. Løsningen består av takstoler med senteravstand 600 mm , og 350 mm mineralull og himling, der taktekingen er av asfaltbelegg og undertaket er av plater. Siden lasten er

oppgitt for den skrå flaten må den omregnes til horisontalprojeksjon. Takets egenlast er dermed $(0,7\text{kN/m}^2)/(\cos(22^\circ))=0,75\text{ kN/m}^2$.

5.5 Nyttelaster

Nyttelaster er vurdert og bestemt med utgangspunkt i arkitekttegningene som er tildelt fra Sweco. De ulike nyttelastkategoriene står i laststandardens tabell NA.6.1 og NA.6.2 [30]. I byggets vestside som er tiltenkt varig opphold er det i første etasje arealer for garderober. Der er nyttelasten vurdert til kategori A. I andre etasje er det arealer for spiserom, møterom og kontorer. Spiserom og møterom er vurdert til kategori C1, og kontorarealet er vurdert til kategori B. I laststandarden har både kategori B og C1 en last på 3 kN/m^2 . For enkelhetens skyld har vi definert kategori B over hele dekket. For mesaninen har nyttelastkategorien blitt vurdert til C3 siden det har et åpent areal, og det er tatt hensyn til at det kan bli brukt til korttids-lagringsplass for tyngre utstyr.

Lagrene i bygget er vurdert til nyttelastkategori E1. Siden garderober og lager ligger på betongdekket over grunnen er dette blant oppgavens avgrensninger, og kontrolleres ikke videre.

5.6 Laster dekker

Laster på kontordekke [kN/m^2]		
Last	Karakteristisk last	Bruddgrenselast (6.10 b)
Egenvekt CLT 240 L7s - 2	1,20 (presenteres i beregningskapittelet)	1,44
Egenvekt isolasjonslag	0,37 (presenteres i beregningskapittelet)	0,41
Egenvekt lettvegger/tekniske føringer	$0,70+0,30=1,0$	1,20
Kategori B - Kontor	3,0	4,50

Tabell 5.2 Opptredende laster på kontordekket

Laster på mesanine [kN/m ²]		
Last	Karakteristisk last	Bruddgrenselast (6.10 b)
Egenvekt CLT 160 L5s	0,8 (presenteres i beregningskapittelet)	0,96
Egenvekt isolasjonslag	0,37 (presenteres i beregningskapittelet)	0,41
Kategori C3	5,0	7,50

Tabell 5.3 Opptrepende laster på mesanine

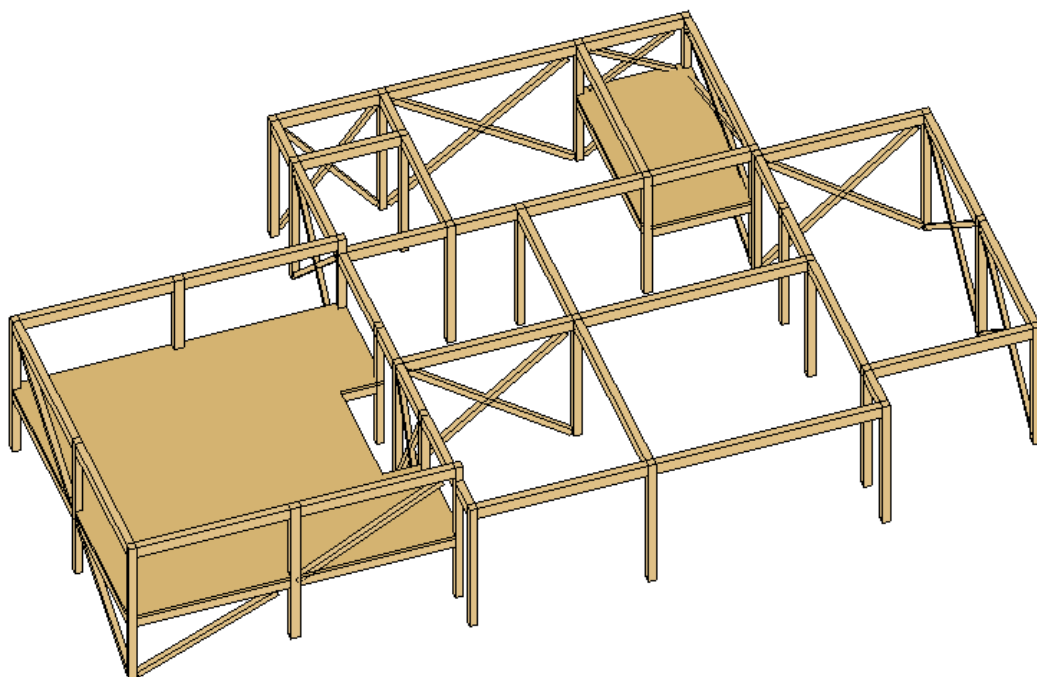
5.7 Sammenstilling av laster

Laster	q _k [kN/m ²]	Bygningsdel
Vindlast	1,83	Yttervegger og tak
Snølast	2,56	Tak
Kategori B - Kontor	3,0	Kontordekke
Kategori C3	5,0	Mesanine

Tabell 5.4 Sammenstilling av karakteristiske laster

6 Beregninger

I dette kapittelet presenteres beregningsmetoder og beregninger, og begrunnelser for ulike valg som er tatt i dimensjoneringen. Figur 6.1 viser et utklipp fra en modell i Revit der ramme- og skivekonstruksjonen er sammenstilt.



Figur 6.1 Utklipp fra Revitmodell

6.1 Beregning av dekker

Servicebygget har to dekker i massivtre. Ett dekke skal dimensjoneres som kontorareal, og det andre dekket skal dimensjoneres som mesanin med mulighet for korttidslagring. Massivtre dimensjoneres etter egne beregningsmetoder, men grunnlaget for dimensjoneringen er trestandarden [1].

Beregninger av dekkene er gjort ved bruk av beregningsprogrammet Calculatis, utviklet av den svenske treprodusenten Stora Enso. Ved beregning i Calculatis må en krysse av for SC3, som står for *safety class 3*, slik at programmet bruker korrekte lastfaktorer. Det bruker da lastfaktorene 1,35 for permanent egenlast og 1,5 for dominerende nyttelast. Vi har også beregnet begge dekkene ved bruk av *skjæranalogimetoden*, for å kontrollere Calculatis.

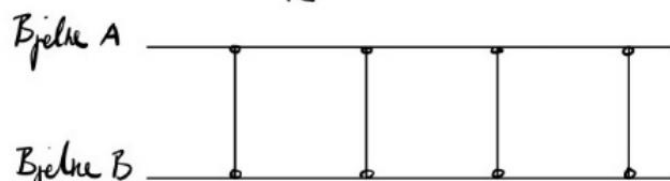
Det er viktig å være klar over at enhver produsents beregningsprogram er basert på deres egne produkter. Beregninger i Calculatis er muligens ikke overførbare til andre produsenters elementer.

6.1.1 Beregningsmetoder massivtre

Kapasitet i massivtreelementer kan beregnes ved ulike metoder, og er tilrettelagt for krysslagte elementer [31, p. 6]. *Kompositteori* er tradisjonelt brukt til beregning av kryssfinerelement, men kan også brukes til massivtreelement. Beregningsmetoden fokuserer på styrke og stivhet i materialet til ethvert sjikt. En svakhet ved beregningsmetoden vil i enkelte tilfeller være at den ikke tar hensyn til skjærdeformasjoner. Metoden vil derfor være mest hensiktsmessig å bruke ved relativt store spennvidder i forhold til elementtykkelse.

Trestandardens tillegg B beskriver en metode der massivtreelementene blir sett på som mekanisk sammensatte tverrsnitt. Ved å bruke reduksjonsfaktor tas det hensyn til skjærdeformasjonen mellom de krysslagte lamellene [31, pp. 6-7]. Det er vanlig å regne på denne måten dersom lamellene er dyblet, siden det ikke kan antas at lamellene har maksimalt samvirke. Metoden er i motsetning til kompositteori best egnet til elementer med spennvidder som er relativt korte i forhold til elementtykkelsen.

Skjæranalogi-metoden, oversatt fra Schubanalogieverfahren på tysk, tar hensyn til forskjeller i elastisitets- og skjærmodul hos de ulike sjiktene [31, pp. 6-10]. Ved skjæranalogi-metoden betrakter en massivtreelementet som to bjelker, bjelke A og bjelke B. Ved limte lameller antas det at bjelken har hundre prosent samvirke. Bjelke A tar andelen av bøyestivheten fra hvert sjikt, mens bjelke B tar steiner-bidraget fra hvert sjikt i elementet. Figur 6.2 viser fordelingen. Trefokus nevner at metoden er presis, og at det heller ikke er begrensninger i antall sjikt ved beregningene. E er E-modul, I er arealtreghetsmoment, d er lamelltykkelse, b er elementbredde og i er sjiktet.

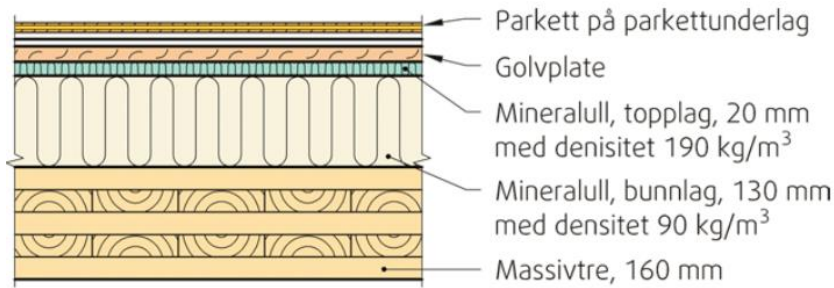
$$(EI)_A = \frac{b}{12} \cdot \sum_1^n E_i \cdot d_i^3$$


$$(EI)_B = b \cdot \sum_1^n E_i \cdot d_i \cdot z_i^2$$

Figur 6.2 Prinsipp skjæranalogimetoden

6.1.2 Lydkrav

Ifølge TEK17 kan en tilfredsstillende lydkrav ved å overholde kravene for lydklasse C i norsk standard for lydforhold i bygninger [32]. Lydkrav er ulike og basert på bruksområde. Andre etasje i næringsbygget skal brukes som kontorareal, og må derfor følge kravene for kontor. Nedre krav for luftlydisolasjon R'_w er 37 dB i klasse C. Øvre krav for trinnlydisolasjon i samme kategori er 63 dB [33]. Figur 6.3 viser en godkjent løsning fra Byggforsk. Oppbyggingen gir tilstrekkelig lydisolasjon for både luftlyd og trinnlyd for dekker med tykkelse $t \geq 160$ mm. Isolasjonen tilfører massivtredekket en egenlast lik $0,37 \text{ kN/m}^2$.



Figur 6.3 Løsning for lydisolering (Hentet fra Byggforsk.no)

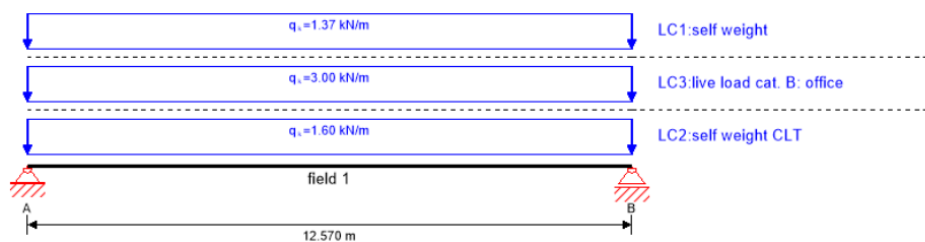
Løsningen hindrer direkte transmisjon av lyd gjennom gulvet. Det er også viktig å se på løsninger for flanketransmisjon, siden luftlyden kan bevege seg gjennom dekket via knutepunkt og flankerende bygningsdeler. Som løsning for flanketransmisjon av luftlyden mellom etasjene kan det for eksempel monteres flere lag med gipsplater på veggene for å øke flatemassen [17, p. 8]. Luftlydisolasjonen skal være høyere enn laveste grenseverdi, og trinnlydisolasjonen skal være lavere enn høyeste grenseverdi. Begge kravene er tilfredsstilt i løsningen fra Byggforsk, som tabell 6.1 viser.

Resultater	
Luftlydisolasjon R_w	53-55 dB > 37 dB (krav)
Trinnlydisolasjon $L_{n,w}$	53-51 < 63 dB (krav)

Tabell 6.1 Oversikt over opptredende lyd mot lydkrav

6.1.3 Dekke kontor

I det opprinnelige bygget består kontordekket av hulldekkeelementer i betong, og tåler lange spenn. Rommets lengde er 12,57 m. Ved bruk av massivtredekker har en ikke samme mulighet til lange spenn. Figur 6.4 viser utnyttelsen av dekket dersom det spenner fritt over hele lengden. Dekket er et CLT 320 L8s-2, som består av 8 krysslagte lameller, der de to ytterste lamellene ligger i samme lengderetning.



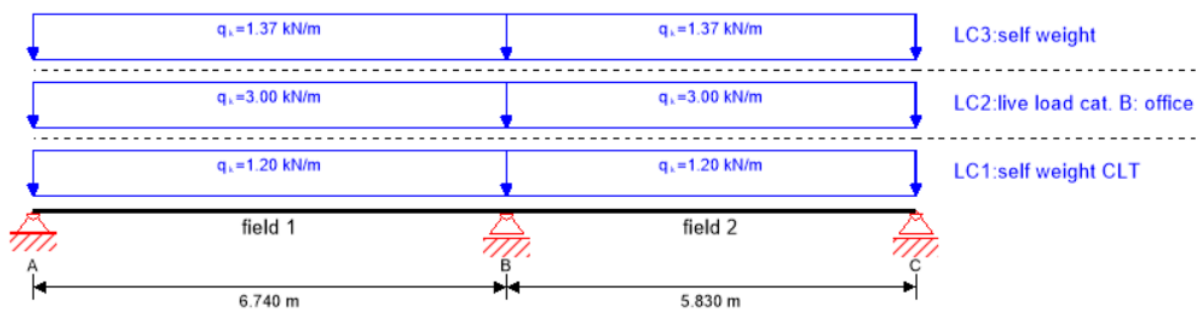
global utilization ratio						211 %			
ULS	65 %	ULS fire	19 %	SLS	168 %	SLS vibration	211 %	support	-1 %

Figur 6.4 Overutnyttet kontordekke

Calculatis beregner automatisk en egenvekt lik 1,6 kN/m², basert på det valgte tverrsnittet. Nyttelast for kontor er 3,0 kN/m². Tekniske føringer og lettvegger antas 1,0 kN/m². Lasten fra isolasjonen er som nevnt basert på tall fra Byggforsk og utgjør 0,37 kN/m² [33]. Dekket blir beregnet med en lastbredde på 1 meter, men det er også mulig å beregne med større lastbredde, som for eksempel 2 meter.

Bruksgrensetilstandene nedbøyning og vibrasjoner er dimensjonerende, som figur 6.4 viser. Dekket er overutnyttet for disse tilstandene med henholdsvis 168 % for nedbøyning, og 211 % for vibrasjoner. Dermed kan ikke denne løsningen benyttes.

For å overholde standardens krav for nedbøyning og vibrasjoner legges det til et ekstra opplegg B som bjelker og søyler, slik figur 6.5 viser. Opplegg B er plassert slik at det kan skjules i en vegg i etasjen under.



Figur 6.5 Statisk system kontordekke

Vi har valgt et CLT 240 L7s-2-dekke. Det er 240 mm tykt og består av 7 lameller, der de to ytterste lamellene i overkant og underkant ligger i samme lengderetning. Lamellene er av trekvalitet C24.

L panels			Panel design [mm]					
The grain direction of the cover layers is always at right angles to the production widths.								
Thickness [mm]	Panel type [-]	Layers [-]	L	C	L	C	L	C
240	L7s-2*	7	80	20	40	20	80	

Figur 6.6 Elementoppbygging (Hentet fra storaenso.com)

I likhet med det forrige dekket er også CLT 240 L7s-2 lavt utnyttet i bruddgrense med 25 %. Igjen er det bruksgrense som er dimensjonerende med en utnyttelse på 92 % for vibrasjoner. Tabell 6.2 viser utnyttelsene av dekket. Se vedlegg 6.1 for beregningsrapport fra Calculatis.

global utilization ratio						92 %			
ULS	25 %	ULS fire	8 %	SLS	35 %	SLS vibration	92 %	support	-1 %

Tabell 6.2 Utnyttelse kontordekke, fra beregningsrapporten i Calculatis

Håndberegninger viser at spenningen er maksimal i de ytterste lamellene, der den er lik $\sigma=4,3 \text{ N/mm}^2$, med kapasitet $f_{md}=16,8 \text{ N/mm}^2$. Spenningen gir en utnyttelse lik 25,5 % (vedlegg 6.2).

Dekket er også kontrollert for ulykkestilstanden brann. Kravet fra Sweco er satt til R30. Utnyttelsen for brann er på 8 %, uten brannisolering. Videre vurderes bruksgrensetilstanden vibrasjoner for dekket. Tabell 6.3 viser utnyttelse for vibrasjoner.

vibration analysis							
analysis	calc.	class I	class II	class I	class II	cl. I	cl. II
frequency criterion min	8.719 [Hz]	4.5 [Hz]	4.5 [Hz]	52 %	52 %	✓	✓
frequency criterion	8.719 [Hz]	8.0 [Hz]	6.0 [Hz]	92 %	69 %	✓	✓
acceleration criterion	0.048 [m/s ²]	0.05 [m/s ²]	0.1 [m/s ²]	95 %	48 %	✓	✓
stiffness criterion	0.182 [mm]	0.25 [mm]	0.5 [mm]	73 %	36 %	✓	✓

Tabell 6.3 Vibrasjonsanalyse kontordekket, fra beregningsrapporten i Calculatis

Klasse 1 for vibrasjoner i Calculatis har de samme kravene som trestandarden. Etter beregninger i Calculatis får dekket en egenfrekvens $f_1=8,719 \text{ Hz}$, noe som er større enn kravet som er på 8 Hz. Det gir en utnyttelse på 92 % for vibrasjoner.

Dekket har god kapasitet for nedbøyning. Som tabell 6.4 viser er dekket utnyttet 35 % for nedbøyning. Umiddelbar nedbøyning W_{inst} er 7,9 mm i felt 1. Det er innenfor kravet $L/300$, som gir 22,5 mm.

$w_{inst} = w[char]$					
field	K_{def}	limit	W_{limit}	$W_{calc.}$	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/300	22.5	7.9	35 %
2	0.8	L/300	19.4	4.3	22 %

Tabell 6.4 Beregnet nedbøyning for feltene med makskrav

Netto endelig nedbøyning tar for seg både øyeblikks-nedbøyning og kryp. I felt 1 er den 8,2 mm, med en utnyttelse lik 30 %. Tabell 6.5 viser netto endelig nedbøyning for begge felt.


W _{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.]·k _{def}					
field	K _{def}	limit	W _{limit}	W _{calc.}	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/250	27.0	8.2	30 %
2	0.8	L/250	23.3	4.1	17 %

Tabell 6.5 Beregnet nedbøyning for feltene med makskrav

6.1.4 Dekke mesanine

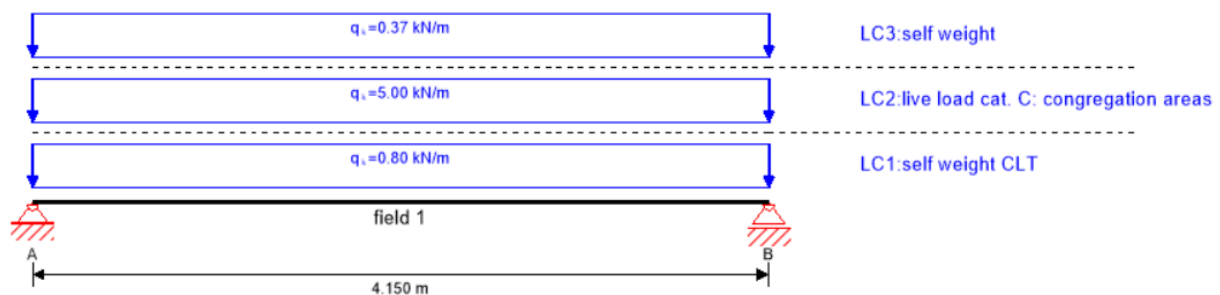
Dekket i mesaninen er beregnet på samme måte som kontordekket. CLT 160 L5s-dekket er 160 mm tykt og består av 5 lameller. De to ytterste lamellene og lamellen i midten ligger i dekkets lengderetning, og de to resterende ligger i tverretningen. Figur 6.7 viser elementoppbygningen til CLT 160 L5s.

Thickness [mm]	Panel type [-]	Layers [-]	Panel design [mm]				
			L	C	L	C	L
160	L5s	5	40	20	40	20	40



Figur 6.7 Elementoppbygning (Hentet fra storaenso.com)

Figur 6.8 viser det statiske systemet til dekket. Egenvekten blir automatisk beregnet av Calculatis til 0,80 kN/m. Nyttelastkategorien for mesaninen er vurdert til C3, som gir en last lik 5 kN/m. En så høy nyttelast er konservativt, men vi har tatt hensyn til at mesaninen kan benyttes til lagring av tyngre utstyr i korte perioder. Lydisolasjonsløsningen er lik som for kontordekket, med egenlast lik 0,37 kN/m.



Figur 6.8 Statisk system mesanine

Tabell 6.6 viser utnyttelser av dekket. I likhet med kontordekket er det vibrasjoner i bruksgrensetilstand som er dimensjonerende.

global utilization ratio							73 %
ULS	27 %	ULS fire	14 %	SLS	54 %	SLS vibration	73 %
						support	-1 %

Tabell 6.6 Utnyttelser av mesanine, fra beregningsrapporten i Calculatis

Siden mesaninen spenner fritt over 4,15 m er det tilstrekkelig med et dekke med tykkelse lik 160 mm. Det har god kapasitet i bruddgrense og er bare utnyttet 27 % (vedlegg 6.3). Håndberegningene viser at maksimal spenning i

de ytterste lamellene er lik $\sigma=5,15 \text{ N/mm}^2$. Kapasiteten er beregnet til $f_{md}=19,01 \text{ N/mm}^2$. Utnyttelsen er 26,9 %, noe vi anser som lavt (vedlegg 6.4).

Dekket er også kontrollert for ulykkestilstanden brann. Kravet er også R30 for mesaninen. Som tabell 6.6 viser er det bare utnyttet 14 % for branntilstand, uten brannisolering.

Videre vurderes bruksgrensetilstanden vibrasjoner for dekket. Tabell 6.7 viser utnyttelse for vibrasjoner.

analysis							
critereion	calc.	class I	class II	class I	class II	cl. I	cl. II
frequency criterion min	15.955 [Hz]	4.5 [Hz]	4.5 [Hz]	28 %	28 %	✓	✓
frequency criterion	15.955 [Hz]	8.0 [Hz]	6.0 [Hz]	50 %	38 %	✓	✓
acceleration criterion	0.043 [m/s ²]	0.05 [m/s ²]	0.1 [m/s ²]	86 %	43 %	✓	✓
stiffness criterion	0.183 [mm]	0.25 [mm]	0.5 [mm]	73 %	37 %	✓	✓

Tabell 6.7 Vibrasjonsanalyse mesanine, fra beregningsrapporten i Calculatis

Calculatis beregner en egenfrekvens i dekket til 15,955 Hz, og dekket har god kapasitet for klasse 1. For mesaninen er det stivheten for vibrasjoner som er dimensjonerende med 73 % utnyttelse.

Dekket er høyest utnyttet for vibrasjoner blant alle grensetilstandene, med 73 %. Det er mulig å redusere tykkelsen på dekket for å spare tverrsnitt og for å få en litt høyere utnyttelse. Vi har likevel vurdert og bestemt at dekket ikke skal reduseres, fordi isolasjonsløsningen for lydkrav gjelder for massivtre dekker med tykkelse $t \geq 160 \text{ mm}$.

Dekket har også god kapasitet for nedbøyning. Tabellene under viser utnyttelser for henholdsvis umiddelbar nedbøyning W_{inst} og netto endelig nedbøyning $W_{net,fin}$. Tabell 6.8 viser en umiddelbar nedbøyning lik 7,4 mm som gir en utnyttelse lik 54 %.

$W_{inst} = w[\text{char}]$					
field	K_{def}	limit	W_{limit}	$W_{calc.}$	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/300	13.8	7.4	54 %

Tabell 6.8 Beregnet nedbøyning med makskrav

Tabell 6.9 viser at netto endelig nedbøyning er beregnet til 9 mm, med en utnyttelse på 54 %, i likhet med W_{inst} over.

$W_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.] \cdot k_{def}$					
field	K_{def}	limit	W_{limit}	$W_{calc.}$	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/250	16.6	9.0	54 %

Tabell 6.9 Beregnet nedbøyning med makskrav

6.1.5 Sammenstillingstabell

Sammenstillingstabell av utnyttelser i dekker		
	Kontordekke	Mesanine
Bruddgrense	25 %	27 %
Nedbøyning $W_{net,fin}$	30 %	54 %
Vibrasjoner	92 %	73 %

Tabell 6.10 Oversikt utnyttelser med enkel sammenligning for dekkene

6.2 Beregning av bæresystem

Videre presenteres Robot som beregningsprogram, og dimensjonering av de ulike tverrsnittene.

6.2.1 Robot

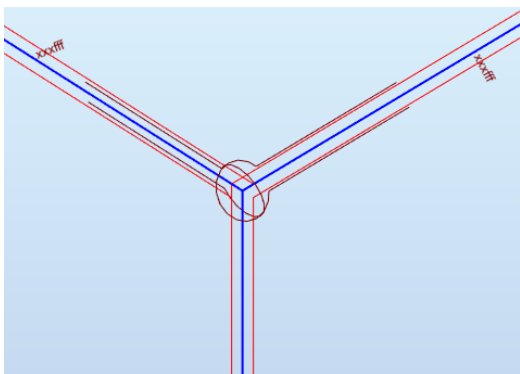
Robot brukes til dimensjonering av bæresystemets bjelker, søyler og vindkryss. For å kontrollere elementer i Robot benyttes funksjonen *Timber Design*. Den utfører en kodesjekk i henhold til trestandarden [1]. Siden Robot ikke benytter norsk tillegg må enkelte material-parametere endres. Partialfaktoren γ_m står fra før lik 1,25, men ifølge nasjonalt tillegg skal γ_m være lik 1,15 for limtre. Bøyefasthetsfaktoren K_{crit} er 0,67 i Robot. Dette stemmer med nasjonalt tillegg for Norge, men etter et endringsblad skal den være lik 0,8 [34].

Beregningsprogrammet Robot beregner statiske system ved bruk av *elementmetoden*. Metoden baserer seg på matrisestatikk, og vil gi en tilnærmet løsning for problemer med to- og tre-dimensjonale elementer [35, p. 5]. Elementene deles opp i flere mindre elementer, og deformasjonen i de enkelte elementer bestemmes av frihetsgradene i knutepunktene til elementene [36]. Robot regner med seks frihetsgrader i hvert knutepunkt. Frihetsgradene er translasjon i x-, y-, og z-retning, og rotasjon om de samme aksene.

Robot har som default-innstilling at den i sine rapporter kun viser påkjenninger og utnyttelser fra snittet som er mest utnyttet. Dette må det tas hensyn til ved verifisering av modellen. I for eksempel en fritt opplagt bjelke der moment er dimensjonerende, vil ikke Robot vise maks skjærkraft i rapporten. For å kontrollere skjærspenningene i eksempelet over må en endre kontrollsnittet slik at Robot kontrollerer snittet ved opplegget. Alternativt vil alle virkende krefter komme frem av resultatdiagrammene, som gjør det mulig å utføre kontroller av elementene manuelt.

Alle bjelkeelementer regnes leddet. Denne antakelsen forenkler prosessen med å kontrollere de ulike stavene manuelt. I løpet av studiet har vi lært og erfart at dette er god praksis for verifisering av modellen. Å innføre leddete staver er som oftest en konservativ tilnærming. Samtidig er det viktig å huske på at helt leddete knutepunkt og helt faste innspenninger er tilnærmet umulig å konstruere i praksis i trekonstruksjoner [10, p. 245]. Enkelte bjelkeelementer som spenner over flere opplegg regnes kontinuerlige. Derfor må søylen leddes i topp for å få korrekte diagram for skjær- og moment. De leddete stavene defineres som «*pinned-pinned*».

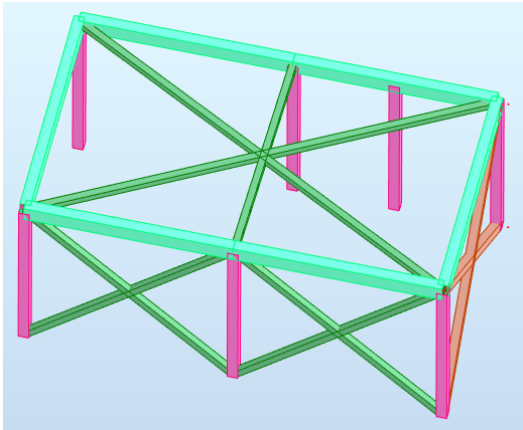
Om alle stavene i knutepunktene defineres som leddet, vil det ikke bli tatt opp rotasjon. Det vil føre til stabilitetsproblemer i modellen. Derfor er det en nødvendig forutsetning at minst én stav som er koblet til et knutepunkt ikke kan være definert som leddet, selv om de i realiteten er leddet. Figur 6.9 illustrerer dette.



Figur 6.9 Utklipp fra Robotmodell der to av tre elementer er leddet i et knutepunkt

Videre har vi innført horisontale stavkryss i modellen for å overføre krefter i horisontalplanene. Stavene er modellert for å gjenspeile funksjonen til stive

skiver, og hører ikke til i den endelige konstruksjonen. Derfor vil de ikke bli kontrollert i Robot. De vil ikke gi en fullverdig kraftoverføring slik en stiv skive gjør, men bidrar likevel til et mer reelt lastbilde i modellen. Videre i oppgaven omtales de horisontale stavkryssene som *dummykryss*. Figur 6.10 viser et utsnitt fra modellen, med horisontale dummykryss i takplanet.



Figur 6.10 Utsnitt fra Robotmodell med *dummykryss* i takplanet

6.2.2 Lastfordeling

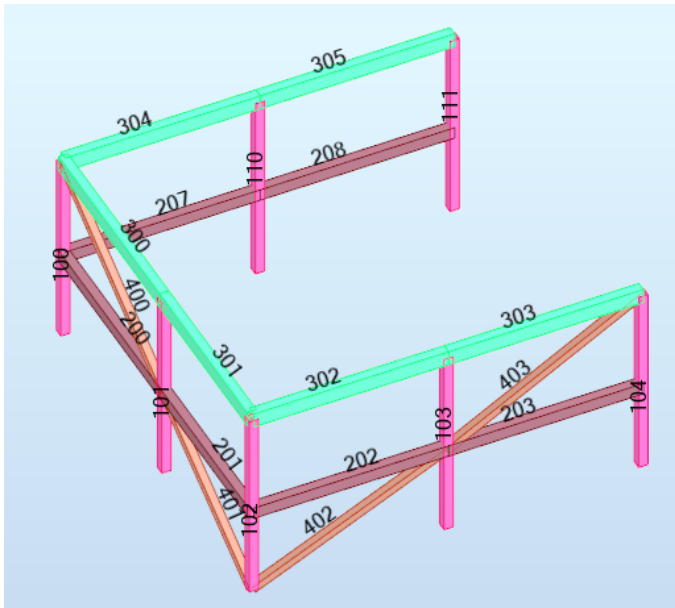
Vertikallaster fra vind, snø og takstoler tas opp som en jevnt fordelt last ved takstolenes opplegg. I kontordel i vest og garasje i øst tas lasten opp alene av bjelker i fasadevegg. I midtre del ligger takstolene på flere bjelker, og det er benyttet formlighet for å beregne lastbredder for de ulike oppleggene.

Vindlasten er en jevnt fordelt last på søylene. Endesøyer tar opp halve lasten på fasadefeltet, og midtsøyer tar opp halve lasten fra begge tilhørende fasadefelt. Vindlasten tas opp ved både søylefot og knutepunkt i søyletopp, hvor den fordeles videre inn i konstruksjonen.

6.2.3 Bjelker

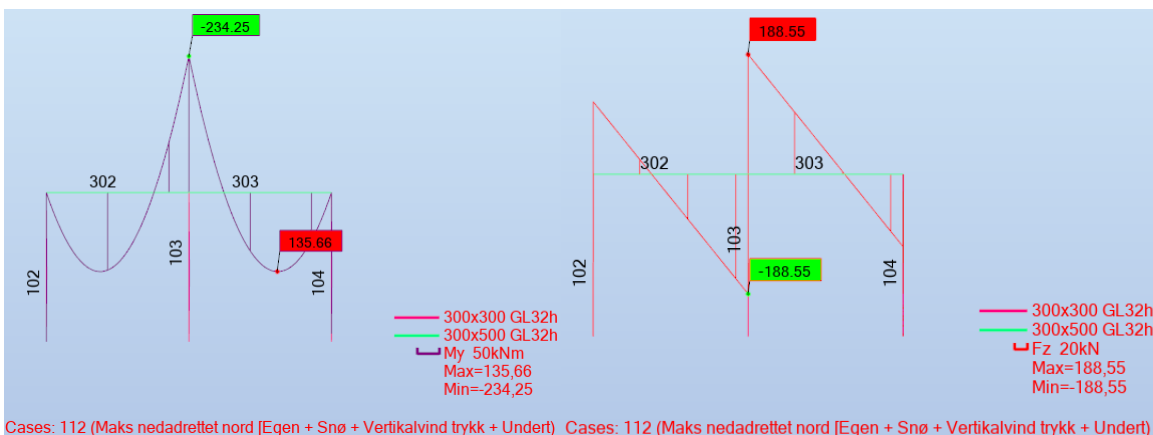
Takbjelker kontordel

Takbjelkene i kontordelen har dimensjonene 300x500 mm, og er av kvalitet GL32h. Valg av dimensjoner blir drøftet videre i drøftingskapittelet. Figur 6.11 viser et utklipp av kontordelen. I denne delen av bygget spenner takstolene fra bjelke 302 og 303, til bjelke 304 og 305. Dermed bærer ikke bjelke 300 og 301 annen last enn sin egenvekt.



Figur 6.11 Kontordel fra Robotmodell.

Taklasten, snølasten, vindtrykk på taket og undertrykk er dimensjonerende lastkombinasjon for takbjelkene. Bjelken får et støttemoment om sterk akse på 234,25 kNm og et feltmoment på 135,66 kNm. I tillegg får bjelke 303 en aksial strekkraft på 4,12 kN. Dette skyldes at dummykryssene i taket overfører aksialkrefter. Bjelken får også en skjærkraft på 188,55 kN fra vertikallasten. Figur 6.12 viser hvordan moment og skjærkraft fordeler seg på bjelkene.



Figur 6.12 Momentdiagram til venstre, og skjærkraftdiagram til høyre

Bjelkene er regnet leddet til søyle 102 og søyle 104 slik at det ikke oppstår momentstive hjørner, siden det er vanskelig å oppnå i praksis. Søyle 103 regnes leddet i topp. Skjærkraften er dimensjonerende for bjelken, som gir en maksimal utnyttelse på 86 % (vedlegg 6.5). Tabell 6.11 viser utnyttelser og dimensjonerende lasttilfelle.

Results		Messages					
Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	
300 Timber Bea	300x500 GL32	GL32h	46.70	77.83	0.19	100 Vind vertikal + horisontal + egenlast tak sør	
301 Timber Bea	300x500 GL32	GL32h	40.39	67.32	0.20	100 Vind vertikal + horisontal + egenlast tak sør	
302 Timber Bea	300x500 GL32	GL32h	43.65	72.75	0.86	112 Maks nedadrettet nord Egen + Snø + Vertikalvind trykk + Undert	
303 Timber Bea	300x500 GL32	GL32h	43.65	72.75	0.86	112 Maks nedadrettet nord Egen + Snø + Vertikalvind trykk + Undert	
304 Timber Bea	300x500 GL32	GL32h	43.65	72.75	0.86	112 Maks nedadrettet nord Egen + Snø + Vertikalvind trykk + Undert	
305 Timber Bea	300x500 GL32	GL32h	43.65	72.75	0.86	112 Maks nedadrettet nord Egen + Snø + Vertikalvind trykk + Undert	

Tabell 6.11 Utnyttelse i bruddgrense av takbjelkene i kontordelen

Beregninger for bjelke 304 og 305 er lik beregningene for bjelke 302 og bjelke 303. Bjelke 300 og bjelke 301 blir noe utnyttet fordi de blir påvirket av vindlast som gir et lite moment. Samtidig får de også noe aksialkraft fra dummykryssene.

For å kontrollere Robot sine beregninger har vi blant annet kontrollert bjelkenes momenter og skjærkrefter i Mathcad (vedlegg 6.6). For bjelke 303 er skjærkraften 186,15 kN, og støttemomentet er 234,55 kNm om sterk akse. Skjærspenningen er beregnet til $\tau_d=2,33$ N/mm² og skjærkapasiteten til $f_{vd}=2,74$ N/mm². Det gir en utnyttelse på 85 %. For moment er spenningen beregnet til $\sigma_{md}=18,76$ N/mm². Den har en kapasitet $f_{md}=25,04$ N/mm², og utnyttelsen er 75 %.

For brann er de samme lastkombinasjonene benyttet, men med en lastfaktor på 1,0. Maksimal utnyttelse på kontordelens takbjelker for brann er 63 %, og dermed ikke dimensjonerende. Brann er ikke dimensjonerende for noen av de resterende bjelkene ettersom lastfaktoren 1,0 benyttes, og vil derfor ikke bli vurdert videre. Tabell 6.12 viser utnyttelser og dimensjonerende lasttilfelle ved brann.

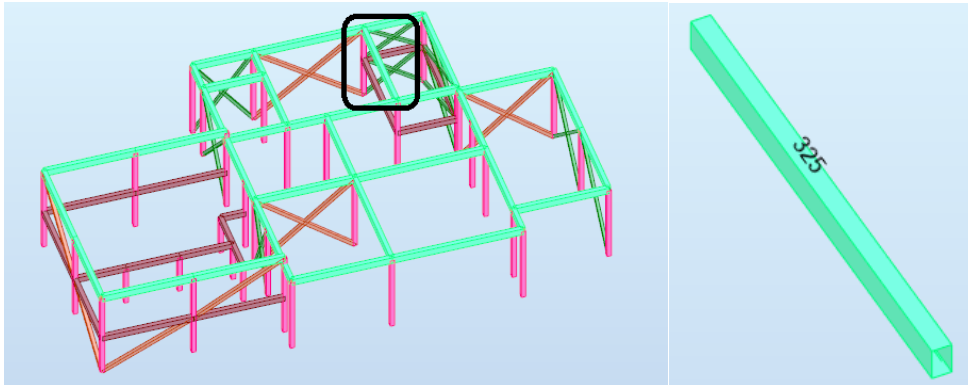
Results		Messages					
Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	
300 Timber Bea	300x500 GL32	GL32h	52.59	95.69	0.16	301 100 Brann	
301 Timber Bea	300x500 GL32	GL32h	45.49	82.77	0.16	301 100 Brann	
302 Timber Bea	300x500 GL32	GL32h	49.15	89.44	0.63	312 111 Brann	
303 Timber Bea	300x500 GL32	GL32h	49.15	89.44	0.63	312 111 Brann	
304 Timber Bea	300x500 GL32	GL32h	49.15	89.44	0.63	312 111 Brann	
305 Timber Bea	300x500 GL32	GL32h	49.15	89.44	0.63	312 111 Brann	

Tabell 6.12 Utnyttelse av takbjelkene i kontordel for brann

Videre er det antatt at bjelkene ikke vipper siden takstolene er festet i overkant av bjelkene med en senteravstand på 600 mm. For å utelukke vipping fra Robots beregninger er bjelkeparameterne endret til å ikke kunne utsettes for vipping.

Takbjelker lagerdel

For takbjelkene i byggets lagerdel brukes like dimensjoner og kvalitet som for takbjelkene i kontordelen. I videre beregninger undersøkes den mest utnyttede bjelken. Figur 6.13 viser lokasjon av bjelke 325.



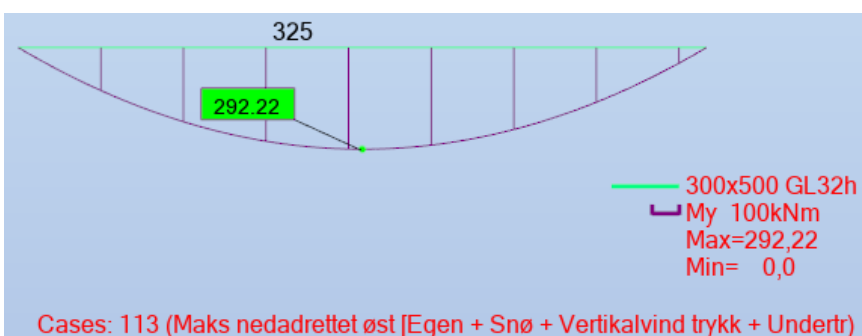
Figur 6.13 Lokasjon av bjelke 325

Bjelke 325 er den høyest utnyttede takbjelken med 92 %. Den er regnet leddet ved begge opplegg og overfører derfor ikke moment ned i søylene. Tabell 6.13 viser utnyttelsen og dimensjonerende lastkombinasjon for bjelke 325 i Robot (vedlegg 6.7).

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
325 Timber Bea	300x500 GL32	GL32h	50.85	84.76	0.92	113 Maks nedadrettet øst [Egen + Snø + Vertikalvind trykk + Undertr

Tabell 6.13 Utnyttelse i bruddgrense for bjelke 325

Momentet er dimensjonerende for bjelken. Fra beregninger i Robot får bjelken et maksimalt feltmoment lik 292,22 kNm om sterk akse, slik figur 6.14 viser. Det oppstår også en aksialkraft på 0,17 kN som gir trykk i bjelken, men denne neglisjeres siden den er relativt liten.



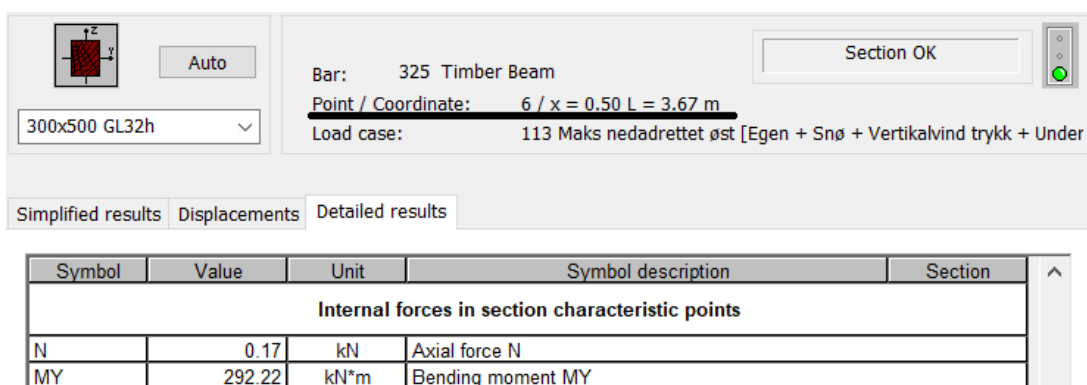
Figur 6.14 Momentdiagram bjelke 325

Robot regner en momentkapasitet $f_{md}=25,5 \text{ N/mm}^2$ og en opptredende momentspenning $\sigma_{md}=23,38 \text{ N/mm}^2$, som gir en utnyttelse for moment på 92 %. I håndberegningene for bjelke 325 er den opptredende

momentspenningen $\sigma_{md}=22,96 \text{ N/mm}^2$. Momentkapasiteten i håndberegningen er lik som i Robot på $f_{md}=25,5 \text{ N/mm}^2$. Dette gir en utnyttelse på 90 % for moment (vedlegg 6.8). Vi antar at årsaken til at utnyttelsen er lavere i håndberegningen er fordi Robot tar med egenvekten til materialet i beregningen.

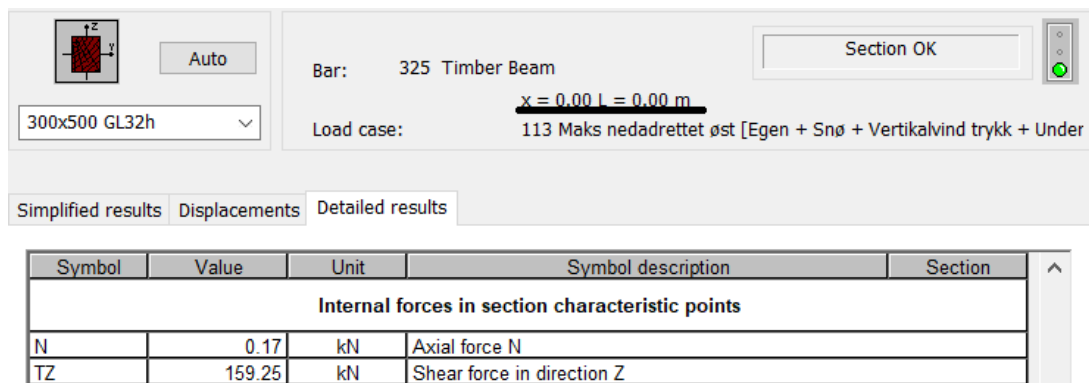
Vi har lagt merke til at Robot tar med kh-faktoren for hver beregning som utføres. Basert på formel 2.17 i trestandarden [1] beregnes bæreevnen $R_d=(k_{mod} \cdot R_k)/\gamma_m$. Dersom en regner momentkapasitet etter denne formelen blir $f_{md}=25,04 \text{ N/mm}^2$, altså litt lavere kapasitet enn $25,5 \text{ N/mm}^2$ som først beregnet. Vi antar årsaken er at Robot tar med kh-faktoren på 1,02 i beregningene sine for moment og strekk. Ifølge punkt 3.3(3) i trestandarden kan kh-faktoren benyttes til å hente ut mer kapasitet for bøyning og strekk for et element ved behov, dersom høyden eller bredden til elementet er mindre enn 600 mm.

Kodesjekken i Robot tar ikke alltid med skjærkraften i beregningene av utnyttelser. Årsaken er som tidligere nevnt at Robot kun tar med de kreftene som virker i det mest påkjente snittet av bjelken. I dette tilfellet kun moment om sterk akse og aksialkraft slik figur 6.15 under viser. Der ser en at «Point/Coordinate» er lik $0.5 \cdot L$, som betyr at Robot som default kontrollerer bjelken i snittet midt på bjelken der det vil være størst moment.



Figur 6.15 Point/Coordinate=0,50*L bjelke 325

For å få opp skjærkraften i Robot er en nødt til å velge «Timber Design» -> «Configuration» -> velge «Characteristic points» og huke av for kun «max Fz» i «options». Slik regner programmet utnyttelsen for skjærkraft alene, som figur 6.16 viser.



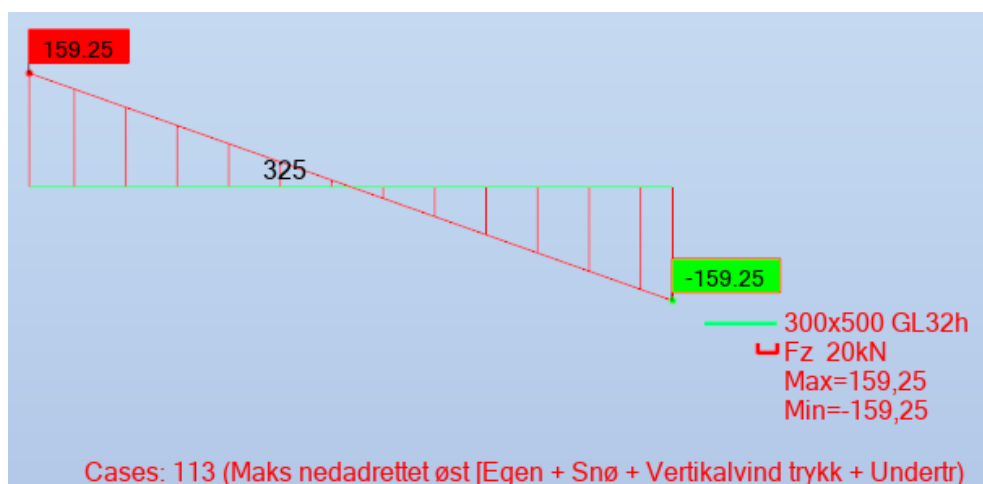
Figur 6.16 Point/Coordinate=0,00*L bjelke 325

Det beregnede snittet er nå null meter inn, altså ved opplegg der skjærkraften er størst for en fritt opplagt bjelke. For skjærkraft alene får bjelken en utnyttelse på 73 %, slik tabell 6.14 viser.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
325 Timber Bea	300x500 GL32	GL32h	50.85	84.76	0.73	113 Maks nedadrettet øst [Egen + Snø + Vertikalvind trykk + Undertr]

Tabell 6.14 Utnyttelse av bjelke 325 for skjær

Det er også gjort en manuell beregning av bjelkens skjærkraft, og vi har kontrollert at den har tilstrekkelig kapasitet. Lastbildet i Robot gir en jevnt fordelt bruddgrenselast på 42,62 kN/m. Bjelken er 7,34 m lang, og gir en skjærkraft lik 156,4 kN ved oppleggene. Det gir en opptredende skjærspenning $\tau_d = 1,95 \text{ N/mm}^2$ og en kapasitet $f_{vd} = 2,74 \text{ N/mm}^2$, som gir en utnyttelse på 71 %.

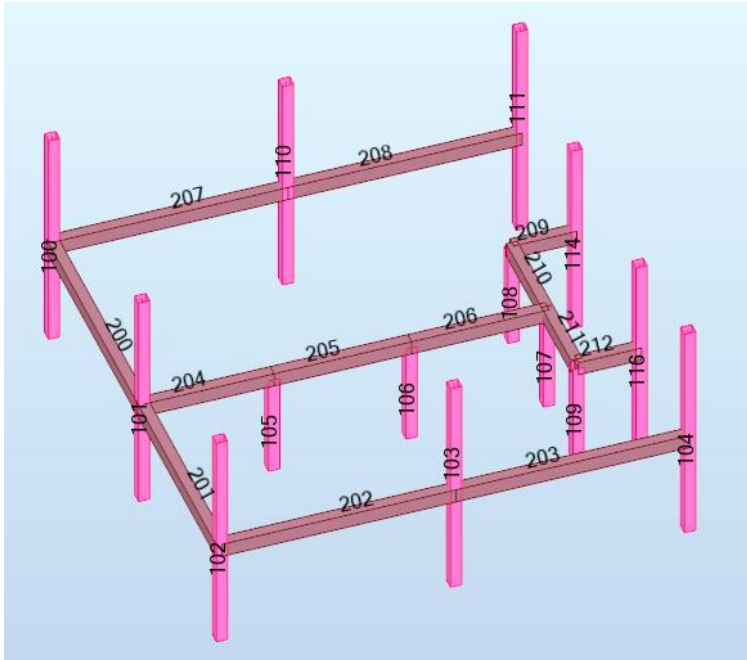


Figur 6.17 Skjærkraftdiagram bjelke 325

Som figur 6.17 viser er det beregnet en skjærkraft på 159,25 kN. Den er noe større enn det som fremkommer av håndberegningen, noe vi antar er fordi Robot tar med egenvekten til materialet i tillegg.

Bjelker kontordekke

For bjelkene som holder oppe kontordekket er dimensjonene 300x400 mm benyttet. Kvaliteten er også her GL32h. Figur 6.18 viser hvordan bjelkene ligger.



Figur 6.18 Oversikt over bjelker i kontordel

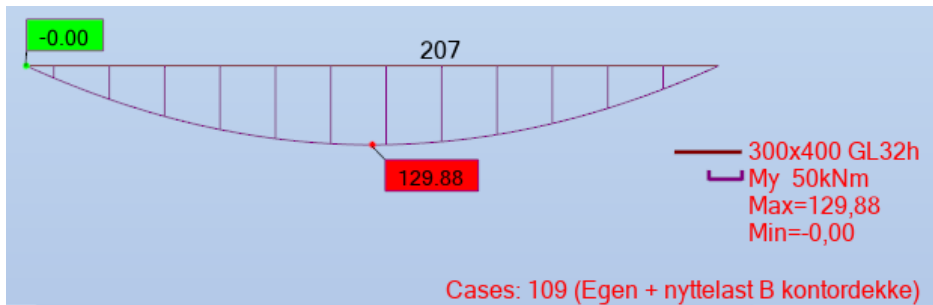
Kontordekket spenner fra bjelke 202 og 203 til 207 og 208. Bjelkene 204, 205, 206, 209 og 212 støtter på midten. Det vil si at i Robotmodellen får ikke bjelkene 200, 201, 210 og 211 last fra kontordekket, og de blir derfor lavt utnyttet.

Bjelkene er regnet leddet i Robot siden søylene er kontinuerlig fra bunn til topp. Vi har undersøkt bjelke 207 nærmere fordi den er høyest utnyttet med 70 %, slik tabell 6.15 viser (vedlegg 6.9).

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
207 Timber Bea	300x400 GL32	GL32h	54.56	72.75	0.70	109 Egen + nyttelast B kontordekke

Tabell 6.15 Utnyttelse i bruddgrense for bjelke 207

Generelt for alle bjelkene er det lastkombinasjon 109 som gir størst moment og skjærkrefter. Den består av dekkets egenlast og nyttelast for kategori kontor. Figur 6.19 viser momentdiagrammet til bjelke 207.



Figur 6.19 Momentdiagram bjelke 207

70 % utnyttelse for bjelkene er ikke høyt. Det ble vurdert et mindre tverrsnitt på 300x350 mm, men bjelkene 202, 203, 207 og 208 holdt ikke for bruksgrensekravet $L/200$, slik tabell 6.16 viser.

Member	Section	Material	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
202 Timber Bea	300x350 GL32	GL32h	0.00	1*1 + 1*30 + 1*32 +	1.07	1*1 + 1*30 + 1*32 +
203 Timber Bea	300x350 GL32	GL32h	0.00	(1+0.6)*1 + (1+0.6)*	1.02	1*1 + 1*30 + 1*32 +
207 Timber Bea	300x350 GL32	GL32h	0.00	1*1 + 1*30 + 1*32 +	1.23	1*1 + 1*30 + 1*32 +
208 Timber Bea	300x350 GL32	GL32h	0.00	(1+0.6)*1 + (1+0.6)*	1.17	1*1 + 1*30 + 1*32 +

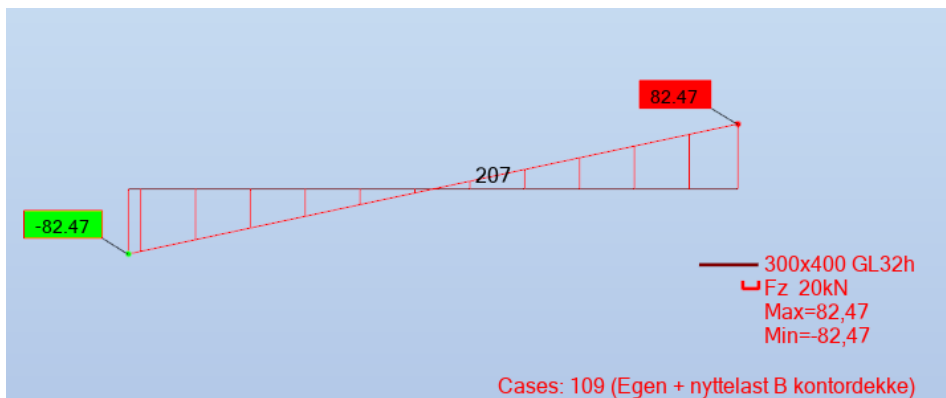
Tabell 6.16 Utnyttelser for kontorbjelker i bruksgrense

Lasttilfellet gir et maksimalt moment om sterk akse på 129,88 kNm og er dimensjonerende for bjelken. Våre manuelle beregninger viser et moment om sterk akse på 126,79 kNm. Det gir altså en momentspenning $\sigma_{md}=15,85$ N/mm², litt mindre enn det Robot regner ut, som er $\sigma_{md}=16,24$ N/mm². Dette antar vi er på grunn av hensynet til materialets egenvekt (vedlegg 6.10).

Momentkapasiteten i Robot er beregnet til $f_{md}=23,18$ N/mm².

Håndberegningen gir en helt lik momentkapasitet, og det gir en utnyttelse på 68 %. Det er noe lavere enn Robot sin utnyttelse på 70 %. Også her benytter Robot seg av k_h -faktoren som er 1,04 om sterk akse for å beregne momentkapasitet.

I likhet med bjelke 325 blir ikke skjær tatt med i kodesjekken siden det ikke er dimensjonerende. Figur 6.20 viser hvordan skjærkraften fordeler seg på bjelken.

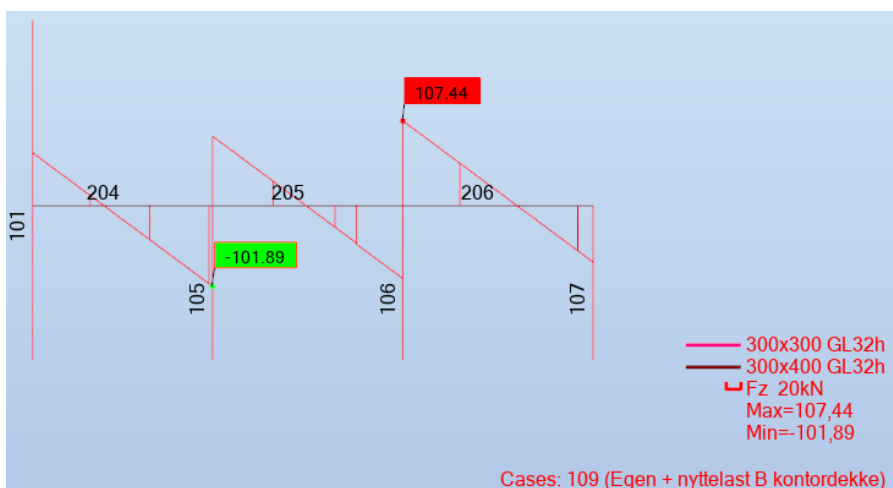


Figur 6.20 Skjærkraftdiagram bjelke 207

Robot viser at det er en skjærkraft på 82,47 kN ved oppleggene. Ut fra en jevnt fordelt last på 25,56 kN/m og lengde 6,3 m gir håndberegningene en skjærkraft lik 80,5 kN ved opplegg. Forskjellen skyldes materialets egenvekt som blir tatt hensyn til i Robot. Med en kapasitet $f_{vd}=2,43 \text{ N/mm}^2$ og en opptredende skjærspenning $\tau_d=1,26 \text{ N/mm}^2$ gir det en utnyttelse på 52 % i håndberegningen, og kapasiteten for skjær er tilstrekkelig. Hvis en kontrollerer bare for skjær i Robot gir det en utnyttelse på 53 %, noe som bekrefter at håndberegningen er korrekt. Tabell 6.17 viser skjærutnyttelsen for bjelke 207.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
207 Timber Bea	300x400 GL32	GL32h	54.56	72.75	0.53	109 Egen + nyttelast B kontordekke

Tabell 6.17 Utnyttelse for skjær i bruddgrense bjelke 207



Figur 6.21 Skjærkraftdiagram bjelke 204-206

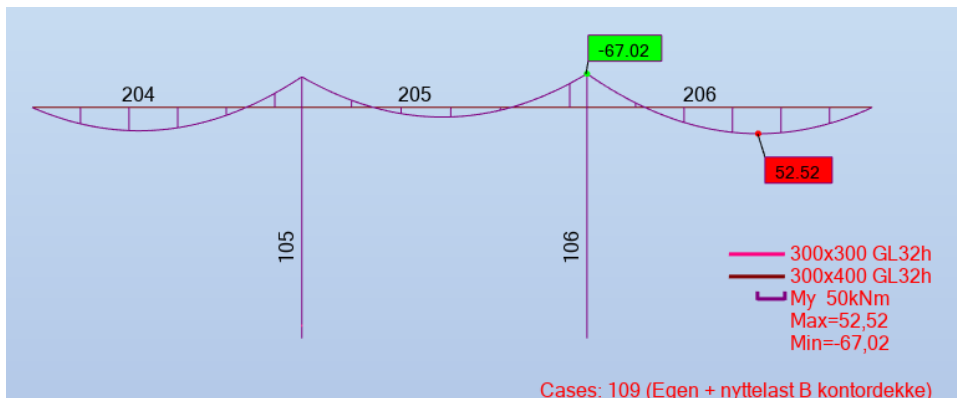
Figur 6.21 viser et utklipp av skjærkraftdiagrammet til bjelke 204, 205 og 206. For disse bjelkene er det skjærkraft som er dimensjonerende. Disse bjelkene har som funksjon å støtte massivtredekket på midten. Bjelke 206 er den mest

utnyttede, med 69 %. Fra beregningene i Robot får bjelke 206 en skjærspenning $\tau_d=1,68 \text{ N/mm}^2$, og en skjærkapasitet $f_{vd}=2,43 \text{ N/mm}^2$. Det gir en utnyttelse på 69 % (vedlegg 6.11). Tabell 6.18 viser utnyttelsen av bjelke 206.

Results		Messages					
Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	
206 Timber Bea	300x400 GL32	GL32h	32.04	42.72	0.69	109 Egen + nyttelast B kontordekke	

Tabell 6.18 Utnyttelse bruddgrense bjelke 206

Momentet er størst over søyle 106, og er grunnlaget for kontroll av moment. Støttemomentet om sterk akse på 67,01 kNm gir en momentspenning $\sigma_{md}=8,38 \text{ N/mm}^2$, og momentkapasiteten $f_{md}=23,18 \text{ N/mm}^2$. Dermed er bjelken bare utnyttet 36 % for moment. Figur 6.22 viser momentdiagrammet for bjelkene.

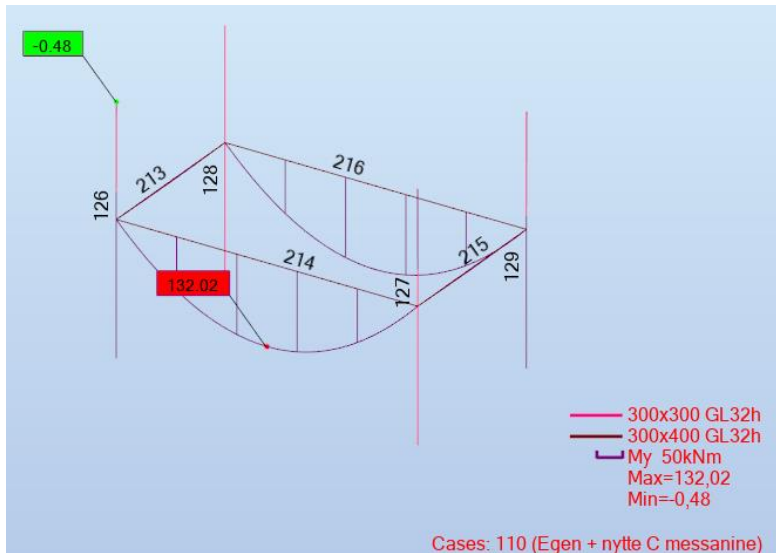


Figur 6.22 Momentdiagram bjelke 204-206

Bjelke 209 og 212 spenner kun over 1,7 m og har mindre lastpåkjenning enn bjelke 206. Siden bjelkene er kortere og har likt tverrsnitt er det ikke nødvendig å foreta nærmere kontroll.

Bjelker mesanine

Bjolkene i mesaninen er av dimensjonene 300x400 mm og har kvalitet GL32h som resten av bjolkene. De er regnet leddet i begge ender. Figur 6.23 viser momentdiagrammene.



Figur 6.23 Momentdiagram bjelke 214 og 216

Den dimensjonerende lastkombinasjonen til bjelke 214 og 216 er egenlasten til dekket, sammen med nyttelest kategori C. Det gir et dimensjonerende feltmoment på 132,02 kNm om sterk akse. Opptredende momentspenning er $\sigma_{md}=16,5 \text{ N/mm}^2$, og kapasiteten $f_{md}=23,18 \text{ N/mm}^2$. Dette gir en utnyttelse på 71 % (vedlegg 6.13). Tabell 6.19 viser at bjelke 213 og 215 er lavt utnyttet fordi dekket spenner mellom bjelke 214 og bjelke 216, som tar opp kraften fra dekket.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
215 Timber Bea	300x400 GL32	GL32h	35.94	47.92	0.01	102 Vind vertikal + horisontal + egenlast tak nord
213 Timber Bea	300x400 GL32	GL32h	35.94	47.92	0.01	113 Maks nedadrettet øst [Egen + Snø + Vertikalvind trykk + Undertr
216 Timber Bea	300x400 GL32	GL32h	63.57	84.76	0.71	110 Egen + nytte C messanine
214 Timber Bea	300x400 GL32	GL32h	63.57	84.76	0.71	110 Egen + nytte C messanine

Tabell 6.19 Utnyttelser bruddgrense bjelke 213-216

For skjær er bjelken utnyttet 46 % slik tabell 6.20 viser. Opptredende skjærspenning $\tau_d=1,14 \text{ N/mm}^2$ og kapasiteten $f_{vd}=2,43 \text{ N/mm}^2$. Utnyttelsen er lik 46 % (vedlegg 6.14).

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
216 Timber Bea	300x400 GL32	GL32h	63.57	84.76	0.46	110 Egen + nytte C messanine

Tabell 6.20 Utnyttelse for skjær for bjelke 216

6.2.4 Sammenstilling av bjelker

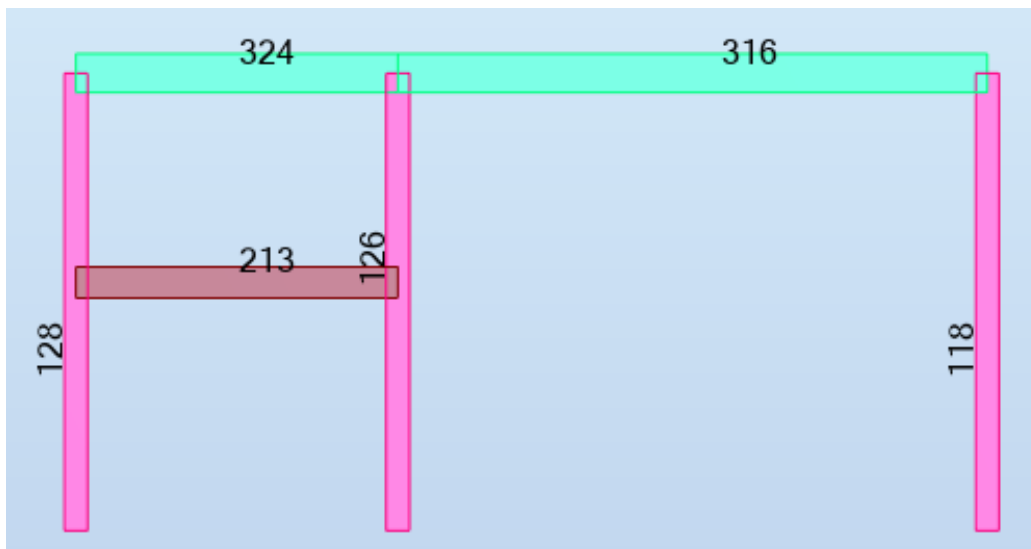
Her blir alle bjelkene sammenstilt i en tabell for bedre oversikt. Tabell 6.21 viser spenningene som er dimensjonerende. Det vil si at snittkrefter som er små og påvirker lite, som aksialkraft, ikke blir tatt med i tabellen.

Sammenstillingstabell med dimensjonerende spenninger				
Bjelke	Momentspenning er i N/mm ²	Skjærspenning er i N/mm ²	Kapasite t i N/mm ²	Utnyttelse i bruddgrens e
Takbjelker kontor 302- 305		$\tau_d=2,36$	$F_{v,d}=2,74$	86 %
Takbjelke lager 325	$\sigma_{md}=23,38$		$F_{md}=25,5$	92 %
Bjelke kontordeck e 207	$\sigma_{md}=16,24$		$F_{md}=23,18$	70 %
Bjelke kontordeck e 206		$\tau_d=1,68$	$F_{v,d}=2,43$	69 %
Bjelker mesanine 214, 216	$\sigma_{md}=16,5$		$F_{md}=23,18$	71 %

Tabell 6.21 Sammenstillingstabell beregnede bjelker med dim. Spenninger

6.2.5 Søyler

Alle søylene i bygget er av dimensjoner 300x300 mm og kvalitet GL32h. Søylene er gjennomgående fra fundament til takbjelkene. Knekk lengdene til søylene er ulike. I områdene med etasjeskiller, som i mesaninen og kontordelen, vil flere søyler ha sideveis fastholding fra bjelker. I områdene uten etasjeskiller vil søylene ha knekk lengder tilsvarende full lengde. Figur 6.24 viser et utklipp der søyle 128 og 126 er fastholdt på midten av bjelke 213, og dermed får redusert knekk lengde om den ene aksen. Søyle 118 er kun er fastholdt i bunn og topp, og har full knekk lengde om begge akser.

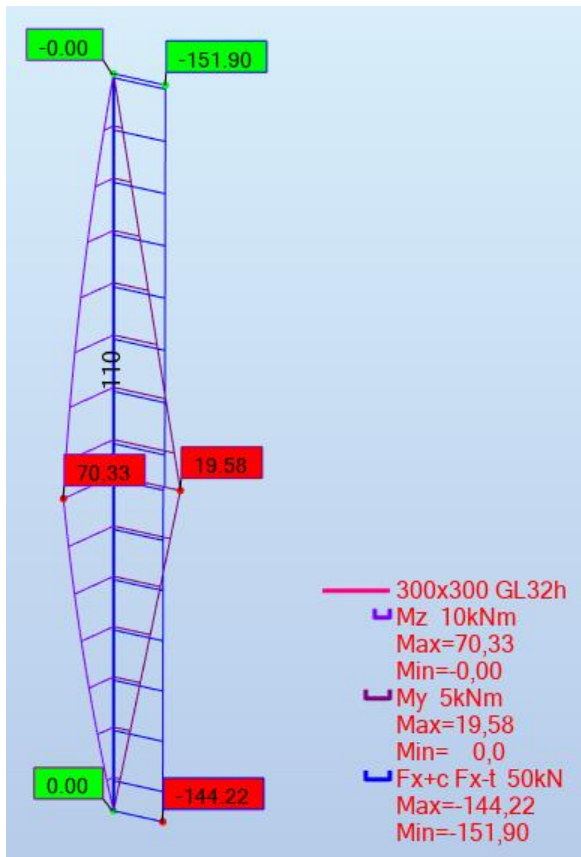


Figur 6.24 Utklipp som illustrerer sideveis fastholding

I Robot er knekk lengdefaktor L_{cr} definert som 1,0. Programmets utgangspunkt er gjennomgående staver, leddet ved opplegg i bunn og i topp. Det tar ikke hensyn til at søylene med fastholding får lavere knekk lengde. Parameterne for dette kan endres, og det er noe vi gjerne ville gjort i en jobbsammenheng med bedre tid. Full knekk lengde er en konservativ tilnærming, og er valgt videre i beregningene. Årsaken til at videre beregninger er med en knekk lengdefaktor lik 1,0 er at søylene tåler belastningen med full knekk lengde. Videre er det ikke ønskelig med mindre tverrsnitt i søylene fordi bjelkene har en bredde på 300 mm, og disse skal flukte i kantene.

Søyle 110

De dimensjonerende utnyttelsene for søylene forekommer i hovedsak av kombinasjoner med bøyning og aksialt strekk, og bøyning og aksialt trykk. Kodesjekken i Robot viser at blant søylene er stav 110 høyest utnyttet. Lastkombinasjonen inkluderer vertikal- og horisontalvind, og egenlast fra tak i sør. Det gir et sug på taket som fører til strekk og moment i søylen. Figur 6.25 viser aksialkraft og moment om begge akser.



Figur 6.25 Diagrammer søyle 110

Lastkombinasjonen gir en utnyttelse på 77 % i et snitt 3,60 m opp i søylen. Tabell 6.22 viser et utdrag fra rapporten i Robot med utnyttelse og dominerende lasttilfelle.

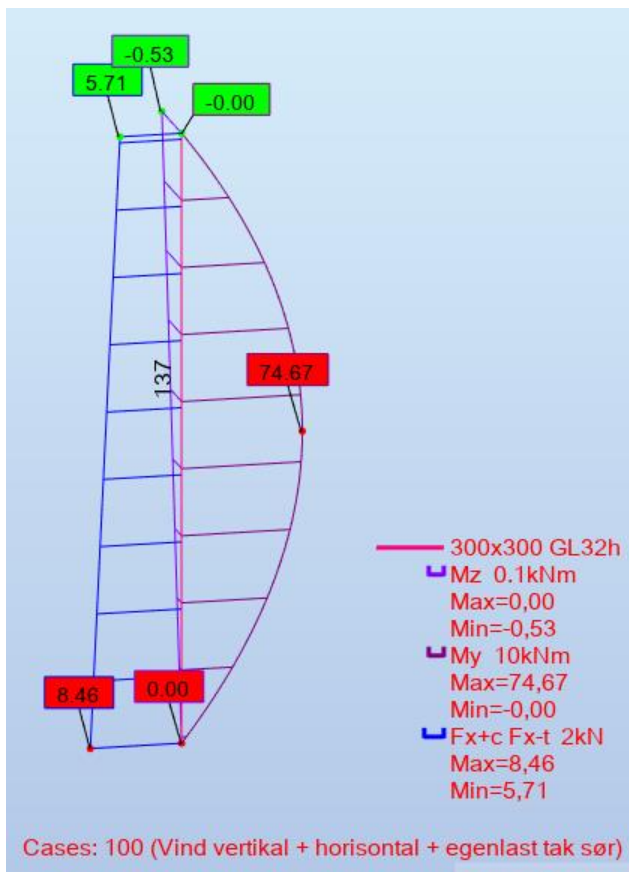
Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
110 Timber Colu	300x300 GL32	GL32h	76.21	76.21	0.77	100 Vind vertikal + horisontal + egenlast tak sør

Tabell 6.22 Utnyttelse i bruddgrense for søyle 110

Dominerende bruddgrensetilstand er kombinert bøyning og aksialt strekk. Staven er også kontrollert manuelt. Det ga momentspenninger 4,35 N/mm² og 15,63 N/mm² om de to aksene, og aksialspenning $\sigma_{\text{to,d}}=1,67$ N/mm² som ga en utnyttelse lik 77 %, likt som i Robot. For beregningsrapport og håndberegning, se vedlegg 6.16 og vedlegg 6.17.

Søyle 137

For stav 137 er dimensjonerende laskombinasjon lik som for stav 110 over, men med ulik virkning. Stav 137 får et aksialt trykk fra lastkombinasjonen i stedet for aksialt strekk. Figur 6.26 viser aksialkraft og moment om begge akser.



Figur 6.26 Diagrammer søyle 137

Fra beregninger gjort i Robot får søylen en utnyttelse på 62 %, slik tabell 6.23 viser. Rapporten viser også at det er den høyest utnyttede søylen med trykkraft, selv om trykkraften er lav og moment utgjør mesteparten av utnyttelsen (vedlegg 6.17).

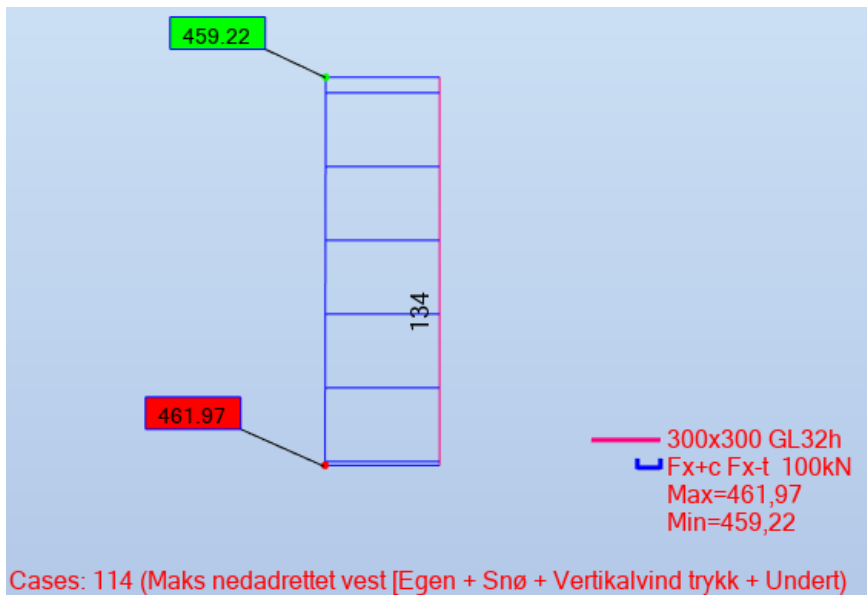
Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
137 Timber Colu	300x300 GL32	GL32h	68.13	68.13	0.62	100 Vind vertikal + horisontal + egenlast tak sør

Tabell 6.23 Utnyttelse i bruddgrense for søyle 137

Denne staven er også kontrollert manuelt (vedlegg 6.18). Søylen blir blant annet kontrollert for knekking. K_c -faktoren blir beregnet til 0,66, som vil si at aksialkraftkapasiteten blir redusert til 66 %. Videre er de opptredende momentspenningene 16,59 N/mm² og 0,04 N/mm² om de to aksene. Momentkapasiteten $f_{md}=26,85$ N/mm² gir en utnyttelse på 62 %, og dermed har søylen tilstrekkelig kapasitet.

Knekkingskontroll

Vi har utført en manuekk knekkingskontroll av den mest trykkpåkjennte søylen. Søylen 134 har på det meste 461,97 kN i trykk, slik figur 6.27 viser.



Figur 6.27 Aksialkraftdiagram søyle 134

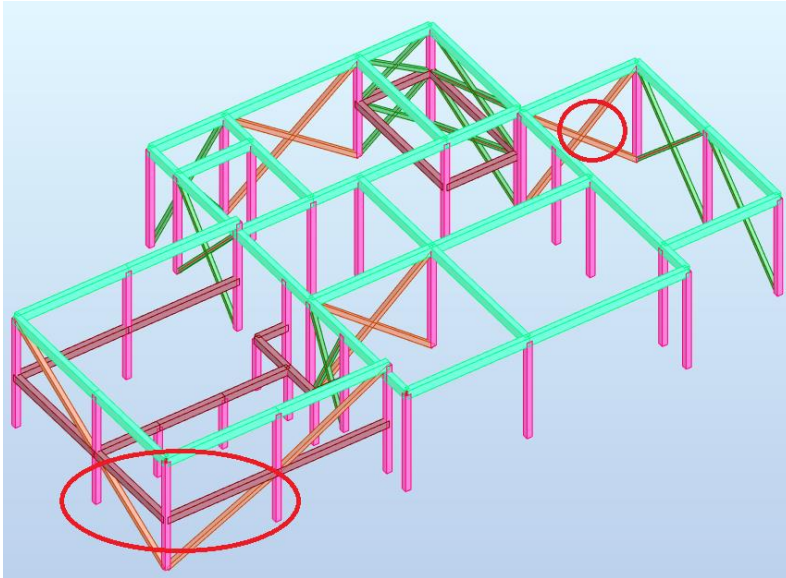
Dimensjonerende lastkombinasjon er egenlast tak, snølast, vertikalt vindtrykk og undertrykk. Håndberegningene viser at for denne trykklasten alene er søylen utnyttet 31 % med en knekk lengde på $1,0 \cdot L$ (vedlegg 6.19). Dermed har søylene god kapasitet for aksial trykklast. For samme lasttilfelle beregner Robot en utnyttelse på 32 % slik tabell 6.24 viser. Dette fordi Robot også tar med momentspenningene.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
134 Timber Colu	300x300 GL32	GL32h	68.13	68.13	0.32	114 Maks nedadrettet vest [Egen + Snø + Vertikalvind trykk + Undert]

Tabell 6.24 Utnyttelse for aksialkraft for søyle 134

6.2.6 Avstiving

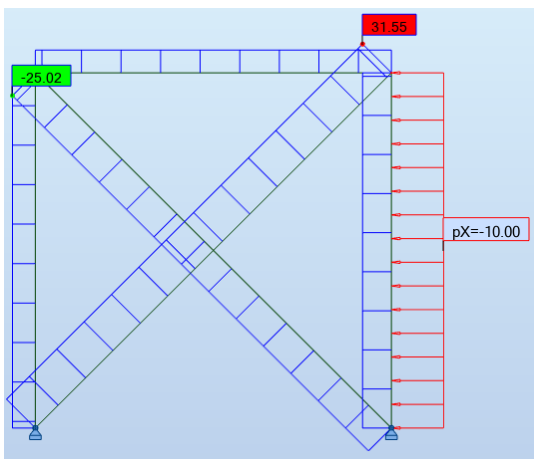
Figur 6.28 indikerer hvilke staver som kontrolleres. Skråstavene 400, 401, 402 og 403 i byggets kontordel tar både strekk- og trykk-krefter. Denne løsningen har vi valgt for å få plass til vinduer i fasaden. Resterende avstivende elementer i konstruksjonen består av vindkryss der kun ett av skråstavene tar strekk av gangen.



Figur 6.28 Utklipp fra Robot-modell der skråstavene 400-403 og vindkrysset 422 423 er markert

Vindkryss 422 - 423

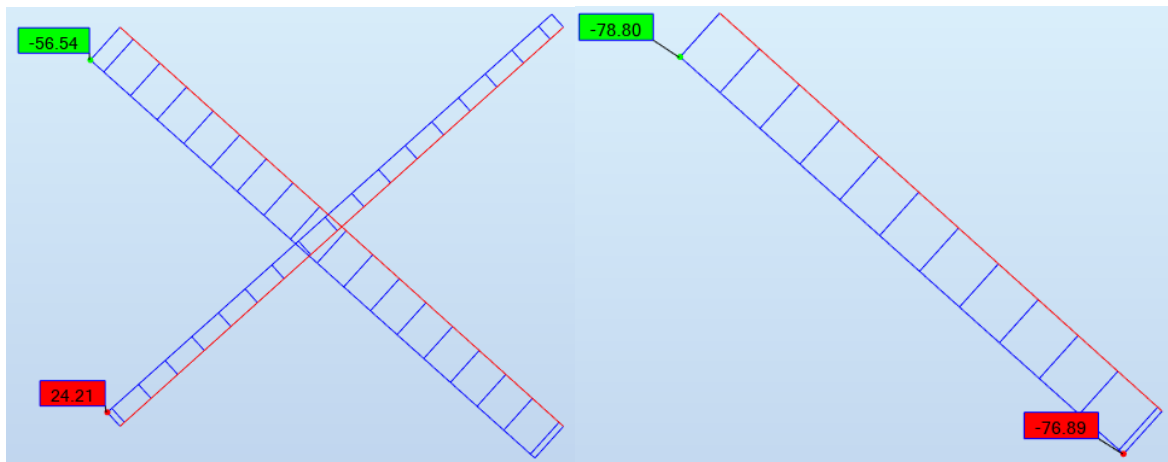
For kontroll av vindkryss har vi tatt utgangspunkt i vindkrysset i høyre hjørne på figur 6.28. Det består av stavene 422 og 423. I utgangspunktet fordeler Robot kreftene ca. 50/50 i kryssene på grunn av lik stivhet i materialer, altså at begge stavene tar omtrent likt strekk og trykk. Figur 6.29 viser et prinsipp fra kraftfordeling i Robot med en jevnt fordelt horisontal last. Trykkraften på 31,55 kN utgjør 56 % av horisontallasten og strekkraften på 25,02 kN utgjør de resterende 44 %.



Figur 6.29 Prinsipp lastfordeling i Robot

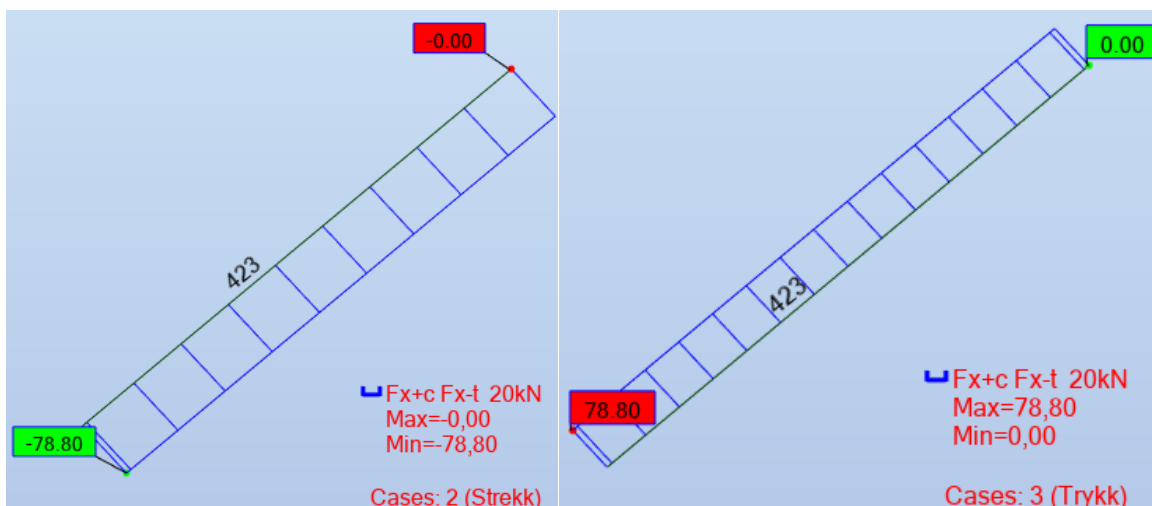
Lasttilfellet med vertikal-, horisontalvind og egenvekt tak er benyttet ved påfølgende kontroll av vindkrysset. I modellen fordeler kreftene seg slik figur 6.30 viser. Årsaken til at det blir en skjevfordeling av strekk- og trykkraft i stavene antas å være på grunn av en vertikallast på toppbjelken mellom

skråstavene. For å tvinge lasten til å bli tatt opp av kun én stav, fjernes den ene staven fra modellen slik at all kraften blir tatt opp som strekkraft.



Figur 6.30 Aksialt strekk før sletting av stav til venstre og etter sletting til høyre

Vindkryssene vil i hovedsak ikke utsettes for et knekkingsproblem siden de ikke belastes med tilstrekkelig aksialtrykk, men både strekk- og trykk-kapasitet kontrolleres for å være trygg på konstruksjonen. For å kontrollere foretas en kontrollberegning av skråstav 401 i kontordelen og vindkrysset bestående av stav 422 og stav 423. Figur 6.31 viser full strekk- og trykkraft i hver stav.



Figur 6.31 Stav 423 i strekk til venstre, og trykk til høyre

For å få en riktig kontroll i Robot, er vindkrysset modellert i en egen modell med aksialkrefter hentet fra «results – diagrams for bars» i hovedmodellen. For å kontrollere vindkrysset er det benyttet to tilfeller; maks strekk og maks trykk i stav 423. Etersom stavene 422 og 423 er identiske har vi kontrollert én stav for begge tilfeller. I tabell 6.25 presenteres utnyttelsene av skråstaven for både strekk og trykk. For strekk er utnyttelsen på 6 %, mens for trykk er utnyttelsen på

24 %. Utnyttelsen øker med 18 % i trykk på grunn av reduksjonsfaktoren i forbindelse med knekkingsberegningen. Se vedlegg 6.20 og 6.21 for beregningsrapport fra Robot.

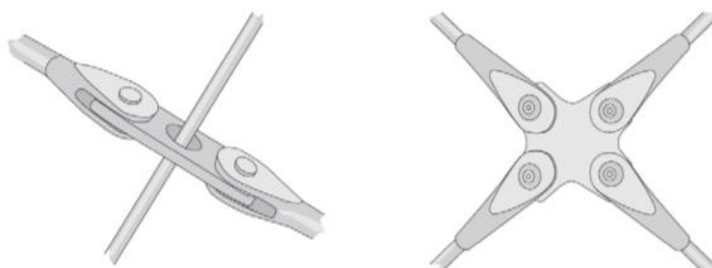
Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
1 Timber Column	250x250	GL32h	122.15	122.15	0.06	2 Strekk
2 Timber Column	250x250	GL32h	122.15	122.15	0.24	3 Trykk

Tabell 6.25 Utnyttelser for stav 423 ved strekk og trykk

Håndberegningene av samme stav gir en utnyttelse på 6 % for strekkraften, og 22 % for trykkraften (vedlegg 6.22). Svarene er tilnærmet lik svarene fra Robot. På grunn av stavenes lave utnyttelse ved både strekk og trykk konkluderer vi med at vindkrysset har tilstrekkelig kapasitet.

Vindkryss i stål

Kryssene kan også løses med smale stålstag. Det utsettes for samme trykk- og strekklast som vindkryss 422 og 423. For å ta et aksialt strekk på 78,8 kN kreves en diameter lik 17,2 mm. Et mer anvendbart profil har diameter lik 20 mm, og har kapasiteten $N_{Rd} = 355 \cdot \pi \cdot 10^2 / 1,05 = 106,2$ kN i strekk. Stålstagene må i likhet med limtrestagene monteres på midten slik figur 6.32 illustrerer, med to alternative løsninger. Et stålstag med 20 mm i diameter som spenner 8,82 m er slankt, og vil knekke ut ved delvis trykkbelastning. Da vil resterende last tas opp som strekk i det andre skråstaget. Stålstagene har tilstrekkelig kapasitet med et lite tverrsnitt, men det er fortsatt ønskelig med vindkryss i limtre for å være tro mot trekonseptet, og for å vise hva som er mulig med rene trekonstruksjoner.

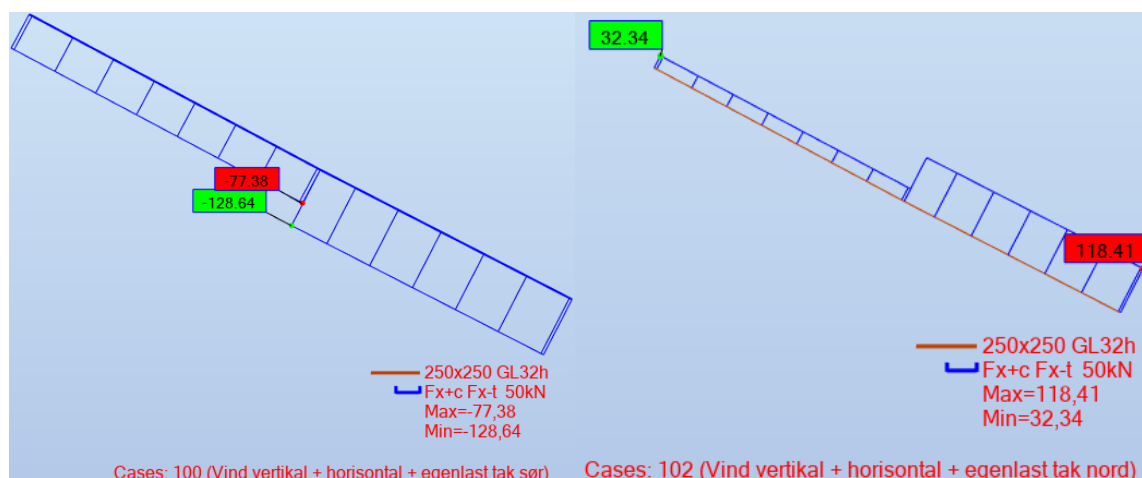


Figur 6.32 Mulige monteringer av vindkryss i stål i midten (Hentet fra Limtreboka/Moelven)

Skråstav 400 - 401 i kontordel

Skråstavene 400 og 401 er lokalisert i kontorarealets vestre fasade. Stavene utsettes for maksimal strekk ved lasttilfellet med vind fra sør, og maks trykk ved lasttilfellet med vind fra nord. Stav 401 er høyest utnyttet og blir derfor

kontrollert videre. Figur 6.33 viser skråstavene 400 og 401 i både maks strekk- og maks trykkraft.



Figur 6.33 Skråstag 400 401 i maksimalt strekk til venstre, og trykk til høyre

Staget er delt i to, og er årsaken til varierende aksialkrefter i tverrsnittet. En slik løsning gjør at nedre del også tar opp aksialkrefter fra bjelker i andre etasje. Ved å dele staget opp i to føres mer av horisontalkreftene ned i fundamentet, som er positivt for global stabilitet. Etersom det her er ulike lasttilfeller kontrolleres stav 401 for begge tilfeller. Tabell 6.26 viser utnyttelsene av stav 401 for strekk og trykk. Utnyttelsene er små på henholdsvis 20 % for trykk og 10 % for strekk (vedlegg 6.23 og 6.24).

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
1 Timber Column	250x250	GL32h	90.85	90.85	0.10	2 Strekk
2 Timber Column	250x250	GL32h	90.85	90.85	0.20	3 Trykk

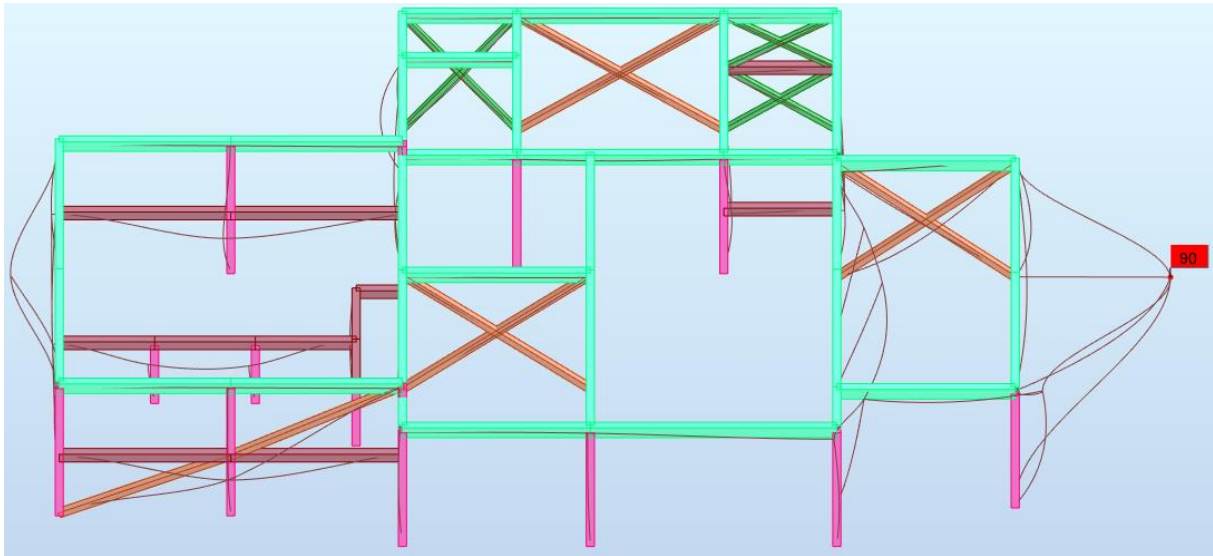
Tabell 6.26 Utnyttelser ved strekk og trykk

Håndberegningene av skråstav 401 gir en utnyttelse på 10 % for strekk og 19 % for trykk (vedlegg 6.25). Ser en utnyttelsene opp mot hverandre, kan en også her konkludere med at skråstaget har tilstrekkelig kapasitet.

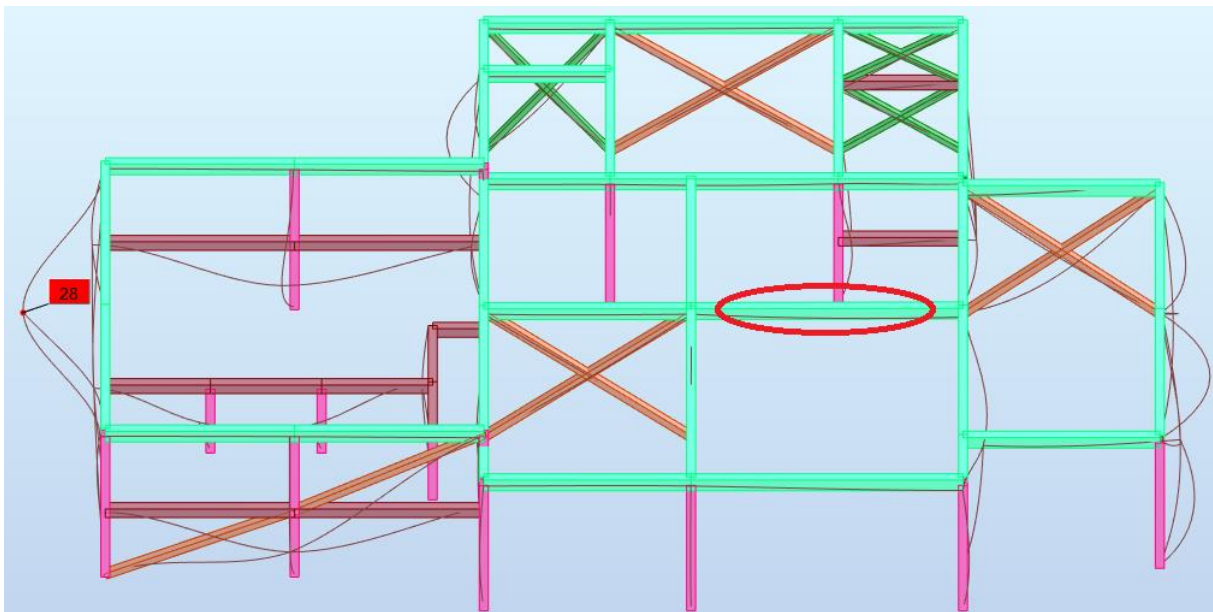
Globale deformasjoner

Figur 6.34 viser global deformasjon uten bjelke 323. Bjelke 323 (markert med rød sirkel i figur 6.35 bærer ingen last utenom egenvekt, men er plassert i bygget for å holde igjen for globale deformasjoner i global x-retning. Bjelken har gitt gode resultater, der deformasjonen er ca. 1/3 i flere tilfeller i forhold til når den ikke var lagt inn i modellen. Figurene under viser deformasjoner for lasttilfellet med vind fra nord før og etter implementeringen av bjelke 323,

markert rød. Deformasjonen på 90 mm reduseres til 28 mm, og oppstår på motsatt ende av bygget ved implementering av bjelke.



Figur 6.34 Global deformasjon i [mm] for tilfelle 102, uten bjelke 323



Figur 6.35 Global deformasjon i [mm] for tilfelle 102, med bjelke 323

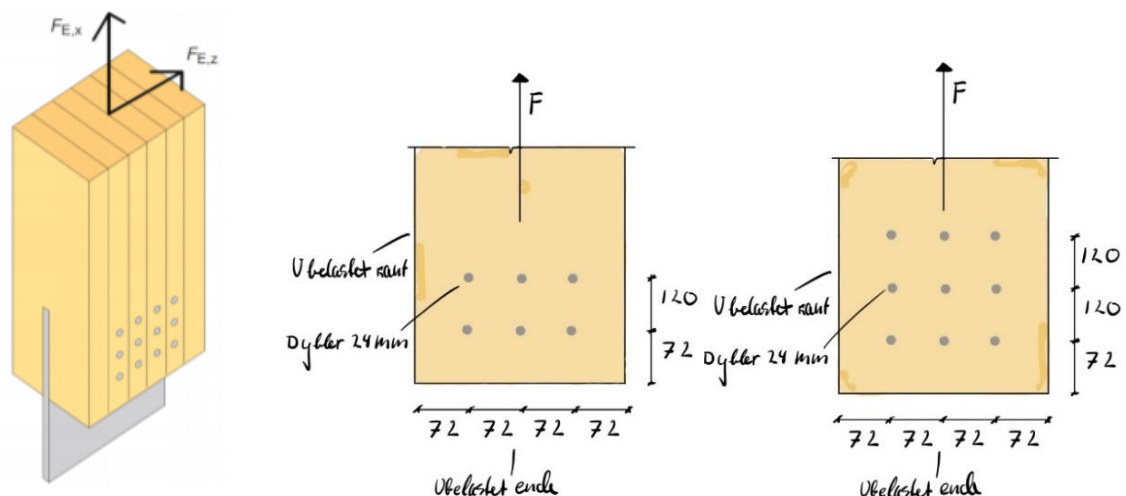
Konstruksjonens maksimale deformasjon etter implementering av bjelke 323 er på 33 mm. Når alt ses i lag konkluderer vi med at konstruksjonens avstivende elementer har tilstrekkelig kapasitet, og deformasjoner er innenfor hva en kan forvente for gitt konstruksjon og lastbilde.

6.2.7 Forbindelser

Moelven presenterer en rekke vanlige løsninger for forbindelser i limtreboka [10, pp. 243-279]. I dette kapitlet presenterer vi løsninger for forbindelser ved søylefot og bjelke-søyle forbindelser. Alle knutepunkt blir regnet som leddet.

Innslisset stålplate

For å utforme en forbindelse som er mest mulig skjult og med minst mulig stål er det vurdert en løsning med innslisset stålplate og dybler av tre, som vist i figur 6.36.



Figur 6.36 Innslisset stålplate med dybler (Hentet fra Limtreboka/Moelven), sidestilt med valgte løsninger

Vi har tatt utgangspunkt i søyle 134, som har størst strekkraft på 240,45 kN. Med skjærkraften på 22,30 kN inkludert, utsettes søylen for en resultantkraft på 241,48 kN. Kapasitetene for dyblene er hentet fra «Mekaniske treforbindelsen» [37]. Tabell 5.7 anvendes for kapasiteter, og tar hensyn til at kraften virker parallelt med fiberretningen. Siden resultantkraften avviker $5,3^\circ$ fra fiberretningen vil det ikke utgjøre stor forskjell i kapasitet. Tykkelsen t_1 i tabellen er lik 140 mm, mens søylene har en noe høyere verdi for t_1 på $300/2 - 6/2 = 147$ mm fordi stålplaten er 6 mm tykk og plassert i midten. Tabellen gjelder for trevirke med fasthetsklasse C18 eller tilsvarende. Ettersom søylene har kvalitet GL32h som er sterkere enn C18, antar vi at tabellen kan benyttes. Med utgangspunkt i stav 134 kreves det 9 dybler (av størrelse 24 mm) der det er 3 rader i fiberretning med 3 dybler i hver rad. Det gir en kapasitet på 284,39 kN (vedlegg 6.26). For resterende staver med strekkraft mindre enn 200 kN brukes det 6 dybler der det er 3 rader i fiberretning med 2 dybler i hver rad. Denne

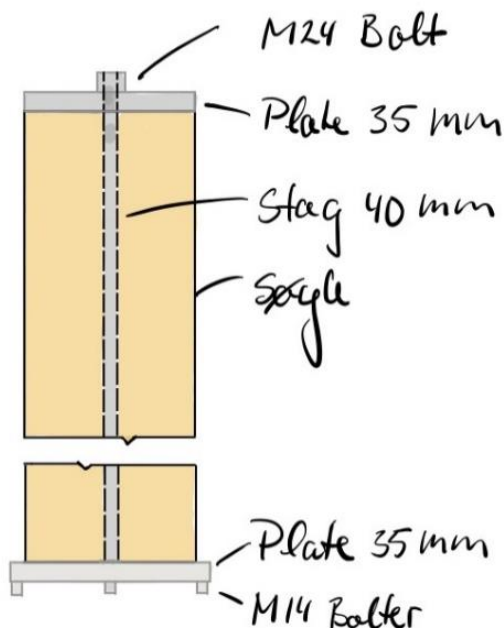
løsningen gir en kapasitet på 197,44 kN (vedlegg 6.27). Forankring av stålplaten i fundamentet antas ok.

Strekstag av stål

En annen løsning som er vurdert for søyle 134, er å forbore sentrisk gjennom hele søylen i fiberretningen, og sette inn et sirkulært stålstag som tar opp strekkraftene. Figur 6.37 viser hvordan denne løsningen ser ut. I bunn er stålstaget sveist fast til en stålplate, og i topp er stålstaget festet til en stålplate med én M24 bolt av kvalitet 10.9. For at stålstaget alene skal tåle strekkraften er det nødvendig med en diameter på 30,1 mm. Det tilsvarer en strekkapasitet på 241 kN.

Når en skal bore hull for M24 boltene i topp, reduseres areal av stålstaget i toppen. Da tåler ikke det reduserte arealet i topp strekkraften på 240,45 kN. For å løse dette, økte vi arealet av stålstaget med arealet M24 boltene utgjør. Da kom vi frem til en diameter på 38,5 mm, og valgte 40 mm.

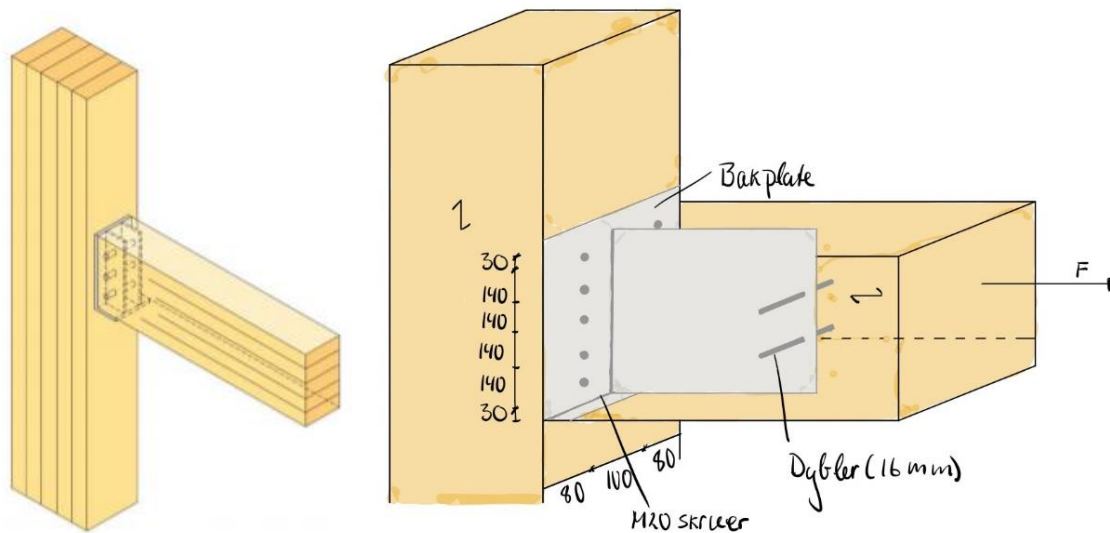
I bunn festes stålstaget til bunnplaten med en kilsveis med a-mål lik 9 mm. Sveisen har en kapasitet på 273,9 kN som er større enn strekkraften. Videre festes bunnplaten til betongfundamentet med 4 M14 bolter av kvalitet 8.8, én bolt ved hver søylekant. Forankring av bolter antas ok. For beregning, se vedlegg 6.28.



Figur 6.37 Løsning med strekkstag av stål

Bjelke-søyle kontordekke

For bjelkene i kontordelen er det valgt en løsning med sveist bjelkesko. Bjelkeskoen blir skrudd fast i søylekanten. Bjelken hviler på en bunnplate sveist til bakplatene av bjelkeskoen. Videre er det en innslisset stålplate i bjelken festet med dybler for å ta eventuelle strekkrefter. Figur 6.38 illustrerer forbindelsen og valgt løsning.

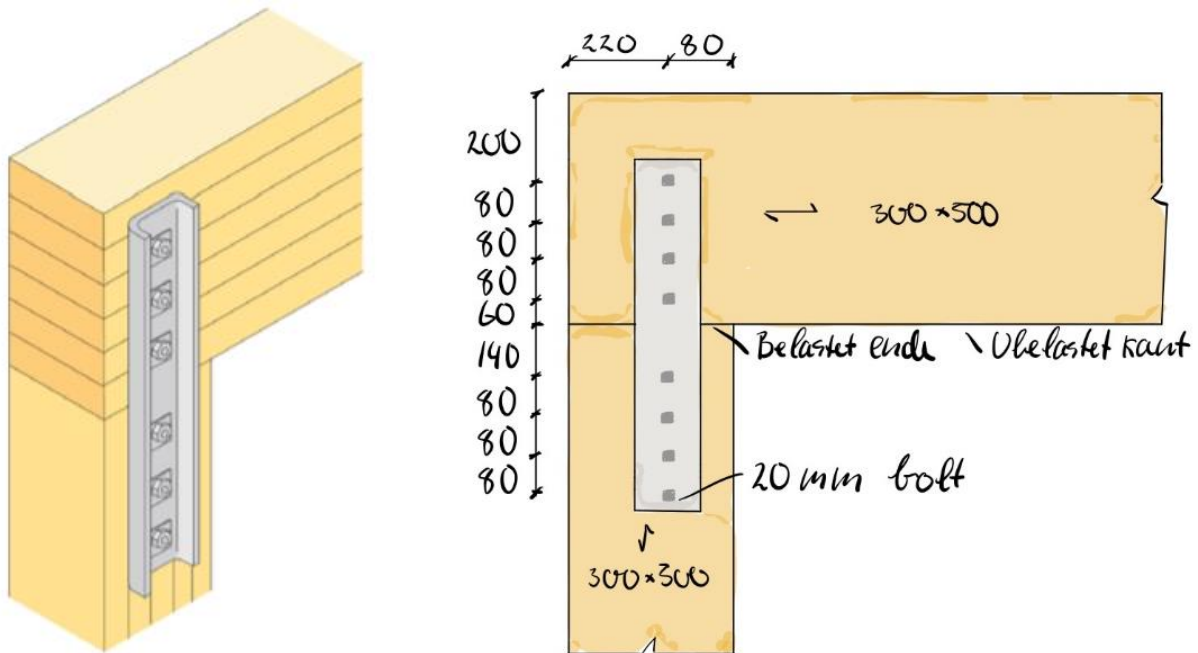


Figur 6.38 Innslisset bjelkesko med dybler og skruer (Hentet fra Limtreboka/Moelven), sidestilt med valgt løsning

Beregningene er med utgangspunkt i bjelke 207, som har størst skjærkraft på 82,47 kN, og strekkraft på 34,23 kN. For å ta strekkraften er det nødvendig med 2 dybler (16 mm). Bunnplaten er sveist fast til bakplaten med en kilsveis på 3 mm α -mål. Videre er bjelkeskoen festet i søylekanten med 10 M20 skruer, der det er 2 rader med 5 skruer i hver rad. Det gir en skjærkapasitet på 92,24 kN. Avstandene i tabell 8.6 i trestandarden [1] for aksialt belastede skruer er dimensjonerende avstandskrav. Vinkelrett på fiberretningen er kravet $5 \cdot d$ som tilsvarer 100 mm. Dermed er det bare plass til 2 rader med skruer. Dette fører til at bakplaten blir over 600 mm høy, men den blir skjult i vegg, så det anser vi ikke som et problem. For beregning av forbindelsene, se vedlegg 6.29.

Søyletopp

For søyletopp er det valgt utvendig plasserte stålstaver som festes ved hjelp av gjennomgående bolter. Figur 6.39 illustrerer forbindelsen.



Figur 6.39 Stålstav med gjennomgående bolter (Hentet fra Limtreboka/Moelven). sidestilt med valgt løsning med avstander

Beregningene tar utgangspunkt i bjelke 309 og søyle 104 som gir et maksimalt oppadrettet sug på bjelken lik 106,76 kN, og en trykkraft i bjelken lik 91,17 kN. Fra beregningene virker det en kraft lik 31,25 kN per bolt. Derfor er det valgt 8 M20 bolter som har en kapasitet lik 37,83 kN per bolt. Det er også valgt å benytte tykk stålplate for bedre kapasitet. Stålplaten har da en tykkelse lik $1,0 \cdot d$ som gir 20 mm. For beregning, se vedlegg 6.30.

7 Drøfting

I dette kapitlet diskuterer vi intervjuene, utfordringer og valg som er tatt i oppgaven. Ting som kunne blitt gjort annerledes vil også vurderes, med kritikk til eget arbeid.

7.1 Diskusjon

Intervjuguiden var på forhånd semistrukturert. Formålet med dette var å lede respondentene inn på de temaene og detaljene vi ønsket å utforske, men samtidig skulle de få fortelle om det de mente var viktig ved disse temaene. Som vi har sett utfyller og underbygger svarene deler av teorikapittelet, og andre svar har tilført teori som ikke var med fra før. Dette kan være en styrke med oppgaven, siden teori vi fra før ikke har vurdert som nødvendig, men som respondentene mener er viktig, er tatt med. De har tross alt lang erfaring med tre i byggebransjen, og det de mener er viktig kan derfor tolkes som sentralt innen trekonstruksjoner.

Vi vil understreke at vi ikke oppfatter svarene fra situasjonsanalysen som nye og oppsiktsvekkende funn. På den andre siden kan det argumenteres for det faktum at den nye empirien forsterker tidligere teori fra litteratursøket er et funn i seg selv.

Aktørene har nevnt aspekter ved tre som vi i noen tilfeller har relatert til dimensjoneringsdelen av oppgaven vår. Andre svar har vært av mer praktisk karakter, som for eksempel at fukt ikke nødvendigvis er et problem under byggeprosessen, eller at tidlig og pragmatisk planlegging er avgjørende for trekonstruksjoner. Dette er gode svar som vi mener styrker oppgaven. Likevel har vi sett i ettertid at intervjuguiden og oppfølgingsspørsmålene fra oss kanskje ikke har ledet aktørene nok inn på aspektene ved dimensjoneringen, slik at flere av svarene kunne blitt brukt for å underbygge valgene i den delen av oppgaven.

Av svarene er det tydelig at miljøaspektet er et viktig grunnlag for valg av tre som konstruksjonsmateriale, noe vi også antok på forhånd. Det virker som at tre i stor grad blir prefabrikkert før det ankommer byggeplass, som er avgjørende for nøyaktighet. Detaljene må planlegges tidlig for rask byggetid.

Vi sitter igjen med et inntrykk av at massivtre benyttes mest i konstruksjoner alene, og i noen tilfeller i kombinasjon med limtre. Dette er typisk for konstruksjoner med lange spenn og glassinnsatt fasade, men samtidig må det vurderes i hvert enkelt tilfelle hva som er mest gunstig.

Utfordringer knyttet til trekonstruksjoner er blant annet lydkrav. Dette har flere aktører nevnt, og vi har også erfart i oppgaven at det er nødvendig med ekstra isolering for lyd på dekkene. Dette underbygges også av teori fra Byggforsk. Hovedårsaken til problemet er at tre er et lett materiale.

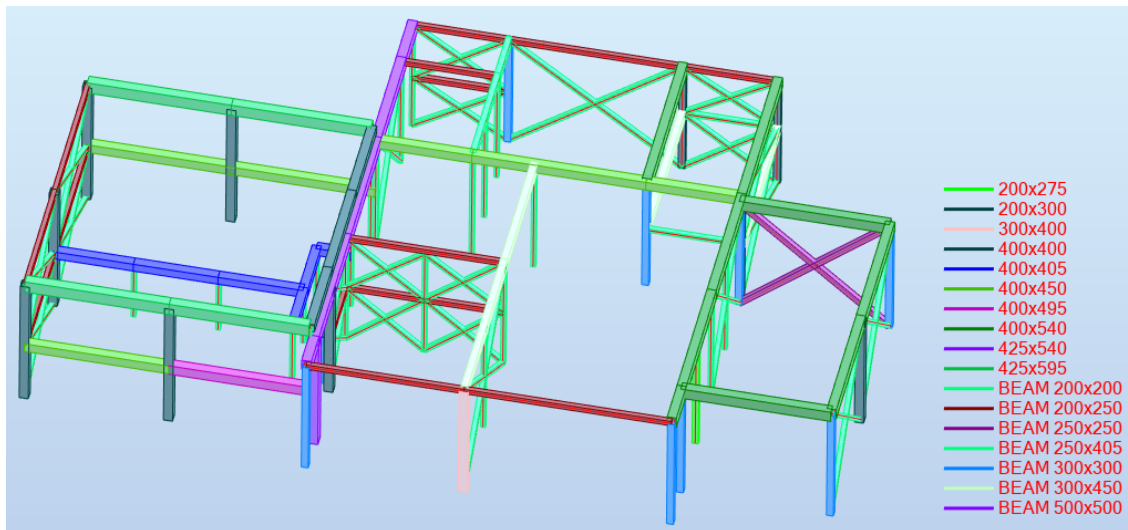
En aktør har kommentert at siden tre er relativt lett er det ikke jordskjelv, men vind som oftest er dimensjonerende horisontallast. Siden vi kunne se bort fra jordskjelv i dimensjoneringen på grunn av utelatelseskriteriet har vi også sett at vindlast har vært dimensjonerende for konstruksjonen. Beregningene våre, ved det første utelatelseskriteriet, bygger på en antagelse om at næringsbygget er et «lett bygg i tre». Om denne antakelsen stemmer kan vi i vår oppgave og slå fast at vind er dimensjonerende horisontallast. Vi understreker at dette er en antagelse, siden det ikke er definert spesifikt hva lette bygg i tre er, og vi har heller ikke kontrollert byggets masse.

I et økonomisk perspektiv, har aktørene nevnt at råmaterialet tre er dyrere enn stål og betong. En kan derimot spare en del kostnader på kortere byggetid. Svarene innen temaet varierer. I noen tilfeller kan det være økonomisk fordelaktig å bygge i tre på grunn av at byggene består av små celler, som deles naturlig inn av massivtrevegger. I andre tilfeller egner det seg mindre økonomisk på grunn av planløsningene og størrelsen på byggene. Dette er imidlertid et forskningsområde som er så bredt at vi ikke har nok grunnlag til å konkludere med utgangspunkt i våre data.

7.2 Dimensjoner

I modellen er det vurdert ulike tverrsnitt. Lastkombinasjonene fører til ulike utnyttelser. Sett i et teoretisk perspektiv kunne gjerne flere av profilene hatt ulike tverrsnitt, med ulike fasthetsklasser, der alle profilene optimalt hadde hatt en utnyttelse opp mot 90-100 % i sitt dimensjonerende lasttilfelle. Figur 7.1

illustrerer hvordan en slik modell kunne sett ut, med flere ulike varianter av rammer, søyler og vindkryss.



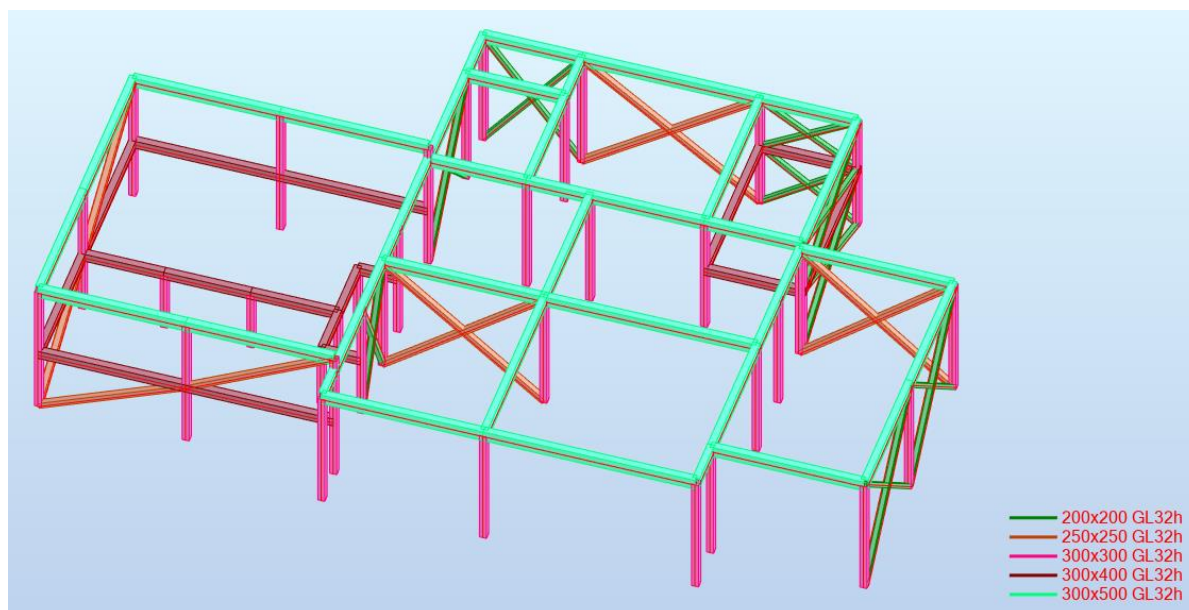
Figur 7.1 Modell med flere ulike varianter av tværsnitt

I praksis kan dette være utfordrende, siden mange ulike tværsnitt og kvaliteter generelt kan øke sannsynligheten for feil ved bygget. Derfor bruker vi så få tværsnitt som mulig. Færre varianter kan gjøre det enklere for entreprenør å bestille inn, og skille mellom elementene på byggeplass. Like tværsnitt kan også forenkle beregningene til RIB, og det kan argumenteres for at en derfor kan spare penger på mindre dimensjoneringstid. Vi ser også for oss at flere like tværsnitt gir et enklere og mer oversiktlig utgangspunkt for samhandling mellom ulike fag, som arkitekt, rådgiver og entreprenør.

Søylene har kvadratiske tværsnitt på 300x300 mm, med fasthetsklasse GL32h. Søylene bærer for knutepunktens skyld flukte med bjelkene, og har derfor lik bredde. Vi har valgt kvadratiske søyleprofil siden de møter bjelkene fra to vinkler i hjørnene. Bjelkene er av litt ulike tværsnitt på grunn av plassering og lastbilde. Det kan argumenteres for at bjelkene burde vært smalere og høyere for et mer effektivt tværsnitt. Likevel har vi valgt bredere tværsnitt på grunn av avstandskrav i standarden til forbindelsene.

Tværsnittene vi har valgt er ikke standarddimensjoner. En produsent vi har pratet med forteller at det er produksjonsmaskinenes størrelser som begrenser dimensjonene på tværsnittene. Det er vanligvis ikke et problem å få tak i tværsnitt som er ulike standardtværsnittene, og for å tilpasse elementene limer

produsentene mindre tverrsnitt sammen til større tverrsnitt. Figur 7.2 illustrerer den endelige Robotmodellen.



Figur 7.2 Endelig modell

7.3 Valg av trematerialer

Bygget er stort sett dimensjonert i limtre, bortsett fra dekkene i massivtre. Respondentene har sagt at det er mest vanlig for deres del å bygge hele eller store deler av bygg i massivtre. Dette er gode elementer dersom bygget har små spennvidder og små celler, som for eksempel hoteller eller studentboliger. Vi ønsket å beregne en modell i Robot, noe som var en av årsakene til at vi valgte rammekonstruksjon i limtre. Alternativt kunne deler av eller alle veggene i bygget bestått av massivtre. I så fall måtte flere beregninger vært utført i Calculatis.

Videre har aktørene også nevnt at der det er større spenn, og mye glass som i fasader, er det fornuftig å bruke limtre. Bygget vi har dimensjonert har relativt små spenn, bortsett fra under dekket i kontordelen. Her har vi brukt limtre for å støtte oppunder dekket som ikke har kapasitet til lange spenn.

7.4 Lyd og vibrasjoner

Lyd er nevnt som en utfordring med trekonstruksjoner, siden tre et materiale lydbølger beveger seg lett gjennom. Videre har en aktør nevnt at det er mulig å bruke betong som et lydisolerende lag på dekkene, men at da forsvinner

også litt av poenget med å bruke tre som et miljøvennlig materiale. Vi har derfor valgt en lydisoleringsløsning som ikke inneholder betong.

I massivtre kan også vibrasjoner være en utfordring. Det er ofte slik i trekonstruksjoner at bruksgrensetilstander er dimensjonerende, noe vi også har erfart i denne oppgaven. Vibrasjoner er hovedårsaken til at kontordekket må støttes opp på midten av limtrebjelker. Vi ser at massivtre derimot har gode egenskaper for bruddgrenselaster.

7.5 Robot

Før oppgaven hadde vi ikke mye kompetanse i Robot, kun et en-dags kurs i starten av semesteret. Læringskurven har vært bratt, og i løpet av oppgaveprosessen har det vært mye arbeid etter prøv-og-feil metoden. For å løse noen av våre problemer har vi rådført oss i Robots egne forum der både brukere og techsupport deler kunnskap og erfaring om spesifikke problemstillinger. Robotmodellen inneholder mange lastkombinasjoner, men de kunne blitt både flere og mer detaljerte dersom vi hadde bevilget tilstrekkelig tid til dette. I løpet av prosessen med å lage og arbeide med modellen har vi tenkt at modellen er detaljert og riktig, men i ettertid ser vi at modellen alltid kan forbedres. Vi har kun benyttet én modell, for både vertikal- og horisontalkrefter. Hvis vi hadde hatt mer erfaring og kompetanse med både Robot og arbeid med lastmodeller, hadde vi benyttet flere modeller, slik vi blant annet har fått innspill om fra vår veileder at er en mulighet.

7.6 Vindavstiving

Vindkryssene har lav utnyttelse, og sett i ettertid ville vi nok skalert ned noen av tverrsnittene for høyere utnyttelse. I løpet av arbeidet med modellen har vi endret en del forutsetninger, blant annet at moment ikke skal føres inn i vindkryssene. Etter disse endringene har vi dessverre ikke kontrollert utnyttelsene for vindkryssene på nytt, og den høyeste utnyttelsen av vindkryssene i modellen er på 48 %. Dette er noe vi tar lærdom av, og i en jobbsammenheng ville vi nok gjort dette annerledes.

Som nevnt i beregningskapittelet har vi sett at Robot fordeler kreftene nesten likt mellom skråstagene i vindkryssene. I et reelt tilfelle ville kanskje denne fordelingen vært annerledes, som for eksempel at 80 % av kreftene kunne gått i strekkstaget, mens 20 % ville blitt fordelt til trykkstaget. Dette er imidlertid bare en antagelse for å få frem poenget. På grunn av usikkerheten ved lastfordelingen i Robot ved vindkryssene burde vi kanskje laget en egen modell for vindavstiving, eller beregnet kryssene for hånd.

De fleste vindkryssene i modellen står i yttervegger uten vinduer og andre utsparinger. Blant respondentene er det jevn enighet om at massivtreskiver i yttervegger er å ettertrakte så lenge det ikke skal være en glassinnsatt fasade. Bruk av skiver gir et enklere fundament, ettersom lasten virker jevnt fordelt langs hele fundamentet under skiven. I mange tilfeller er også innerveggen ferdig i det massivtreskiven er på plass, og en unngår dermed mer arbeid med å tette konstruksjonen i form av stendervegger, slik en må gjøre med limtre. Dersom vi hadde brukt massivtreskiver som vindavstiving, måtte vi hatt en egen modell i andre program, ettersom Robot ikke beregner massivtre. Vi ønsker å ha alt i en samlet Robotmodell, og derfor er alle avstivende vindkryss i limtre.

7.7 Knutepunkt

Knutepunkter i trekonstruksjoner opplever både vi og respondentene som utfordrende. Ved små krefter er det ofte tilstrekkelig å bruke skruer, spikre og spikerslag. I bygg med større krefter er det en utfordring å finne den beste løsningen for knutepunktet. Det blir brukt mye stål i form av innslissede stålplater, kombinert med enten tredybler eller bolter. Stålplatene, boltene og dyblene har i seg selv gode kapasiteter, men utfordringen er avstandskravene. Tre kan splittes mye lettere enn stål, og derfor er det behov for god avstand til belastet kant og ende på treet. Vi har erfart i denne oppgaven at knutepunkter i stor grad kan være dimensjonerende med tanke på avstandskravene.

8 Konklusjon

Problemstillingen i oppgaven var å dimensjonere et næringsbygg i tre, og å utforske, redegjøre og diskutere tre som konstruksjonsmateriale. Basert på informasjon fra aktører i næringen kan vi konkludere med at tre er gunstig med hensyn på miljø og rask byggetid. Økonomisk sett er tre et dyrere råmateriale enn betong og stål, men en kan spare kostnader på rask byggetid dersom prosjektering og planlegging er gjort nøye. Det er også ulemper ved tre som konstruksjonsmateriale. Det har blant annet dårlige egenskaper for vibrasjoner og lyd.

Vi konkluderer videre med at limtre og massivtre egner seg godt som konstruksjonsmateriale, med forbehold om at det er til hensiktsmessige bygg og bruksområder. Tre har generelt gode egenskaper i fiberretning og er forutsigbart i brannsammenhenger, men samtidig er det viktig å ta hensyn til at det er et anisotrop materiale.

Vi har også møtt utfordringer knyttet til dimensjonering av næringsbygget. Vi har blant annet erfart at knutepunkt er utfordrende grunnet avstandskravene til forbindelsene. Det kan være utslagsgivende for størrelser på tverrsnitt, og bør derfor dimensjoneres tidlig i prosjektet. Videre opplever vi at det mangler noe standardisering for massivtre, og vi håper i likhet med noen av aktørene at det snart kommer en egen standard for dette.

9 Forslag til videre arbeid

Av videre arbeid ville det vært interessant å se på økonomi knyttet til trekonstruksjoner. Det ville da vært naturlig å sammenligne bygget i tre, mot det opprinnelige bygget i stål og betong. Det er ulike utfordringer knyttet til dette. Det vil da være viktig å sammenligne på like premisser. Enten må man se på materialkostnader og sammenligne uten montering, eller man kan være grundigere og sammenligne både materialpris og monteringskostnader.

Det ville også vært interessant å forske på miljøeffekten av å bygge i tre. Her kunne man sammenlignet trekonstruksjonen med det opprinnelige bygget i

stål og betong, med hensyn på CO₂- utslipp ved produksjon av materialer og gjennom byggets livsløp.

Til slutt vil alle beregninger som er utelatt fra oppgaven, men som likevel er relevant for konstruksjonen, være et naturlig forslag til videre arbeid.

Eksempler på dette er knutepunkt i vindkryss, takstoler, fundament og innfestninger av dekker. Ulykkeslaster er også et eksempel på noe som det kan regnes videre på.

Referanser

- [1] «Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner,» NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010.
- [2] «Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,» NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.
- [3] A. Tjora, Kvalitative Forskningsmetoder, 3. Utgave, Gyldendal Norsk Forlag, 2017.
- [4] S. Tronstad, «Trefuktighet - tørking,» *FOKUS på tre*, nr. ISSN 1501-7427, 2006. Hentet fra: <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/38-Trefuktighet-torking.pdf>.
- [5] «Konstruksjonstrevirke - fasthetsklasser,» NS:EN 338:2016.
- [6] T. A. Øvrum, «Konstruksjonsvirke,» *FOKUS på tre*, nr. ISSN 1501-7427, 2012. Hentet fra: <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/43-Konstruksjonsvirke.pdf>.
- [7] Norsk Treteknisk Institutt, «Hefte 1 - Generelt,» *Håndbok - bygge med Massivtreelementer*, nr. ISBN 82-7120-000-3 , 2006. Hentet fra: <http://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-1-Generelt.pdf>.
- [8] G. Glasø, K. H. Solli, Treteknisk, «FOKUS på tre,» *Trebaserte konstruksjonselementer*, nr. ISSN 1501-7427, 2011. Hentet fra: <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/27-Trebaserte-konstruksjonselementer.pdf>.
- [9] TreFokus AS, «Limtre,» Hentet fra: <http://www.trefokus.no/proff/artikler/materialer/limtre>. Lastet ned 05.05.20.
- [10] Oversatt av K. Bell, H. Liven, Limtreboka, Norske Limtreprodusenters Forening, 2015. Hentet fra: https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/limtreboka_2015_el2.pdf.

- [1] A. Hofsføy, *Avstiving av bygninger*, Vår 1991.
1]
- [1] T. G. Glasø, «Tre og brann,» *FOKUS på tre*, nr. ISSN 1501-7427, 2005. Lastet ned fra:
2] <http://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/fokus-pa-tre/Fokus-nr-37.pdf>.
- [1] «Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner Del 1-2: Brannteknisk
3] dimensjonering,» NS-EN 1995-1-2:2004+NA:2010.
- [1] E. Andersen, *Fullstendig brannforløp i limtrekonstruksjoner*, Drammen, Norge,
4] 640670, 2017. Hentet fra:
https://www.limtreforeningen.no/images/bilder/Fullstendig_brannforlop_i_limtrekonstruksjoner.pdf.
- [1] E. D. Wormdahl, K. Hox, A. Steen-Hansen, G. Baker og M. K. Ulfnes,
5] «Brannsikkerhet i bygg med massivtre,» Oslo. Norge, A17 20229:1, 03.02.2017.
- [1] SINTEF, «Lydisolerende etasjeskillere med trebjelkelag i boliger, 522.511,»
6] *Byggforsk*, 2017. Hentet fra https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/338/lydisolerende_etasjeskillere_med_trebjelkelag_i_boliger.
- [1] G. Glasø, «FOKUS på tre,» *Tre og lyd*, nr. ISSN 1501-7427, 2011. Hentet fra:
7] <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/36-Tre-og-lyd.pdf>.
- [1] J. A. Støvneng, *Vibrasjoner*, 27 08 2018. Hentet fra: <https://snl.no/vibrasjoner>.
8] Lastet ned: 03.03.2020.
- [1] Treindustrien, *Miljø*, Hentet fra: <http://www.treindustrien.no/miljo>. Lastet ned
9] 18.04.2020.
- [2] J. Svandæs, «Tre og miljø,» *FOKUS på tre*, nr. ISSN 1501-7427, 2004. Hentet fra:
0] <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/8-Tre-og-miljo.pdf>.
- [2] TreFokus AS, «Hvorfor er tre et miljøvennlig byggemateriale?,» Hentet fra:
1] <http://www.trefokus.no/treveilederen/temaer/miljo-og-berekraft/hvorfor-er-tre-et-miljovennlig-byggemateriale->, Lastet ned: Lastet ned 22.05.20.
- [2] L. G. F. Tellnes, Treteknisk, «Miljødeklarasjoner for tre og trebaserte produkter,»
2] *FOKUS på tre*, nr. ISSN 1501-7427, 2015, Hentet fra:
<http://www.treindustrien.no/resources/Miljodeklarasjoner-for-tre-og-trebaserte-produkter.pdf>.
- [2] SINTEF, *Unngå byggskader*, Lastet ned fra:
3] <https://www.sintef.no/globalassets/upload/artikkel-03-10-byggaktuelt.pdf>. Lastet ned: 23.04.2020.
- [2] TreFokus AS, «Innvendig panel,» *FOKUS på tre*, nr. ISSN 1501-7427, 2011. Hentet
4] fra: <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/9-Innvendig-panel.pdf>.

- [2 «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster Vindlaster,» NS-EN
5] 1991-1-1-4:2005+NA:2009.
- [2 «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-3: Allmenne laster Snølaster,» NS-EN
6] 1991-1-3:2003+NA:2008.
- [2 Rambøll, *Dimensjonering for jordskjelv*, Hentet fra:
7] <https://no.ramboll.com/tjenester/bygg-og-arkitektur/teknisk-ekspertise/dimensjonering-for-jordskjelv>. Lastet ned: 18.05.2020.
- [2 «Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning,» NS-EN 1998-
8] 1:2004+A1:2013+NA:2014.
- [2 SINTEF, «Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler,
9] 471.031,» *Byggforskserien*, nr. ISSN 2387-6328, 2013. Hentet fra: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler.
- [3 «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster. Tetthet, egenvekt,
0] nyttelaster i bygninger,» NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008.
- [3 Norsk Treteknisk Institutt, «Hefte 3 - Dimensjonering,» *Håndbok - bygge med*
1] *Massivtreelementer*, nr. ISBN 82-7120-000-3, 2006. Hentet fra:
<http://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-3-Dimensjonering.pdf>.
- [3 Direktoratet for byggkvalitet, *Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning*, 2017.
2] Hentet fra: <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/13/iv/13-6/>.
Lastet ned 09.03.2020.
- [3 SINTEF, «Etasjeskillere i massivtre, 522.891,» *Byggforskserien*, nr. ISSN 2387-6328,
3] 2009. Hentet fra: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/3367/etasjeskillere_i_massivtre#i32.
- [3 «Endringsblad A1 Nasjonalt Tillegg NA,» NS-EN 1995-1-1:2004/NA:2010/A1:2013.
4]
- [3 K. Bell, «Matrisestatikk,» 4. Fagbokforlaget, Oslo, 2018.
5]
- [3 B. Kolbein, *Elementmetoden*, 2019. Hentet fra <https://snl.no/elementmetoden>.
6] Lastet ned 10.02.2020.
- [3 N. I. Bovim, O. Ellingsrud, G. Glasø, B. Jacobsen, K. H. Solli, *Mekaniske*
7] *treforbindelser - dimensjonering*, 5. utgave. Oslo: Norsk Treteknisk Institutt, 2007.