

BACHELOROPPGAVE

**DIMENSJONERING AV TUNGESTØLEN
TURISTHYTTE**

**STRUCTURAL ANALYSIS OF TUNGESTØLEN
TOURIST CABIN**

**Villem Eidsheim Vaktskjold (281) & Sander
Haugland (233)**

**BYG150 – Bacheloroppgave - Bygg
Høgskolen på Vestlandet – Institutt for byggfag
Veileder – Jan Bernt Husebø**

21. Mai 2021

Vi 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

Denne oppgaven er skrevet av Villem Vaktskjold og Sander Haugland våren 2021. Begge går utdanning «Byggingeniør» ved HVL Bergen, hvor Villem går fordypningsretning «Konstruksjonsteknikk», mens Sander går «Prosjekt- og byggeledelse: Konstruksjonsteknikk». Bacheloroppgaven er den avsluttende oppgaven på studiet og omfatter 20 studiepoeng.

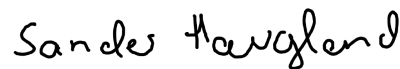
Vi har i denne oppgaven benyttet oss av kunnskap fra tidligere fag, men har også utforsket nye områder som seismisk last, bruk av OS-prog for lastberegning og konstruksjonsanalyser gjennom Robot Structural Analysis.

Da vi begge har tatt alle konstruksjonsfagene og vi har en interesse for trekonstruksjoner, valgte vi å utforske mulighetene rundt det å gjennomføre en dimensjoneringsoppgave av massivtre. Det var gjennom dette søket at vi kom over Tungestølen turisthytte. Vi ønsker å takke Kristine Nore, Splitkon AS og Snøhetta for muligheten til å få gjennomført en spennende oppgave med en geometrisk uvanlig konstruksjon. I tillegg ønsker vi å takke Jan Bernt Husebø for god veiledning gjennom oppgaven.

Mai 2021



Villem E. Vaktskjold



Sander Haugland

Sammendrag

Denne oppgaven omhandler dimensjonering av bærekonstruksjonen til Tungestølen turisthytte, basert på arkitekttegningene utarbeidet av Snøhetta AS. Ut fra arkitekttegningene har vi vurdert alternative bæresystemer og sett på mulighetene rundt et bæresystem som gir større og mer åpne rom. I tillegg til dimensjoneringen av selve massivtre-elementene og limtrebjelkene har vi også vurdert og dimensjonert innfestningsmetoder i rammehjørnene.

Den første delen av oppgaven går ut på å gjøre rede for de ulike lastene som konstruksjonen utsettes for. Det er lagt en del arbeid inn i denne delen på grunn av byggets uvanlige geometri. For å kontrollere bygget for uønskede vindeffekter ble det utført en vindanalyse i Robot Structural Analysis. Denne ligger til grunn for å sikre at vurderingene fra vindlaststandarden er til sikker side.

Oppgaven legger vekt på hvordan stivheten i bygget endrer lastfordelingen i konstruksjonen, og mulighetene for å fjerne søyler uten at rammene skal dimensjoneres for å være selvbærende. For å vurdere dette har vi gjort stivhetsvurderinger av takskiven og overført disse som vindkryss. Det gjøres beregninger av enkelt-element som vegger, bjelker og søyler, men også globale analyser av bygget. Beregninger gjort i denne delen av oppgaven er gjort ved hjelp av digitale hjelpemidler og håndberegninger som kontrollberegninger.

I siste delen av oppgaven har vi gjort knutepunkt-vurderinger og vurdering av brann for utvalgte stavelementer i bygget. Her har vi valgt å bruke håndberegninger med sidemannskontroll.

Summary

This assignment deals with dimensioning of the supporting structure of Tungestølen tourist cabin, based on the architectural drawings prepared by Snøhetta AS. Based on these architectural drawings, we have assessed alternative loadbearing systems and looked at the possibilities around a loadbearing system that provides larger and more open spaces. In addition to the dimensioning of the solid wood elements themselves and the glulam beams, we have also assessed and dimensioned fastening methods of the frame corners.

The first part of the task is to account for the various loads to which the structure is exposed to. A lot of work has been put in to this part due to the building's unusual geometry. In order to check the building for unwanted wind effects, a wind analysis was done in Robot Structural Analysis, which we use as a base to ensure that the assessments from the wind load standard are on the safe side.

The thesis emphasizes how the rigidity of the building changes to the load distribution in the construction and the possibilities of removing columns without the frames having to be dimensioned to be self-supporting. To assess this, we have made stiffness assessments of the roofshell and transferred these as wind crossings.

Calculations are made of single-elements such as walls, beams and columns, but also global analysis of the building. Calculations made in this part of the thesis are done through digital aids and hand calculations as control calculations.

In the last part of the assignment, we have made hub assessments and assessment of fire for selected staff elements in the building. Here we have chosen to use hand calculations with peer control.

Innholdsfortegnelse

Forord	ii
Sammendrag	iii
Summary	iv
Figurliste	vii
Tabelliste	xi
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Prosjektet	1
1.3 Problemstilling	5
1.4 Avgrensninger	5
1.5 Metode	5
1.6 Programvarer	6
2 Laster	9
Lastfaktorer	9
2.1 Vindlaster	10
Utvendige formfaktorer	13
Innvendig sug/trykk	15
2.2 Snølast	16
2.3 Seismisk last	21
3 Knutepunkt	24
4 Dimensjonering	28
4.1 Lastbilde	28
Takelementer	28
Gulvelementer	30
Takkjelker	31
4.2 Stabilitet	31

4.3 Lastbilde Vegg.....	34
4.4 Beregningsmetode	35
Schubanalogieverfahren.....	35
Matrisestatikk.....	36
4.5 Takelementer	37
4.6 Takbjelker	40
Leddede knutepunkt.....	40
4.7 Skiveberegninger.	45
Dekke 2. etasje	47
Vegger utsatt for trykk og knekking	47
Skjærvegger og takskive	49
4.8 Rammesystem	52
4.9 Momentstive knutepunkt i ramme	59
5 Brann	67
6 Drøfting.....	73
7 Konklusjon.....	75
8 Videre arbeid	76
Kildeliste	77

Figurliste

Figur 1: 3D design av Tungestølen turisthytte, Snøhetta AS[2]	1
Figur 2: Lokasjon Tungestølen turisthytte[4]	2
Figur 3: Søyle - vestlig vindu - bilde hentet fra Splitkon.no[6]	3
Figur 4: Innvendig søyle - hentet fra Splitkon.no[6]	4
Figur 5: Bæresystem med stive knutepunkt uten søyler i to av feltene. Sett fra sør-øst	
Figur 6: Leddet bæresystem med våre justeringer. Sett fra sør-øst	5
Figur 7: Utklipp fra Vindsimuleringen med vind fra sør	7
Figur 8: Høydeprofil av ås. Utklipp hentet fra Høydedata.no[16]	11
Figur 9: Utklipp topografi, hentet fra Høydedata.no[16]	11
Figur 10: Håndberegning av vindkasthastighetstrykk.....	13
Figur 11: Resultater - vindlast - fra OS-prog: Lastberegning.....	13
Figur 12: Vindanalyse i robot. Vind fra sør	14
Figur 13: Vindanalyse i robot	15
Figur 14: Tabell for eksponeringskoeffisient[17]	17
Figur 15: Tabell for formfaktor av tak[17]	18
Figur 16: Snølast på tak - makslast	19
Figur 17: Utklipp av jevnt fordelt snølast med fonning i RSA	19
Figur 18: Snølast u/snøfanger - OS-prog resultat.....	20
Figur 19: Snølast m/snøfanger - OS-prog resultat.....	20
Figur 20: Tabell for valg av seismisk klasse	22
Figur 21: Forskjellige knutepunkter i en konstruksjon, fra Limtreboka (2015) Moelven[21]	24
Figur 22: Innfestning søylefot - momentstiv, Limtreboka (2015) Moelven[21]	25
Figur 23: Innfestning søylefot - Strekk/trykk og skjær, Limtreboka (2015) Moelven[21]	26
Figur 24: Innfestningsmetoder for rammekonstruksjon, Limtreboka (2015) Moelven	27
Figur 25: Oppbygning av tretak - Moelven[24]	29
Figur 26: Teori massivtre-skive 520.238[28]	32

Figur 27: Eksempler på ustabil avstivning - betongelementboka bind B[29].....	33
Figur 28: Eksempler på stabil avstivning - betongelementboka bind B[29]	33
Figur 29: Oversiktsbilde av skivene	33
Figur 30: Fiberretning i massivtreelementene	35
Figur 31: Visuell fremvisning teori – Schubanalogieverfahren – hentet fra Treteknisk hefte 3[30]	36
Figur 32: Takelementet som får de største lastene. Modellert i Revit.....	38
Figur 33: Oversikt over utnyttelsene i tak-dekket hentet fra Calculatis.....	38
Figur 34: Bruddgrensetilstanden for moment hentet fra Calculatis	39
Figur 35: Mathcad beregnede spenninger i ytterste lamell	39
Figur 36: Lastkombinering i Calculatis	39
Figur 37: Bruksgrensetilstanden fra Calculatis.....	39
Figur 38: Håndberegninger av nedbøyning.....	40
Figur 39: Lastbilde for bjelke 28 med dekomponerte laster for til momentvirkede andel.....	40
Figur 40: Utnyttelse og nedbøyning for bjelke 28.	42
Figur 41: Utnyttelse og nedbøyning for bjelke 28.....	42
Figur 42: Utnyttelsesgrad av bjelke 28	43
Figur 43: Skisse av kraftgangen til tilleggskraften som kommer i søylen fra skeivstillingen til søylene i sør.....	43
Figur 44: Aksialkraft i søyle uten stivhet i takskive. Egenlast og snølast	44
Figur 45: Aksialkrefter i søylene snølast og egenlast	44
Figur 46: Trykk vinkelrett på fiberretningen	45
Figur 47: Parameter for massivtredekket	45
Figur 48: Utklipp av stivhets-forsøk for to sammensatte felt fra sørsiden av bygget. 46	
Figur 49: Utklipp av stivhets-forsøk for to sammensatte felt fra sørsiden av bygget. Ytterste felt mot øst	46
Figur 50: Utklipp av gulvelementberegning Calculatis	47
Figur 51: Resultater fra Calculatis for CLT 120 L5s	48
Figur 52: Resultater fra håndberegningers for CLT 120 L5s	48

Figur 53: Utnyttelse for trykk vinkelrett på fiberretningen i opplegget til bjelke 28 med en laske på 90x300mm	49
Figur 54: Overslag av kapasitet takelement.	49
Figur 55: Kraftgang i taket ved snølast, egenlast og vind fra nord.	50
Figur 56: Reaksjonskreftene i bygget. Egenlast, snølast og vindlast fra nord.....	50
Figur 57: Bestemte integraler av reaksjonskrefter – hentet fra RSA brukermanual[32]	51
Figur 58: Spenninger i sørligste ved av vestveggen	51
Figur 59: Spennning fra utkrager	52
Figur 60: Beregningsmodellen i RSA.....	53
Figur 61: Uforskyvelig ramme i robot. Lastsituasjon snø og egenvekt.....	53
Figur 62: Håndberegninger uforskyvelig ramme	54
Figur 63: Forskyvelig ramme. Egenvekt, jevnt fordelt snølast og fonning	54
Figur 64: Forskyvning av ramme ULS. Egenlast og snølast	55
Figur 65: Utnyttelser ramme.....	55
Figur 66: Krefter i snitt ved knutepunkt 23. Lastkombinasjon egenlast, snødriv fra nord og fonning. Bjelke 20	56
Figur 67: Krefter i snitt ved knutepunkt 3. Lastkombinasjon jevnt fordelt snølast og fonning. Bjelke 19	57
Figur 68: Rammene med jevnt fordelt snølast og egenlast	57
Figur 69: Utnyttelse ramme 4	58
Figur 70: Utnyttelse ramme nr 1	58
Figur 71: Krefter i og utnyttelsen av Søyle 2. Egenlast og snølast	59
Figur 72: Kraftgang i rammeknutepunktene mot sør. Modellert i Revit	60
Figur 73: Situasjon ULS+. Maksimale momenter i bjelkene.....	60
Figur 74: Situasjon ULS+. Maksimale skjærkrefter.....	61
Figur 75: Utklipp av bruddformer fra NS-EN 1995-1-1[10].....	61
Figur 76: Kapasitet pr snitt i fiberretningen	62
Figur 77: Behov for rader med dybler og effektive rader i knutepunkt 23	62
Figur 78: Behov for rader for å ta skjærkreftene.....	63
Figur 79: Utrivning henter fra tillegg A.....	63

Figur 80: Kapasitet utrivning.....	63
Figur 81: Modellert løsning for rammeknutepunktene i ramme 1-4 ved tak-kant mot sør.....	64
Figur 82: Behov for rader med dybler og effektive rader i knutepunkt 34	64
Figur 83: Kapasitet uttrekning knutepunkt 34	65
Figur 84: Modell av bygget med knutepunkt.....	65
Figur 85: behov for antall rader med dybler for å ta opplagerkreftene.....	65
Figur 86: løsning for å forplante kreftene inn i tverrsnittet i møne	66
Figur 87: Tabell over risikoklasser, TEK17 §11-2	67
Figur 88: Utklipp hentet fra tabell 1 i veiledning for TEK17 §11-2[34]	68
Figur 89:: Tabell over brannklasser, TEK17 §11-3	68
Figur 90: Tabell for valg av brannklasse, Tabell 1 fra veiledning for TEK17 §11-3	69
Figur 91: Tabell over brannmotstand, veiledning TEK17 §11-4(1)	69
Figur 92: Tabell over forkullingshastigheter, Treteknisk Hefte 4[36]	70
Figur 93: Figur for visualisering av overlappsområde - hjørneeffekten.....	71
Figur 94: Kapasitet for brann. Bjelke 28.....	72
Figur 95: Kapasitet for knekking ved 60 minutter brann.....	72

Tabelliste

Tabell 1: Lastfaktorer for bruddgrensetilstand	9
Tabell 2: Lastfaktorer for bruksgrensetilstand	10
Tabell 3: Komponenter vindkasthastighetstrykk.....	10
Tabell 4: Komponenter middelvindhastighet	12
Tabell 5: Formfaktorer tak	15
Tabell 6: Lastverdier Luster kommune – Hentet fra NA.4.1(901)	16
Tabell 7: Lasttilfeller snølast	18
Tabell 8: Ferdig snølastsituasjon	19
Tabell 9: Komponenter dimensjonerende grunnakselerasjon	23
Tabell 10: Fordeler og ulemper ved innfestningsmetodene vist i figur 24	27
Tabell 11: Tabell over takkonstruksjonens oppbygning med tilhørende tykkelse og egenlast	30
Tabell 12: Tabell over egenlaster av konstruksjonselementer	37
Tabell 13: Tabell over komponenter i formel for effektiv forkullingsdybde	70

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Tungestølen turisthytte er en kjent turistdestinasjon som befinner seg ved den sørlige delen av Jostedalbreen Nasjonalpark. Turisthytten har vært operativ siden 1910. Under stormen Dagmar i desember 2011 ble hytten blåst av grunnmuren og det var nå et behov for en ny turisthytte[1]. Det ble gjennomført en internasjonal designkonkurransen, som arkitektfirmaet Snøhetta AS vant med sitt design av en ny hytte-gruppe, bestående av flere bygg, konstruert med massivtrelementer [2].



Figur 1: 3D design av Tungestølen turisthytte, Snøhetta AS[2]

Konstruksjonen av de nye turisthyttene begynte i 2015 og stod ferdigstilt i 2019[3].

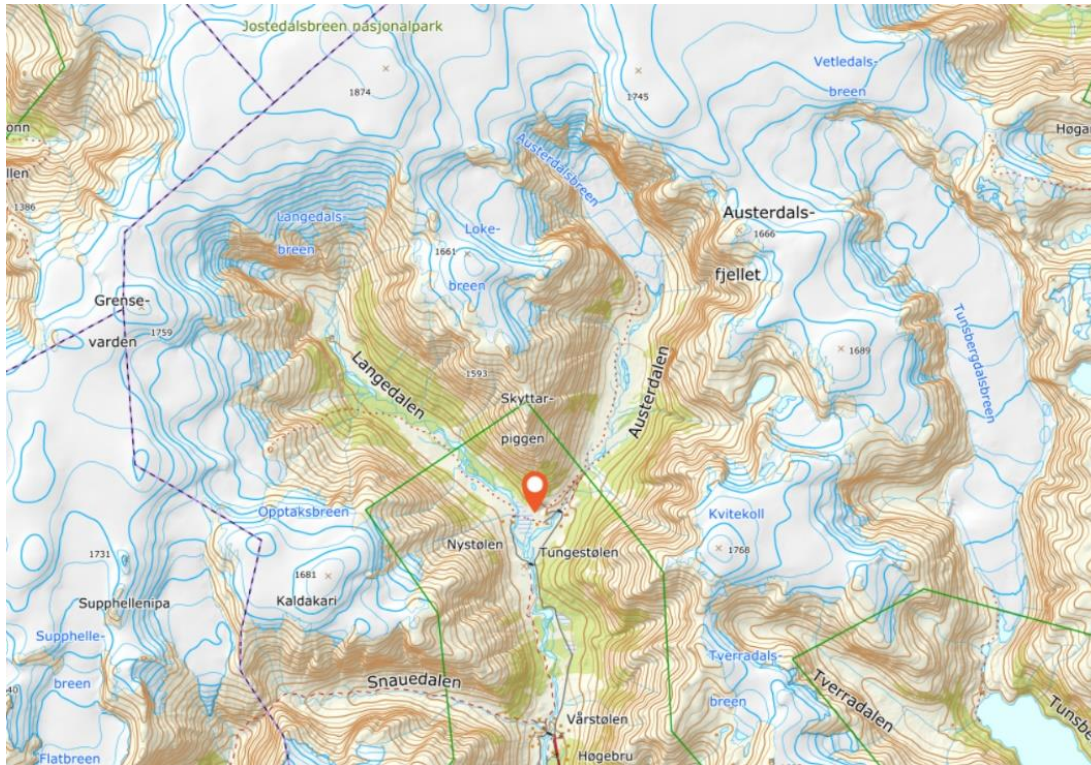
1.2 Prosjektet

Da vi startet arbeidet rundt hva vi ønsket å skrive bacheloroppgave om, var vi klare på at det skulle være en dimensjoneringsoppgave og helst omhandle en trekonstruksjon. Tungestølen turisthytte vakte fort interesse på grunn av den uvanlige geometrien på bygget. Etter å ha vært i kontakt med veileder angående gjennomførbarhet av oppgaven, kom vi til den konklusjonen at det er denne konstruksjonen vi velger å skrive oppgave om.

Oppgaven ta for seg det konstruksjonsmessige til hovedbygget blant de nye konstruerte bygningene. Her skal vi da se på bæresystemet i massivtre og hvordan den bærende konstruksjonskroppen gjennomføres, slik at vi oppnår åpne og større

rom. Vi benytter arkitekttegningene for bygget til å bestemme byggets geometri, mens vi innvendig vil se på alternative utforminger av bæresystemet.

Siden bygningen ligger i et dalføre ved den sørlige delen av Jostedal breen nasjonalpark, vist i figur 2[4], med kraftige vindforhold, vil vindlast og snølast være betydelig. Vi går derfor nøye inn i lastvirkningene fra disse.



Figur 2: Lokasjon Tungestølen turisthytte[4]

For prosjektet «Tungestølen Turisthytte» sto Snøhetta AS som arkitekt og Hans Nes bygg AS som entreprenør[5]. Splitkon AS sto for prosjektering og produksjonen av massivtre-elementene[6].

Etter den eksisterende løsningen er det i hovedsak to endringer vi ønsker å utforske. En søyle i vestlig vindu-åpning, figur 3, og en innvendig søyle, figur 4.



Figur 3: Søyle - vestlig vindu - bilde hentet fra Splitkon.no[6]

Ved vinduet i vestlig vegg befinner det seg en søyle vi skal undersøke om det er mulig å fjerne. Vi anser at å fjerne søylene vil være en bedre estetisk løsning og vil se på mulighetene for en slik endring

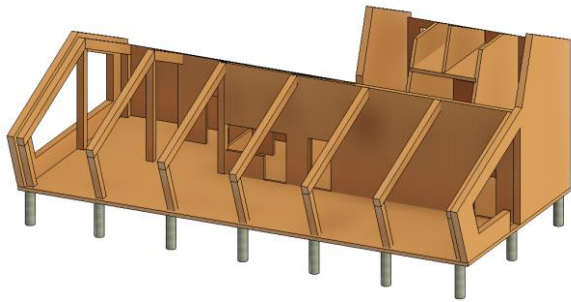


Figur 4: Innvendig søyle - hentet fra Splitkon.no[6]

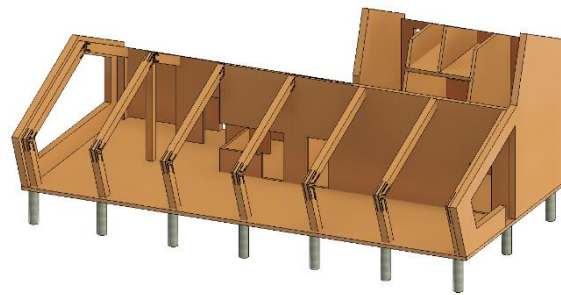
Endring nr. 2 som vi er interessert i, er en søyle rundt midten av bygget. Igjen ønsker vi å se på mulighetene rundt for å fjerne denne søylen. Dette gjøres for å åpne opp rommet og for bedre flyt mellom arealene.

Med disse endringene oppstår det problemstillinger som vi i løpet av oppgaven må ta stilling til. Hovedproblemstillingen blir hvordan den nye kraftsituasjonen i konstruksjonen opptrer. Ved å fjerne disse to søylene er knutepunktene i rammekonstruksjonen nå mer utsatt for moment. For å unngå store dimensjoner og

klumpete knutepunkt skal vi se på muligheten for å bruke skivestivheten i taket til å stabilisere rammene som ikke blir understøttet.



Figur 6: Leddet bæresystem med våre justeringer. Sett fra sør-øst



Figur 5: Bæresystem med stive knutepunkt uten søyler i to av feltene. Sett fra sør-øst

1.3 Problemstilling

Denne oppgaven tar for seg dimensjonering av bærekonstruksjonen av massivtre i Tungestølen turisthytte. I denne oppgaven skal vi se mulighetene for å ha lengre spenn, og bruke stivheten i vegg- og takskivene til å redusere behovet for søyler i bygget.

1.4 Avgrensninger

Da vi i denne oppgaven har tatt for oss et prosjekt som består av flere bygninger ser vi det nødvendig å avgrense oppgaven slik at den er gjennomførbar på et rimelig tidsskjema. Av den grunn så har vi antatt følgende:

- Alt av fundamentering er antatt prosjektert med tilstrekkelig kapasitet og blir ikke vurdert i denne oppgaven
- Andre bygg enn hovedbygningen blir ikke vurdert eller prosjektert da de ikke inngår i oppgavens ramme
- Geotekniske vurderinger blir ikke vurdert og anses å være tilstrekkelig

1.5 Metode

Det tas utgangspunkt i arkitekttegningen gitt av Snøhetta AS, men med egne vurderinger av utforming der vi ser det mulig eller etter ønske.

Vi vil gjennom arbeidet i denne oppgaven benytte oss av tilgjengelig relevant faglitteratur, herunder: Norsk standard/Eurokoder, Byggforskserien og håndbøker fra Treteknisk. Det vil bli brukt flere fagressurser gjennom oppgavens forløp og disse refereres det til fortløpende der det nyttig og nødvendig.

Når det kommer til selve beregningsarbeidet i oppgaven så benytter vi både beregningsprogrammer og kontrollberegning for hånd ved hjelp av Mathcad. Disse kontrollberegningene danner grunnlaget for validiteten til de resultater vi henter ut fra beregningsprogrammene og viser til samsvar og aksept for valgt løsning det beregnes på. Alt av utregninger blir lagt ved oppgaven som vedlegg.

1.6 Programvarer

PTC Mathcad Prime:

PTC Mathcad er det beregningsprogram for manuelle beregninger utviklet for ingeniører. Beregningsprogrammet gjør det mulig å effektivisere mye av håndberegningene, samtidig som den lager et ryddig og oversiktlig oppsett[7]. I denne oppgaven er Mathcad benyttet for utregninger av ulike laster på konstruksjonen, men også for kontrollberegninger til sammenligning med andre analyseprogrammer.

Robot Structural Analysis:

Robot Structural Analysis, heretter RSA, er et analyseprogram for det strukturelle arbeidet til et prosjekt. RSA kan utføre en rekke analyser av en konstruksjon som kapasitetsanalyse av bærekonstruksjon eller vindanalyse av et bygg for å vise hvordan vindkraft påvirker bygget.[8]

Vi har i denne oppgaven benyttet vindsimulering av konstruksjonen.

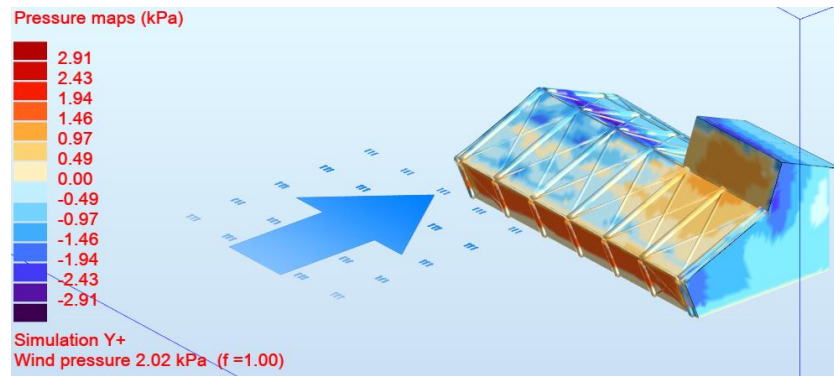
Vindsimuleringen i RSA fungerer som en vindtunnel, hvor man gjennom manuell in-put av vindhastighet eller vindtrykk og retning får

oppgitt hvordan vindlasten påvirker konstruksjonen. Denne vindanalysen har blitt nøye testet av Autodesk, hvor de har kommet med en validering av dette verktøyet gjennom fysisk testing[9]. Analysen er et godt verktøy for Vurdering av kraftpåføringen på konstruksjonen, men også hvordan kraftgang og tilleggseffekter opptrer.

RSA utfører beregninger etter bestemmelser fra Eurokode 5: EN 1995-1, standard for prosjektering av trekonstruksjoner. I denne oppgaven blir Timber design brukt til å ta tverrsnittskontrollene i stavelementene. Når vi skal bruke timber design opp mot den norske standarden NS-EN 1995-1-1[10] må vi endre materialfaktorene til verdiene som er gitt i det norske tillegget. Fra skjærberegningene bruker RSA $k_{cr}=0.67$ etter norsk tillegg er $k_{cr}=0.8$. Beregningen i RSA gir da en høyere utnyttelse for skjær, men dette blir til sikker side og overutnyttelse på skjær er ikke ett problem i oppgaven.

Calculatis:

Calculatis 2021 er et dimensjoneringsprogram for trekonstruksjoner utviklet av Stora Enso. Programvaren tar utgangspunkt i produktene som leveres av Stora Enso, og blir i denne oppgaven tatt i bruk til strukturelle beregninger av tak- og veggelementer i massivtre. Calculatis oppgir utnyttelsesgraden for det valgte bygningselementet. Der det fremgår utnyttelse av skjær, moment, nedbøyning, vibrasjoner og brann. Denne utnyttelsesgraden blir kontrollert med håndberegninger i Mathcad. Calculatis følger Eurokode 5: EN 1995, standard for prosjektering av trekonstruksjoner. Versjonen vi



Figur 7: Utklipp fra Vindsimuleringen med vind fra sør

har brukt i Calculatis er rettet mot Sverige og har noen forskjeller vi kommer tilbake til.[11]

Revit:

Revit er et 3D-modellerings program utviklet av Autodesk. Revit kan brukes i en rekke områder, hvor det er arkitekt-relatert eller konstruksjons-relatert, for å modellere opp figurer eller konstruksjoner og tilhørende detaljtegninger[12]. I denne oppgaven er programvaren brukt for å modellere opp den valgte konstruksjonen hvor vi så eksporterte modellen til RSA. Modellen ble senere brukt som utgangspunkt til detaljtegninger av knutepunkter og illustrasjoner i oppgaven.

Ove-Sletten Focus:

OS-prog består av en rekke programmer utviklet av Sletten Byggdata, for betongdimensjonering og lastdimensjonering. I denne oppgaven har det blitt benyttet program for lastberegning, for å kontrollere håndberegningene av snø og vindlast. Lastberegningsprogrammet tar utgangspunkt i bestemmelser og kriterier funnet i Eurokoder for snø- og vindlast.[13]

2 Laster

Lastfaktorer

Ved dimensjonering av en konstruksjon er en nødt til å ta stilling til ulike lastfaktorer avhengig av hvilke lastsituasjoner konstruksjonen utsettes for. Dette omtales gjerne som grensetilstander for konstruksjonen. Disse er bruddgrense, bruksgrense, utmattingsgrense og ulykkesgrense.

Faktorene for de ulike grensetilstandene er hentet fra NS-EN 1990; Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner[14].

Bruddgrense tar stilling til tilstander hvor strukturell integritet er i fokus. Faktorene er gitt ut ifra om en lastsituasjon er gunstig eller ugunstig, og etter hvilke laster som er dominerende etter størrelsen på kraften. Her er det greit å trekke fram likning 6.10a og 6.10b. Forskjellen mellom likningene er andelen egenlasten utgjør. Hvis egenlasten blir dominerende reduseres alle de variable lastene og faktoren for egenlast blir 1.35.

Bruddgrensetilstand			
Dimensjoneringsituasjon	Permanente laster	Dominerende variable laster	Andre variable laster
EQU Global likevekt	1.2/0.9	1.5	1.5 ψ_0
STR/GEO Kapasitet	1. 1.35/1.0	1. 1.5 ψ_0	1. 1.5 ψ_0
- 6.10a (1)		2. 1.5	2. 1.5 ψ_0
- 6.10b (2)	2. 1.2/1.0		

Tabell 1: Lastfaktorer for bruddgrensetilstand

Bruksgrense derimot tar stilling til brukerkomfort, estetikk og deformasjoner i konstruksjonen. Bruksgrensetilstanden tar hensyn til lastvarigheten til lastene. Vi har tre kombinasjonene «karakteristisk», «ofte forekommende» og «tilnærmet permanent».

Bruksgrensetilstand			
Kombinasjon	Permanente laster	Dominerende variable laster	Andre variable laster
Karakteristisk	1.0	1.0	1.0 ψ_0
Ofte forekommende	1.0	1.0 ψ_1	1.0 ψ_2
Tilnærmet permanent	1.0	1.0 ψ_2	1.0 ψ_2

Tabell 2: Lastfaktorer for bruksgrensetilstand

2.1 Vindlaster

Vindlastene blir satt med grunnlag i NS-EN 1991-1-4, Allmenne laster Vindlaster [15]. Byggestedet ligger værutsatt til på en ås i et dalføre med høye omliggende fjell.

Beregning av vindlast skjer etter formel funnet i punkt NA.4.5

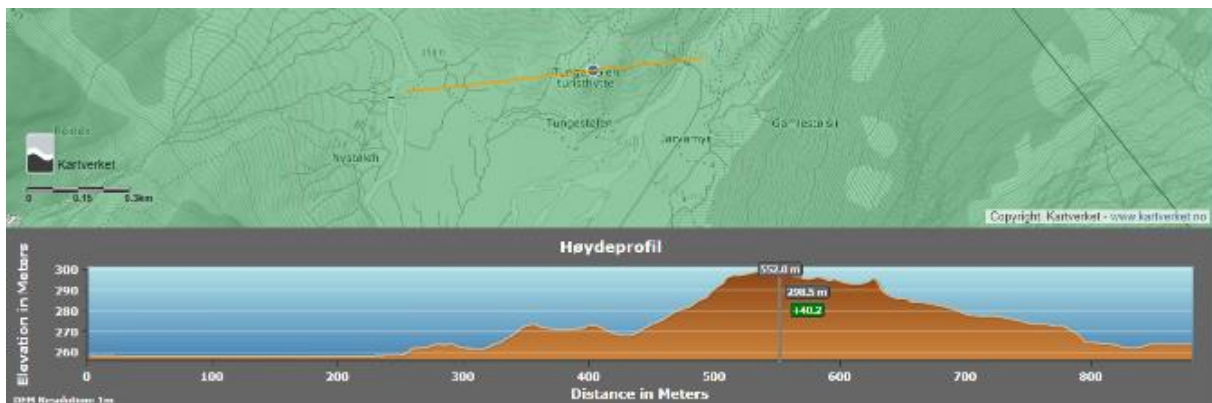
Vindkasthastighetstrykk, $q_p(z) = [1 + 2K_p * I_v(z)] * q_m(z)$.

I formel NA.4.8 så ser vi at det foreligger tre underliggende verdier som hver for seg selv inneholder nye ukjente. Oppbygningen vises i tabellen under.

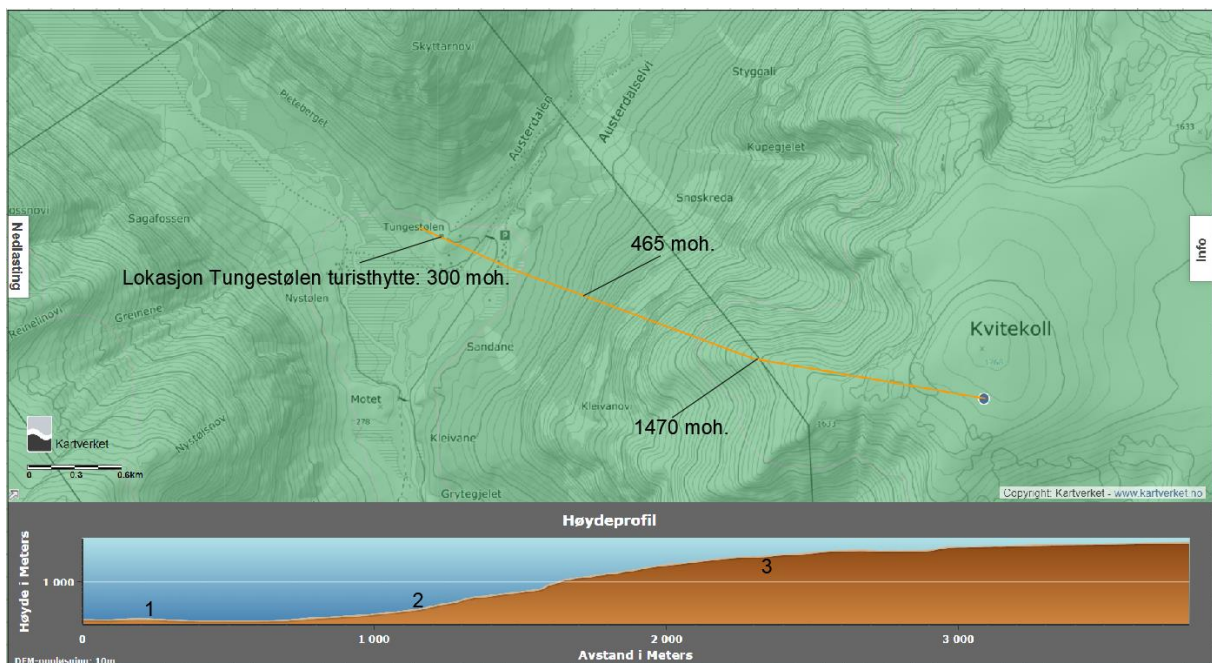
Vindkasthastighetstrykk $q_p(z)$		
Komponent	Formel	Beskrivelse
K_p		Verdien K_p er en toppfaktor som settes lik 3,5, jf. NA.4.5(1)
$I_v(z)$	$\frac{K_I}{C_0(z) * \ln(\frac{z}{z_0})}$	Turbulensintensitet, jf. NA.4.4
$q_m(z)$	$\frac{1}{2} \rho * V_m(z)^2$	Stedsvindhastighetstrykk, jf. NA.4.5(1)

Tabell 3: Komponenter vindkasthastighetstrykk

I formelen for turbulensintensitet er det hovedsakelig to ukjente verdier vi må vurdere. Dette er terrengformfaktoren, $C_0(z)$, og turbulensfaktoren, K_t . Disse verdiene er avhengig av den omliggende topografien rundt byggestedet. Byggestedet er litt spesielt da det befinner seg både på toppen av en ås, men samtidig i le av større skråninger. Med vindretninger fra øst og vest fungerer høydedraget byggestedet ligger på som en åskam. Når vi ser på turbulens-effekten fra de omliggende fjellene har Kvitokoll, som ligger sør-øst for byggestedet, den største stigningen på 41 grader og gir det største bidraget. Turbulensfaktoren blir da hentet ut fra figur NA.4(901.6) for helninger over 40 grader.



Figur 8: Høydeprofil av ås. Utklipp hentet fra Høydedata.no[16]



Figur 9: Utklipp topografi, hentet fra Høydedata.no[16]

Når turbulensintensiteten er funnet gjenstår det å finne stedsvindhastighetstrykk. Stedsvindhastigheten, $V_m(z) = C_r(z) * C_0(z) * V_b$. For en fremstilling av komponentene, med underliggende faktorer, har vi valgt å benytte en tabell med enkle beskrivelser.

Stedsvindhastighet $V_m(z)$		
Komponent	Formel	Beskrivelse
$C_r(z)$	$K_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$	Ruhetsfaktor, jf. 4.3.2(1), formel (4.4)
K_r		Terrengruhetfaktor, jf. 4.3.2(1), formel (4.5)
$C_0(z)$		(se tidligere beskrivelse)
V_b	$V_{b.0} * C_{dir} * C_{season} * C_{alt} * C_{prod}$	Basisvindhastighet, jf. NA.4.2(2), formel (NA.4.1)
$V_{b.0}$		Referansevindhastighet, jf. Tab. NA.4(901.1) og fig. NA.4(901.1)
C_{dir}		Retningsfaktor, jf. NA.4.2(2)P(901.2)
C_{season}		Årstidsfaktor, jf. NA.4.2(2)P(901.3)
C_{alt}		Nivåfaktor, jf. NA.4.2(2)P(901.1)
C_{prob}		Faktor for returperiode, jf. 4.2

Tabell 4: Komponenter middelvindhastighet

I de fleste tilfeller velger man C_{dir} , C_{season} og C_{prob} lik 1, da dette er anbefalte verdier.

Når alle verdiene er gjort rede for, gjorde vi beregninger for ulike vindretninger for å finne hvilken vindretning som vil gi størst vindkasthastighetstrykk. Da det ikke kommer tydelig frem i standarden om en skal velge den verste topografieeffekten eller

om de skal kombineres har vi valgt å kombinere terrengformfaktoren $C_{o,z}$ fra ås og turbulensfaktoren k_i fra skråningen mot Kvittekoll.

$$(NA.4.8) \quad q_{p,z} := q_{m,z} \cdot (1 + 2 K_p \cdot I_{v,z}) = 2024 \frac{N}{m^2}$$

Figur 10: Håndberegning av vindkasthastighetstrykk

For verifisering av vindlasten beregnet for hånd, har vi tatt i bruk lastberegningsprogrammet fra Ove Sletten[13]. Vi har benyttet de samme verdier som i håndberegningene for å sjekke at vi har gjort en korrekt kombinerings av gitte faktorer og verdier. Figur 11 er hentet fra resultat-utskrift fra OS-prog Lastberegning 2021.

2. Vindhastighet

Fylke: Sogn og Fjordane Kommune: Luster Referansevindhastighet: 24 m/s

Byggested, høyde over havet (m): 300 Calt: 1

Returperiode (år):50 Cprob: 1

Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året

Vindretning (region):Bruker retningsfaktoren C-ret: 1

Basisvindhastighet: 24 m/s

Høyde Z over grunnivået: 45 m

BYGGSTEDETS TERRENGDATA

Terrengruhetskategori I: Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker.

Terrengruhetsfaktoren K_t : 0,17 Ruhetslengden Z_o (m): 0,01 Z_{min} (m): 2 V_m (m/s): 37,13 C_r : 1,43

TOPOGRAFI: NA.4.3.3 (901.3.1) Byggested nær toppen av ås eller skråning i le av annen ås eller skråning.

Terrengformfaktor $C_o(z)$: 1,082 Turbulensfaktor K_i : 1,75

Vkast: 56,88 m/s

Qkast: 2,022 kN/m²

Figur 11: Resultater - vindlast - fra OS-prog: Lastberegning

Vi ser her at vindlast fra OS-prog stemmer overens med resultater fra håndberegning.

Utvendige formfaktorer

For å bestemme formfaktorene til bygget tar vi utgangspunkt i NS-EN 1991-1-4[15].

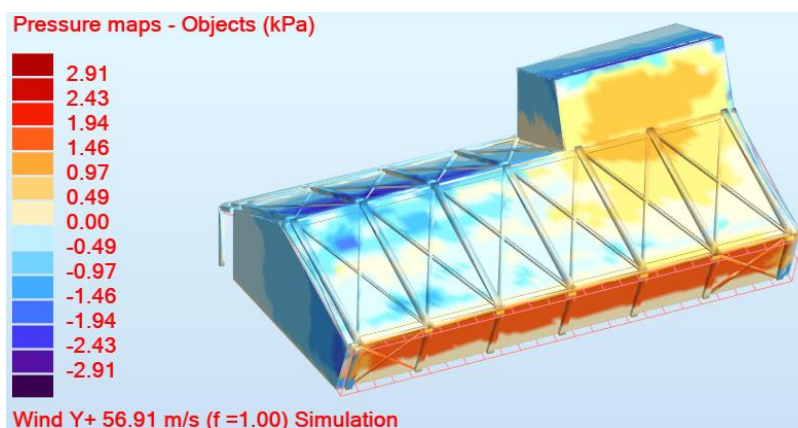
For å kontrollere disse vurderingene og gi et helhetlig inntrykk av vindpåkjenningene,

utføres det en vindtunnel analyse av beregningsmodellen i RSA. Vindanalysen blir brukt til å se på om det oppstår uønskede effekter på konstruksjonen vi ikke forventer fra vurderingene vi gjør etter NS-EN 1991-1-4. Vindanalysen er ment som et hjelpemiddel og vi bruker vurderingene fra vindstandardene som minimumsverdier.

Når vi ser på vinden som kommer fra sør ser vi først på vinden som kommer opp langs åsen og treffer plant på første overflate. Vinkelendringen mellom vegg og tak mot sør er 90 grader. Vi vurderer da formfaktorer fra bygninger med flatt tak for den sørlige delen av bygget. Når vi kommer til opphøyningen vurderer vi det som hensiktsmessig å se på dette som et saltak med 45 graders helning, som står i forhold til planet på sørveggen. Når vindtrykket nærmer seg mønet på hovedtaket, er størrelsesorden på lasten omtrentlig som et tak i området 15-30 grader. Vi vurderer derfor baksiden som et vanlig tak på 22°.

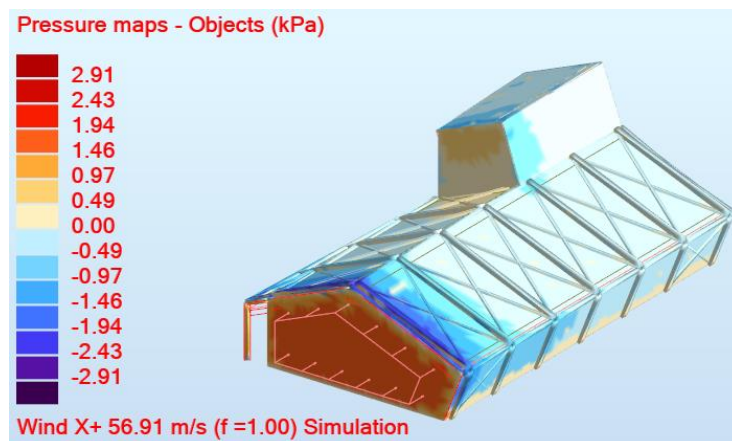
Denne første vurderingen gir store sug-krefter ved tak-kant og trykk på fremsiden. Dersom vi ser bort fra at veggen ikke er i lodd og ser på saltak ved 22° får vi større nedadrettede krefter i øvre del av taket mot sør. Ser vi på oppstikket har det nå en helning på 68° mot sør og vi får en formfaktor på 0.75. Når vi ser i

resultatene fra vindanalysen, ser vi at trykket for denne flaten forplanter seg i et område på det underliggende taket. Vi tar derfor også og forplanter lasten fra oppstikket litt nedover hovedtaket. Når vi ser på vurderingene om en formfaktor på 0.75 for første flate i oppstikket ser vi at ut ifra vindanalysen at dette gjerne er en vurdering til sikker side da det ikke ligger ved tak-kant. Når vi ser på hvor langt vindlasten forplanter seg under oppstikket tar vi en vurdering med grunnlag i vindanalysen. Vi har litt høyere verdier enn RSA og tar et utgangspunkt i at lasten fordeler seg utover hovedtaket med en lengde på 1.5m som tilsvarer halve høyden til oppstikket.



Figur 12: Vindanalyse i robot. Vind fra sør

Ser vi på vinden som kommer fra vest får vi også en overflate vinden treffer lengre inne på taket. Her ser vi at vinden i hovedsak blir tatt opp i den østligste veggen. I området nedenfor oppstikket er kreftene tilnærmet null. I dette tilfelle velger vi å ikke forplante lastene fra veggen nedover på taket.



Figur 13: Vindanalyse i robot

I vindanalysen «Y+» er det små sug-krefter ved tak-kant og resultatene ligner på vurderingene vi har gjort for horisontal vind fra sør. I simuleringen ser vi igjen at verdiene veksler mellom negative og positive krefter generelt på taket. Dette ser vi også igjen i standarden for tak mellom 15 og 30 grader. Når vi ser på gjennomsnittet av flatene, passer de inn imellom de øvre og nedre verdiene vi henter fra NS-EN 1991-1-4[15]. Tabeller fra standard som er benyttet vises i tabell under.

Formfaktorer	
Verdier hentet fra	Standard + sidetall
Tabell 7.1: Vertikale vegger	NS-EN 1991-1-4, s. 31
Tabell 7.2: Flate tak	NS-EN 1991-1-4, s. 33
Tabell 7.4a: Saltak [$\theta=0^\circ$]	NS-EN 1991-1-4, s. 38
Tabell 7.4b: Saltak [$\theta=90^\circ$]	NS-EN 1991-1-4, s. 38

Tabell 5: Formfaktorer tak

Innvendig sug/trykk

På grunn av trykket som oppstår på fasaden oppstår det også innvendige sug- og trykkrefter. Vi bestemmer de innvendige formfaktorene etter punkt 7.2.9. Ser vi i merknad 2 «der det ikke er mulig eller der det ikke kan anses forsvarlig å beregne μ

for ett bestemt tilfelle, bør normalt C_{pi} settes lik det ugunstigste av 0.2 og -0.3.» I dette tilfellet ser vi ikke på åpne porter og vinduer. På grunnlag av dette vurderer vi det ikke som forsvarlig å beregne μ . Da det vil være stor usikkerhet forbundet med å bare ta utgangspunkt i lekkasjer og mindre åpninger i bygget.

2.2 Snølast

Snølast beregnes med utgangspunkt i Eurokode 1, NS-EN 1991-1-3: Allmenne laster Snølaster [17]. Snølasten varierer basert på byggestedets lokasjon, høyde over havet og byggets egen geometri.

Grunnverdien for snølast på tak uten hensyn til fonning og snødriv er beregnet etter formel (5.1) funnet i punkt 5.2(a) i snølaststandarden, $S = \mu_1 * C_e * C_t * S_k$.

Karakteristisk snølast på mark er inndelt etter de gamle kommunegrensene.

Tungestølen turisthytte befinner seg i Luster kommune. Under har vi satt opp en tabell med verdiene hentet fra det norske tillegget i snølaststandarden.

Verdier snølast på mark - NA.4.1(901)				
Kommune:	S_{k0} (kN/m ²)	H_g (moh.)	ΔS_k (kN/m ²)	$S_{k.maks}$ (kN/m ²)
Luster	3.0	150	1.0	-
- Nær Jostedalsbreen	3.0	150	1.0	8.5

Tabell 6: Lastverdier Luster kommune – Hentet fra NA.4.1(901)

Da byggestedet ligger på 300 moh. så må vi skalere lasten, da det overskrider høydegrensen for Luster kommune på 150 moh. Denne lastskaleringen gjøres etter formel $S_k = S_{k0} + n * \Delta S_k$. Faktoren n, regnes etter formelen, $n = \frac{H-H_g}{100}$, og avrundes oppover til nærmeste heltall. I vårt tilfelle blir dette n=2. Med skalert karakteristisk snølastverdi, ender vi opp med $S_k = 5kN/m^2$.

Eksponeringskoeffisienten C_e tar forbehold for de topografiske forholdene. Vi har tidligere i oppgaven lagt frem informasjon om at bygget er sterkt vindutsatt og ligger

på en år. På grunn av de topografiske forholdene og vi ser da ut ifra tabell 5.1 at verdien for C_e settes lik 0.8 for vindutsatte områder.

Tabell 5.1 Anbefalte verdier av C_e for forskjellige topografier

Topografi	C_e
Vindutsatt ^a	0,8
Normal ^b	1,0
Skjernet ^c	1,2

^a *Vindutsatt topografi*: flate områder uten hindringer, som gir eksponering på alle sider, helt uten eller med liten terrengbeskyttelse, høyere byggverk eller trær.

^b *Normal topografi*: områder der vinden ikke i vesentlig grad fjerner snø fra byggverk som følge av terreng, andre byggverk eller trær.

^c *Skjernet topografi*: områder der det aktuelle byggverket er vesentlig lavere enn terrenget omkring, eller er omgitt av høye trær og/eller av høyere byggverk.

Figur 14: Tabell for eksponeringskoeffisient[17]

Den termiske koeffisienten C_t tar forbehold til varmegjennomtrengning gjennom konstruksjonen. Verdien for C_t settes som regel lik 1, dersom det ikke foreligger konstruksjonsforhold hvor det kan være aktuelt med en reduksjon. Slike forhold kan være bruk av transparente tak (glasstak eller områder med større takvinduer) hvor det vil være en større varmegjennomtrengning enn hvis det brukes en tradisjonell takkonstruksjon. I vårt tilfelle foreligger det ikke noen slike forhold og vi velger derfor å bruke verdien $C_t=1$.

Den gjenstående verdien μ ser vi på de geometriske forholdene til taket på bygget. Formen av taket på Tungestølen turisthytte er i hovedsak av typen «saltak». Når vi ser i figur 5.2 i Eurokode 1[17] fremgår det at vi skal benytte μ_2 for taktypen «saltak». Taket på tungestølen er 22° . Vi bruker derfor μ_2 for tak mellom 0 og 30 grader, $\mu_2=0.8$.

A1) Tabell 5.2 Formfaktorer for snølast

Takvinkel α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1(\alpha)$	$\mu_1(0^\circ) \geq 0,8$	$\mu_1(0^\circ) \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_2(\alpha)$	0,8	$0,8 \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_3(\alpha)$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

MERKNAD Det kan angis verdi for $\mu_1(0^\circ)$ i det nasjonale tillegget. Anbefalt verdi er $\mu_1(0^\circ) = 0,8$. A1

Figur 15: Tabell for formfaktor av tak[17]

Videre må vi også gjøre en vurdering av hvilke lasttilfeller taket utsettes for. Da lokasjonen av bygget er sterkt vindutsatt må vi ta for oss effekten av snødriv. Dette gjøres etter punkt 5.3.3(4). For dette punktet kan vi trekke frem at bygget er vindutsatt fra flere retninger og vi av den grunn ender opp med lasttilfeller hvor det forekommer størst last for begge sider av taket.

Lasttilfelle	Nordsiden	Sørsiden
Tilfelle 1 – uten snødriv	3.2 kN/m ²	3.2 kN/m ²
Tilfelle 2 – snødriv fra nord	1.6 kN/m ²	3.2 kN/M ²
Tilfelle 3 – snødriv fra sør	3.2 kN/m ²	1.6 kN/m ²

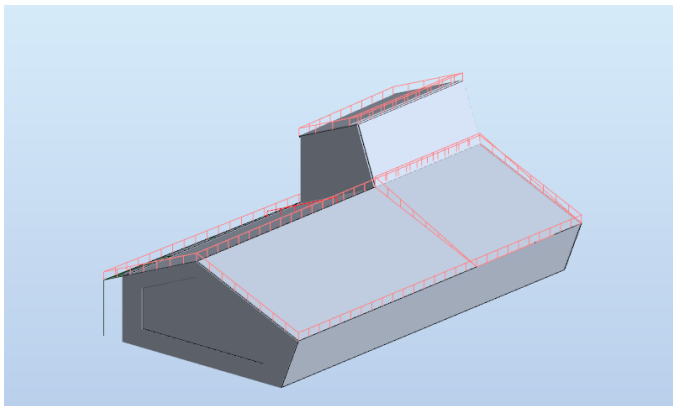
Tabell 7: Lasttilfeller snølast

Lastbildet i tabell 7 viser situasjonen dersom vi hadde hatt et tak uten noen opphøyninger eller hindringer. Men på bygget har vi en seksjon av taket hvor vi har et vesentlig oppstikk. Dette oppstikket er en betydelig hindring og vi må derfor ta for oss utfordringene med ras og snøfonning. Vi finner bestemmelsene for ras og snøfonning i punkt 5.3.6. Selv om taket på oppstikket er vinklet vekk ifra takområdet som det er

gjort rasberegninger på så velger vi å ta dette med grunnet vindsituasjonen vår. Jevnt fordelt snølast med fonning er vist i tabell 8 og fordeling av last på figur 16.

Lastområde	Lastverdi
Blått	3.2 kN/m ²
Rødt	7.2 kN/m ² -> 3.2 kN/m ²

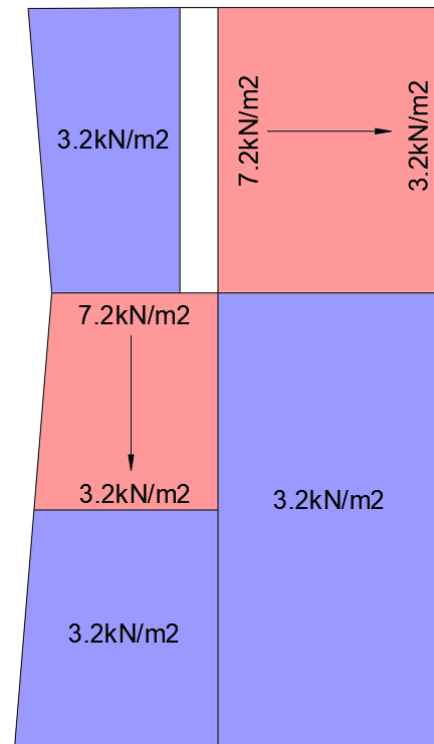
Tabell 8: Ferdig snølastsituasjon



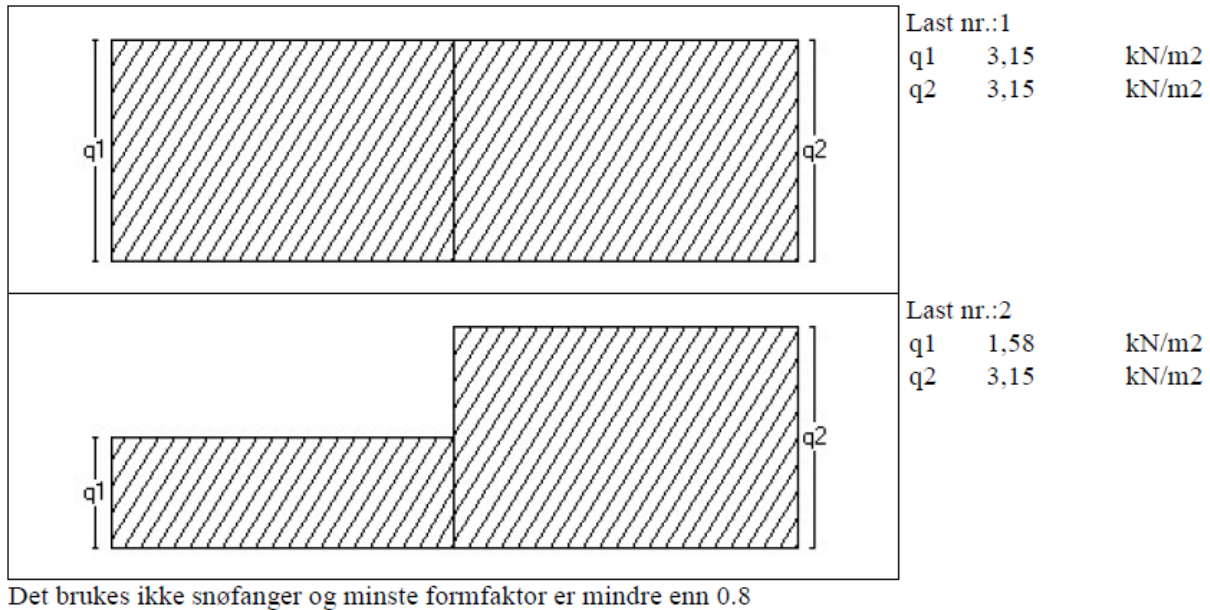
Figur 17: Utklipp av jevnt fordelt snølast med fonning i RSA

Lastverdier oppgitt i tabell 8 er maksverdier for snølast. Figur 16 viser også hvordan snølast varierer på taket på grunn av fonning, indikert med pilene.

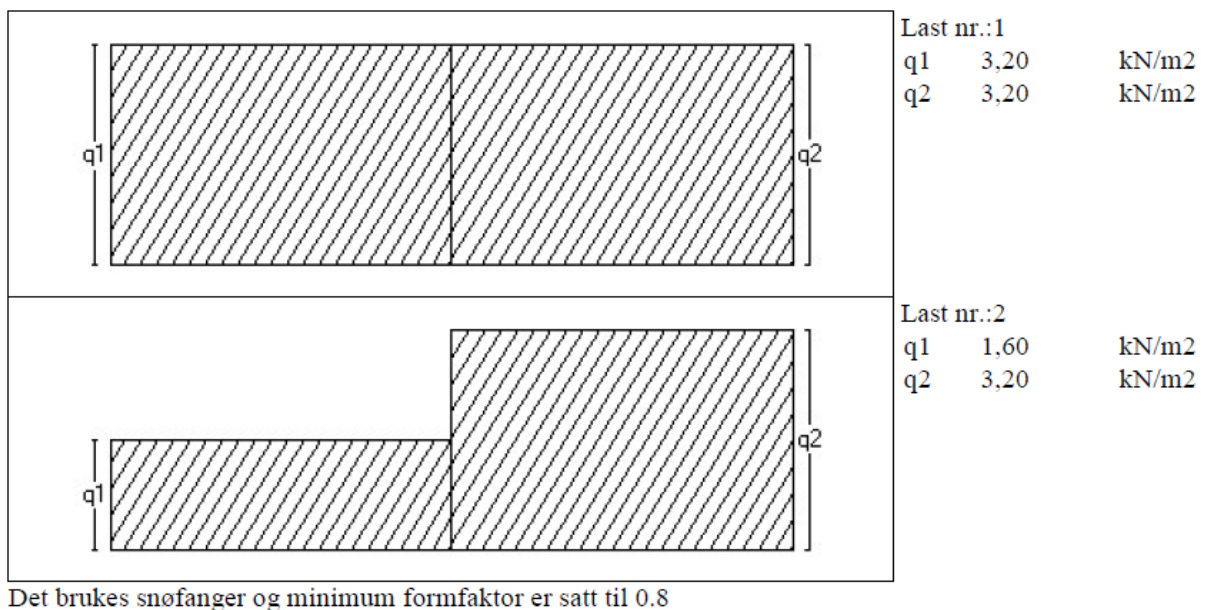
For verifisering av resultatene for snølast har vi gjennomført en lastberegning for snølast i OS-prog lastberegning 2021[13]. På lik linje som for vindlast har vi benyttet samme faktorer og verdier som det er argumentert for i gitte delkapitler.



Figur 16: Snølast på tak - makslast



Figur 18: Snølast u/snøfanger - OS-prog resultat



Figur 19: Snølast m/snøfanger - OS-prog resultat

Vi ser at det er en liten forskjell i resultat for snølast etter hvorvidt det er tatt hensyn til snøfanger eller ikke. Da forskjellen er liten mellom resultatene og snølast m/snøfanger stemmer overens med håndberegning av snølast anser vi resultatene for håndberegningen å være troverdige. Resultatene fra OS-prog tar ikke stilling til fonning rundt oppstikket på bygget, men basert på at last-verdi for fonning tar utgangspunkt i karakteristisk snølast på mark så anses den å være troverdig.

Vi har vært i kontakt med Luster Kommune over telefon, for å undersøke eventuelle lokale retningslinjer for lastvarigheten til snølasten. Vi fikk da avklart at det ikke foreligger lokale føringer og resultatene våre står som allerede utregnet.

2.3 Seismisk last

Seismisk last bestemmes etter de retningslinjer gitt i Eurokode 8, NS-EN 1998-1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger [18]. I soner som er utsatt for seismisk aktivitet, vil det være nødvendig med en komplett og omfattende seismisk beregning. Situasjonen i Norge er slik at fastlands-Norge er klassifisert som områder med lav eller svært lav seismisitet. For oss betyr dette at vi kan foreta en forenklet utregning der vi tar for oss utelatelseskriterier for å se om vi kan se vekk ifra seismisk lastvirkning på bygget.[19]

Etter en rapport utgitt fra Multiconsult om seismiske sonekart fremgår det en oversikt over utelatelseskriterier. For at vi skal kunne se vekk ifra seismisk lastpåvirkning må minst ett at utelatelseskriteriene være oppfylt[20].

Utelatelseskriterium 1 omhandler hvilken seismisk klasse bygget plasseres i. Den seismiske klassen bygget har varierer etter konstruksjonstype. Valg av seismisk klasse velges ut ifra tabell NA.4(902).

Tabell NA.4(902) – Veiledende tabell ved valg av seismisk klasse

Byggverk	I	II	III	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store				X ¹⁾
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, kraftforsyning og lignende			(X)	X
Høye bygninger, mer enn 15 etasjer		(X)	X	
Jernbanebruer ²⁾			X	(X)
Veg- og gangbruer ²⁾		(X)	X	(X)
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler osv.)		(X)	X	
Kaier og havneanlegg		X	(X)	
Landbaserte akvakulturanlegg for fisk		X	(X)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer	(X)	X	(X)	
Industrianlegg		X	(X)	
Skoler og institusjonsbygg		(X)	X	
Kontorer, forretningsbygg og boligbygg		X	(X)	
Småhus, rekkehus, bygg i én etasje, mindre lagerhus osv.	X	(X)		
Støttemurer med høyde lavere enn 3 m langs veger i klasse II ³⁾	X	(X)		
Kulverter	X	(X)	(X)	
Landbruksbygg	(X)			
Kaier og fortoyingsanlegg for sport og fritid	(X)			
<p>¹⁾ For byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel ved atomreaktorer og lagringsanlegg for radioaktivt avfall, store dammer og marine konstruksjoner bør jordskjelvriskoen vurderes spesielt, eventuelt basert på en risikoanalyse.</p> <p>Lagertanker for flytende gass og store hydrokarbonførende rørledninger over land er behandlet i NA til NS-EN 1998-4.</p> <p>²⁾ Se veiledende tabell for valg av seismisk klasse for bruer i NA til NS-EN 1998-2.</p> <p>³⁾ For støttemurer langs jernbane, støttemurer langs veger med høyde over 3 m og støttemurer langs viktige veier (klasse III) benyttes samme seismiske klasse som for vegen eller jernbanen</p>				

Figur 20: Tabell for valg av seismisk klasse

Når vi studerer denne tabellen, må vi først definere konstruksjonstypen til Tungestølen turisthytte. Tungestølen turisthytte er et mindre bygg som hovedsakelig består av ett plan. Bygget har et lite oppstikk, men dette utgjør svært lite av arealet. Derfor velger vi å plassere bygget vårt i kategorien for småhus eller bygg i én etasje, og viser da at vi havner i seismisk klasse I. Etter rapporten utgitt fra Multiconsult om seismiske sonekart[20] fremgår det at vi kan se bort fra seismisk påvirkninger for konstruksjoner i seismisk klasse I. Det er det henvist til punkt NA.3.2.1(5) i NS-EN 1998-1[18]. Det fremgår av dette punktet at konstruksjoner i seismisk klasse I med $a_g S < 0.49m/s^2$ utelukkes fra videre beregninger.

$a_g S$ er en verdi for seismisiteten i området bygget er plassert. Verdien avhenger av den dimensjonerende grunnakselerasjonen, a_g , multiplisert med en forsterkningsfaktor S. Den dimensjonerende grunnakselerasjon utregnes etter

formel: $a_g = \gamma_1 * (0.8 * a_{g40Hz})$. Tabellen under viser verdi til de angitte komponentene og plassering i NS-EN 1998-1[18]

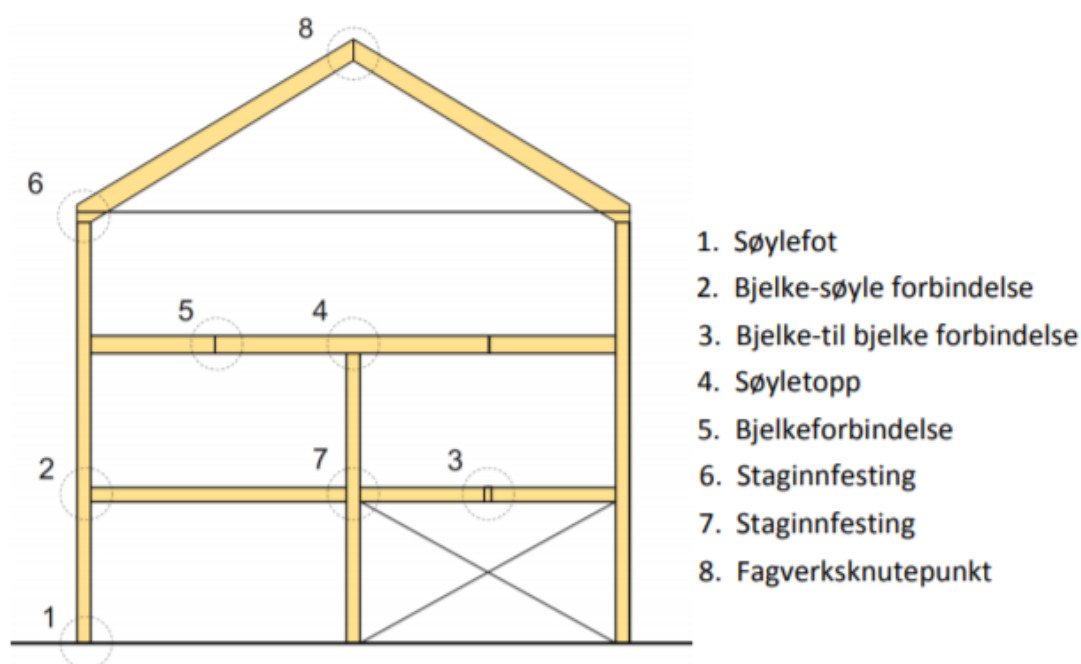
Dimensjonerende grunnakselerasjon a_g			
Komponent	Verdi	Beskrivelse	EC8
a_{g40Hz}	$0.6m/s^2$	Spissverdi for berggrunnens akselerasjon – 475 år returperiode	NA.3(901)
γ_1	0.7	Seismisk faktor basert på seismisk klasse	NA.4(901)
S	1.0	Forsterkningsfaktor basert på grunnforholdene	NA.3.3

Tabell 9: Komponenter dimensjonerende grunnakselerasjon

Ved ferdig utregnet verdi, ender vi opp med $a_g S = 0.336 m/s^2$. Dette overskrider ikke grensen på $0.49m/s^2$ angitt i punkt NA.3.2.1(5)[18]. Vi kan dermed se vekk ifra seismisk lastpåvirkning.

3 Knutepunkt

Vi skal i dette kapitlet ta for oss noen mulige utforminger av knutepunkt og hvilke egenskaper som følger av disse. Limtreboka fra Moelven[21] er et godt utgangspunkt for valg av knutepunkts utforming, da den i kapittel 14 trekker frem en rekke knutepunkter etter funksjon: fakverks-knutepunkt, bjelkeforbindelse og søylefot. Figuren under er hentet fra limtrehåndboka og viser typiske knutepunkter som kan forekomme i limtrekonstruksjon.



Figur 14-1
Typiske forbindelsestyper i en ramme-type konstruksjon.

Figur 21: Forskjellige knutepunkter i en konstruksjon, fra Limtreboka (2015) Moelven[21]

Det første vi må ta for oss er å bestemme hvilke typer knutepunkt vi har i konstruksjonen. Bæresystemet består av søyler, bjelker, dekker og veggskiver. Vi kommer i dette kapitlet til å ta utgangspunkt i momentforbindelser i bjelker søyler og fundamenter. De øvrige knutepunktene i konstruksjonen, herunder overganger mellom elementer og mellom elementer og bjelker blir ikke vektlagt.

Vi ønsker høye tverrsnitt som gir mulighet for en god kraftarm og plass til forbindere i knutepunktene. Høyden i bøyeretningen vil kunne være avgjørende for muligheten til gjennomføring. Tverrsnitts-dimensjonene kan derfor bli styrt av knutepunktene.

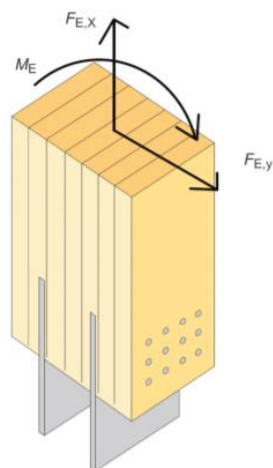
Stivheten til et knutepunkt vil ha innvirkning på om man kan regne en bjelke som fast innspent/kontinuerlig eller fritt opplagt. Stivhetskravet for forbindelser foreligger dermed i om man kan avstive forbindelsen i lik grad som det omliggende materialet.

En vanlig problemstilling når det kommer til bærekonstruksjoner av trevirke er evnen til å opprettholde stivhet gjennom knutepunktene. Knutepunktene i trekonstruksjoner består ofte av skruer, bolter og spikre. Dette er forbindelsesmiddel som er kjent for å ha store deformasjoner. På bakgrunn av dette, blir knutepunktene i en trekonstruksjon ofte ansett som leddet.

Vi skal se på dybelforbindelser med innslissede stålplater for å redusere deformasjonene i knutepunktene.

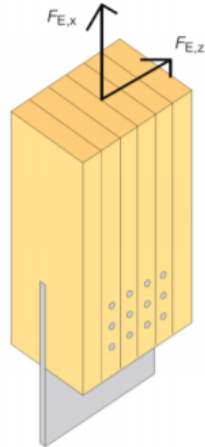
Søyler: Strekk/trykk, skjær, (moment)

For innfestning av søyler må vi først bestemme hvilke krefter som opptrer. Den største forskjellen når det kommer til innfestning av en søyle er om søylen utsettes for en momentvirkning. Dersom søylen er utsatt for en momentvirkning så har det betydning for innfestningsmetoden. Figur 22 viser en søyle-innfestning for en søyle utsatt for en momentkraft, mens figur 23 viser en søyle-innfestning der det kun opptrer strekk, trykk og skjærkrefter.



Figur 14-17
Momentstiv søylefot ved hjelp av innslissede stålplater.

Figur 22: Innfestning søylefot - momentstiv, Limtreboka (2015) Moelven[21]



Figur 14-13

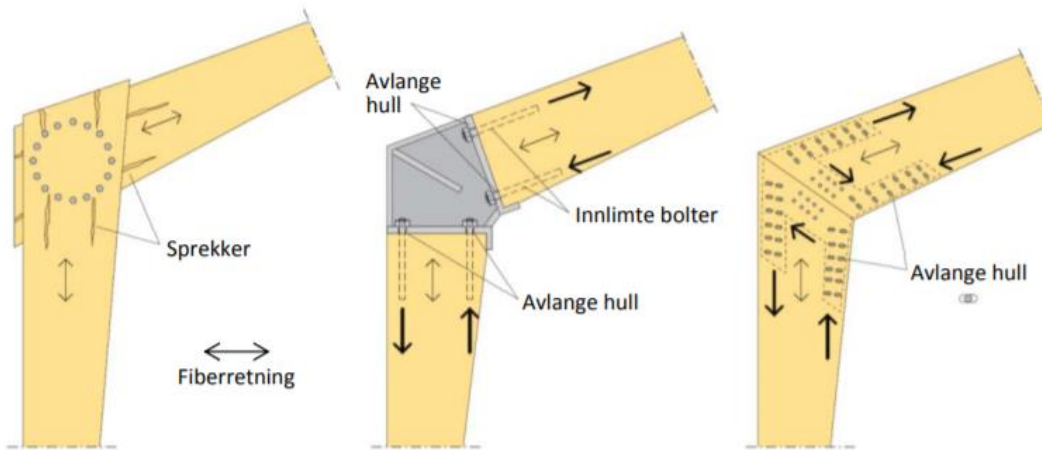
Søyle leddet ved hjelp av innslisset stålplate og dybler.

Figur 23: Innfestning søylefot - Strekk/trykk og skjær, Limtreboka (2015) Moelven[21]

Rammekonstruksjon: strekk/trykk, skjær, moment

For rammekonstruksjonen er det flere knutepunkts-metoder som kan benyttes. Hver av utformingene har sine fordeler og evner seg i ulike situasjoner. Figur 24 er hentet fra Limtreboka og viser tre utforminger av en rammeinnfestning.

Vi ser ut ifra figuren under at variasjonen i de tre innfestningsmetodene kommer med både fordeler og ulemper. Tabell 10 viser en oversikt over fordelene og ulempene ved de forskjellige metodene. Et tilleggspunkt som er nødvendig å trekke frem, er at det ofte benyttes avlange hull i forbindelsene. Dette gjøres for å forhindre sprekkdannelse i knutepunktet som følge av fukt og temperaturendringer.



Figur 16-7

Rammehjørner; (a) forbindelse med dybler gjennom bjelken (en enkel bjelke) og søylen (to parallelle limtre komponenter, en på hver side av bjelken); (b) rammehjørne bestående av en sveist stålbrakett som festes til bjelke og søyle med innlimte bolter (eller innskrudd gjengestenger); (c) innslissede stålplater og dybler (de fleste i avlange hull).

Figur 24: Innfestningsmetoder for rammekonstruksjon, Limtreboka (2015) Moelven

Rammeinnfestninger		
Metode	Fordel	Ulempe
Rammehjørne med dybelforbindelse	<ol style="list-style-type: none"> 1. Enkelt å utføre – lite tidkrevende 2. Lite inntrengende 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Danner et rotasjonspunkt - sprekkdannelse
Rammehjørne med sveist stålbrakett	<ol style="list-style-type: none"> 1. Veldig momentstivt knutepunkt 2. Sterkere materialet enn trevirke 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Krever prefabrikkering av stålbrakett. 2. Estetisk inntrengende
Rammehjørne med innslisset stålplate/-er	<ol style="list-style-type: none"> 1. Gode evner til kraftoverføring 2. Skjult innfestning for oppfyllelse av estetikk 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Mer krevende innfestning da presis utskjæring kreves 2. Trenger fabrikkering av stålplate

Tabell 10: Fordeler og ulemper ved innfestningsmetodene vist i figur 24

4 Dimensjonering

I dette kapitlet skal vi beregne dekker og bjelker i bygget. Videre skal vi vurdere rammeknutepunkt for lastene som opptrer i beregningsmodellen med stive knutepunkt.

Vi ser først på takdekket som blir gjeldende for begge beregningsmodellene. Videre vurderer vi det leddede systemet hvor vi ser på nedbøyningsgrenser for bjelkene og opplagerreaksjonene på vegger og midtsøylene. Når vi ser på midtvegen bruker vi opplagerreaksjonen fra det leddede systemet, da dette blir den største av de to systemene og vil bli gjeldende for begge systemene.

For å vurdere hvordan kreftene overføres i konstruksjonen har vi gjort noen beregninger for skiveelementene hvor vi ser på deformasjonene i vindkryssene i forhold til massivtredekker. Når vi skal vurdere stabilitet i bygget og skrivekapasiteten i taket henter vi belastningene fra beregningsmodellen med rammer. Dette kommer av at rammesystemet bruker skiven til å overføre større krefter til omliggende vegger og rammer.

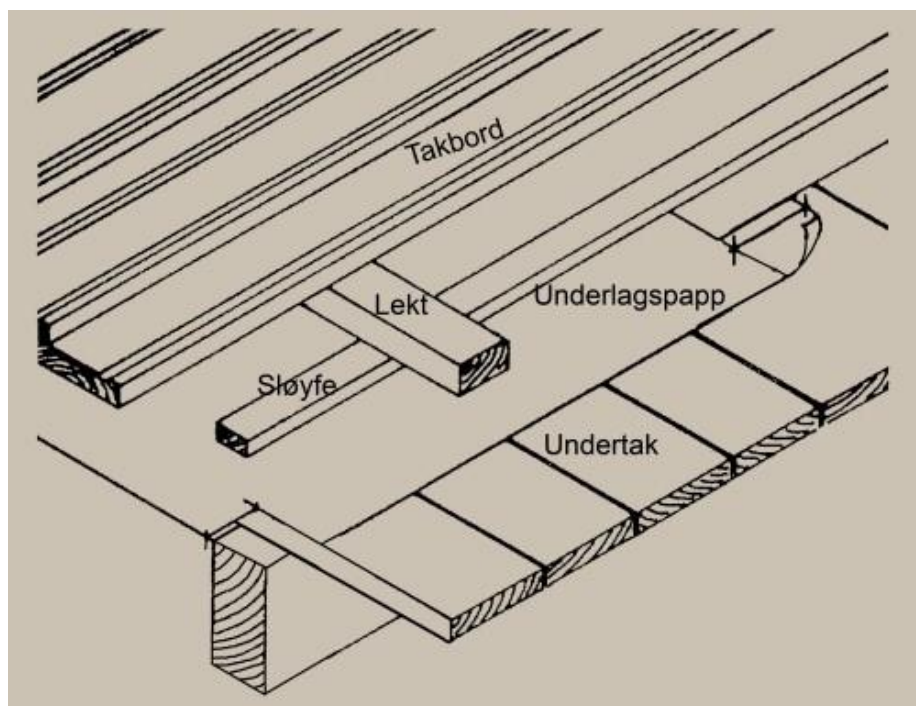
Siste bygningsdelene vi beregner er systemet med stive knutepunkt. Dette er avhengig av stivhetene fra skivene vi har beregnet tidligere og knutepunktene senere er igjen avhengig av dimensjonene vi vurderer.

4.1 Lastbilde

Takelementer

Bygget er i utgangspunktet tiltenkt sommerbruk og elementene er ikke isolert utover massivtre-elementenes isolasjonsevne. Kledningen ser vi tss på som to heldekkende lag med 22x148mm bord. For å bestemme sløyfetykkelsen ser vi i Byggforskserien 525.102[22] tabell 32. Der er det anbefalt med 48+48 mm sløyfer for tak som har en lengde på 15m fra raft møne. På grunn av at stedet er vindutsatt har bygget ingen lufting i tak-kant mot sør, i mønet eller i gavlene. Vi ser derfor på lengden av luftet tak som avstanden fra bunn av veggen på sørsiden til raft på nordveggen i tak og veggplanet. For hoveddelen blir det da 14m og for oppstikket blir det 16m. Vi følger derfor anbefalingen om 48+48mm sløyfer. For å velge lektaavstand tar vi

utgangspunkt i Byggforskserien 544.106[23] tabell 43. Med en karakteristisk snølast på mark på 3.2 kPa kunne vi brukt 30x048 mm lekt med cc60cm. Men for å bedre lufting på tvers av taket bruker vi 48x048mm cc60cm. Under vises det en fremstilling av tretak fra Moelven. I vårt tilfelle er undertaket massivtreelementer. Tykkelsen til massivtreelementene og den endelige egenvekten kommer vi tilbake til i kapittel 4, Dimensjonering.



Figur 25: Oppbygning av tretak - Moelven[24]

Oppbygning av tak-konstruksjon				
Materiale	Tykkelse [mm]	kN/m ³	kN/m ²	Hentet fra:
Kledning	22x2	4.12	0.181	NS-EN 338[25] (Table 1)
Sløyfer og lekter	48x3	4.12	0.047	NS-EN 338[25] (Table 1)
Vind-duk	-	-	-	
Massivtre	X	5	5*X	Byggforsk 471.031[26]
Sum:	188+X		0.229+X	

Tabell 11: Tabell over takkonstruksjonens oppbygning med tilhørende tykkelse og egenlast

Verdien X i tabell 11 kommer som følge at vi enda ikke vet nødvendig tykkelse av elementet som trengs for angitte laster.

Gulvelementer

Gulvelementene er i hovedsak utsatt for bøyemoment fra egenlast og nyttelast som vi henter ut fra brukskategorier i NS-EN 1991-1-1[27] Tabell NA.6.2. Ut ifra arkitekttegningene fremgår det at overetasjen blir brukt som soverom og et lite møterom/oppholdsareal. Vurderer derfor brukskategorien som kategori A «Arealer for innaktiviteter og hjemme-aktiviteter». Gulvet i 2 Etg. har en Nyttelast på 2kN/m². For hovedetasjen som fungerer som spisesal og oppholdsrom, vil nok muligheten for større folkemengder og en aktivitet som ikke er karakteristisk for betingelsene i kategori A forekomme. Velger derfor å gå for kategori C1 «arealer med bord osv. f.eks. spisesaler» i 1 Etg.

Takbjelker

Leddet:

For å beregne takbjelkene ser vi først på et leddet rammesystem. Bjelkene tar opp kreftene som går inn i planet som moment og takskiven tar opp kreftene som går på tvers i planet. For å finne lastene som gir det største bidraget ser vi på områdene med de største snølastene. På sørsiden av oppstikket har bjelke 28 det lengste spennet og den største lastbredden. I kombinasjon med fonning og større vindlaster ved oppstikket blir det naturlig å ta utgangspunkt i denne bjelken.

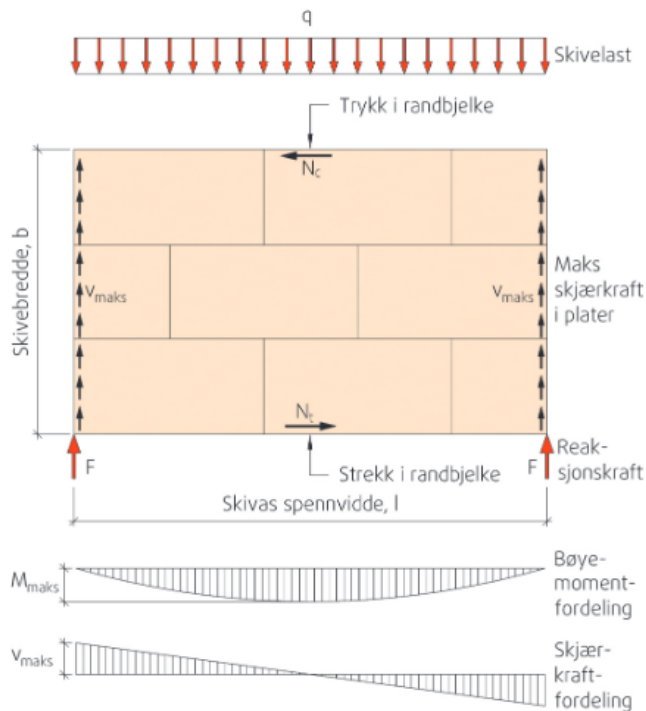
Stive knutepunkt:

For å komme frem til lastbildet for taket som forplanter seg ned på takbjelkene må en ta utgangspunkt i kombinasjoner av forskjellige vindlaster, snølaste, varierende innvendige formfaktorer og hvilke egenlaste som er stabiliserende eller ikke. For å vurdere dette tar vi både et godt håndoverslag av lastmodell og gjør deretter lastkombinering i RSA. Stivheten i vegger og tak vil også spille en stor rolle her. Både for stabiliteten og kraftgangen i modellen. Vi kommer derfor til å legge inn bjelker som avstivning i taket for å holde bedre kontroll på hvordan avstivningen oppfører seg.

I håndberegningene blir det brukt matrisestatikk for å bestemme lastene. Her blir rammene som bjelkene danner, sett på som uforskyvelige. Alle lastene blir dekomponert til momentvirkning inn i planet og skjærkrefter i tak-planet som blir tatt opp av takskiven.

4.2 Stabilitet

For å ta opp horisontallastene og de dekomponerte lastene som går i takskiven, må en se på byggets evne til å overføre kreftene fra overflatene til skive-elementene og ned i fundamentene.

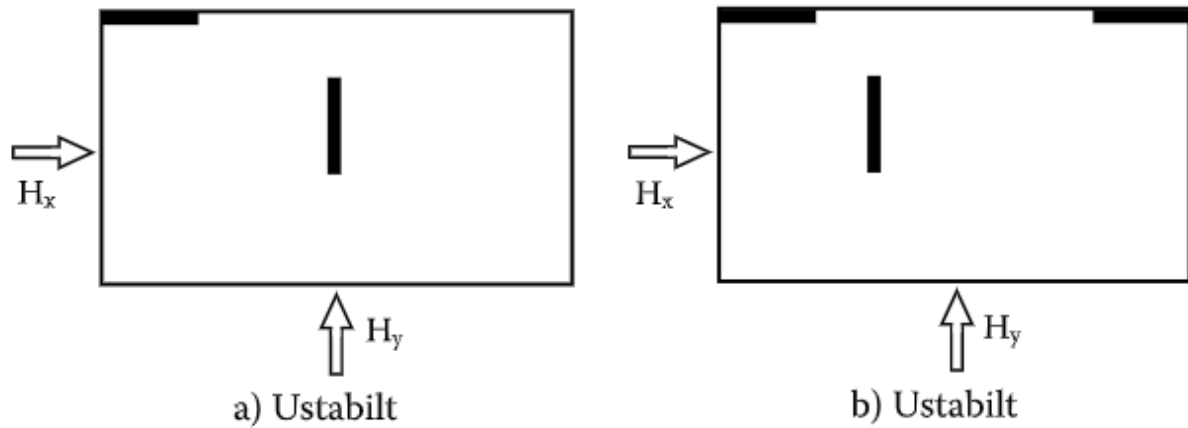


Figur 26: Teori massivtre-skive 520.238[28]

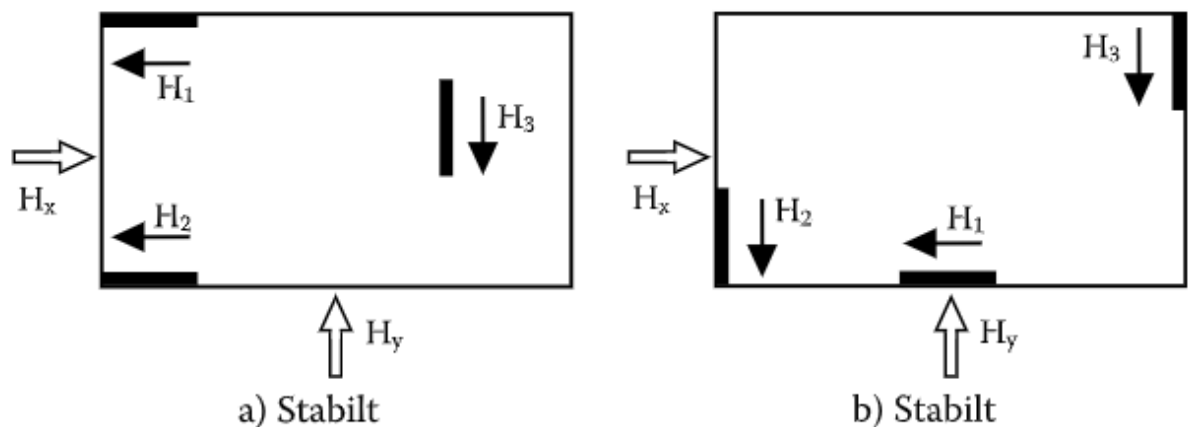
Skiven i seg selv virker som en høy bjelke som tar kreftene som virker inn over horisontalplanet og overføre de til veggene som skjærkrefter. Det avstivende systemet for konstruksjonen består av takelementer, dekket i 2 Etg. og veggskiver.

Vi har flere måter å se på hvordan avstivningssystemet til konstruksjonen fungerer, men alle alternativene følger samme retningslinjer. Altså hvilke vertikale skiver det overføres krefter til og hvordan disse kreftene forankres ned i fundamentet. Da massivtreelementer og betongdekker oppfører seg på ganske likt når det angår skiveegenskaper, så er betongelementboken bind B[29] en god fagkilde.

Avhengig av hvordan vertikalskivene i en konstruksjon er plassert kan man få en stabil eller ustabil avstivning. De to figurene under viser eksempler fra betongelementboka bind B for ustabile og stabile avstivninger.

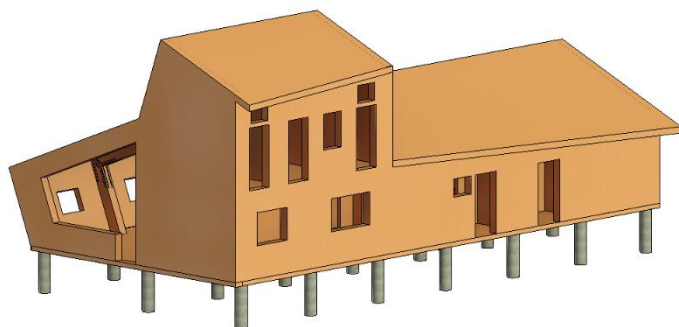


Figur 27: Eksempler på ustabil avstivning - betongelementboka bind B[29]



Figur 28: Eksempler på stabil avstivning - betongelementboka bind B[29]

Basert på slik bærekonstruksjonen til Tungestølen er bygget opp, så har vi flere alternativer å kunne vurdere et avstivende bæresystem på. Da kort-veggen på konstruksjonen inneholder store vinduer kan dette innebære en nedsatt avstivningsevne. Det vil være fornuftig å anse langveggene og den store skiven på østsiden av oppstikket som de avstivende elementene.



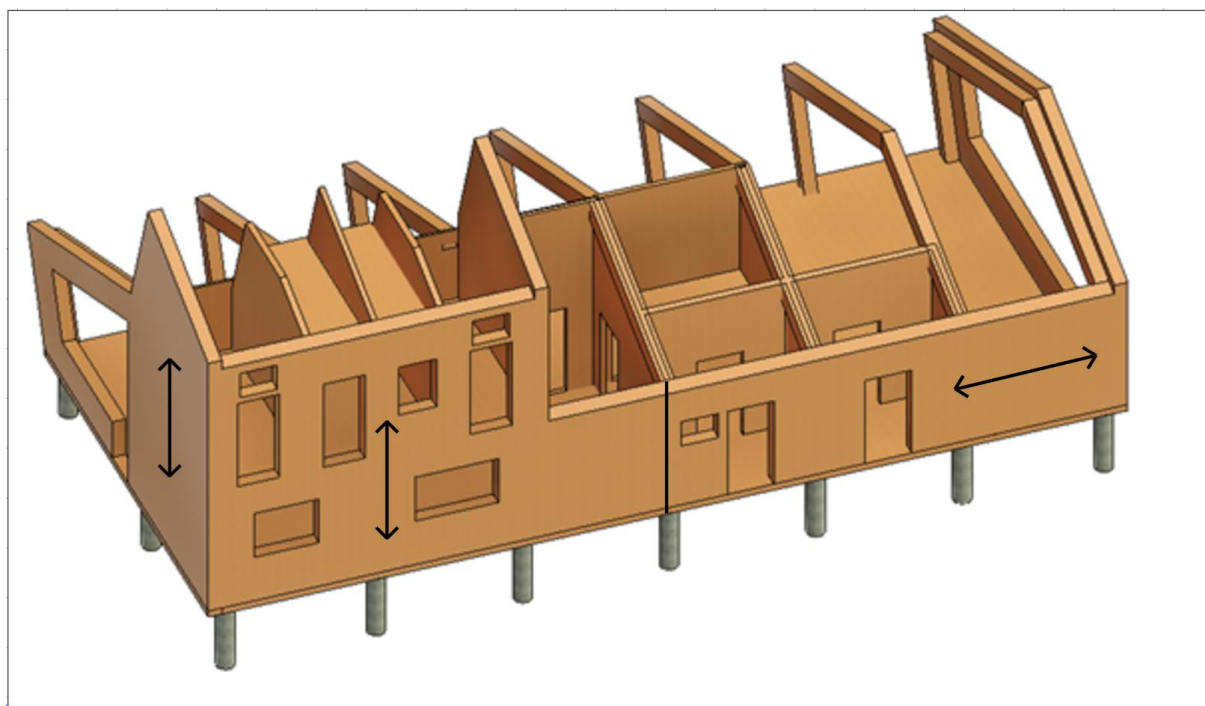
Figur 29: Oversiktsbilde av skivene

4.3 Lastbilde Vegg

Som et resultat av at bjelkene blir lagt helt i øst- og vestveggen, blir lastarealet for nedadrettede laster svært små. Veggene mot nord og sør går i samme retning som spennretningen til takelementene. Det vil naturlig oppstå noe kraftoverføring som et resultat av at veggelementet vil være stivere i bøyeretningen av takelementene, men på grunn av svært god kapasitet i høyden av veggene vil vi kunne se bort fra disse lastoverføringene. Ytterveggene står da igjen med skjærvirkninger på grunn av vindavstivning og bøyemomenter fra vindlastene. Veggene som omslutter oppstikket, vil i tillegg få et bidrag fra gulvdekket til andre etasje og lastene fra taket som blir overført ned i veggene.

Innerveggene vil i hovedsak fungere som skiver som tar opp skjærkrefter for å avstive bygget. Midtveggen blir unntaket her, da denne veggene også får lastene fra dekket i andre etasje, lastpåføring fra innerveggene i oppstikket og trykket fra oppleggene til bjelkene.

Det vil være naturlig å se på forskjellige spennretninger for veggelementene som danner oppstikket og for elementene som er understøttet av limtrerrammene. Elementene i oppstikket får en god andel aksialkrefter og vil være utsatt for knekking. For veggelementene som er understøttet av rammene vil vi se på dekkene som opplagt på bjelkene og spenner i byggets lengderetning.



Figur 30: Fiberretning i massivtreelementene

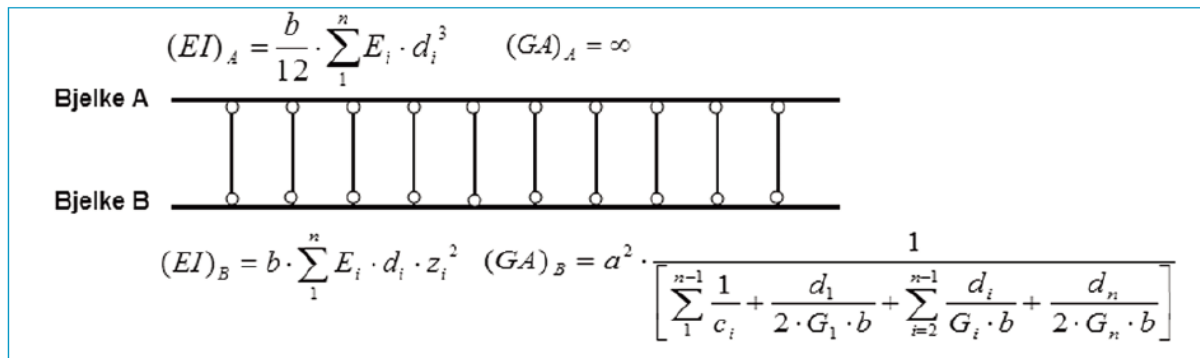
4.4 Beregningsmetode

Schubanalogieverfahren

Dimensjonering av massivtreelementer kan gjøres på flere måter. Treteknisk har utgitt en serie med håndbøker som hver tar for seg ulike aspekter rundt bruken av massivtreelementer. I hefte 3[30] i denne serien, finner vi informasjonen rundt ulike dimensjoneringsmetoder. En av de mest brukte metodene for dimensjonering av massivtreelementer er Schubanalogieverfahren, som angitt på side 6 og 7 i hefte 3[30]. Denne metoden er en utdypende beregningsmetode som tar for seg ulikhetene i elastisitetsmodulen og skjærmodulen i de ulike sjiktene. Av den grunn har vi valgt å benytte denne metoden i dimensjoneringene våre.

Metoden Schubanalogieverfahren går ut på at du ser på effekten fra de ulike sjiktene, men med fullt samvirke de imellom. Dette gjøres ved at vi finner en total bøyestivhet av bjelken basert på to bøyestivhetsformler:

1. $(EI)_A = \frac{1}{12} * \sum_1^n E_i * d_i^3$
2. $(EI)_B = b * \sum_1^n E_i * d_i * z_i^2$



Figur 31: Visuell fremvisning teori – Schubanalogieverfahren – hentet fra Treteknisk hefte 3[30]

De to formlene tar for seg ulike beregningsgrunnlag for bøyestivet med utgangspunkt i at vi ser på massivtreelementet som to bjelker. Formel nr. 1 ser på bøyestivheten av de ulike elementene, mens formel nr.2 tar for seg areal til de ulike elementene i kombinasjon av avstanden det gitte elementet har fra nøytralaksen. Når de to bøyestivhetene er funnet, adderes de for å danne den totale effektive bøyestivheten til elementet, $(EI)_{eff} = (EI)_A + (EI)_B$.

I tillegg til bøyestivhet, kan man også benytte schubanalogieverfahren til å beregne skjærstivhet. Da vi i beregningene våre har kommet frem til at det er nedbøyning for elementet som blir dimensjonerende og at vi har veldig lite utnyttet skjærkapasitet, så har vi valgt å ikke kontrollere skjærberegningene med håndberegninger. Vi går derfor ikke inn i teorigrunnet for skjærberegninger etter schubanalogieverfahren.

Matrisestatikk

Matrisestatikk er generell statikk i et oppsett som egner seg godt for å programmere. For å bestemme hvordan lastene forplanter seg i elementene brukes stivhetsmatriser og deformasjoner på matriseform. Her kan vi dra linjer på hvordan vi for hånd løser statisk ubestemte konstruksjoner med enkle statiske formler ved superposisjonsprinsippet. Hvor vi ser på kreftene som skal til for å få en bestemt deformasjon og bestemmer knutepunksreaksjoner fra dette. Som det kommer frem i «Matrisestatikk» av Kolbein Bell er ikke matrisestatikk en intuitiv beregningsmetode for håndberegninger[31]. Grunnen til at vi har valgt å bruke matrisestatikk er at dette

ga oss en ekstra god forståelse for hvordan RSA gjør beregningene og det ble lettere å kontrollere beregningene.

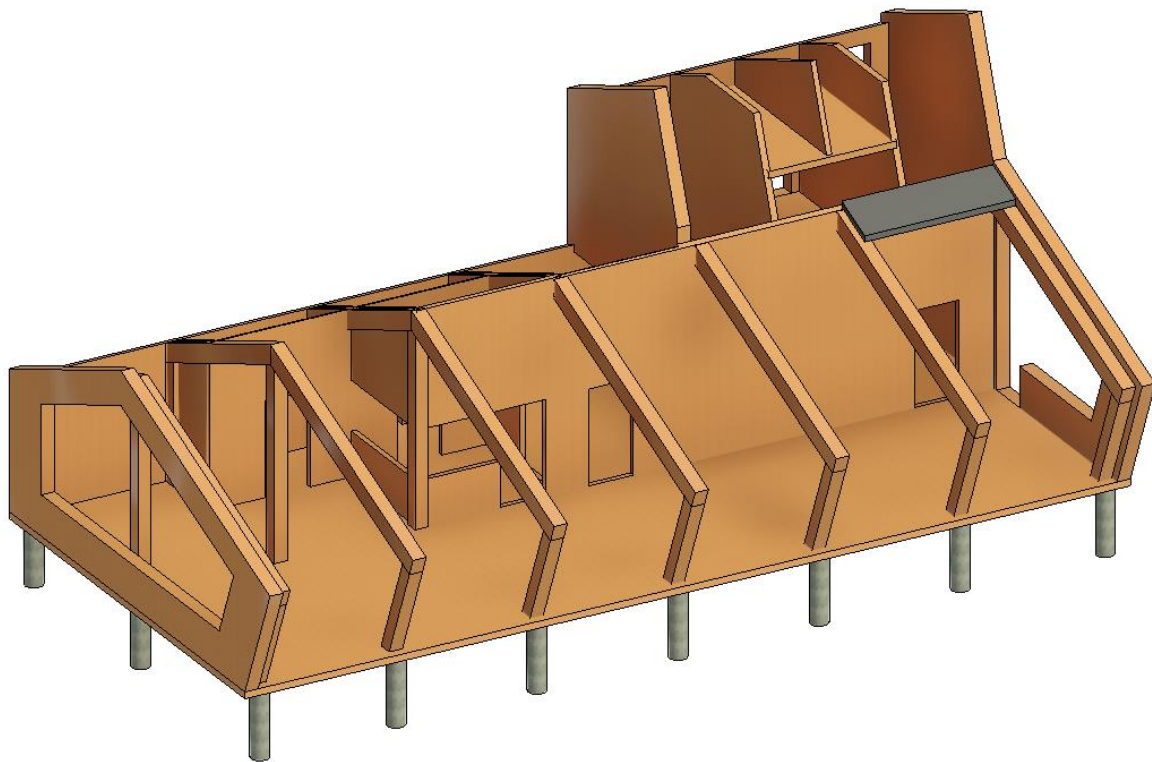
4.5 Takelementer

Takelementene blir sett på som fritt opplagt i hvert felt. For å ha et utgangspunkt for passende massivtre-tykkelse og variant satte vi de karakteristiske lastene for det hardest utnyttede elementet inn i Calculatis. Der ser vi at vi kan ta utgangspunkt i CLT 120 L5s. Siden dette er takelementer, dekomponer vi også egenvekten for å finne komponenten som gir momentvirkning.

Egenlast av konstruksjonen				
Materiale	Tykkelse [mm]	kN/m ³	kN/m ²	Hentet fra:
Fasade	188	-	0.229	NS-EN 338[25] (Table 1)
Massivtre	120	5	0.6	Byggforsk 471.031[26]
Sum:	308		0.829	

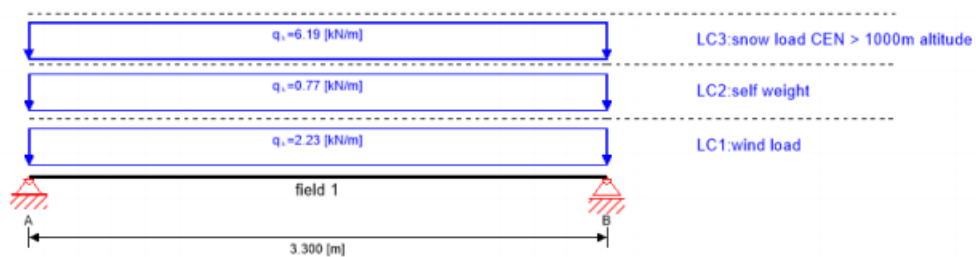
Tabell 12: Tabell over egenlast av konstruksjonselementer

Dekket som er hardest påkjent blir i det siste feltet mot øst helt opp til oppstikket. Der er takets største spenn og kombinasjonen av fonning og trykket som forplanter seg nedover taket på grunn av vindtrykket mot oppstikket.



Figur 32: Takelementet som får de største lastene. Modellert i Revit

Siden det er takelementet som vurderes har vi valgt å ikke kontrollere elementet vibrasjon. Bakgrunnen for dette er at vibrasjons ubehag fra tak ikke er et kjent problem.



global utilization ratio							89 %		
ULS	35 %	ULS fire	16 %	SLS	89 %	SLS vibration	0 %	support	-1 %
section: CLT 120 L5s									

Figur 33: Oversikt over utnyttelsene i tak-dekket hentet fra Calculatis

ULS flexural design										
field	dist.	$f_{m,k}$	γ_m	k_{mod}	$k_{sys,y}$	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	ratio	
	[m]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]		
1	1.65	24.00	1.25	0.90	1.10	19.01	13.93	6.60	35 %	LCO5

Figur 34: Bruddgrensetilstanden for moment hentet fra Calculatis

For å kontrollere beregningene og se de opp mot norsk standard, beregnes dette dekket også i Mathcad. Calculatis bruker en annen lastkombinering enn den norske, den får derfor en egen utregning som vi har lagt inn for å kontrollere beregningene som blir kalt «test svensk standard».

$$\frac{sum_{lok}}{f_{m.Ed}} = \begin{bmatrix} 0.347 \\ 0.345 \\ 0.053 \\ 0.347 \end{bmatrix} \quad info = \begin{bmatrix} \text{“alle laster”} \\ \text{“uten vind”} \\ \text{“bare egenvekt”} \\ \text{“test svensk standard”} \end{bmatrix} \quad sum_{lok} = \begin{bmatrix} 8.05 \\ 6.55 \\ 0.67 \\ 6.59 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

Figur 35: Mathcad beregnede spenninger i ytterste lamell

Vi ser med lastkombinering etter norsk standard at det dimensjonerende lasttilfellet blir med egenvekt, snølast og vindlast. I dette tilfellet blir utnyttelsen lik, men som vi ser er spenningen forskjellig.

ULS combinations	
	combination rule
LCO1	1.12/1.00 * LC2
LCO2	1.12/1.00 * LC2 + 1.25/0.00 * LC1
LCO3	1.12/1.00 * LC2 + 1.25/0.00 * LC1 + 1.25/0.00 * 0.70 * LC3
LCO4	1.12/1.00 * LC2 + 1.25/0.00 * LC3
LCO5	1.12/1.00 * LC2 + 1.25/0.00 * LC3 + 1.25/0.00 * 0.60 * LC1

Figur 36: Lastkombinering i Calculatis

Lastkombineringen fra Calculatis er også egenlast, snølast og vindlast. På grunn av lavere γ -verdier blir lastkombinasjonen lavere. Calculatis har brukt k_{mod} for kortidslast.

Når vi ser på nedbøyningene, er det en del forskjeller. Ser vi på nedbøyning av platen med utgangspunkt i stivheten vi

$w_{inst} = w[char]$					
field	K_{def}	limit	w_{limit}	$w_{calc.}$	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/300	11.0	9.8	89 %
$w_{fin} = w[char] + w[q.p.]*k_{def}$					
field	K_{def}	limit	w_{limit}	$w_{calc.}$	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/150	22.0	11.6	53 %
$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.]*k_{def}$					
field	K_{def}	limit	w_{limit}	$w_{calc.}$	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/250	13.2	4.2	32 %

Figur 37: Bruksgrensetilstanden fra Calculatis

regnet ut etter Schubanalogieverfahren, får vi en litt lavere nedbøyning enn Calculatis.

$$\sum \delta_{inst} = 9.15 \text{ mm} \quad \sum \delta_{fin} = 10.478 \text{ mm}$$

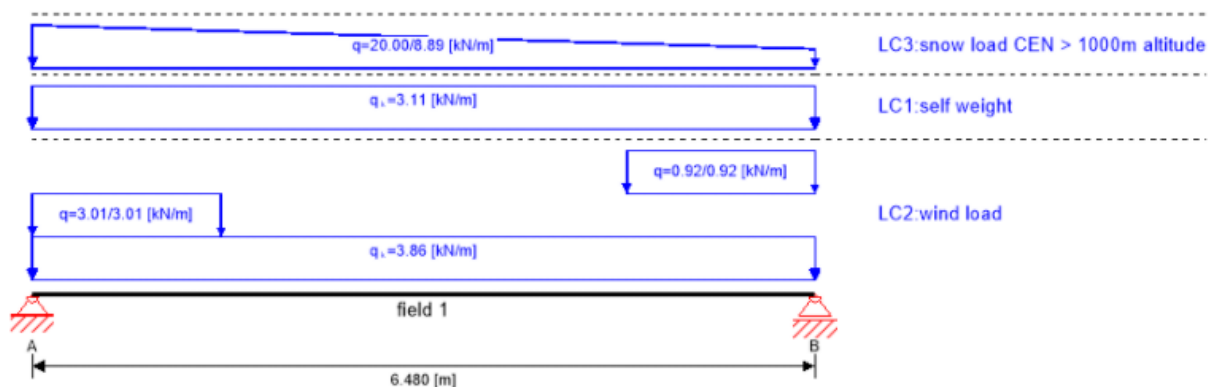
Figur 38: Håndberegninger av nedbøyning

Forskjellene vi finner her er at Calculatis bruker stivheten 12 kN/mm^2 mot 11 kN/mm^2 som vi henter fra NS EN 338:2016[25]. Endrer vi til den samme E-modulen blir nedbøyningene enda mindre. Tar vi utgangspunkt i δ_{inst} er det brukt karakteristiske laster og en kombinasjonsfaktor på 0.6 for andre variable laster både i Calculatis og i våre håndberegninger. Vi står da igjen med at I-modulen som er brukt, må være forskjellig. Vi tester å bare bruke I-modulen for sjiktene som ligger i spennretningen. Vi ser at bidraget fra sjiktene 90 grader på spennretningen knapt utgjør en forskjell. Da vi får en nedbøyning som er innenfor kravet med både håndoverslag og i Calculatis velger vi å gå for CLT 120 L5s elementer som takelementer.

4.6 Takbjelker

For å dimensjonere takbjelkene må en beregne hvordan lastene fra fasaden blir tatt opp i bærekonstruksjonen. Her blir det brukt RSA for å analysere bygget som en helhet, med forskjellige lastsituasjoner. Dette blir spesielt aktuelt når vi ser på momentstive knutepunkt. For å kontrollere disse beregningene henter vi også ut deler av konstruksjonen og gjør en håndberegning av disse i Mathcad.

Leddete knutepunkt



Figur 39: Lastbilde for bjelke 28 med dekomponerte laster for til momentvirkede andel.

For å dimensjonere takbjelkene som bærer konstruksjonen har en flere alternativer. Den enkleste er en veldig konservativ løsning der en ser på spennlengden av bjelkene som går i fasadesjiktet. Både i RSA og i håndberegninger er det lett å overføre kreftene direkte til bjelkene, og opplagerreaksjonene kan overføres videre for å regne størrelsen av aksialkreftene som går videre ned i søylene.

Alternativ to er også litt konservativ, men en god tilnærming, hvor en reduserer lengden til bjelkene og skalerer opp lastene tilsvarende. Bjelkene bærer da de samme lastene, men på et spenn som i vårt tilfelle vil være fra senter søyle til senter søyle. Med denne beregningsmetoden tar en da ikke hensyn til at deler av lasten er på en «utkrager» og vil være stabiliserende eller kunne bli sett på som ikke momentgivende, og vært ført direkte ned i søle og vegg. Fordelen med dette alternativet er at aksialkreftene i søylene blir tilsvarende metode 1, mens nedbøyningene og momentvirkningene blir redusert på grunn av reduksjonen i spennlengde.

Alternativ tre er at lastene utenfor senter søyle går direkte ned i søylen. Da står en igjen med de faktiske lastene som forplanter seg ned i bjelkene og gir momentvirkning og nedbøyning. Her vil en få det laveste feltmomentet og de minste nedbøyningene. For å regne videre på aksialkraften i søyle og vegg, vil en da måtte legge til et ekstra bidrag for utkrageren når en regner på aksialkreftene i søylene.

I denne oppgaven tar vi i bruk alternativ to der en reduserer spennlengden og skalerer lastene. Bakgrunnen er at endringen i utnyttelse fra å skalere opp lasten og å se bort fra lasten utenfor senter søyle ikke er betydelig, og det er ønskelig å ta med seg alle lastene i beregningsmodellen direkte når vi regner i RSA. For å ta hensyn til endringen i det faktiske spennet i RSA, blir det brukt offset av bjelkene fra fasadesjiktet til den faktiske plasseringen av bjelkene.

Ut ifra arkitekttegningene er avstanden fra undersiden av tak-dekke til starten på vinduet mot vest 400mm. På grunnlag av dette prøver vi bjelker med maks 400mm høyde. Ut ifra RSA står en igjen med to alternative tverrsnitt vi ser på som egnet.

325x375 GL30C:**VERIFICATION FORMULAS:**

$$\text{Sig}_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \text{Sig}_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0.11/16.23 + 15.71/24.61 = 0.65 < 1.00 \quad (6.17)$$

$$(\text{Tau}_{z,d}/k_{cr})/f_{v,d} = (0.01/0.67)/2.74 = 0.00 < 1.00 \quad (6.13)$$

LIMIT DISPLACEMENTS**Deflections (LOCAL SYSTEM):**

$$u_{fin,y} = 0.00 \text{ mm} < u_{fin,max,y} = L/250.00 = 23.40 \text{ mm} \quad \text{Verified}$$

$$\text{Governing load case: } (1+0.6)*1 + (1+0*0.6)*14 + (0.6+0*0.6)*51$$

$$u_{fin,z} = 21.49 \text{ mm} < u_{fin,max,z} = L/250.00 = 23.40 \text{ mm} \quad \text{Verified}$$

$$\text{Governing load case: } (1+0.6)*1 + (0.6+0*0.6)*2 + (1+0.2*0.6)*4 + (0.6+0*0.6)*46 \quad u_{inst,y} = 0.00 \text{ mm}$$

$$< u_{inst,max,y} = L/300.00 = 19.50 \text{ mm} \quad \text{Verified}$$

$$\text{Governing load case: } 1*1 + 1*14 + 1*51$$

$$u_{inst,z} = 18.32 \text{ mm} < u_{inst,max,z} = L/300.00 = 19.50 \text{ mm} \quad \text{Verified}$$

$$\text{Governing load case: } 1*1 + 0.6*2 + 1*4 + 0.6*46$$

Figur 40: Utnyttelse og nedbøyning for bjelke 28.

300x400 GL30C:**VERIFICATION FORMULAS:**

$$\text{Sig}_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \text{Sig}_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0.11/16.36 + 14.96/24.45 = 0.62 < 1.00 \quad (6.17)$$

$$(\text{Tau}_{z,d}/k_{cr})/f_{v,d} = (0.01/0.67)/2.74 = 0.00 < 1.00 \quad (6.13)$$

LIMIT DISPLACEMENTS**Deflections (LOCAL SYSTEM):**

$$u_{fin,y} = 0.00 \text{ mm} < u_{fin,max,y} = L/250.00 = 23.40 \text{ mm} \quad \text{Verified}$$

$$\text{Governing load case: } (1+0.6)*1 + (0.7+0.2*0.6)*4 + (1+0*0.6)*14 + (0.6+0*0.6)*51$$

$$u_{fin,z} = 19.17 \text{ mm} < u_{fin,max,z} = L/250.00 = 23.40 \text{ mm} \quad \text{Verified}$$

$$\text{Governing load case: } (1+0.6)*1 + (0.6+0*0.6)*2 + (1+0.2*0.6)*4 + (0.6+0*0.6)*46 \quad u_{inst,y} = 0.00 \text{ mm}$$

$$< u_{inst,max,y} = L/300.00 = 19.50 \text{ mm} \quad \text{Verified}$$

$$\text{Governing load case: } 1*1 + 0.7*4 + 1*14 + 1*51$$

$$u_{inst,z} = 16.35 \text{ mm} < u_{inst,max,z} = L/300.00 = 19.50 \text{ mm} \quad \text{Verified}$$

$$\text{Governing load case: } 1*1 + 0.6*2 + 1*4 + 0.6*46$$

Figur 41: Utnyttelse og nedbøyning for bjelke 28.

For begge tverrsnittene er det nedbøyning som er dimensjonerende. Når vi senere ser på søyler kommer det frem at utnyttelsene av søylene er svært lave. Vi velger derfor å gå videre med det smaleste profilet, 300x400mm GL30C for å ha naturlige overganger fra bjelkene til søylene.

Vi kontrollerer så bjelken for å sjekke at lastesystemet og offset på bjelkene fordeler lasten og nedbygningen som vi forventer.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \begin{bmatrix} 0.579 \\ 0.613 \\ 0.143 \end{bmatrix} \ll 1 \text{ ok!} \quad \frac{M_{Ed}}{W_y} = \begin{bmatrix} 17.298 \\ 14.987 \\ 2.329 \end{bmatrix} \text{ MPa} \quad \text{info} = \begin{bmatrix} \text{"alle laster"} \\ \text{"uten vind"} \\ \text{"Bare egenvekt"} \end{bmatrix}$$

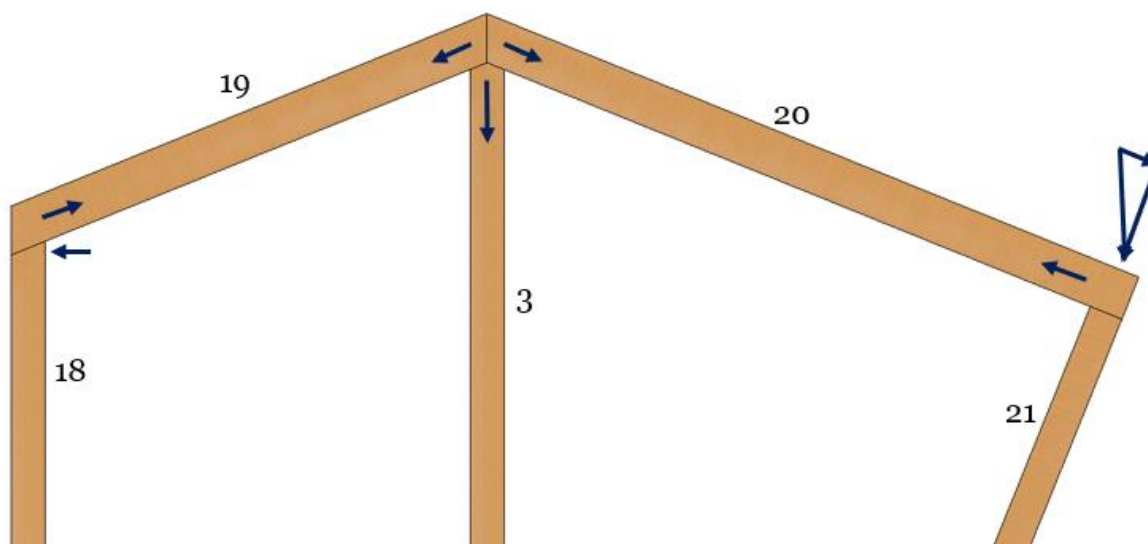
$$\sum \delta_{inst} = 16.3 \text{ mm} \quad W_{lim.inst} := \frac{l_s}{300} = 19.5 \text{ mm} \quad \frac{\sum \delta_{inst}}{W_{lim.inst}} = 0.83$$

$$\sum \delta_{fin} = 19.1 \text{ mm} \quad W_{lim.net.fin} := \frac{l_s}{250} = 23.4 \text{ mm} \quad \frac{\sum \delta_{fin}}{W_{lim.net.fin}} = 0.82$$

Figur 42: Utnyttelsesgrad av bjelke 28

I håndberegningene er nedbøyningen en kombinasjon av egenvekt, snølast uten snødriv og vindlast fra sør som kommer i horisontalplanet med innvendig sug.

Med denne beregningsmodellen, hvor vi ser på leddede knutepunkt, vil det være nødvendig med søyler i feltene som ikke hviler på vegger. Vi gjør først en beregning hvor vi ser på hver ramme som at de står selv og er avstivet i bakveggen.



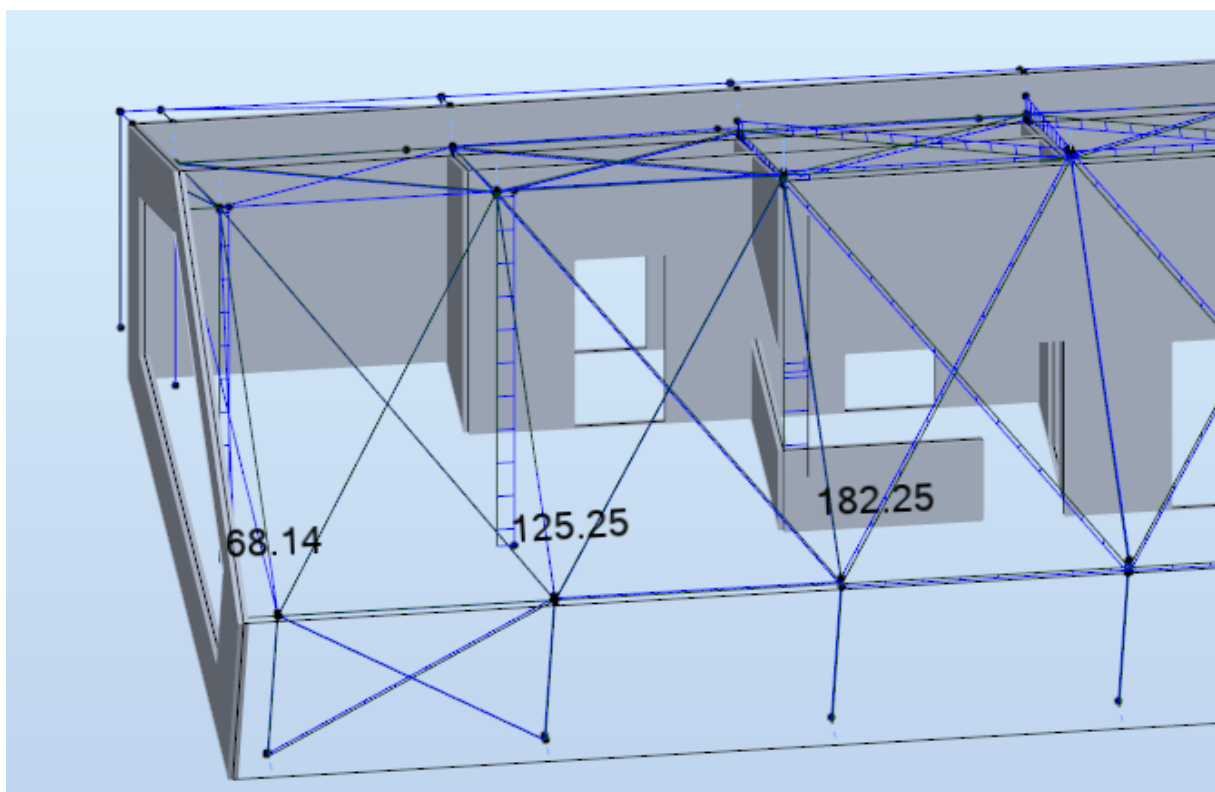
Figur 43: Skisse av kraftgangen til tilleggskraften som kommer i søylen fra skeivstillingen til søylene i sør

$$N_{3stab.Ed} := N_{20.Ed} \cdot \sin(22 \text{ deg}) + N_{19.Ed} \cdot \sin(22 \text{ deg}) = 17 \text{ kN}$$

$$N_{3.Ed} := N_{3.Ed} + N_{3stab.Ed} = 122 \text{ kN}$$

Figur 44: Aksialkraft i søyle uten stivhet i takskive. Egenlast og snølast

Vi tar hensyn til at skjevstillingen til søylene mot sør blir tatt opp som et strekk i bjelken og blir forankret i bakveggen. Her står en skillevegg inn i rommet som tar kreftene. Dette fører til at rammen som består av søyle 3 og bjelke 18-21 fungerer som et fagverk, hvor søylen tar opp en vertikal komponent for å knekke kraften over i mønet.



Figur 45: Aksialkrefter i søylene snølast og egenlast

I RSA har vi gjort en liten analyse der vi ser på de hardest utnyttede søylene med hensyn til stivhetene i bygget. Vi ser at sørsiden av bygget ikke har noen utpregende avstivende elementer. Det er derfor naturlig å se på at kreftene knekker over møne og forankres i bakveggene. Dette kommer også godt frem av analysen, hvor ramme 3 har en høyere aksialkraft i midtsøylen enn lastarealet tilsier. Dette kommer av kombinasjonen av at søylen er stivere enn veggene og er avstivet av innerveggene.

Det skal derfor mer til for å flytte denne søylen enn for å bevege de mykere innerveggene og den frittstående søylen

Søylestørrelsen ble satt av bredden til bjelken som medfører at søylene har svært god kapasitet. For trykk vinkelrett på fiberretningen er utnyttelsen noe større og hvis vi tar utgangspunkt i kontaktflaten mellom søylen og bjelkene får vi en utnyttelse på:

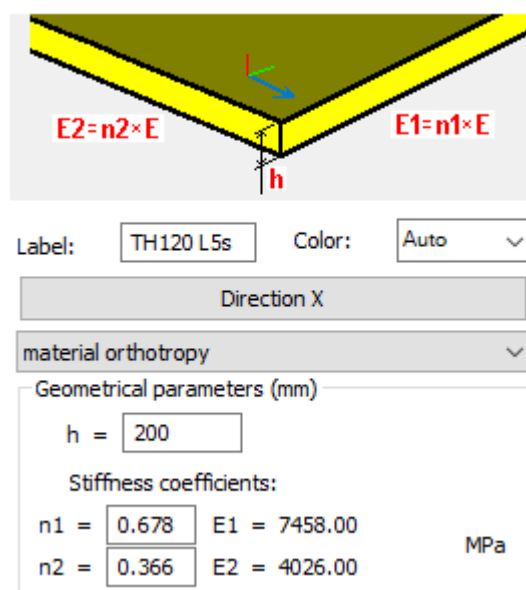
$$(6.3) \quad \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d_2}} = 0.959$$

Figur 46: Trykk vinkelrett på fiberretningen

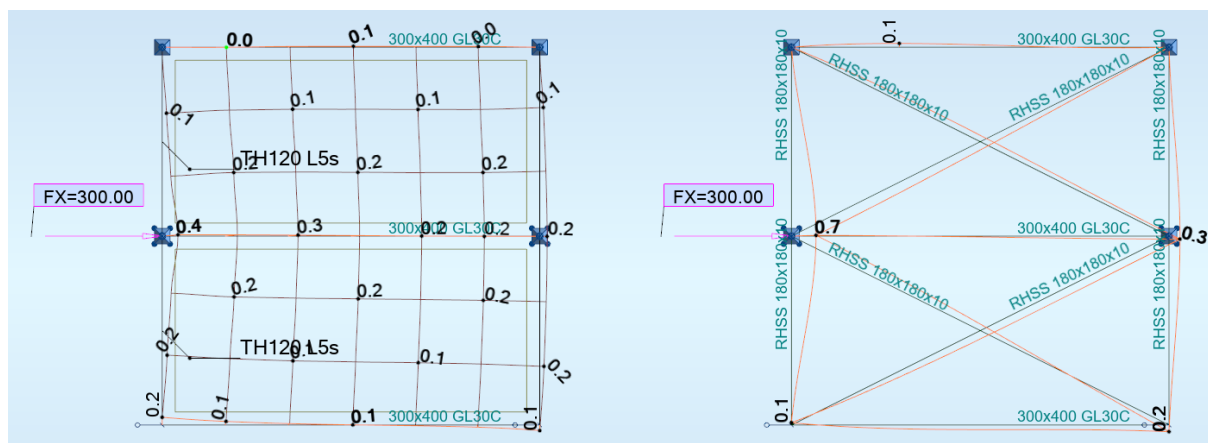
Den er høyt utnyttet og tar utgangspunkt i at trykket fordeler seg likt på søylene fra begge bjelkene. Når vi senere tar for oss knutepunktene i rammen, ser vi på noen løsninger for knusning som også vil kunne bli vurderes her for å være på den sikre siden.

4.7 Skiveberegninger.

På grunn av at massivtrelementer ikke er isotrope vil stivheten i de ulike retningene være forskjellig. Vi tar hensyn til endringen i stivhet ved å modellere opp vegger og gulvdekker med ulik stivhet i de forskjellige spennretningene. Når en skal modellere opp taket blir tilnærmingen en annen. Vi ønsker en beregningsmodell der takelementene bare stiver av rammene og fordeler last på bjelkene. Elementene vil være med å ta opp kreftene og kraftgangen i modellen blir lettere uoversiktlig. Vi har derfor valgt å bruke vindkryss. For å bestemme hvor stivt vindkryss skal være ble det hentet ut et dekke i samme størrelse som takelementene og gjort deformasjonsanalyser.

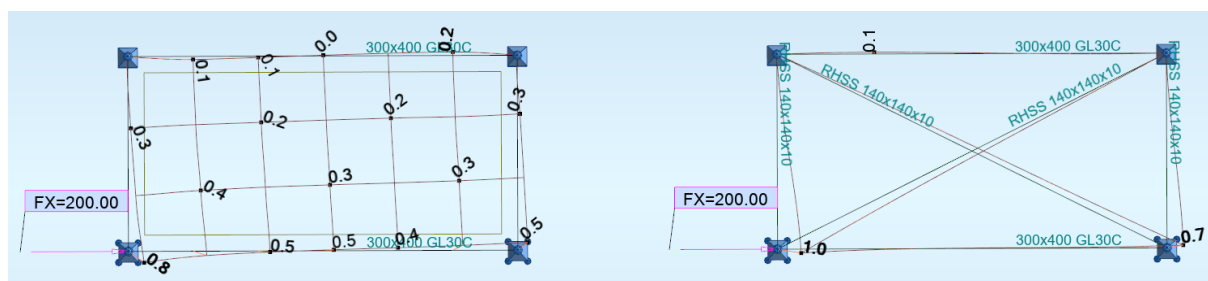


Figur 47: Parameter for massivtredekket



Figur 48: Utklipp av stivhets-forsøk for to sammensatte felt fra sørsiden av bygget.

Som det kommer frem av denne modellen, gir vindkrysset av RHS 180x180x10 en grei tilnærming til massivtreelementet i denne størrelsen. Massivtreelementene og vindkryssene i stål har ikke de samme egenskapene selv om stivheten for disse feltene stemmer godt overens. Med denne forenklingen vil det derfor ha betydning hvilken utforming feltene har og hvilke krefter som påvirker de. Denne tilnærmingen er hentet ut med tanke på spennkreftene som oppstår i takelementet ved nedadrettet last for ramme 3 og for vindavstivning i samme felt. Feltet på nordsiden av bygget er mindre aktuelt da dette feltet blir fastholdt av bakveggen.

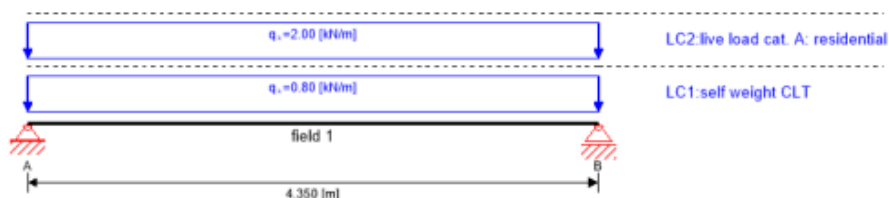


Figur 49: Utklipp av stivhets-forsøk for to sammensatte felt fra sørsiden av bygget. Ytterste felt mot øst

Når vi ser på det siste feltet mot vest, blir kraftmodellen en litt annen. Her blir dekket som en utkragende bjelke. For sørsiden blir stivheten tilnærmet helt lik og for nordsiden er stivheten for høy. Siden vi ser på stabilitet av rammene, blir et vindkryss med høyere stivhet en vurdering til usikker side. Vi velger derfor å redusere begge sidene. Vi ser ut ifra modellen at ved å bruke RHS 120x120x10 vil feltet mot nord få en passende stivhet. I feltet mot sør velger vi å bruke RHS 140x140x10.

Dekke 2. etasje

Gulvdekket i 2. etasje ser vi på som at det spenner fra nordveggen til midtvegen. Dette utgjør et spenn på 4.35m c/c vegg-imellom. Veggene som skiller rommet i 2. etasje, går ikke ned i 1. etasje. For å ta en vurdering til sikker side beregner vi et dekke som skal ta opp kreftene for hele spennet uten støtte fra veggene. Selv om vi ikke ser på dekket som et toveisdekke, tar vi med den stabiliserende effekten for vibrasjonsberegningen. Vi har da brukt bredden av det største rommet for å vurdere egenfrekvensen.



global utilization ratio						80 %			
ULS	12 %	ULS fire	7 %	SLS	28 %	SLS vibration	80 %	support	-1 %
section: CLT 160 L5s									

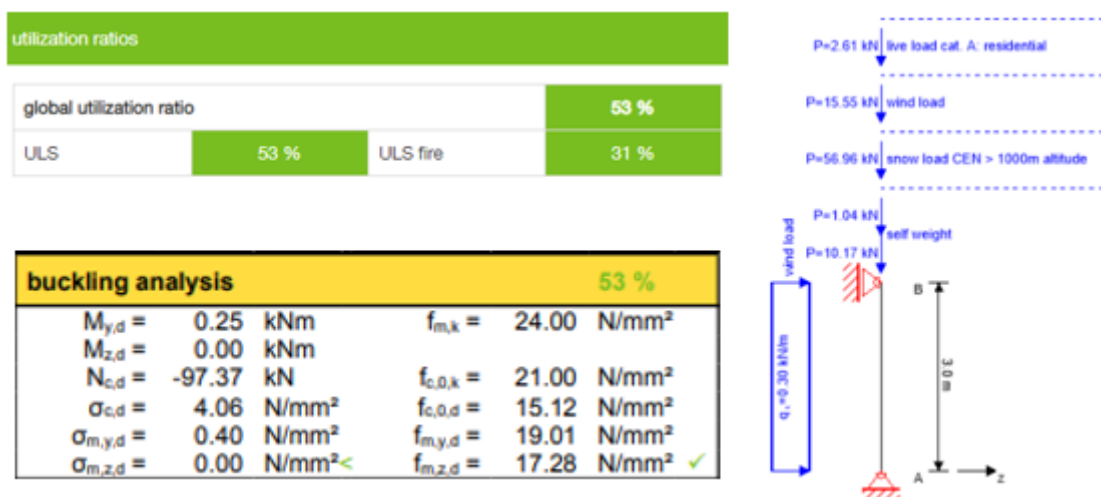
Figur 50: Utklipp av gulvelementberegning Calculatis

Vegger utsatt for trykk og knekking

For å beregne innerveggene tar vi utgangspunkt i område under bjelke 28. Som en forenkling regner vi på veggen som en søyle som bare knekker ut av veggplanet. Veggene er toveisdekker og områdene ellers på veggen, som er mindre belastet, vil være med å stive av «søylen». Hvilken bredde vi beregner med for søylen blir en skjønnsmessig vurdering med bakgrunn i hvor stort bidrag av veggen vi forventer. I dette tilfellet har vi sett på bredden av bjelken som er opplagt på veggen som søylebredden. Dette er en veldig sikker vurdering og vi kunne vært mer spenstige her, men vi kommer godt i mål med en fornuftig veggtykkelse.

Når en skal se på utkneking av veggen bruker vi håndberegninger der vi tar utgangspunkt i stivheter i veggen basert på Schubanalogieverfahren.

Tregehetsradiusen for bjelken blir da $i = \sqrt{\frac{EI_{ef}}{EA_{ef}}}$ som det fremgår fra massivtre-dimensjonering fra tretekniskhåndbok hefte 3[30]. For å ta hensyn til trykkspenningene har vi sett på at trykket bare tas opp av sjiktene som ligger i spennretningen av søylen. For å sjekke resultatene, har vi også gjort en beregning på dette utsnittet av veggen i Calculatis. Søylen vi prøver først er en 300mm bred CLT 160 L5s for å se på veggen som gir nok opplagerareal for bjelkene. Tss har vi i denne beregningen flyttet alle lastene ned til etasjeskilleren og ser på en søyle som er leddet i begge ender. Veggen er fastholdt for knekking av dekket i andre etasje og i topp av tak-dekkene, så den nedre delen vil ha både større laster og knekk lengde. Vi velger å bruke 3m som knekk lengde for det nederste feltet. Vi ser at utnyttelsen for 160-dekket blir svært lav og velger derfor å gå for et CLT 120 L5s element.



Figur 51: Resultater fra Calculatis for CLT 120 L5s

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} \cdot k_{c,y}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d} \cdot k_{hy}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d} \cdot k_{hz}} = \begin{bmatrix} 0.56 \\ 0.57 \\ 0.11 \\ 0.13 \\ 0.54 \end{bmatrix} \quad \text{info} = \begin{bmatrix} \text{"alle laster dominerende last snø"} \\ \text{"dominerende last snø uten vind"} \\ \text{"dominerende last nyttelast uten vind og snø"} \\ \text{"egenlast"} \\ \text{"test svensk standard"} \end{bmatrix}$$

Figur 52: Resultater fra håndberegningers for CLT 120 L5s

Vi ser fra disse beregningene at 120 L5s elementet har god kapasitet. Her har vi igjen lagt inn lastkombineringen fra Calculatis som en kontroll for å se ekstra godt at utregningene blir like. På grunn av at Calculatis bruker en høyere E-modul, blir $\lambda_{rel,y}$

1.23 istedenfor 1.29. I siste kolonne i håndberegningen er både endring i lastkombinering og E-modul tatt hensyn til.

Siden vi har valgt å gå for et smalere element enn 160mm må vi utbedre opplegget til bjelken. For å øke opplagerarealet vil vi laske på en liten bjelke på baksiden av veggen inn i rommet i 2. etasje. Siden vi først gjør tiltak ser vi tss vekk fra bidraget fra sjuktene i veggen som ligger 90 grader på trykkretningen.

$$\frac{\sigma_{90.Ed}}{f_{c.90.d}} = \begin{bmatrix} 0.87 \\ 0.89 \\ 0.19 \end{bmatrix} \quad info_{28} = \begin{bmatrix} \text{“alle laster”} \\ \text{“snø og egenlast”} \\ \text{“egenlast”} \end{bmatrix}$$

Figur 53: Utnyttelse for trykk vinkelrett på fiberretningen i opplegget til bjelke 28 med en laske på 90x300mm

Vi velger å benytte CLT 120 L5s veggelementer for innerveggene og bruker lasker på 300x90mm for å støtte opp under takbjelken i oppleggene.

Skjærvegger og takskive

Når vi ser på dekket, ser vi på skiven som en utkragende bjelke. Vi velger her å se hvilken kapasitet skiven har og vurdere belastningene fra vindkrysset opp mot denne. Vi ser at vi har de største belastningene i dekket på nordsiden og gjør en vurdering av momentkapasiteten for dekket som en utkrager for å bekrefte at tak-dekket takler belastningene. Vurderingene her er gjort med lastene fra konstruksjonen med stive knutepunkt.

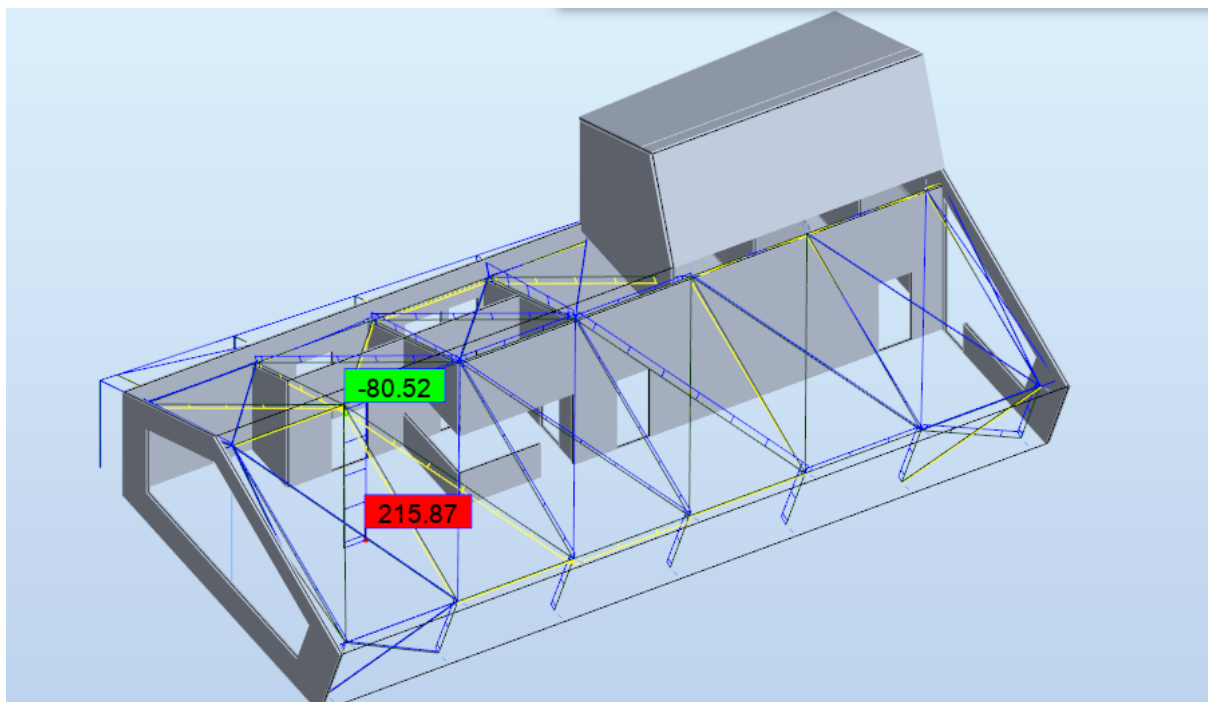
$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot l_u = 379 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} := w_y \cdot f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod,2}}{\gamma_m} = (6.199 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

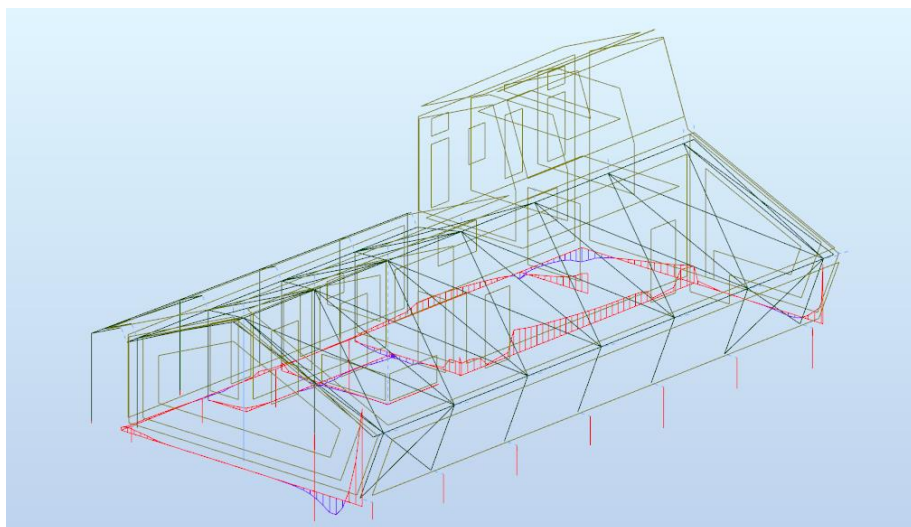
$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.061$$

Figur 54: Overslag av kapasitet takelement.

Lastene vi satt på her er fra vindkrysset imellom ramme 2 og 3 på nordsiden for en kombinasjon av egenlast, snølast og vind fra nord. Vi ser ut ifra dette at vi har svært god kapasitet i takskiven. Overslag av kapasitet takelement.

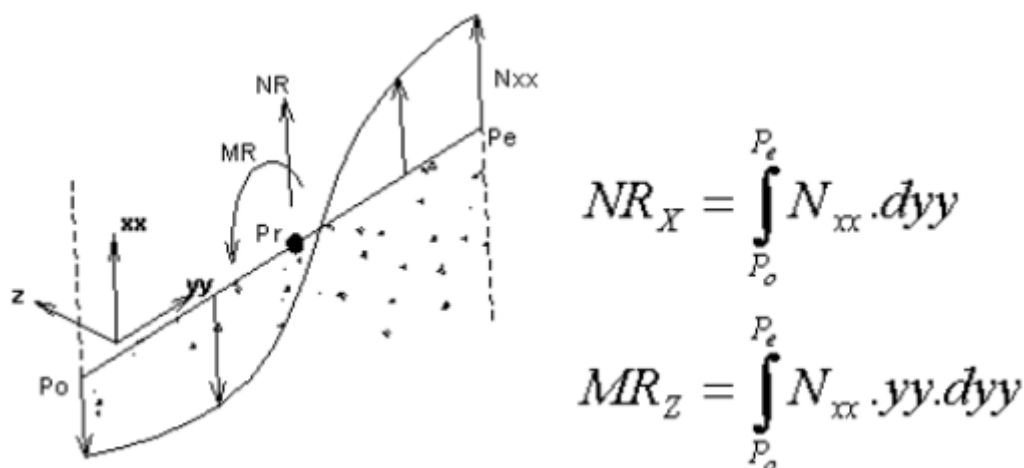


Figur 55: Kraftgang i taket ved snølast, egenlast og vind fra nord.



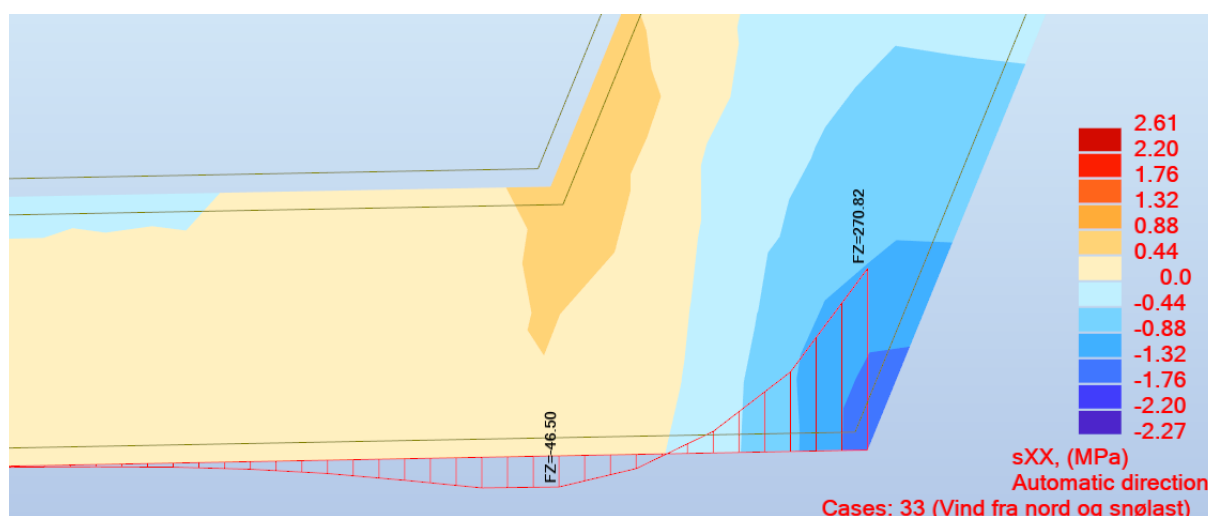
Figur 56: Reaksjonskreftene i bygget. Egenlast, snølast og vindlast fra nord.

Når vi skal verifisere at bygget greier å ta opp kreftene for å stabilisere bygget bruker vi opplagerreaksjonene til veggen for å vurdere hvordan kreftene forplanter seg ned i fundamentene. I modellen er alle veggene lineært leddlagret i fundament.



Figur 57: Bestemte integraler av reaksjonskrefter – hentet fra RSA brukermanual[32]

Vi ser at den største reaksjonskraften er i kortveggen mot sør. Det kan til forveksling se ut som det er disse veggene som tar opp kreftene. Men her har veggene en liten kraftarm og får store krefter i fundamentet av små krefter. For å se på de stabiliserende områdene ser vi etter vegger som har lignende reaksjonskrefter som figuren over. I disse områdene får vi en kraftarm som gir gode avstivende krefter i bygget. Vi må her ta stilling til arealet av positiv og negativ side, og se på hvor tyngdepunktet blir i forhold til midten av veggene. Vi ser på hvilke vegger som gir de største bidragene. Som vi har vurdert tidligere ser vi at langveggene og kortveggen mot øst er veggene som gir de største avstivende bidraget. For å sikre stabilitet trenger vi også vegger på tvers som hindrer vridning. Her ser vi da at østsiden av oppstikket og innerveggen i oppstikket stabiliserer bygget.



Figur 58: Spenninger i sørligste ved av vestveggen

I dette området blir det overført små krefter i topp vegg. Vi ser på delen av veggen som en utkrager og fordeler kreftene over sjiktene som står vertikalt.

Vi får en lav utnyttelse som vi lett ser at holder. Vi kan derfor også konkludere med at resten av veggene håndterer belastningene. I RSA modellen er det fordelt over hele flaten og er inkludert opplagerreaksjoner for delen av veggen som er over vinduet. Det er derfor ikke uventet at vi har noe forskjellige resultater.

$$N_{19.Ed} = 29 \text{ kN}$$

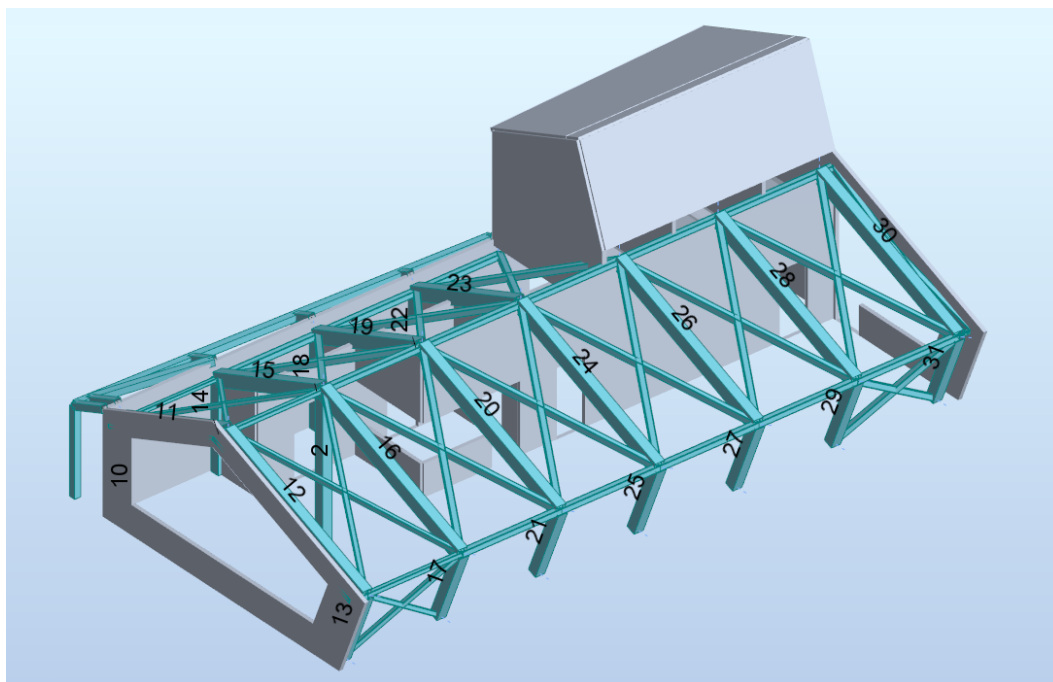
$$M_{Ed} := N_{19.Ed} \cdot l_u = 77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{w_y} = 3.4 \text{ MPa}$$

Figur 59: Spenning fra utkrager

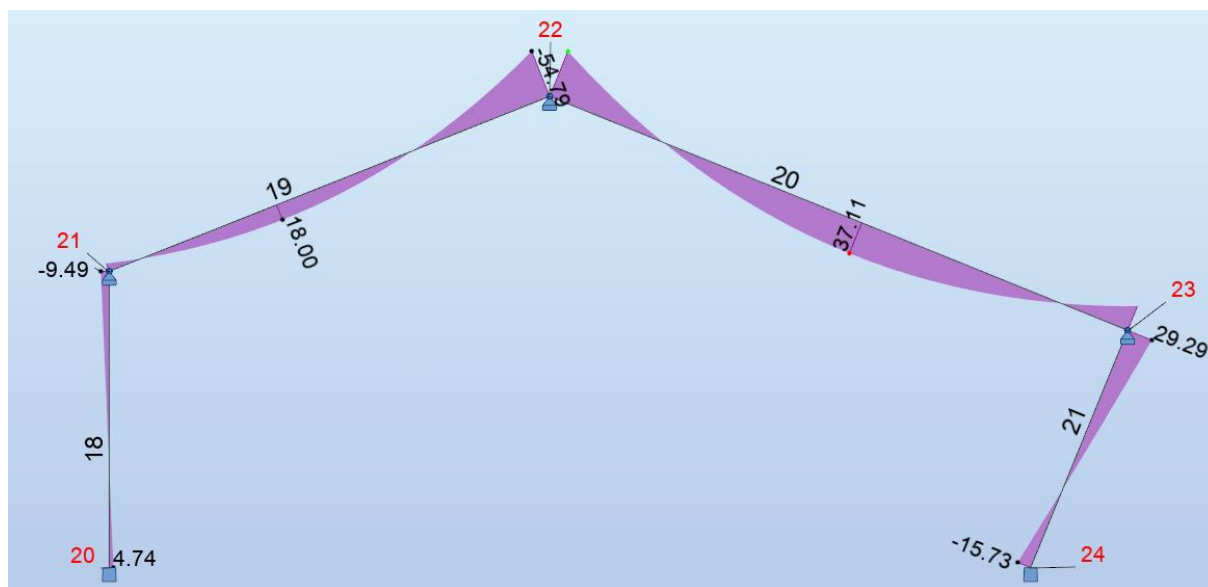
4.8 Rammesystem

Når vi beregner rammesystemene, blir stivheten i konstruksjonen avgjørende for hvordan kreftene fordeler seg. Her blir da stivheten vi har vurdert i skiveberegningene en avgjørende del av analysen vi gjør i RSA for å finne ut hvordan kreftene fordeler seg i rammen. For å vurdere beregningene av den forskyvelige rammen gjør vi også beregninger av en uforskyvelig ramme for hånd, som vi vurderer opp mot momentene i den deformerte rammen. Videre vil stivheten i skiven overføre større krefter til de understøttede rammene som nå er stivere enn rammene som ikke lenger er understøttet av søyler på midten.



Figur 60: Beregningsmodellen i RSA

Vi begynner med å se på ramme 3 som består av bjelke 18 til 21. For å ha et utgangspunkt til hva vi forventer av resultater, har vi regnet en uforskyvelig ramme for hånd.



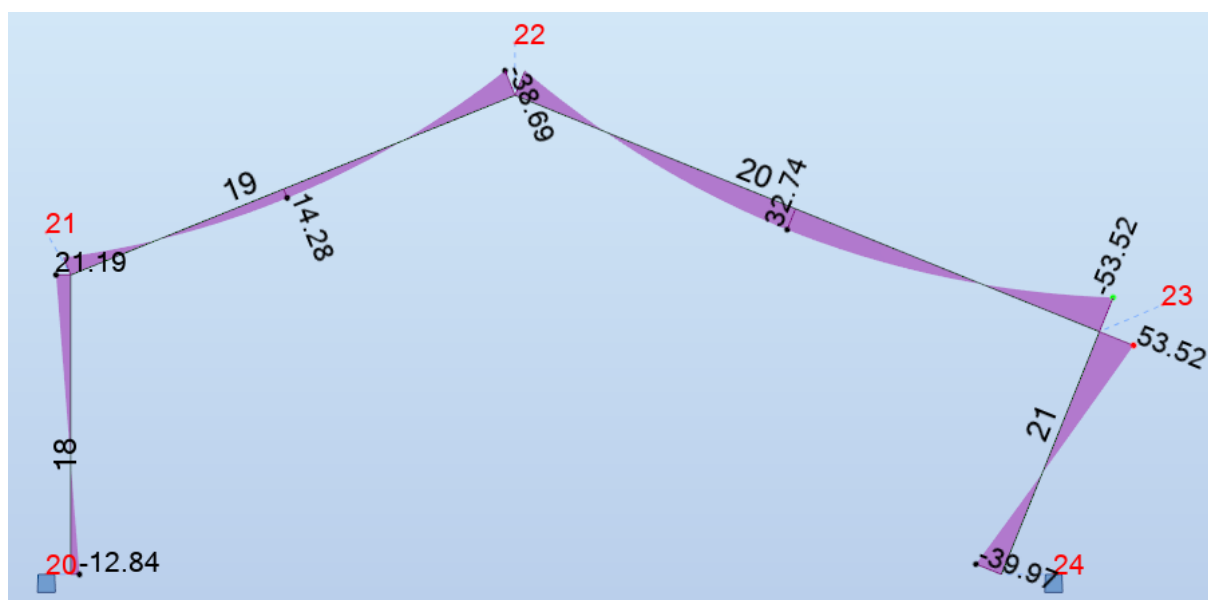
Figur 61: Uforskyvelig ramme i robot. Lastsituasjon snø og egenvekt

$$S_{ramme} = \begin{bmatrix} 4.724 \\ -9.448 \\ -54.861 \\ -29.24 \\ 15.653 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

knutepunkt nr:

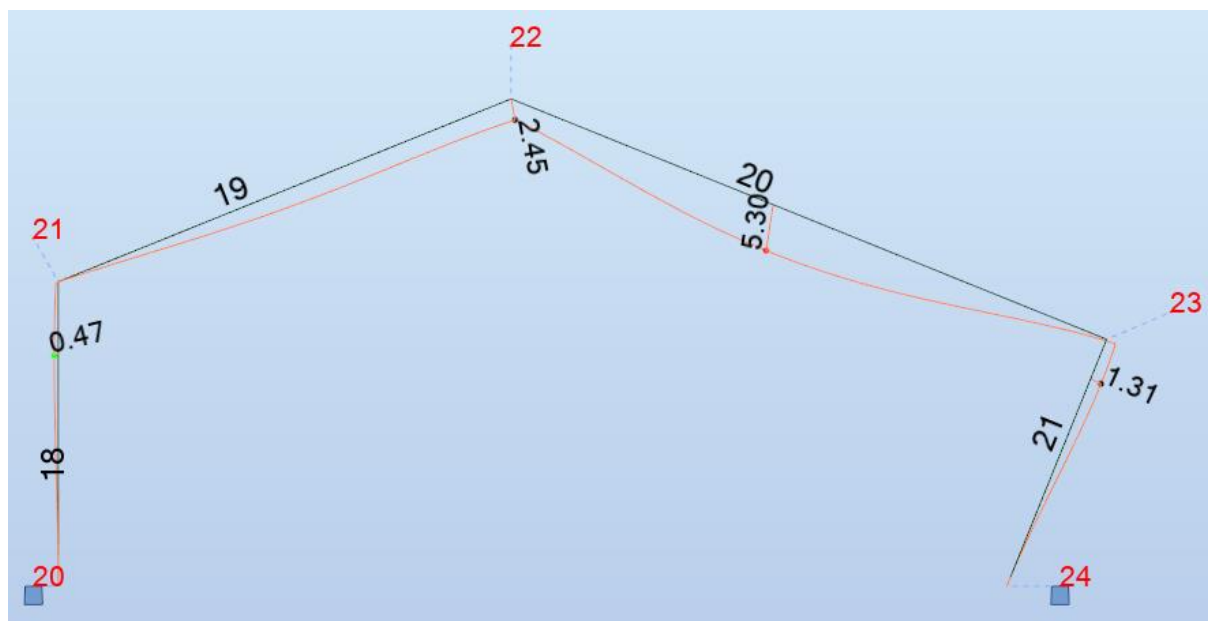
$$\text{info} := \begin{bmatrix} 20 \\ 21 \\ 22 \\ 23 \\ 24 \end{bmatrix}$$

Figur 62: Håndberegninger uforskyvelig ramme



Figur 63: Forskyvelig ramme. Egenvekt, jevnt fordelt snølast og fonning

Som vi ser her, overfører den forskyvelige rammen en større last til knutepunkt 23.



Figur 64: Forskyvning av ramme ULS. Egenlast og snølast

Denne overføringen kommer av at rammen spenner ut og vi får andre rotasjoner i knutepunktene. I topp minsker vinkelendringen og knutepunktet tar opp en mindre andel av kreftene. I knutepunkt 4 blir det en dobbel effekt av at det blir en større vinkelendring som følge av en større nedbøyning i felt og at søylen presses ut og ønsker å bøye med seg takbjelkene. Dette er grunnen til at vi ser en større endring i moment i knutepunkt 4, enn i knutepunkt 2. Rotasjonen i knutepunkt 2 blir påvirket av en større nedbøyning i felt, men også av at bakveggen og innerveggene bøyer seg marginalt etter. Disse rotasjonene går i hver sin retning og deformasjonen i bakveggen er med på å utligne den ekstra rotasjonen fra feltmomentet.

Fra før har vi tatt utgangspunkt i 300x400 GL30c for leddede bjelker. Her prøver vi oss derfor første med de samme bjelkene for rammesystemet.

EN 1995-1:2004/A2:2014 - Member Verification (SLS ; ULS) 2 10to31							
Results		Messages					
Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	
18 Timber Bea	OK 300x400	GL30c	24.08	32.07	0.16	6 ULS /717/	
19 Timber Bea	OK 300x400	GL30c	38.53	51.37	0.31	6 ULS /715/	
20 Timber Bea	OK 300x400	GL30c	50.68	67.55	0.39	6 ULS /716/	
21 Timber Bea	OK 300x400	GL30c	21.03	28.04	0.30	6 ULS /716/	

Figur 65: Utnyttelser ramme

Vi ser at vi har ganske lave utnyttelser og det er nå moment og skjær som er de dimensjonerende kreftene. For bjelke 20 ser vi en utnyttelse som kommer av skjærbelastningen med en lastkombinasjon av snødriv fra nord og egenvekt. For bjelke 21 blir det dimensjonerende med en kombinasjon av moment og knekking. Her blir den dimensjonerende lastkombinasjonen egenlast og snødriv fra nord.

Her ønsker vi å ha en bjelke med god kapasitet og en høyde som muliggjør en god kraftarm i knutepunktene. Vi går dermed videre med 300x400mm GL30C bjelker.

Når vi skal se på knutepunktene, blir det momentene i endene av bjelkene som er av interesse. Vi gjør derfor en beregning i Timber design med to beregningspunkt. RSA henter moment fra den enden av bjelken som er hardest utnyttet og tar hensyn til forholdet mellom kreftene og k_{mod} . Dette er derfor et godt utgangspunkt for beregningene av knutepunktene.



SECTION PARAMETERS: 300x400

ht=400 mm

bf=300 mm

tw=150 mm

tf=150 mm

$A_y=80000 \text{ mm}^2$

$I_y=1600000000 \text{ mm}^4$

$W_y=8000000 \text{ mm}^3$

$A_z=80000 \text{ mm}^2$

$I_z=900000000 \text{ mm}^4$

$W_z=6000000 \text{ mm}^3$

$A_x=120000 \text{ mm}^2$

$I_x=1948987778 \text{ mm}^4$

STRESSES

$\text{Sig}_{c,0,d} = N/A_x = 64.96/120000 = 0.54 \text{ MPa}$

$\text{Sig}_{m,y,d} = MY/W_y = 53.64/8000000 = 6.70 \text{ MPa}$

$\text{Sig}_{m,z,d} = MZ/W_z = 0.00/6000000 = 0.00 \text{ MPa}$

$\text{Tau}_{y,d} = 1.5 \cdot 0.00/120000 = 0.00 \text{ MPa}$

$\text{Tau}_{z,d} = 1.5 \cdot -57.07/120000 = -0.71 \text{ MPa}$

$\text{Tau}_{tort,d} = 0.00 \text{ MPa}$, $\text{Tau}_{torz,d} = 0.00 \text{ MPa}$

ALLOWABLE STRESSES

$f_{c,0,d} = 19.17 \text{ MPa}$

$f_{m,y,d} = 24.45 \text{ MPa}$

$f_{m,z,d} = 25.16 \text{ MPa}$

$f_{v,d} = 2.74 \text{ MPa}$

Figur 66: Krefter i snitt ved knutepunkt 23. Lastkombinasjon egenlast, snødriv fra nord og fonning. Bjelke 20

**SECTION PARAMETERS: 300x400**

ht=400 mm

bf=300 mm

tw=150 mm

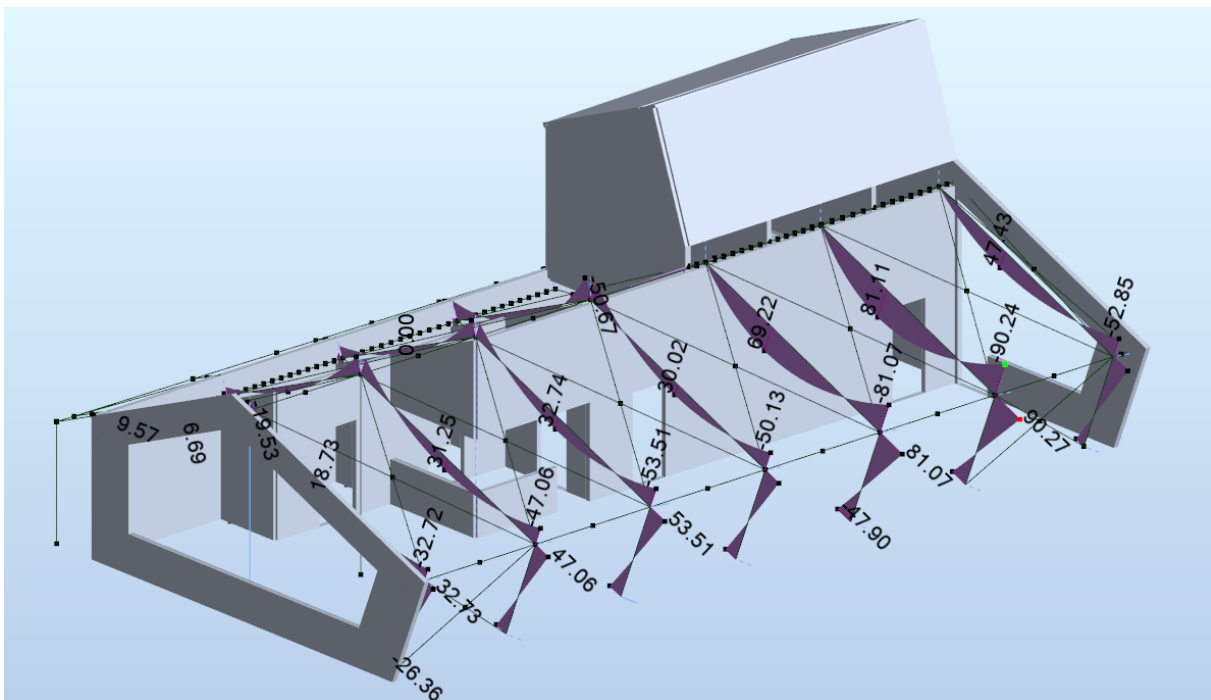
tf=150 mm

Ay=80000 mm²Iy=1600000000 mm⁴Wy=8000000 mm³Az=80000 mm²Iz=900000000 mm⁴Wz=6000000 mm³Ax=120000 mm²Ix=1948987778 mm⁴**STRESSES**Sig_{c,0,d} = N/Ax = 38.46/120000 = 0.32 MPaSig_{m,y,d} = MY/Wy = 38.70/8000000 = 4.84 MPaSig_{m,z,d} = MZ/Wz = 0.01/6000000 = 0.00 MPaTau_{y,d} = 1.5 * -0.11/120000 = -0.00 MPaTau_{z,d} = 1.5 * -45.01/120000 = -0.56 MPaTau_{tory,d} = 0.00 MPa, Tau_{torz,d} = 0.00 MPa**ALLOWABLE STRESSES**f_{c,0,d} = 19.17 MPaf_{m,y,d} = 24.45 MPaf_{m,z,d} = 25.16 MPaf_{v,d} = 2.74 MPa

Figur 67: Krefter i snitt ved knutepunkt 3. Lastkombinasjon jevnt fordelt snølast og fonning. Bjelke 19

For knutepunkt 22 ser vi igjen verdien fra figur 69, men for knutepunkt 23 gir snødriv fra nord et større momentbidrag enn jevnt fordelt snølast.

Når vi ser på rammene rundt, som tar opp kreftene fra skiven og er understøttet i møne, tar knutepunktet i møne en større del av lasten. Vi ser derfor også på ramme 4 som består av bjelke 22-25.



Figur 68: Rammene med jevnt fordelt snølast og egenlast

EN 1995-1:2004/A2:2014 - Member Verification (SLS ; ULS) 2 10to31

Results		Messages					
Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	
22 Timber Bea	OK 300x400	GL30c	24.08	32.07	0.24	6 ULS /717/	
23 Timber Bea	OK 300x400	GL30c	38.53	51.37	0.49	6 ULS /717/	
24 Timber Bea	OK 300x400	GL30c	50.66	67.55	0.38	6 ULS /716/	
25 Timber Bea	OK 300x400	GL30c	21.03	28.04	0.28	6 ULS /716/	

Figur 69: Utnyttelse ramme 4

Som vi ser i figuren over er bjelke 23 den hardest utnyttede bjelken. Dette kommer av at vi har fonning mot oppstikket på nordsiden. Vi ser på rammen som at den er understøttet av midtveggen og ser bort fra virkningen fra veggen som står under bjelke 23 på nordsiden.

Det siste feltet som er naturlig å kontrollere er ramme nr 1. Denne vil ha en lavere last, men blir mindre avstivet av takskiven.

EN 1995-1:2004/A2:2014 - Member Verification (SLS ; ULS) 2 10to31

Results		Messages					
Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	
10 Timber Bea	OK 300x400	GL30c	24.08	32.07	0.05	6 ULS /717/	
11 Timber Bea	OK 300x400	GL30c	38.53	51.37	0.16	6 ULS /543/	
12 Timber Bea	OK 300x400	GL30c	50.66	67.55	0.23	6 ULS /716/	
13 Timber Bea	OK 300x400	GL30c	21.03	28.04	0.17	6 ULS /715/	

Figur 70: Utnyttelse ramme nr 1

Som vi ser, har vi veldig god kapasitet. Det siste vi skal sjekke er hvordan kreftene fordeler seg i søylen. Siden søylen har god kapasitet, har vi valgt å bruke knekkelende lik full lengde av søylen tss. I realiteten vil den være et sted mellom $0.5*L$ og $1*L$ avheng av innspenningsgraden i topp og bunn[33, s. 65].

**SECTION PARAMETERS: 300x300**

ht=300 mm

bf=300 mm

tw=150 mm

tf=150 mm

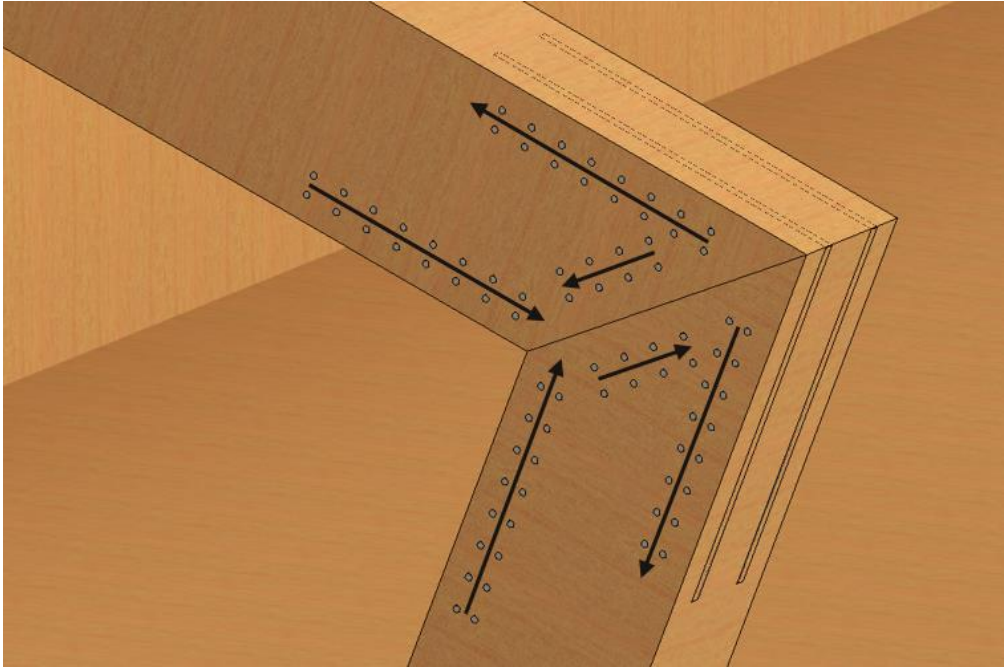
Ay=60000 mm²Iy=675000000 mm⁴Wy=4500000 mm³Az=60000 mm²Iz=675000000 mm⁴Wz=4500000 mm³Ax=90000 mm²Ix=1138723011 mm⁴**STRESSES**Sig_{c,0,d} = N/Ax = 214.31/90000 = 2.38 MPaSig_{m,y,d} = MY/Wy = 0.08/4500000 = 0.02 MPaSig_{m,z,d} = MZ/Wz = 4.52/4500000 = 1.00 MPaTau_{y,d} = 1.5*1.39/90000 = 0.02 MPaTau_{z,d} = 1.5*0.00/90000 = 0.00 MPaTau_{tory,d} = 0.00 MPa, Tau_{torz,d} = 0.00 MPa**ALLOWABLE STRESSES**f_{c,0,d} = 19.17 MPaf_{m,y,d} = 25.16 MPaf_{m,z,d} = 25.16 MPaf_{v,d} = 2.74 MPa**VERIFICATION FORMULAS:**Sig_{c,0,d}/(k_c*z*f_{c,0,d}) + km*Sig_{m,y,d}/f_{m,y,d} + Sig_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0.18 < 1.00 (6.24)(Tau_{y,d}/k_{cr}+Tau_{tory,d}/k_{shape})/f_{v,d} = 0.01 < 1.00 (Tau_{z,d}/k_{cr}+Tau_{torz,d}/k_{shape})/f_{v,d} = 0.00 < 1.00 (6.13-4)

Figur 71: Krefter i og utnyttelsen av Søyle 2. Egenlast og snølast

Vi har god utnyttelse i søylen også ved stive knutepunkt. Nå har vi enda større krefter enn ved leddet ramme og ser at problemene med opplagsarealet øker. Vi kommer derfor til å nevne noen løsninger på dette når vi regner på knutepunkter.

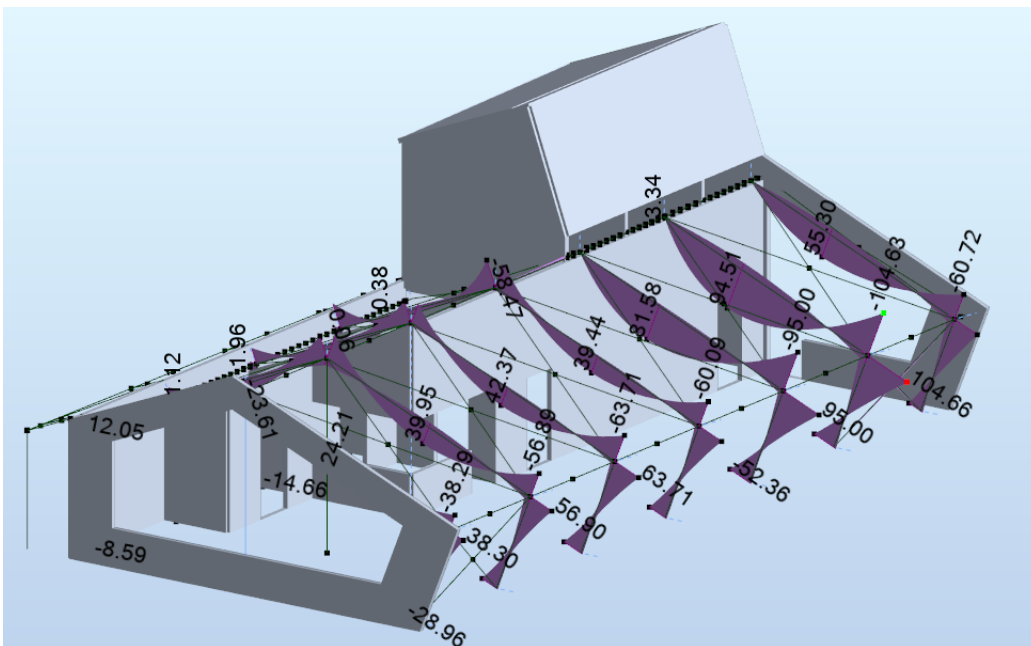
4.9 Momentstive knutepunkt i ramme

Når vi skal se på knutepunktene har vi valg å gjøre en plastisk beregning. Den plastiske vurderingen går ut på at vi har et område av forbindelsen som tar skjærkreftene og vi setter opp et kraftpar som tar momentet. Dette ser vi på som en god tilnærming da hullene i delen av platen som fungerer som kraftarmer har avlange hull på tvers av fiberretningen. Bakgrunnen for disse er, som nevnt i knutepunkter, for å hindre at knutepunktet sprekker opp ved temperaturendringer og uttørking. Den andre virkningen dette gir er at dyblene i kraftarmene bare tar krefter i fiberretningen. Denne beregningen har vi vurdert med utgangspunkt i løsningene vi fant i limtrehåndboken [21].



Figur 72: Kraftgang i rammeknutepunktene mot sør. Modellert i Revit

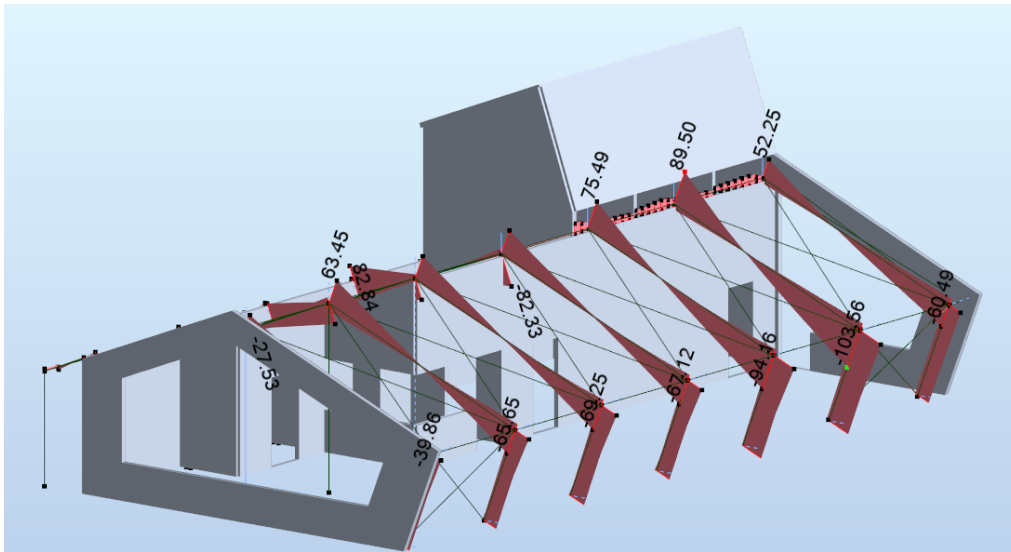
Når vi vurderer kraftgangen ser vi at skjærinnfestningen har en eksentrisitet. Tilleggsmomentet fra denne eksentrisiteten blir tatt opp av kraftparet i søylen.



Figur 73: Situasjon ULS+. Maksimale momenter i bjelkene

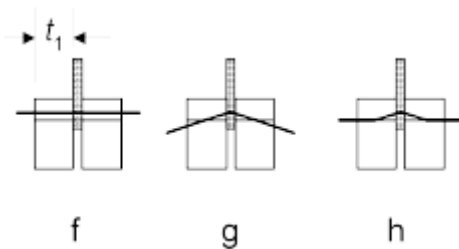
Her har vi et utsnitt fra RSA som viser alle de maksimale kreftene som oppstår i konstruksjonen. Når vi skal kontrollere knutepunktene må vi sjekke hvordan lastene blir både for alle laster og bare for snølast og egenlast. De dimensjonerende

lastkombinasjonene for snølast og egenlast henter vi ut fra resultatene i forrige kapittel.



Figur 74: Situasjon ULS+. Maksimale skjærkrefter

Når vi vurderer lastene knutepunktet tar, sjekker vi både for alle laster og for bare egenlast og snølast. For å bestemme skjærkraften har vi valgt å addere skjærkreftene til bjelkene på begge sider av knutepunktet uten å dekomponere lasten. Denne vurderingen gjør vi tss da vi har god kapasitet i skjærforbindelsen og uansett ikke ønsker å utnytte knutepunktene maksimalt.



Figur 75: Utklipp av bruddformer fra NS-EN 1995-1-1[10]

For å vurdere knutepunktene har vi tatt utgangspunkt i NS-EN 1995-1-1 8 «Mekaniske forbindelser»[10]. Her blir formelen 8.11 brukt som er gjeldende for bruddformene i figuren over. Denne er for tykke stålplater. I punkt 8.2.3(1) fremgår det at tykke stålplater har en tykkelse over eller lik diameteren til forbinderen og har en hulltoleranse mindre en $0.1d$. Vi bruker avlange hull, men hullene er avlange vinkelrett på kraftretningen. Derfor kan kravet om toleranse for hullet i belastningsretningen til forbinderen overholdes. Vi vurderer derfor platen som tykk.

Når vi regner kapasiteten pr snitt i forbindelsen ser vi at vi har bruddform g. Denne skal vi bruke videre når vi kontrollerer grunnmaterialet.

$$f: \quad f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d = 21.951 \text{ kN}$$

$$(8.11) \quad g: \quad f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left(\sqrt{2 + \frac{4 M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 12.269 \text{ kN}$$

$$h: \quad 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 16.559 \text{ kN}$$

Figur 76: Kapasitet pr snitt i fiberretningen

Når vi skal vurdere samhandlingen mellom snittene ser vi i punkt 8.1.3. Det fremgår at snitt med samme bruddform kan kombineres. Vi har samme bruddform og kan derfor kombinere snittene til dyblene. Under 8.6 «dybelforbindelser» fremgår det at reglene i punkt 8.5.1, med unntak av 8.5.1.1(3), gjelder for dybler. Reduksjonene av kapasitet på grunn av gruppeeffekt blir da gjort etter formel 8.34.

Vi kontrollerer først rammene. Som vi har sett på tidligere, er knutepunkt 23 i ramme 3 det hardest utnyttede knutepunktet.

$$n_{rek} := \frac{N_{Ed}}{2 \cdot 4 \cdot F_{v.Rd}} = \begin{bmatrix} 3.838 \\ 4.038 \end{bmatrix} \quad info = \begin{bmatrix} \text{“alle laster”} \\ \text{“snølast og egenlast”} \end{bmatrix}$$

$$(8.34) \quad n_{ef} := \min \left(\begin{bmatrix} n_{rad} \\ n_{rad}^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \end{bmatrix} \right) = 5.117$$

$$n_{rad} := 8$$

$$a_1 := 60 \text{ mm}$$

avstand i fiberretning

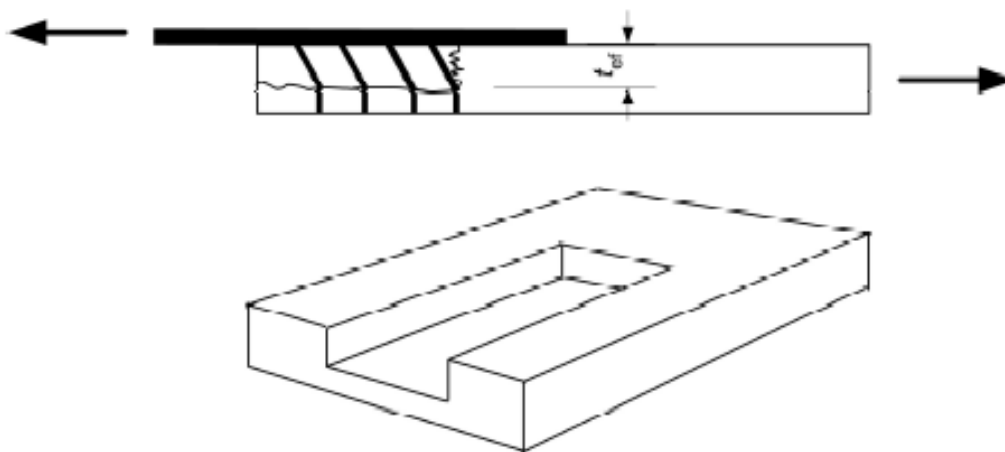
Figur 77: Behov for rader med dybler og effektive rader i knutepunkt 23

Vi har tatt utgangspunkt i 12mm dybler med flytegrense på 800 N/mm² og har tatt utgangspunkt i stålplater med en tykkelse på 20 mm. For å bestemme knutepunktet har vi tatt utgangspunkt i hvor mange rader ved dybler vi trenger. Hver rad består av 2 dybler som har 4 snitt hver. Vi ønsker knutepunkt med god kapasitet og ser at ved å bruke 8 rader med dybler har rammetverrsnittene god kapasitet for moment.

$$n_{rek} := \frac{N_{Ed}}{2 \cdot 4 \cdot F_{v,\alpha,Rd}} = \begin{bmatrix} 1.666 \\ 1.856 \end{bmatrix}$$

Figur 78: Behov for rader for å ta skjærkreftene.

Når vi skulle ligge inn dybler for skjær ser vi at det er behov for 2 rader. Vi ønsker god kapasitet og hadde plass til 4 rader, så valget falt på 4 rader til skjær. Vi vil også trenge disse radene når vi ser på bjelkene mot øst.



Figur A.2 – Eksempel på pluggskjærbrudd

Figur 79: Utrivning henter fra tillegg A

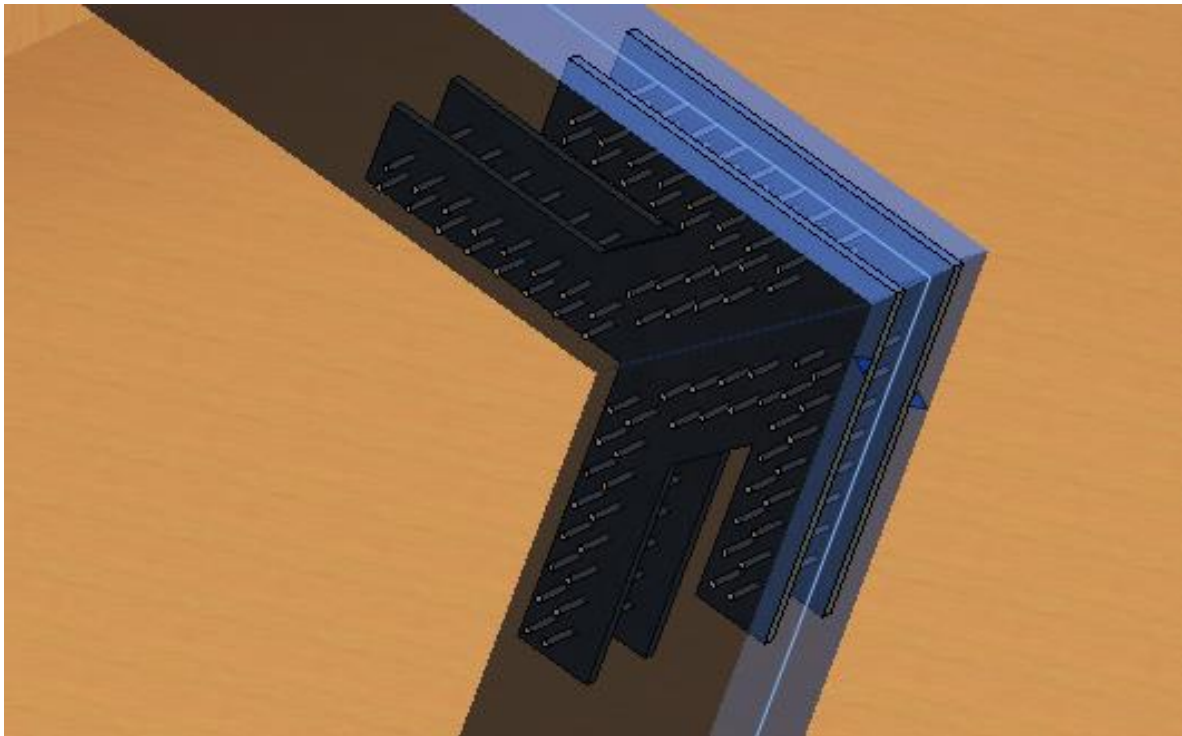
Vi står da igjen med å kontrollere grunnmaterialet. Etter merknaden til punkt 8.2.3(5) kan styrken for utrivning beregnes etter tillegg A. I vårt tilfelle har vi den største kapasiteten ved strekk i enden av bruddet.

$$F_{bs,Rd} := F_{bs,Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{1.3} = \begin{bmatrix} 115.83 \\ 94.77 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$\frac{F_{Ed,r}}{4 \cdot F_{bs,Rd}} = \begin{bmatrix} 0.688 \\ 0.724 \end{bmatrix}$$

Figur 80: Kapasitet utrivning

Kapasiteten for utrivning er for hver flate. Vi har 4 ender av pluggskjærbruddene og summerer disse opp for å kontrollere de mot kraftparet for moment. Tverrsnittet er lavt utnyttet for moment og vi ser med et raskt overslag der vi reduserer høyden av tverrsnittet med arealet boltene opptar, at bjelkene har god kapasitet for moment.



Figur 81: Modellert løsning for rammeknutepunktene i ramme 1-4 ved tak-kant mot sør.

Her har vi modellert opp løsningen vi har valgt. Vi bruker det samme antallet dybler i de resterende knutepunktene i rammene 1-4.

Når vi skal gjøre en beregning av knutepunktene til bjelkene mot øst ser vi allerede nå at vi vil få et problem med utrivning. Vi øker derfor avstanden mellom forbindele for å få et større areal. Vi har her økt avstanden mellom dyblene fra 36mm til 48 mm. For bjelkene mot sør tar vi utgangspunkt i bjelke 28. Som vi har sett på tidligere har denne bjelken de største lastene.

$$n_{rek} := \frac{N_{Ed}}{2 \cdot 4 \cdot F_{v,Rd}} = \begin{bmatrix} 6.196 \\ 6.558 \end{bmatrix} \quad info = \begin{bmatrix} \text{"alle laster"} \\ \text{"snølast og egenlast"} \end{bmatrix}$$

$$n_{ef} := \min \left(\begin{bmatrix} n_{rad} \\ n_{rad}^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \end{bmatrix} \right) = 7.371$$

$$\begin{aligned} n_{rad} &:= 12 \\ a_1 &:= 60 \text{ mm} \\ &\text{avstand i fiberretning} \end{aligned}$$

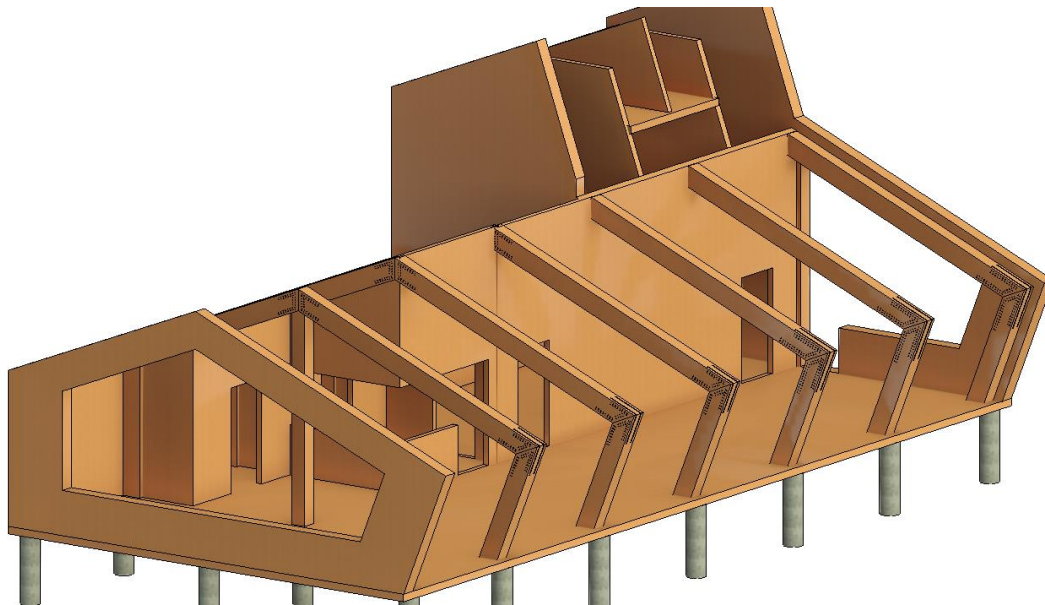
Figur 82: Behov for rader med dybler og effektive rader i knutepunkt 34

$$F_{bs.Rd} := F_{bs.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{1.3} = \begin{bmatrix} 154.44 \\ 126.36 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$\frac{F_{Ed}}{4 \cdot F_{bs.Rd}} = \begin{bmatrix} 0.833 \\ 0.882 \end{bmatrix}$$

Figur 83: Kapasitet uttrekning knutepunkt 34

Vi ser her at vi har god kapasitet dersom vi bruker 12 rekker med dybler og øker avstanden på tvers av fiberretningen til 48mm. Vi bruker 4 rekker med dybler for å ta skjærkreftene. I dette knutepunktet var det behov for 3 rekker slik at vi har god kapasitet for skjær her også. Vi bruker samme antall dybler i alle knutepunktene i bjelkene mot øst.



Figur 84: Modell av bygget med knutepunkt

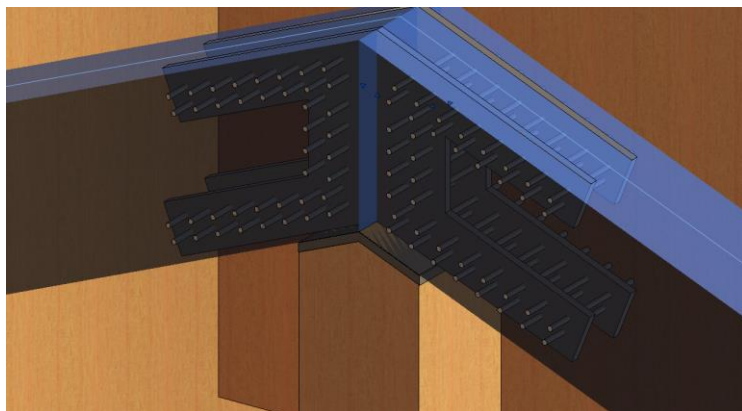
Vi har tidligere nevnt at vi skulle nevne en løsning for å ta opp trykkreftene og hindre at vi får overutnyttelse for trykk vinkelrett på fiberretningen i bjelken. Når vi ser på knutepunktene i møne som er understøttet kan vi bruke skjær dyblene til å ta opp disse kreftene.

$$N_{Ed} := 214 \text{ kN}$$

$$n_{rek} := \frac{N_{Ed}}{4 \cdot 4 \cdot F_{v.\alpha.Rd_2}} = 2.136$$

Figur 85: behov for antall rader med dybler for å ta opplagerkreftene

Her har 4 snitt per dybel og 4 dybler pr rad. Vi har 4 rader og ser at vi har god kapasitet. Under er en figur over valgt løsning. Dette er en plate som er festet i platene inne i bjelken og kan overføre kreftene fra søylen og inn i skjærdyblene.



Figur 86: løsning for å forplante kreftene inn i tverrsnittet i møne

5 Brann

Da bygget er fullkonstruert i massivtreelementer har vi valgt å gi brann et eget kapittel. Dette for å kunne redegjøre for en del av teorien bak de bestemmelser som finnes og hvilke avgjørelser vi har tatt. Brann dimensjonering gjøres etter bestemmelser funnet i Byggt teknisk forskrift TEK17[34] §11, Eurokode 5; NS-EN 1995-1-2; Brannteknisk dimensjonering[35] og Treteknisk - teknisk håndbok Hefte 4: Brann[36]. Selve brann dimensjoneringen av bæresystemet er avhengig av én sentral faktor. Dette er brann motstandsfaktor R. Brann motstand rangeres i nivåer som forteller hvor mange minutter en konstruksjonsdel skal tåle brann før det går i brudd. Hvilket nivå som blir gjeldende for konstruksjonsdelene er gitt ut ifra bestemmelser for risikoklasse, brannklasse og konstruksjonsdelens klassifisering dvs hoved- og sekundært bæresystem.

Det første punktet vi må ta stilling til er risikoklassen for bygget. Dette bestemmes etter §11-2 i TEK17. Tabell over risikoklasser gir en oversikt over hvilke bruk bygget utsettes for. Vi ser ut ifra tabellen for risikoklasser at vi,

basert på de kriterier vi definerer byggets bruk med soveplasser, at vi havner i risikoklasse 4 eller 6. For å avgjøre hvilken som blir gjeldende må vi vurdere om «personer i byggverk kjenner rømningsforhold». Bygget er et lite og oversiktlig bygg, men det er nok stort sett personer som ikke er kjent med bygget som ferdes der. Vi velger å se i veiledning for dette punktet for kontroll av hvilken risikoklasse vi skal velge for bygget.

Tabell: Risikoklasser

Risikoklasser	Byggverk kun beregnet for sporadisk personopphold	Personer i byggverk kjenner rømningsforhold, herunder rømningsveier, og kan bringe seg selv i sikkerhet	Byggverk beregnet for overnatting	Forutsatt bruk av byggverk medfører liten brannfare
1	ja	ja	nei	ja
2	ja/nei	ja	nei	nei
3	nei	ja	nei	ja
4	nei	ja	ja	ja
5	nei	nei	nei	ja
6	nei	nei	ja	ja

Figur 87: Tabell over risikoklasser, TEK17 §11-2

Det oppgis i tabell 1 i veiledningen for §11-2 ulike virksomheter for bygget og tilhørende risikoklasse. I denne tabellen finner vi helt nederst beskrivelsen turisthytte med tilhørende risikoklasse 6. Vi velger dermed å benytte risikoklasse 6.

Turisthytte og vandrerhjem	6
----------------------------	---

Figur 88: Utklipp hentet fra tabell 1 i veiledning for TEK17 §11-2[34]

Når risikoklassen for bygget er funnet går vi videre til å finne brannklasse for bygget. Dette bestemmes etter §11-3 i TEK17[34]. Igjen blir det oppgitt en tabell hvor det kan være vanskelig å konkret bestemme en brannklasse. Vi velger dermed å benytte tilleggsinformasjon i veiledning for dette punktet.

Tabell: Brannklasser

Brannklasse	Konsekvens
1	Liten
2	Middels
3	Stor
4	Særlig stor

Herunder finner vi §11-3 tabell 1. Denne tabellen gjør det raskt og enkelt å definere brannklasse for et bygg. Bygget vårt har et oppstikk som i areal utgjør lite av byggets totale størrelse. Men på grunn av at brann utgjør stor fare for liv og helse, vil vi i denne bestemmelsen anse bygget vårt å være av to etasjer. Når vi da henvender oss til tabellen for brannklasse i veiledning for §11-3, ser vi at vi havner i brannklasse 2, forkortet BLK 2.

Figur 89:: Tabell over brannklasser, TEK17 §11-3

Risikoklasse	Antall etasjer			
	1	2	3 og 4	5 eller flere
1	-	BKL 1	BKL 2	BKL 2
2	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
3	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
4	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
5	BKL 1	BKL 2	BKL 3	BKL 3
6	BKL 1	BKL 2	BKL 2	BKL 3

Figur 90: Tabell for valg av brannklasse, Tabell 1 fra veiledning for TEK17 §11-3

Når brannklasse for bygget er avgjort, gjenstår det bare å finne hvilken brannmotstand bygget skal dimensjoneres etter. Dette bestemmes etter §11-4(1) i TEK17[34]. Basert på bestemmelsen funnet i forrige punkt om byggets brannklasse, ser vi etter tabell 1 under §11-4(1) «veilednings første ledd», at byggets bærende hovedsystem skal dimensjoneres etter brannmotstand R60. Dette innebærer at bæresystemet skal tåle minimum 60 minutter brannpåkjenning.

Bygningsdel	Brannklasse		
	1	2	3
Bærende hovedsystem	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 90 A2-s1,d0 [A 90]
Sekundære, bærende bygningsdeler, etasjeskillere og takkonstruksjoner som ikke er del av hovedbæresystem eller stabiliserende	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 60 A2-s1,d0 [A 60]
Trappeløp	-	R 30 [B 30]	R 30 A2-s1,d0 [A 30]
Bærende bygningsdeler under øverste kjeller	R 60 A2-s1,d0 [A 60]	R 90 A2-s1,d0 [A 90]	R 120 A2-s1,d0 [A 120]
Utvendig trappeløp, beskyttet mot flammepåvirkning og strålevarme	-	R 30 [B 30] eller A2-s1,d0 [ubrennbart]	A2-s1,d0 [ubrennbart]

Figur 91: Tabell over brannmotstand, veiledning TEK17 §11-4(1)

Ettersom vi nå har funnet dimensjonerende branntid, kan vi ta for oss selve beregningsgangen for kapasitetsdimensjonering. Dette gjøres etter bestemmelser funnet i Eurokode 5[35] og teknisk håndbok, Hefte 4[36].

Kapasitetsberegning i branndimensjonering baserer seg på å se på den effektive delen av tverrsnittet av et gitt bæreelement etter den dimensjonerende eksponeringstiden. Dette gjøres ved å beregne forkullingsdybden langs de eksponerte sidene av

bæreelementet. Formelen (4.1) etter punkt 4.2.2(1) i Eurokode 5, viser effektiv forkullingsdybde som: $d_{ef} = d_{char.n} + k_0 * d_0$. Etersom Eurokode 5 er skrevet på engelsk, henvender vi oss til Treteknisk håndbok, Hefte 4, for forklaring på norsk. Tabell 7 gir forklaring av effektiv forkullingsdybde.

Effektiv forkullingsdybde d_{ef}		
Komponent	Formel & verdi	Beskrivelse
$d_{char.n}$	$\beta_n * t$	Nominell forkullingsdybde
β_n		Nominell forkullingshastighet
t		Branneksponeeringstid
k_0	$t < 20min: t/20$ $t \geq 20min: 1.0$	Ledd for $k_0 * d_0$ tar for seg hjørneeffekten og redusert kapasitet i område i umiddelbar nærhet av forkullingsgrense
d_0	7mm	

Tabell 13: Tabell over komponenter i formel for effektiv forkullingsdybde

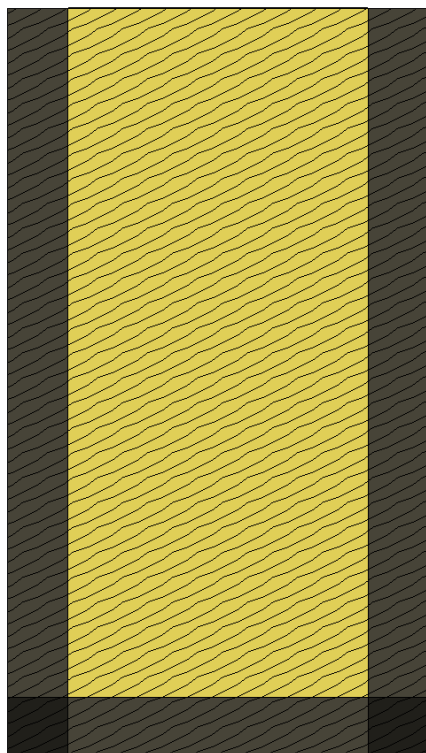
Den nominelle forkullingshastigheten er avhengig av hvilken type trevirke det skal beregnes på. Tabell 3 fra treteknisk håndbok, hefte 4[36], oppgir verdier for nominell forkullingshastighet, basert på type trevirke.

Tabell 3 Forskjellige treprodukter og innbrenningshastigheter [8].

Materiale Type produkt	Karakteristisk densitet, ρ_k (kg/m ³)	Forkullingshastighetens grunnverdi, β_0 (mm/min)	Nominell forkullingshastighet, β_n (mm/min)
a) Konstruksjonsvirke (minste tverrsnittsmål 35 mm)			
Gran, furu og bok	≥ 290	0,65	0,80
Hardere tresorter	≥ 450	0,50	0,55
b) Limtre generelt og lettere harde tresorter	≥ 290	0,65	0,70

Figur 92: Tabell over forkullingshastigheter, Treteknisk Hefte 4[36]

Grunnlaget for hvorfor det benyttes nominell forkullingshastighet, og ikke grunnverdi for forkullingshastighet, baseres på at det tas hensyn til hjørneeffekten. Hjørneeffekten tar hensyn til det innbrenningsområde rundt et hjørne, hvor det forekommer innbrenning fra to sider. Figur 35 viser hvordan det er et område som overlapper og det er nettopp dette den nominelle forkullingshastigheten tar stilling til.



Figur 93: Figur for visualisering av overlappsområde - hjørneeffekten

Figur 93 viser hvordan det forekommer et overlapsområde ved hjørnene av et tre-element med flersidig innbrenning.

Da vi i denne oppgaven tar for oss massivtre-elementer, benytter vi nominell forkullingshastighet 0.8 for konstruksjonstre når vi beregner massivtreelementene og 0.7 på bjelkene som er av limtre.

Vi har i tidligere kapittel sett på hvilke konstruksjonselement som er hardest belastet, og det er disse vi har gjort branndimensjonering på.

Midtveggen inngår i hovedbæresystemet og er dimensjonert for R60. Dette er innerveggen som er hardest utnyttet. De andre innerveggene har også fått samme dimensjon og vil da også oppnå samme eller

bedre brannmotstand. Vi vurderer det derfor som fornuftig å kunne se på hvert rom som en branncelle. Med denne bestemmelsen så er alle elementer i bygget som skiller rom beregnet med ensidig innbrenning i branndimensjoneringen. Dette er en vurdering som branningeniøren må ta den endelige avgjørelsen på.

For å kontrollere bygget for brann har vi valgt å se på bjelken som har den største momentbelastningen. Vi sjekker derfor bjelke 28 som fritt opplagt

$$M_{Ed_1} = 138.383 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fi} := M_{Ed_1} \cdot \eta_{fi} = 83.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{fi} := \frac{M_{fi}}{w_{y,ef}} = 20.018 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{fi}}{f_{m,fi,d}} = 0.58$$

Figur 94: Kapasitet for brann. Bjelke 28

Vi har her brukt forenklingen i EN 1995-1-2[35] hvor en gang bruddgrenselasten med 0.6. På grunn av dekket som dekker oversiden av bjelken har vi sett på innbrenning fra tre siden. Og som en del av hovedbæresystemet er det brukt 60 min branntid.

Søylen som har den hardeste påkjenningen er søyle 2 i midten av bygget ved beregningsmodellen som har stive knutepunkt. Vi har derfor valgt å ta en knekkingsvurdering av denne etter 60 minutter brann.

(6.23) sjekker med knekking:

$$\frac{\sigma_{c,0,fi}}{f_{c,90,fi,d} \cdot k_{c,y}} + \frac{\sigma_{m,fi}}{f_{m,fi,d} \cdot k_{hy}} = 0.35$$

Figur 95: Kapasitet for knekking ved 60 minutter brann

Som det fremgår av disse beregningen har vi god kapasitet i konstruksjonsdelene for brann.

6 Drøfting

Oppgavens problemstillinger knytter seg til dimensjonering av bærekonstruksjonen til Tungestølen turisthytte, basert på arkitekttegninger uten bæresystem, som er utlevert av arkitektfirmaet Snøhetta. Ut ifra disse tegningene har vi modellert opp bygget med ytre begrensninger etter hva tegningene viser. Innerveggene i bygget er også tegnet inn. Da vi ønsket jevne spenn og har justert litt på plassering av innervegger og vinduene i sørveggen. Bakgrunnen for at vi valgte å sitte opp et bæresystem som ligner på den eksisterende løsningen, er for å ha i fingrene hvilke vurderinger og kapasiteter vi har i konstruksjonsanalysen av både det leddete systemet og systemet med stive knutepunkt og færre søyler. Dette har gitt oss en dypere forståelse av hvordan bygningskroppen oppfører seg ved endringene.

Bærekonstruksjonen som ble modellert opp i Revit og RSA ble så brukt for å danne grunnlaget for beregningene til de forskjellige elementene. I RSA ble skall-elementene modellert i fasadesjiktet. Dette var en vurdering vi gjorde for å få muligheten til å få representative resultat fra vindanalysen. Vi kom fort frem til at det ville være for konservativt å regne på bjelkene som om de var i fasadesjiktet. Etter å ha sett litt på muligheten vi hadde, endte vi opp med å bruke «offset» i RSA. Dette medførte at vi har brukt mye tid på å sitte oss inn i hvordan kreftene i konstruksjonen opptrer og overføres til bjelker med offset, og kontrollberegninger for å kontrollere at rammene oppfører seg som vi forventer.

Oppgaven har lagt stort fokus på hvordan krefter forplanter seg i konstruksjonen. For å få den beste tilnærmingen har vi igjennom hele oppgaven oppdatert resultatene etter hvert som vi har gjort endringer. I utgangspunktet hadde vi tatt utgangspunkt i at begge bæresystemene hadde like dimensjoner. Da vi begynte på knutepunkts beregningene innså vi at knutepunktene ikke fikk god nok plass til å gi en fornuftig kraftarm til å ta påkjenningene. Vi satt derfor alle bjelkene til 300x400. Dette medførte at knutepunktene i tak-kant tok større deler av lasten, men bidraget fra økt kraftarm i knutepunktene ga større utslag.

For dimensjonering av bærekonstruksjonen har vi benyttet oss av både RSA, Calculatis og kontrollberegning for hånd. Vi har brukt analyse-resultatene fra RSA for å se hvor på konstruksjonen de største kreftene opptrer og har deretter hentet ut

hvilket element dette da gjelder – søyle, bjelke og tak- eller veggelement. Ved å velge ut de hardest påkjente komponentene i bygget og gjøre kontrollberegninger av disse, vil kontrollen også være gjeldende for resten av konstruksjonen. Dette gir oss svært god kapasitet i store deler av konstruksjonen, men av praktiske og estetiske hensyn er dette en god praksis.

Når vi beregnet kreftene i konstruksjonen med stive knutepunkt valgte vi å se på bjelkene som leddet i veggen. Bakgrunnen for dette er at det ville vært utfordrende å lage en god momentinnfestning i veggen. Andre årsaker er også at med skiveelementene vi har modellert inn, stemmer ikke stivheten ved bøyning om svak akse. I dekkene ble stivheten arealfordelt og gir bare fornuftige resultater ved bøyning og trykk i skiveplanet.

For knutepunktene har vi gjort en del forenklinger. Vi har enten sett på knutepunktene som helt leddet eller som fast innspent. Da vi startet oppgaven, var intensjonen å se på virkningen av knutepunkts deformasjoner i konstruksjonen. Dette gikk vi bort ifra på grunn av at vi ikke fant en overkommelig måte å gjøre beregningene for hånd. Den andre grunnen er at RSA ikke kan regne på deformasjoner i knutepunkt i konstruksjoner med offset og vi måtte evt. ha modellert opp en ny modell. Vi har på grunn av oppgavens omfang valgt å begrense oppgaven til å ikke inkludere knutepunkts deformasjoner. Kapasitetsvurderingen er gjort med en forenklet metode og vi har ikke gjort en elastisk vurdering av knutepunktene. Oppgaven er begrenset til å bare beregne kapasiteten i de stive rammehjørnene og i møne.

7 Konklusjon

Vi har i denne oppgaven tatt for oss dimensjonering av bæresystemet i Tungestølen turisthytte. Hensikten har vært å utforske alternativer til den eksisterende løsningen. Vi har sett på mulighetene som lå rundt et bæresystem hvor det ikke vil være nødvendig med søyler i to av feltene. Da utgangspunktet vårt var arkitekttegninger uten bæresystem, sto vi i en posisjon hvor vi selv kunne finne en utforming vi ønsket å undersøke. Inndeling av innervegger var oppgitt på disse tegningene og vi innrettet oss etter dette når det kom til plasseringen av de forskjellige rammekonstruksjonene.

Beregninger er gjort for hånd og med beregningsprogram. For verifisering og kontroll av generelle laster er håndberegningene kontrollert ved bruk av beregningsprogram av Ove Sletten. For kontroll av dimensjoneringsberegninger har store deler blitt gjort gjennom analyser i RSA, med tilleggskontroll i Calculatis av enkelt-elementer. Det forekommer små avvik på resultatene. Avvikene er så marginale at resultater kan konkluderes å være korrekte på bakgrunn av avrundinger.

Vi har vist gjennom beregningene og analysene i denne oppgaven at ved å benytte oss av stivheten i knutepunkter og takskive, er det mulig å oppnå tilstrekkelig kapasitet for utforming uten nevnte søyler fra introduksjon av oppgaven.

8 Videre arbeid

Noen punkter vi kunne tenkt oss å ha med i oppgaven, men på grunn av arbeidsmengden måtte følgende punkter utelates:

- Detaljberegninger av innfestning av dekkene
- Detaljberegninger av knutepunktene i leddet system
- Knutepunkts-stivhet og innvirkningen knutepunkts-deformasjoner på kraftfordelingen i modellen.
- Kreftene som forplanter seg ned i veggene under ramme 4.
- Overføring av kreftene fra tverrveggene i oppstikket og ned i midtvegen

Kildeliste

- [1] T. M. Lillesvangstu, "Tungestølen turisthytte er vekk," in *NRK*, ed. <https://www.nrk.no/vestland/dagmar-har-fjerna-tungestolen-1.7931285>, 2011. Hentet: 19.01.21
- [2] I. L. Bakke, "SNØHETTA VANT KONKURRANSEN OM NY DNT-HYTTE," in *Den Norske Turistforening*, ed. <https://www.dnt.no/artikler/nyheter/1921-snohetta-vant-konkurransen-om-ny-dnt-hytte/>, 2015. Hentet: 20.01.21
- [3] Snøhetta. "Tungestølen Tourist Cabin." <https://snohetta.com/projects/506-tungestolen-tourist-cabin> Hentet: 16.01.21.
- [4] "Norgeskart.no." <https://norgeskart.no/#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=10&lat=6852010.42&lon=73186.35&markerLat=6849663.5885716425&markerLon=74000.46781677695&panel=searchOptionsPanel&sok=Tungest%C3%B8len%20turisthytte> Hentet: 13.02.21.
- [5] T. Sønnesyn. "H.M. DRONNING SONJA OPNAR NYE TUNGESTØLEN TURISTHYTTE." <https://luster.dnt.no/artikler/nyheter/16144-hm-dronning-sonja-opnar-nye-tungestolen-turisthytte/> Hentet: 14.02.21
- [6] "Splitkon.no." <https://splitkon.no/nyheter/generelle-nyheter/2020/januar-juni/tungestolen-turisthytte/> Hentet: 22.02.21
- [7] *PTC Mathcad Prime*. [Online]. Available: <https://www.mathcad.com/en>
- [8] *Robot Structural Analysis*. [Online]. Available: <https://www.autodesk.no/products/robot-structural-analysis/overview?term=1-YEAR>
- [9] Autodesk, "Autodesk Robot Structural Analysis Professional wind simulator validation brief," 2015. [Online]. Available: <https://bimandbeam.typepad.com/files/robot-structural-analysis-professional-wind-simulator-validation-brief.pdf>
- [10] *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010, 2010. [Online]. Available: <https://standard.no>
- [11] *Calculatis*. (2021). [Online]. Available: https://www.storaenso.com/en/products/wood-products/calculatis?fbclid=IwAR3ywF1Lf5tmPGq7rHRZEOxWMKxZ_Kz-oUCSsr6UyZBnVoMXnkC-fitNba8
- [12] *Revit*. [Online]. Available: <https://www.autodesk.no/products/revit/overview?term=1-YEAR>
- [13] *Beregningsprogrammer for betongkonstruksjoner*. [Online]. Available: <http://www.ove-sletten.no/programmer.htm>
- [14] *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016. [Online]. Available: <https://standard.no>
- [15] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster Vindlaster*, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, 2009. [Online]. Available: <https://standard.no>
- [16] "Høydedata.no." <https://hoydedata.no/LaserInnsyn/> (accessed.
- [17] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-3: Almenne laster Snølaster*, NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018, 2018. [Online]. Available: <https://standard.no>

- [18] *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 1: Almenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*, NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014, 2014. [Online]. Available: <https://standard.no>
- [19] T. E. Martinsen, "(Det får være-) Måte på jordskjelvdimensjonering," SWECO, Powerpoint, upublisert. Hentet: 18.03.21
- [20] Å. Huseby, "NORSAR Oppdaterte seismiske sonekart," Multiconsult, [Online] 28.02.2020 2020. [Online]. Available: <https://www.norsar.no/getfile.php/139593-1585573121/norsar.no/Services/soneringskart/Multiconsult-10216470-RIB-RAP-001.pdf> Hentet: 18.03.21
- [21] R. Crocetti and J. Fröbel, *Limtreboka: Norske Limtreprodusenters Forening*, 2015. [Online]. Available: https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/limtreboka_2015_el2.pdf.
- [22] *Isolerte skrå tretak med kombinert undertak og vindspærre [525.102]*, [Online] SINTEF and Byggforsk, 2012. [Online]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/383/isolerte skraa tretak med kombineret undertak og vindspærre](https://www.byggforsk.no/dokument/383/isolerte_skraa_tretak_med_kombineret_undertak_og_vindspærre)
- [23] *Taktekking med bord [544.106]*, [Online] SINTEF and Byggforsk, 2018. [Online]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/501/taktekking med bord](https://www.byggforsk.no/dokument/501/taktekking_med_bord)
- [24] Moelven. "Montering av tretak." <https://www.moelven.com/no/produkter-og-tjenester/tretak/montering-av-tretak/> Hentet: 13.04.21
- [25] *Konstruksjonstrevirke - fasthetsklasser*, NS-EN 338:2016, 2016. [Online]. Available: <https://standard.no>
- [26] *Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler [471.031]*, [Online] SINTEF and Byggforsk, 2013. [Online]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster for bygningsmateriale r byggevarer og bygningsdeler](https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmateriale_r_byggevarer_og_bygningsdeler) Hentet: 2
- [27] *Eurokode 1: Laster på konstruksjonen, Del 1-1: Almenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019, 2019. [Online]. Available: <https://standard.no>
- [28] *Skivekonstruksjoner av tre [520.238]*, [Online] SINTEF and Byggforsk, 2011. [Online]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/309/skivekonstruksjoner av tre](https://www.byggforsk.no/dokument/309/skivekonstruksjoner_av_tre)
- [29] *BETONGLEMENTBOKEN BIND B*, Betongelementforeningen, 2016. [Online]. Available: <https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=Forord&DocumentId=BindB/Forord.pdf&BookId=B>
- [30] E. Aasheim - Treteknisk, *Treteknisk - bygge med massivtrelementer, Håndbok: Hefte 3 - Dimensjonering*: Norsk Treteknisk Institutt, 2006. [Online]. Available: <http://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-3-Dimensjonering.pdf>.
- [31] K. Bell, *Matrisestatikk*, 2. oppl. ed. Trondheim: Tapir, 1994. [Online]. Available: [https://www.nb.no/items/URN:NBN:no-nb digibok 2014071608134?page=43](https://www.nb.no/items/URN:NBN:no-nb_digibok_2014071608134?page=43).
- [32] Autodesk, "Method of reduced forces calculations," 2020. [Online]. Available: <https://knowledge.autodesk.com/support/robot-structural-analysis-products/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2020/ENU/RSAPRO->

- [UsersGuide/files/GUID-3936FDA3-5DFD-4F31-B16A-F0208A451282-htm.html](#)
- [33] *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1 Almenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018, 2018. [Online]. Available: <https://standard.no>
- [34] *Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning*, D. F. Byggkvalitet [Online], 2017. Hentet: 12.04.21
- [35] *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering*, NS-EN 1995-1-2:2004+NA:2010, 2010. [Online]. Available: <https://standard.no>
- [36] E. Aasheim - Treteknisk, *Treteknisk - bygge med massivtrelementer, Håndbok: Hefte 4 - Brann*: Norsk Treteknisk Institutt, 2006. [Online]. Available: <http://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-4-Brann.pdf>.