

Daniel Winje
Ola Grande

Massivtre kontra Standard Konstruksjonsvirke

En sammenligning av materialforbruk

Bacheloroppgave i Ingeniørfag - bygg
Veileder: Arne Ilseng

Mai 2021

Daniel Winje
Ola Grande

Massivtre kontra Standard Konstruksjonsvirke

En sammenligning av materialforbruk

Bacheloroppgave i Ingeniørfag - bygg
Veileder: Arne Ilseng
Mai 2021

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for vareproduksjon og byggingsteknikk



Kunnskap for en bedre verden

Oppgavens tittel:	Dato: 19.05.21		
Massivtre kontra Standard Konstruksjonsvirke <i>En sammenligning av materialforbruk</i>	Antall sider: 82		
	Antall sider med vedlegg: 221		
Navn:	Masteroppgave:	Bacheloroppgave	X
Daniel Winje Ola Grande			
Veileder:			
Arne Ilseng			

Sammen drag:

Bakgrunnen for oppgaven var et forslag fra Moelven Limtre, om å sammenligne massivtre med standard konstruksjonsvirke, spesielt med tanke på forbruk av material. Med dette som utgangspunkt ble det laget en oppgave med formål om å se på forbruket av material, og oppbinding av CO₂-ekvivalenter i bæresystemene.

For å få til en sammenligning, besto fremgangsmåten av flere delsteg. Med utgangspunkt i statistikk fra SSB, ble det lagt føringer for størrelsen på modellene. Modellene skulle ha lik bredde, lengde, og høyde. Hovedvekten var på dimensjoneringen av bæresystemene til de forskjellige modellene. Tallgrunnlaget for selve sammenligningen mellom løsningene, ble hentet ut fra BIM-modellene. Selve BIM-modellene, ble laget i Revit.

Resultatene for de forskjellige modellene, varierte mellom massivtremodellene og konstruksjonsvirkemodellene. Over 2.etg var det minste forbruket 45,5 m³, og det største 212 m³. Selve oppbindingen av CO₂ følger forbruket av material. Største oppbinding av CO₂ var på -1,3E+05kg, og minste var -5,4E+03kg.

Konklusjonen er at sammenlignet med massivtre kan et bindingsverk redusere forbruket av trevirke med 78,6%. Denne modellen binder 80% mindre CO₂ sammenlignet med massivtremodellen. For en kombinasjonsmodell med massivtre i dekke, og bindingsverk i vegg kan forbruk av trevirke reduseres med 12,4%. For denne modellen bindes det 7,69% mindre CO₂.

Stikkord:

Materialforbruk
Massivtre
Dimensjonering
Miljøpåvirkning
Bæresystem
Standard konstruksjonsvirke



Daniel Winje



Ola Grande

Forord

Massivtre kontra Standard Konstruksjonsvirke er skrevet som en avsluttende bacheloroppgave ved Instituttet for vareproduksjon som er en del av Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, våren 2021. Bachelorgruppen har studert ingeniørfag med fordypning i konstruksjonsteknikk.

Utformingen og det generelle arbeidet med denne oppgaven har vært særdeles interessant og utfordrende, da oppgaven er så omfattende som den der. Hovedfokuset har vært (og var ønsket) på dimensjoneringsarbeidet ved besvarelsen. Dette bærer helt klart oppgaven preg av. Mange, store og viktige valg har blitt tatt. Valg som kanskje førte oss på en mer utfordrende vei, enn som hadde vært nødvendig. Men selv om enkelte valg har medført merarbeid, sitter vi igjen med mye mere kunnskap, enn vi ville hatt om vi ikke hadde gjort det.

Den største erfaringen vi sitter igjen med, er at ingenting er forgjeves. Selv ikke et ventet resultat. I tillegg ligger stor og viktig læring i å gjøre feil, for så å erkjenne det og gjøre noe med det. Dette er frustrerende, men samtidig betryggende.

Siden mars 2020 har verden på mange måter vært satt på pause, som et naturlig resultat av en verdensomspennende pandemi. Dette er noe alle på en eller annen måte har kjent på kroppen. Vi som studenter i denne perioden har opplevd tilnærmet fysisk isolasjon, der så nærsagt alle forelesninger har funnet sted på nett. På toppen av dette opplevdes det meste som ganske meningsløst, når en av de som står en nærmest går bort.

Vi ønsker å takke Trond-Egil Nyløkken ved Moelven Limtre, for temaet og iden til oppgaven. En takk går også ut til Arne Ilseng, som har vært vår interne veileder. Ikke minst ønsker vi å nevne og takke Harald Fallsen ved Fagskolen Innlandet, Jan Steinar Egenes ved NTNU, og Trond Inge Jensen ved Asplan Viak for faglig diskusjon. Til slutt sendes en stor takk til familie og venner! Dere har vært viktige støttespillere for oppgavens fremgang, og for oss personlig.

Med dette dediseres oppgaven, og arbeidet i sin helet til Arne Martin Bergsli Grande. Takk pappa for at du delte av din kunnskap. Takk for at du brukte den siste tiden din på å engasjere deg i oppgaven, og dens fremgang. Det har betydd alt. Du har betydd alt. - Ola

Abstract

The thesis is a result of a theme proposed by Moelven Limtre. They wanted to look into the usage of materials in constructions using Cross Laminated Timber (CLT for short) and standard construction timber. With this in mind, we decided to focus on load-carrying systems. Thus, the primary purpose is a comparison of the materials and GWP-impact between the systems.

To make a comparison, the method used consisted of multiple steps. First, based upon statistical data provided by SSB, we decided on building shape and size. They were to have the same width, length, and height. Second, the main emphasis of the thesis was on the dimensioning of the load-carrying systems. Last, we took a numerical basis for the comparison from the BIM models made in Revit.

The results between the systems had a variation of materials used, from 45,5m³ and 212m³. GWP-impact followed the material usage. The most extensive storage of CO₂ was - 1,3E+05kg, and the smallest -5,4E+03kg.

The difference between a model of CLT and one with standard construction timber is at best at 78,6%. A standard construction timber model binds 80% less CO₂ than a CLT model. Combining the two materials reduces the usage of timber by 12,4%—such a model stores 7,69% less CO₂.

Innholdsfortegnelse

Forord	ii
Abstract	iii
Innholdsfortegnelse	iv
Tabelliste	ix
Symboler og forkortelser.....	x
1 Innledning.....	1
1.1 Tema og bakgrunnen for oppgaven	1
1.2 Problemstilling.....	2
1.3 Avgrensninger og forutsetninger	3
1.4 Valg av metode	4
1.5 Disposisjon	5
2 Teori	6
2.1 Materialer.....	6
2.1.1 Trevirke	6
2.1.2 Konstruksjonsvirke.....	7
2.1.3 Limtre	7
2.1.4 Massivtre	8
2.2 Bæresystem og konstruksjonsdeler	8
2.2.1 Etasjeskiller	8
2.2.2 Søylar	9
2.2.3 Bjelker/dragar.....	9
2.2.4 Bindingsverk	10
2.2.5 Avstivningssystem	10
2.3 Laster	10
2.3.1 Nyttelast	10
2.3.2 Egenlast	11
2.3.3 Snølast	11
2.3.4 Vindlast	12
2.3.5 Skjevstillingslast – Geometriskeavvik	12
2.3.6 Etasjereduksjonsfaktor	13

2.3.7	Arealreduksjonsfaktor	13
2.3.8	Bruddgrensetilstand.....	13
2.3.9	Ulykkestilstand.....	14
2.3.10	Bruksgrensetilstand	14
2.4	Brann	15
2.4.1	Brann i tre generelt	15
2.4.2	Brann i tre-bjelkelag.....	17
2.4.3	Brann i bjelker og dragere av stål.....	17
2.5	Vibrasjoner	17
2.6	Bygningsfysikk.....	18
2.6.1	Varmeisoleringsevne: U-verdi	18
2.6.2	Luftlyd og trinnlyd	18
2.7	Lover og forskrifter	19
2.7.1	Plan og bygningsloven	19
2.7.2	Byggetekniskforskrift.....	19
2.8	Klassifiseringer.....	20
2.8.1	Lydklasse.....	20
2.8.2	Risikoklasse og brannklasse.....	20
2.9	SINTEF Byggforsk.....	22
2.10	Eurokode/Norsk Standard.....	22
2.11	Statistikkgrunnlag.....	22
2.12	Programvare.....	23
2.12.1	Excel.....	23
2.12.2	Revit	23
2.12.3	OS-prog	23
2.13	Bærekraft og miljø.....	24
2.13.1	FNs bærekraftsmål	24
2.13.2	EPD	25
3	Metode.....	27
3.1	Fremgangsmåte.....	27
3.2	Byggstørrelse og utforming	28
3.2.1	Utforming	28
3.2.2	Tverrsnitt	28

3.2.3	Modeller	28
3.2.4	Antall etasjer	29
3.3	Lastberegning	29
3.3.1	Egenlast	29
3.3.2	Nyttelast	30
3.3.3	Snølast og Vindlast.....	30
3.3.4	Skjevstillingslast: Geometriske Avvik.....	30
3.4	Bindingsverk.....	31
3.4.1	Etasjeskille og tak.....	31
3.4.2	Vegger og søyler	35
3.4.3	Avstivingssystem	36
3.5	Massivtre	39
3.5.1	Etasjeskille og tak.....	39
3.5.2	Vegger	42
3.5.3	Avstivingssystem	44
3.6	Modellering og beregning ved hjelp av programvare	45
3.6.1	Revit	45
3.6.2	Ove Slettens program Lastberegning	46
3.7	Miljøpåvirkning	46
4	Resultater.....	48
4.1	Utforming	48
4.1.1	Talldata fra SSB	49
4.1.2	Dimensjonerende Mål	50
4.1.3	Utvendige mål	50
4.2	BKL 2	51
4.2.1	Bæresystemet	51
4.2.2	Avstivingssystemet.....	52
4.2.3	Materialer	52
4.3	BKL 4	53
4.3.1	Bæresystemet	53
4.3.2	Avstivingssystemet.....	54
4.3.3	Materialer	54
4.4	BKS	55

4.4.1	Bæresystemet	55
4.4.2	Avstivningssystemet.....	56
4.4.3	Materialer	56
4.5	MVD.....	57
4.5.1	Bæresystemet	57
4.5.2	Avstivningssystemet.....	58
4.5.3	Materialer	58
4.6	KBM.....	59
4.6.1	Bæresystemet	59
4.6.2	Avstivningssystemet.....	60
4.6.3	Materialer	60
4.7	Grafisk fremstilling av data	61
5	Diskusjon og analyse.....	63
5.1	Statistisk grunnlag for størrelse på bygg	63
5.2	Laster	64
5.2.1	Snø, vindlaster, og plassering av bygg.....	64
5.2.2	Egenlaster	65
5.2.3	Nyttelaster	65
5.3	Dimensjonering	65
5.3.1	Bindingsverk i konstruksjonsvirke og limtre, BKL-2 og BKL-4.....	66
5.3.2	Bindingsverk i konstruksjonsvirke og stål, BKS	68
5.3.3	Massivtre vegg og dekke, MVD	69
5.3.4	Kombinasjon bindingsverk og massivtre, KBM.....	71
5.4	Feilkilder.....	71
5.4.1	Vibrasjonskontrollert spennvidde for massivtre	71
5.4.2	Vibrasjonskontroll av dragere	72
5.4.3	Øvrige feilkilder	73
5.5	Resultater for bæresystemene	74
5.6	Miljø og totalforbruk	75
6	Konklusjon	77
7	Videre arbeid	78
	Litteraturliste	79
	Vedlegg	81

Figurliste

Figur 1	2
Figur 2	7
Figur 3:	15
Figur 4:	16
Figur 5:	16
Figur 6:	24
Figur 7:	25
Figur 8:	27
Figur 9:	28
Figur 10:	29
Figur 11:	32
Figur 12:	35
Figur 13:	37
Figur 14:	38
Figur 15:	39
Figur 16:	42
Figur 17:	44
Figur 18:	48
Figur 19:	49
Figur 20:	49
Figur 21:	51
Figur 22:	53
Figur 23:	55
Figur 24:	57
Figur 25:	59
Figur 26:	61
Figur 27:	61
Figur 28:	62

Tabelliste

Tabell 1.....	4
Tabell 2.....	20
Tabell 3.....	21
Tabell 4.....	21
Tabell 5.....	52
Tabell 6.....	54
Tabell 7.....	56
Tabell 8.....	58
Tabell 9.....	60

Symboler og forkortelser

s_k	Karakteristisk snølast på mark.
s	Karakteristisk snølast på tak.
μ_i	Snølastens formfaktor.
C_e	Eksponeeringsfaktor.
C_t	Termisk faktor.
v_b	Basisvindhastighet.
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet.
c_{dir}	Retningsfaktor.
c_{season}	Årstidsfaktor.
c_{alt}	Nivåfaktor.
c_{prob}	Sannsynlighetsfaktor.
$q_p(z)$	Vindtrykk ved høyden z .
k_w	Vindlastfaktor.
H_i	Kraft i tverretning.
θ_i	Helning.
N_b	Aksialkraft b.
N_a	Aksialkraft a.
α_n	Etasjereduksjonsfaktor.
n	Antall.
ψ_0	Faktor for en kombinasjonsverdi for en variabel påvirkning.
$G_{k,j}$	Karakteristisk permanentlast j.
$Q_{k,1}$	Karakteristisk dominerendelast 1.
$\Psi_{0,i}$	Faktor for en kombinasjonsverdi for en variabel påvirkning, i.
$\Psi_{1,i}$	Faktor for en ofte forekommende verdi for en variabel påvirkning.
$\Psi_{2,i}$	Faktor for en tilnærmet permanent verdi for en variabel påvirkning.
$Q_{k,i}$	Karakteristisk dominerendelast j.
G_k	Karakteristisk permanentlast.
β_0	Endimensjonalforkulningshastighet.
β_n	Nominellforkulningshastighet.
$d_{char,n}$	Nominellforkulningsdybde.
$d_{char,0}$	Endimensjonalforkulningsdybde.
t_{ch}	Starttiden for forkulningen.

t_f	Nedfallstiden til beskyttende plater.
t_a	Tiden forbrenningsfasen etter nedfallet av beskyttende plater er over.
$\theta_{a,30}$	Ståltemperaturen ved tiden 30 minutter.
A_p/V	Profilfaktor for isolert profil.
λ_p	Varmeledningstall.
d_p	Tykkelse på isolering.
U	U-verdi.
R_{tot}	Total varmemotstand.
R_i	Varmemotstanden til det enkelte sjikt.
t	Tykkelsen.
λ	Varmekonduktivitet.
R_w	Lydreduksjonstall.
$L_{n,w}$	Trinnlydsnivå.
R'_w	Feltmålt, veid lydreduksjonstall.
q_d	Dimensjonerendelast.
V_{Ed}	Dimensjonerendeskjærkraft.
M_{Ed}	Dimensjonerendemomentkraft.
$W_{y,min}$	Minimumsmotstandsmoment.
h_{min}	Minimumshøyde.
$f_{m,d}$	Dimensjonerende bøyefasthet.
$f_{v,d}$	Dimensjonerendeskjærfasthet.
A_{min}	Minimumsareal.
A	Areal.
δ_m	Nedbøyning.
w	Nedbøyningskrav.
L	Lengde.
f	Frekvens.
Δ	Nedbøyningskrav under 1kN punktlast midt i spennet.
$I_{n\ddot{o}dv}$	Nødvendig treghetsmoment.
$M_{Ed,fi}$	Dimensjonerendemoment i ulykkestilstanden/brann.
$V_{Ed,fi}$	Dimensjonerendeskjærkraft i ulykkestilstanden/brann.
$q_{d,fi}$	Dimensjonerende jevnt fordelt last i ulykkestilstanden/brann.
d_{eff}	Effektiv forkulningsdybde.
A_{rest}	Restareal.
$A_{min,fi}$	Minimumsareal på grunn av brann.

$W_{y,rest,fi}$	Resterende motstandsmoment pga. brann.
$W_{y,min,fi}$	Minimumsmotstandsmoment pga. brann.
$\theta_{a,cr}$	Kritisktemperatur.
N_d	Dimensjonerende aksialkraft.
$\sigma_{c,o,d}$	Trykkspenning.
N_{cd}	Dimensjonerende trykkraft.
N_{td}	Dimensjonerende strekkraft.
$F_{v,Rk,min}$	Karakteristisk minimumskapasitet pr skru/spiker.
$F_{v,Rd,min}$	Dimensjonerende minimumskapasitet pr skru/spiker.
B	Bredde.
$F_{v,Rk}$	Karakteristisk kapasitet pr skru/spiker.
q_{d-tak}	Dimensjonerende jevnt fordelt kraft på tak.
Q_d	Dimensjonerendes kivelast.
$F_{iv,Rd}$	Total dimensjonerendekapasitet.
$f_{c,0,d}$	Dimensjonerende
W_{eff}	Effektivt motstandsmoment.
I_{eff}	Effektivt treghetsmoment.
h_{tot}	Total høyde.
σ_d	Dimensjonerende bøyepening.
τ_d	Dimensjonerende skjærspenning.
W_{inst}	Kortidsdeformasjon pga. karakteristisklast.
$W_{g,k}$	Deformasjon pga. karakteristisk egenlast.
$W_{q,k}$	Deformasjon pga. karakteristisk nyttelast.
W_{fin}	Langtidsdeformasjon pga. kryp.
$W_{fin,g}$	Langtidsdeformasjon pga. egenlast.
$W_{fin,q}$	Langtidsdeformasjon pga. nyttelast.
k_{def}	Deformasjonsfaktor.
d_0	Startforkulning.
k_0	Koeffisient.
$(EI)_{eff}$	Effektiv/total bøyestivhet.
(GA)	Skjærstivhet.
k_{mod}	Modifikasjonsfaktor.
γ_M	Materialfaktor.
$A_{x,net}$	Netto areal.

$W_{x,net}$	Netto bøyemotstand.
$k_{c,y}$	Knekkingsfaktor.
δ_{tot}	Total forskyvning.
h	Høyde.
b	Bredde.
t_{tot}	Total tykkelse.
I	Treghetsmoment.
G_{mean}	Effektiv G-modul.
E_{mean}	Effektiv E-modul.
R_d	Dimensjonerende motstandskraft.
<i>BKL</i> –2	Navn på modell med bindingsverk av konstruksjonsvirke og limtre, 2 etasjer.
<i>BKL</i> –4	Navn på modell med bindingsverk av konstruksjonsvirke og limtre, 4 etasjer.
<i>BKS</i>	Navn på modell med bindingsverk av konstruksjonsvirke og stål.
<i>MVD</i>	Navn på modell med massivtre.
<i>KBM</i>	Navn på modell med bindingsverk av konstruksjonsvirke og massivtredekker.
<i>LVL</i>	Finerbjelke, Kerto (Laminated Veneer Lumber).
<i>EPD</i>	Miljødeklarasjon, (Environmental Product Declaration).
<i>GWP</i>	Globalt oppvarmingspotensial, (Global Warming Potential).
<i>Ekv</i>	Ekvivalenter.
<i>BIM</i>	Building information modeling / Bygningsinformasjonsmodellering

1 Innledning

1.1 Tema og bakgrunnen for oppgaven

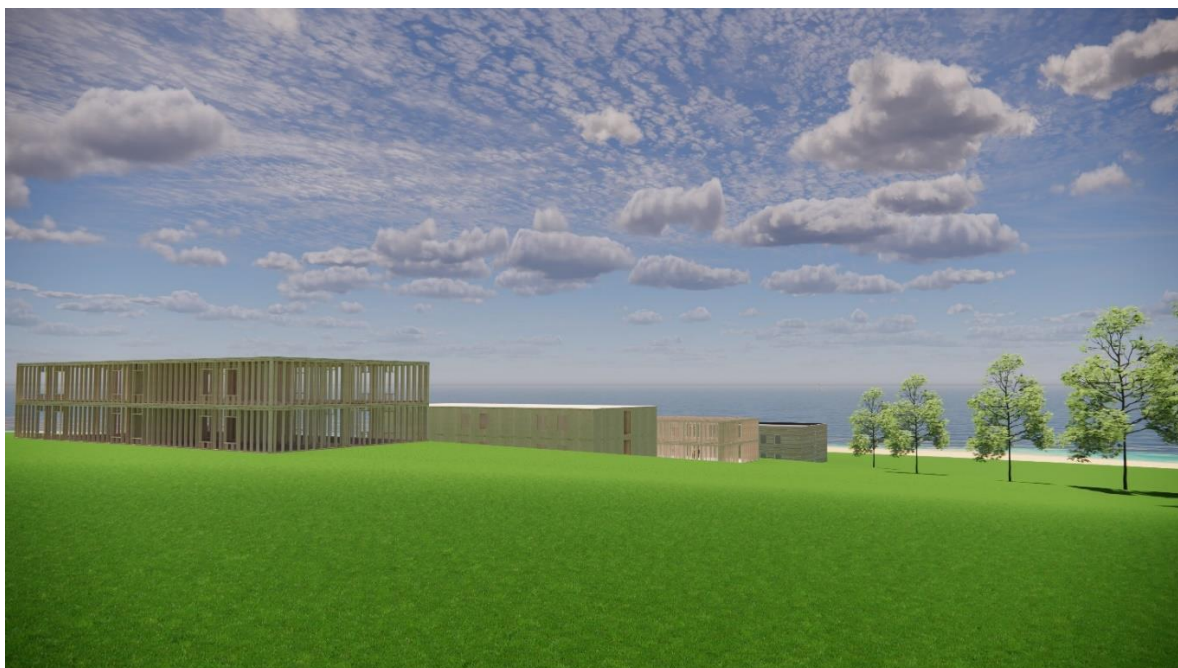
Denne oppgavens tema er «Sammenligning av standard konstruksjonsvirke med massivtre». Det ble foreslått av Trond Egil Nyløkken ved Moelven Limtre AS. I oppstartsmøtet den 11 januar 2021, forteller Trond Egil Nyløkken; at selv om han har foreslått et tema, så var det ikke en konkret oppgave. Altså var det ikke mye mer informasjon for oss å hente hos han enn selve temaet. Som et resultat av det bare var et tema, ble det ikke noen videre form for samarbeid mellom bachelorgruppen og Moelven. Det er bare det foreslåtte temaet som er benyttet for å lage problemstillingen, samt besvarelsen i sin helhet.

I de påfølgende møtene innad i bachelorgruppen, samt møter med veileder Arne Ilseng, ble temaet raffinert. Med bare et tema, uten noen spesifikk retning eller fagområde måtte vi utforme dette på egenhånd. Etter ønsker fra bachelorgruppen, ble retningen og fagområdet valgt.

Bakgrunnen for at bachelorgruppen valgte å fortsette med temaet foreslått, var at temaet var og er interessant i et bærekraftperspektiv. Er det bærekraftig å bygge kun i massivtre? Gruppen har stilt seg spørsmålet om hvorfor vi skal binde opp store mengder med trevirke i en konstruksjon, hvis man heller kan få flere konstruksjoner ved bruk av bindingsverk.

Massivtre er i stor grad blitt forsket på og forsøkt brukt istedenfor betong. Ved NTNU har det de siste årene vært publisert flere bacheloroppgaver, som sammenligner massivtre med betong. Som for eksempel disse to oppgavene, «*Hensiktsmessig bruk av massivtre og lavkarbonbetong*» (Rahaf, Alime og Amjed, 2020) og «*Dimensjonering og sammenligning av bæresystem for studentleilighetsblokk*» (Garcia De Presno, Tjelle og Skallerud, 2020).

Der den ene oppgaven dimensjonerte to bæresystemer i sin helhet, for så å sammenligne resultatene, vurderte den andre et bygg sitt livsløp med tanke på utslipp for deretter å vurdere hvilken av materialene som var mest miljøvennlig. Vår oppgave vil følge i et lignende spor, der forskjellen er at massivtre vil bli sammenlignet med standard konstruksjonsvirke.



Figur 1

Illustrasjon av modellene i to etasjer.

Hovedtyngden av oppgaven er i all hovedsak konstruksjonsteknikk. Dette fagområdet har man benyttet seg av for å dimensjonere bæresystemer i de to materialene som temaet beskriver. For deretter å lage digitale modeller, som igjen kan leses av. Disse modellene ga oss materialforbruket. *Figur 1* gir et visuelt inntrykk av modellene. For de som er interessert har vi publisert en interaktiv fremstilling av modellene her: <https://bit.ly/33TMpBG>

1.2 Problemstilling

Prosessen med å komme fram til en passende problemstilling var omfattende.

Bachelorgruppen var innom flere mulige alternativer før den endelige problemstillingen var på plass. Med bakgrunn i temaet beskrevet i punkt *1.1 Tema og bakgrunn for oppgaven*, kom gruppen fram til følgende problemstilling: «Hva blir forskjellen i forbruk av trevirke mellom et bæresystem i bindingsverk av standard konstruksjonsvirke, og et bæresystem i massivtre?»

Utover å svare på problemstillingen, vil gruppen også forsøke å svare på et forskningsspørsmål:

Hvordan påvirker totalforbruket miljøet?

1.3 Avgrensninger og forutsetninger

Forutsetningene for denne besvarelsen er som følger: Valg av materialer er gjort så godt det har latt seg gjøre etter hva som er tilgjengelig i markedet per dags dato. Dette kan medføre at noen deler av modellene har større restkapasitet enn de strengt tatt trenger, enn om man velger å «finne opp» en dimensjon. I tillegg vurderes bare den antatt størst belastede konstruksjonsdelen i dimensjoneringsprosessen.

Underfølger en liste med avgrensninger, som oppgaven ikke tar høyde for.

- Fundamenter
- Alle Forbindelser bortsett fra forbindelsene i avstivningssystemet for BKS og BKL-Modellene.
- Vinduer/dører tas ikke høyde for. Det regnes ikke på losholter/overdekning mm.
- Økonomi, det vurderes ikke pris og bygge kostnader.
- All bygningsfysikk, utover det som blir brukt for å finne egenlaster.
- Heis/trapper. Disse kan bli anlagt ved en naturlig forlengelse av modellene.
- Utforming av takform (fall mm).
- Rominndeling/skillevegger.
- Tar ikke hensyn til tekniske fag/løsninger, utover takhøyde.
- Ser bort i fra andre mulige materialer for bæresystemet, enn standard konstruksjonsvirke, limtre, stål og massivtre.

1.4 Valg av metode

Som nevnt avslutningsvis i punkt 1.1 Tema og bakgrunn for oppgaven, har bachelorgruppen valgt å gå i retningen konstruksjonsteknikk. Bakgrunnen for dette valget var at fagområdet konstruksjonsteknikk, var mest interessant for gruppa.

For å løse oppgaven vil det bli samlet inn data for å sammenligne de forskjellige modellene som blir dimensjonert. Denne dataen skal kunne være sammenlignbar på tvers av modellene. Dette vil si at enkelte parametere/krav må være like for alle modellene. Under følger en tabell med parametere/krav.

Tabell 1

Dimensjonerende parametere						
Modell	Etasjehøyde	Bredde	Lengde	Min U-verdi YV	Min U-verdi Tak	Lydklasse etasjeskillet
BKL-2	3	13,5	30	0,18	0,13	C
BKL-4	3	13,5	30	0,18	0,13	C
BKS	3	13,5	30	0,18	0,13	C
MVD	3	13,5	30	0,18	0,13	C
KBM	3	13,5	30	0,18	0,13	C

Dimensjonerende parametere.

Tabell 1 Dimensjonerende parametere gir en oversikt av innledende parametere/krav som gjelder for alle modellene. Etasjehøyde, modell bredde og lengde er 100% like i dimensjoneringen. Min U-verdi for yttervegg og tak er minimumskrav, det vil si at de vil variere noe med sammensettingen av yttervegg og tak. Sammensettingen av etasjeskillet skal på tvers av modellene tilfredsstillende lydklasse C.

For å komme fram til et relevant materialforbruk, for å kunne svare på problemstillingen med de gitte dimensjonerende parametere, har gruppen valgt å dimensjonere 5 forskjellige modeller. Bakgrunnen for dette var en kontinuerlig prosess, som på gikk under hele prosjektet. Det var ikke slik at gruppa på forhånd så for seg å dimensjonere 5 forskjellige modeller. Det ble et naturlig resultat av måten man valgte å løse oppgaven.

Håndberegninger er den førende metoden for hvordan det er valgt å løse dimensjoneringen av modellene. Bakgrunnen for at håndberegninger er valgt som metode, er at bachelorgruppa ikke hadde nokk forkunnskap i de førende digitale beregningsprogrammene, som for eksempel Focus Konstruksjon. Igjennom studiets gang har det vært hovedfokus på å lære

seg de grunnleggende prinsippene for håndberegninger. I lys av dette, var gruppa mer rustet og trygg på håndberegninger, enn dataprogrammer.

Det ble ikke benyttet eksisterende eksterne modeller i sammenligningen, da gruppa valgte å dimensjonere og lage alle modeller selv. Dette sikret oss fullforståelse og oversikt over hvordan modellene er satt sammen, noe som sikrer at modellene er så like som de kan være utover å ha forskjellige bæresystemer.

1.5 Disposisjon

Denne oppgaven er satt sammen og blir besvart ved hjelp av 7 forskjellige kapiteler. Hvert kapittel følger naturlig de foregående. Dette skaper en helhetlig besvarelse av problemstillingen. Under er de forskjellige kapitlene listet, med en tilhørende beskrivelse som en smakebit på hva man kan forvente seg av oppgaven.

- Kapittel 1 Innledning, en introduksjon til oppgaven.
- Kapittel 2 Her beskrives teorigrunnet for dimensjoneringen i kapittel 3, og de påfølgende kapitlene for øvrig.
- Kapittel 3 Beskriver både den overordnede og de spesifikke metodene brukt for å komme fram til resultatene i kapittel 4.
- Kapittel 4 Listing av resultatene som kom fram av metodikken i kapittel 3. Redegjøringen for resultatene følger i kapittel 5 – diskusjonen.
- Kapittel 5 Dette kapitlet er en redegjøring og diskusjon av både resultatene i sin helhet og hvordan man kom fram til gjeldene resultat. Eventuelle svakheter og kjente feilkilder blir belyst.
- Kapittel 6 Tar opp den konkrete besvarelsen og den overordnede konklusjonen på problemstillingen presentert i kapittel 1.
- Kapittel 7 Fremhever mulige videreføringer av arbeidet som er gjort.

2 Teori

Dette kapitlet tar for seg det teoretiske grunnlaget for oppgaven. Her beskrives og presenteres grunnlaget for dimensjoneringen, og generell konstruksjonsteori som trengs for å belyse problemstillingen «*Hva blir forskjellen i forbruk av trevirke mellom et bæresystem i bindingsverk av standard konstruksjonsvirke, og et bæresystem i massivtre?*».

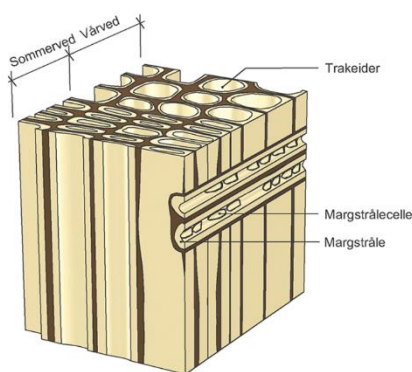
2.1 Materialer

I Norge er det lange tradisjoner ved bruk av tre til konstruksjoner. Disse tradisjonene strekker seg helt tilbake til steinalderen (ca. 1800 f.Kr), hvor man brukte trevirke til bygging av Langhus. Dette kommer av egenskapene til trevirke som byggemateriale, men ikke minst at trevirke er lett tilgjengelig over store deler av landet. I følge SSB, står det «*978 millioner kubikkmeter tømmer i norske skoger*» (Statistisk sentralbyrå, 2021). På grunn av at trevirke er så lett tilgjengelig, er det også det mest brukte materialet til boligbygging i Norge. I disse boligene, er bindingsverk den dominerende byggeteknikken. (Edwardsen og Ramstad, 2014)

2.1.1 Trevirke

Som bygningsmateriale egner treet seg godt. Dette kommer av treet oppbygning, og dets evne til å motstå påførte ytre krefter og at det er lett å bearbeide. Det er ikke bare positive egenskaper ved bruk av tre, da trevirke er et levende materiale. Det tar lett til seg vann, noe som gjør at vekten øker og dimensjonen blir større. Som en følge av at trevirket tar opp vann, vil det lett kunne danne seg mugg og råte, hvis ikke vannet får tørke opp/ut. (Edwardsen og Ramstad, 2014)

Til konstruksjonsformål brukes det hovedsakelig bartrær (gran/furu), til eksempel konstruksjonsvirke og panel av gran. I 2020 ble det tatt ut 7200000 m³ gran fra skogene i Norge. Gran har til forskjell fra furu gjerne flere, men mindre kvister. Furu på sin side, har en celledansetning som egner seg bedre til trykkimpregnering. (BYGGFORSK, 2015a; Statistisk sentralbyrå, 2021)



Figur 2

Trakeider (BYGGFORSK, 2015a).

Treet er oppbygd av 3 hoveddeler, marg, ved og bark. Trakeider er cellene som utgjør 95% av volumet til treet, og disse cellene ligger parallelt langs lengderetningen til treet, se *Figur 2*. Margstråler er cellene som går på tvers av lengderetningen. Styrken til trevirke kommer av at celleveggene består av cellulose og lignin. De cellene som dannes om våren (vårved) bidrar hovedsakelig til væsketransport i treet da de har større hulrom, kontra cellene som dannes om sommeren (sommerved) som har mindre cellehulrom og bidrar mest til treetts styrke. (Sandaker, Sandvik og Vik, 2003; Edvardsen og Ramstad, 2014)

2.1.2 Konstruksjonsvirke

Trevirke brukt til konstruksjonsformål kalles trelast. Trelast deles inn i flere kategorier. To av disse kategoriene er justert skurlast og konstruksjonsvirke, hvor konstruksjonsvirke er justert skurlast sortert etter styrke (fasthetsklasser). Kravene til justert skurlast er strenge, dette gir en trelast med nøyaktige mål. Hovedbruksområdet er i bærende konstruksjoner, som søyler/stendere, bjelker/dragere og takstoler mm. Konstruksjonsvirke er også hoved trelasten i andre tre produktene «limtre» og «massivtre». (Edvardsen og Ramstad, 2014; Treteknisk; BYGGFORSK, 2015b)

Fasthetsklassene er navngitt og sortert etter bøyestivheten i stigende rekkefølge. Klassene strekker seg fra C14 (laveste klasse), til C50 (største klasse). De mest brukte klassene i Norge er C14, C18, C24 og C30. Siden klassene er navngitt etter bøyestivheten, kan man av navnet lese hva bøyestivheten til klassen er. For eksempel er bøyestivheten til C18, 18 N/mm². (Edvardsen og Ramstad, 2014; Treteknisk)

2.1.3 Limtre

Limtre er et tre produkt, som er sammensatte limtrelammer av konstruksjonsvirke. Lamellene limes til hverandre under trykk. Dette gir et større og sterkere tverrsnitt, enn hva man klarer å hente ut naturlig fra en enkelt trestamme. Dette er mulig fordi virkningsfeilene i de enkelte lamellene blir fordelt over tverrsnittet. I tillegg er limtreet mer stabilt, enn vanlig konstruksjonsvirke, da det ikke slår seg (krummer/vrir) med varierende fuktinnhold. Limtre lages av bartrærne gran og furu. (Edvardsen og Ramstad, 2014)

2.1.4 Massivtre

Massivtre, også kalt krysslaminert trevirke, er treelementer sammensatt av flere lag lameller, tilnærmet på samme måte som limtre. Forskjellen mellom limtre og massivtre, er at massivtre lamellene krysslimes. Altså at sjiktene limes 90*grader (i noen tilfeller også 45 og 0 grader) på hverandre. Hvor limtre i hovedsak brukes til bærende bjelker og søyler, brukes massivtre i alt fra vegger, etasjeskiller og tak. (Treteknisk, 2006; Edvardsen og Ramstad, 2014)

Massivtreelementer kan lages på flere måter. Den mest vanlige er å lime, men det produseres også elementer med andre festemidler som skruer/spiker/stål-stag mm. Tykkelsen til elementene variere med hva elementene er tenkt brukt til. Elementene produseres med en variabel tykkelse fra 50 mm til 250 mm, og lengder opp til 14 meter. I praksis er transport den begrensende faktoren i forhold til størrelsen av elementene. Antall sjikt i elementene varierer fra 3-9.(Treteknisk, 2006; Edvardsen og Ramstad, 2014)

Elementene kan leveres i forskjellige fasonger, både med og uten isolasjon. I tillegg er elementene gode til å ta store punktlaster, noe som muliggjør allsidig bygging. Massivtre elementer egner seg også god til stabilisering i bygg, eller som en skive i en del av avstivningssystemet.(Treteknisk, 2006)

2.2 Bæresystem og konstruksjonsdeler

I dette delkapitlet vil det bli belyst hva et bæresystem kan bestå av, med hovedvekt på de delene av et slikt system, som denne oppgaven vil ta for seg. Et bæresystem som konstruksjon har et hovedformål: motstå de ytre påkjenningene påført konstruksjonen. Et slikt system er sammensatt av flere konstruksjonsdeler, som igjen danner et system. Systemet skal overføre lastene som blir påført systemet til stabil grunn (fjell eller liknende). I denne oppgaven består systemene av: tak, vegger, søyler, bjelker og etasjeskiller.

2.2.1 Etasjeskiller

Det ligger i navnet hva denne konstruksjonsdelen gjør, den skiller etasjer fra hverandre. I bæresystemet er etasjeskilleren en viktig konstruksjonsdel. I systemet har den en oppgave, og det er å ta de vertikale samt de horisontale kreftene, som den får fra bruk av

konstruksjonen og overføre den til de understøttende bjelker, søyler og vegger. (Larsen, 2008)

Etasjeskillet vil som regel bli utført/dimensjonert i henhold til hva bruken av bygget er tiltenkt. I hus som er utført i tre, er gjerne etasjeskillet et sammensatt tre bjelkelag med isolasjon imellom og gulvplater på topp, samt himlingsplater under. Ønsker man større frihet, i forhold til bruksendringer senere i konstruksjonens livsløp, er det en fordel å utføre etasjeskillet i andre materialer enn et typisk tre bjelkelag. Dette skyldes en viktig dimensjonerende begrensing, spennvidden. Vanlige bjelker av konstruksjonsvirke klarer ikke relativt store spennvidder, kontra andre materialer som for eksempel massivtre. Eksempelvis kan en bjelke av C24 med dimensjoner 48x198 klare en spennvidde på 3,1 meter hvor massivtre klarer det dobbelte og ofte mer. (Edwardsen og Ramstad, 2014; BYGGFORSK, 2009; 2011b)

2.2.2 Søyler

Ordet søyle kommer av det tyske ordet *säule*. Hovedfunksjonen til søyler i en konstruksjon, er å overføre last fra tak/etasjeskille videre til grunnen. Slik sett er søylen en uavhengig konstruksjons del, som bæresystemet i sin helhet er avhengig av for at det ikke skal kollapse. Søyler kan utføres i forskjellige materialer, og de kan ha forskjellig estetisk framtoning alt etter som de skal være en synlig konstruksjonsdel eller ei. Søyler er ofte brukt i kombinasjon med dragere, hvor man ønsker å minimere mengden bærendevegger. Dette muliggjør muligheten for større, åpne rom. (Leksikon, 2021b; Larsen, 2008; Frøstrup, 2004)

2.2.3 Bjelker/dragere

Ordet *bjelke* stammer fra det norrøne ordet *bjalk*, og ordet drager kommer av det tyske ordet for «bære(r)»: *Träger*. I konstruksjonssammenheng bruker man gjerne ordene bjelke og drager om hverandre. Når det snakkes om en drager, er dette oftest en større bjelke i et bæresystem, ofte understøttet av søyler. Dragere er isolert sett en frittstående bærende konstruksjonsdel, og oppgaven den har i bæresystemet, er å fordele laster (ofte fra mindre bjelker) horisontalt og ned i søyler eller vegger. (Leksikon, 2021a; Larsen, 2008; Frøstrup, 2004)

2.2.4 Bindingsverk

Bindingsverk er en ramme-konstruksjon, bestående av stendere samt topp og bunnsvill. Hvis konstruksjonen også inneholder vinduer og dører, består bindingsverket også av losholter samt overdekninger (hvis konstruksjonen er lastbærende) for lastoverføring til stenderne på sidene av vindu/dørutsparingen. Avstanden mellom stenderne kalles senteravstanden. Standard senter avstand er 600 mm, også kalt standard-modul. (Frøstrup, 2004)

2.2.5 Avstivningssystem

Et avstivningssystem består ofte av flere deler, i bygninger hovedsakelig av veggskiver, dekkeskiver og noen ganger avstivende kryss. Veggskiver kan være utført i forskjellige materialer. For eksempel kan en veggskive være et bindingsverk med avstivende plater. Et annet eksempel på en veggskive kan være en betongvegg. Disse veggskivene vil være plassert hensiktsmessig ut, for å oppta kreftene som forsøker å skape en forskyvning. Dekkeskivene i et slikt system kan være etasjeskillene og taket. På samme måte som for veggskivene, vill også dekkeskivene kunne variere i utførelse. Dekkeskivene kan være bjelkelag, med avstivende plater på toppen eller solide materialer som betong eller massivtre. Dekkeskivene skal ta opp de horisontale kreftene, som virker på konstruksjonen.

2.3 Laster

Konstruksjoner må motstå påvirkning fra omgivelsene og miljøet de er oppført i. Disse påvirkningene er grunnlaget for selve dimensjoneringen. Påvirkningene tas høyde for ved at de sees på som laster som virker på konstruksjonen. Etter Eurokoden deles disse lastene inn i henholdsvis; nyttelast, egenlast, snølast og vindlast.

2.3.1 Nyttelast

Nyttelaster er laster som påføres konstruksjonen ved bruk. Slike laster kan være mennesker som oppholder seg i konstruksjonen, eller møbler og annet inventar, som befinner seg i bygningen. Disse lastene er laster som vil variere i henhold til hva konstruksjonen blir brukt til. Eksempelvis vil det være mindre nyttelast i en bolig, kontra i et kontorbygg/industribygg. Nyttelaster for denne oppgaven ble hentet rett fra standarden *NS-EN 1991-1-1*. Det er ingen

utregninger i forbindelse ved dette. Standarden angir nyttelaster etter et kategorisystem. Dette systemet baserer seg på hva konstruksjonen er tenkt brukt til. For nyttelast på gulv, strekker kategoriene seg fra A-D. Gitt at man vet kategorien konstruksjonen befinner seg i, kan det leses av i tabell 6.2 i standarden, hva nyttelasten er. For eksempel kategori A gir nyttelast på gulv lik $2,0 \text{ kN/m}^2$. (STANDARD-NORGE, 2019a)

2.3.2 Egenlast

Egenlast er lasten påført av konstruksjonen selv. Denne lasten vil variere ved valg av materialer i konstruksjonen. For eksempel veier betong mer enn tre. Slike betraktninger må man ta hensyn til ved dimensjonering av konstruksjonen. Det finnes flere måter å finne egenlasten til en gitt konstruksjon. Det som er viktig når bæresystemet skal dimensjoneres, er at det tas høyde for egenvekten til hver enkelt komponent i systemet som skal bæres. For eksempel, hvis det skal dimensjoneres en drager, som skal bære et etasjeskille, må egenvekten til hver enkelt komponent i etasjeskillet tas med. Standarden *NS-EN 1991-1-1* tar høyde for dette, ved at den kommer med egenlaster for enkelte komponenter, eksempelvis trevirke/betong/mm. I denne oppgaven brukes verdier for egenlast hentet fra Sintef Byggforsk 471.031 *Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler*. (BYGGFORSK, 2013)

2.3.3 Snølast

Snølast er, som navnet tilsier, laster påført konstruksjonen som et resultat av snø. Denne lasten vil variere med lokasjonen til bygget. Eksempelvis vil det naturligvis være mer snø i Tromsø enn i Haugesund å ta hensyn til. Snølasten beregnes etter standarden *NS-EN 1991-1-3*. For å finne snølasten som virker på konstruksjonen trenger man å vite den geografiske lokasjonen til konstruksjonen. Dette inkluderer sted samt høyde over havet. Snølasten for den gitte plasseringen kan leses av i det nasjonale tillegget til standarden. Når man har snølasten, kan man så finne karakteristisk snølast på mark og deretter finne snølasten som virker på selve konstruksjonen. Dette gjøres ved hjelp av likninger, som er definert i standarden. I denne oppgaven brukes OS-Prog-Last til å finne snølasten, se punkt 3.7.3 (STANDARD-NORGE, 2018b).

Likningen for snølast på tak: $s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k$

2.3.4 Vindlast

Beregningen av vindlasten som virker på konstruksjonen gjøres etter *NS-EN 1991-1-4*. For å kunne beregne vindlasten, trenger man å vite lokasjonen til bygget samt geometrien av bygget. Dette fordi det vil være lokaleforskjeller etter hvor bygget er lokalisert med tanke på vindhastigheten. I tillegg vil vinden som virker på konstruksjonen endre seg etter høyden på bygget. Når man har funnet den generelle vindlasten, kan man regne ut hva vindlasten er i de forskjellige sonene. Bygget deles i henhold til standarden i ulike soner hvor vinden virker forskjellig alt etter som hvilken retning vinden blåser fra. Standarden definerer to hovedretninger, 0 og 90 grader på bygget. I denne oppgaven brukes OS-Prog-Last, se punkt 3.73 (STANDARD-NORGE, 2009).

Likninger:

- Referansevindhastighet:

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

- Vindhastighetstrykket:

$$q_p(z) = k_w \times v_b^2$$

2.3.5 Skjevstillingslast – Geometriskeavvik

Beregningene av skjevstillingslastene som funker på konstruksjonen gjøres etter *NS-EN 1992-1-1*. Beregningene gjøres etter den standarden selv om materialene i denne oppgaven ikke er betong. Dette fordi at tre standarden *NS-EN 1995* ikke har noen metodikk som tar høyde for skjevstillingslaster. Disse skjevlastene kommer av at man antar at konstruksjonsdeler ikke vil være 100% korrekt plassert over hverandre. Dette skaper en skjevhet i konstruksjonen, og bør tas med i dimensjoneringen av avstivningssystemet. For å finne disse skjevstillingslastene, følger denne oppgaven prosedyren gitt i *NS-EN 1992-1-1* punkt 5.2. (STANDARD-NORGE, 2018a)

Likninger:

- Virkningen på avstivningssystemet, 5.4:

$$H_i = \theta_i \times (N_b - N_a)$$

- Virkningen på dekkeskive, 5.5:

$$H_i = \theta_i \times (N_b - N_a) / 2$$

- Virkningen på takskive, 5.6:

$$H_i = \theta_i \times N_a$$

2.3.6 Etasjereduksjonsfaktor

Hvis konstruksjonen er større enn 2 etasjer, kan det i henhold til *NS-EN 1991-1-1* benyttes en etasjereduksjonsfaktor for å redusere lasten som virker i søyler og vegger. Faktoren kan ikke brukes i sammen med arealreduksjonsfaktoren og motsatt. Faktoren bygger på antall etasjer i konstruksjonen, samt kategorien konstruksjonen befinner seg i. (STANDARD-NORGE, 2019a)

Likning:

- Etasjereduksjonsfaktor, 6.2:

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \times \psi_0}{n}$$

2.3.7 Arealreduksjonsfaktor

I henhold til *NS-EN 1991-1-1 NA.6.3.1.2(10)* kan det benyttes en arealreduksjonsfaktor, hvis bæresystemet i konstruksjonen må bære lastfelt som er større eller lik 30m². I denne oppgaven er største lastfelt mindre enn 30m², hvilket betyr at arealreduksjonsfaktoren ikke benyttes. (STANDARD-NORGE, 2019a)

2.3.8 Bruddgrensetilstand

Konstruksjoner skal i henhold til *NS-EN 1990* dimensjoneres i bruddgrensetilstand. Dette er gjort ved å dimensjonere etter den dimensjonerende lasten. Standarden legger til grunn to likninger, som kan brukes for å finne denne dimensjonerende lasten. De nevnte to likninger er: *6.10a* og *6.10b*. Det er to likninger fordi man i noen tilfeller har større egenlast, enn nyttelast. I de tilfeller der det er større egenlast bruker man ofte likning *6.10a*. Det skal uansett velges den lasten, som gir det verste tilfellet. Dette gjøres enkelt ved å bruke begge

likningene, hvor man da ser hvilken likning som gir den største lasten. (*STANDARD-NORGE, 2016*)

Likningene:

- 6.10a:

$$1,35 \times G_{k,j} + 1,5 \times \Psi_{0,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i>1} 1,5 \times \Psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

- 6.10b:

$$1,2 \times G_{k,j} + 1,5 \times Q_{k,1} + \sum_{i>1} 1,5 \times \Psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

2.3.9 Ulykkestilstand

Konstruksjoner skal til en vissgrad kunne motstå brann. Det vil si, konstruksjonen skal kunne motstå et brannforløp i en tidsbegrenset periode. For at konstruksjoner skal kunne klare dette, kontrolleres konstruksjonen i det standarden kaller *ulykkestilstanden*. I ulykkestilstanden brukes det en annen dimensjonerende last, enn den man bruker i *bruddgrensetilstanden*. Standarden definerer to likninger for denne dimensjonerendelasten, *6.11a* og *6.11b*. Hvor denne oppgaven benytter seg av *6.11b*. (*STANDARD-NORGE, 2016*)

Likningen:

- 6.11b:

$$G_k + (\Psi_{1,1} \text{ eller } \Psi_{2,1}) \times Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

2.3.10 Bruksgrensetilstand

Etter dimensjoneringen i bruddgrense- og ulykkestilstand er gjennomført, kontrolleres valgt dimensjon i bruksgrensetilstanden. Det er ved bruk av konstruksjonen at de største nedbøyninger/utbøyinger vil oppstå. Derfor kontrolleres konstruksjonen for disse nedbøyningene. For å kunne gjøre dette, er det i standarden definert ett sett med likninger for lastkombinasjon i bruksgrensetilstand. (*STANDARD-NORGE, 2016*)

Likningene:

- Karakteristisk kombinasjon (brukes vanligvis ved irreversible tilstander),

6.14b:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

- Ofte forekommende kombinasjon (brukes vanligvis ved reversible tilstander),

6.15b:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

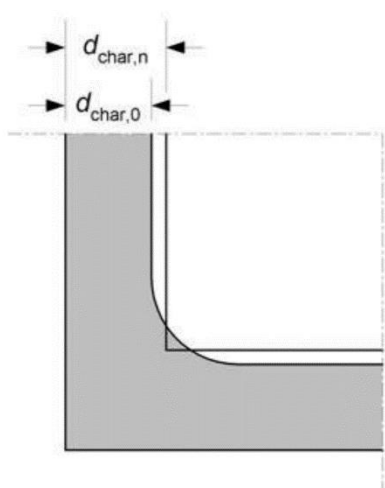
- Kvasi-permanent kombinasjon (brukes vanligvis for langtidsvirkninger),

6.16b:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

2.4 Brann

2.4.1 Brann i tre generelt



Figur 3:

Forkulningsdybde $d_{char,n}$ og $d_{char,0}$ (STANDARD-NORGE, 2010).

Tre brenner godt, men jevnt. Siden forbrenningen er jevn, er det relativt forutsigbart hvor fort forkulningen av treverket skjer.

Forkulningshastigheten er i standardene, og spesifikt for denne oppgaven; standarden NS-EN 1995-1-2 navngitt β_0 for

endimensjonale forkulninger og β_n for nominell forkulning. β_0

og β_n varierer over forskjellige tref typer og produkter. Denne

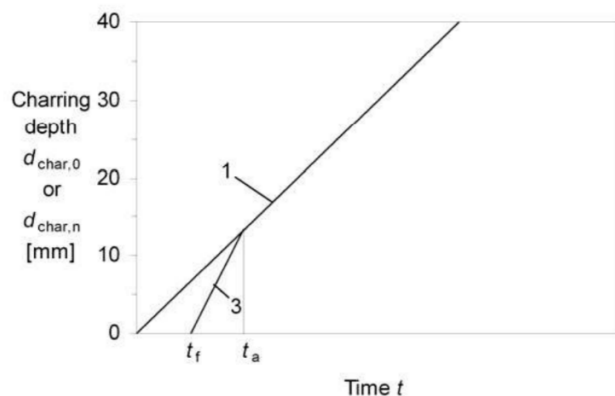
oppgaven benytter seg av tre forskjellige produkter, limtre, standard konstruksjonsvirke og massivtre. Bjelker og dragere

som er eksponert for brann fra flere enn en side, benytter man

seg av β_n for å finne forkulningsdybden $d_{char,n}$, da β_n tar høyde

for noe ekstra forkulning i hjørner på tverrsnittet, se Figur 3.

Om de bare er eksponert fra en side, benyttes β_0 for å finne $d_{char,0}$ (Treteknisk, 2021; STANDARD-NORGE, 2010).

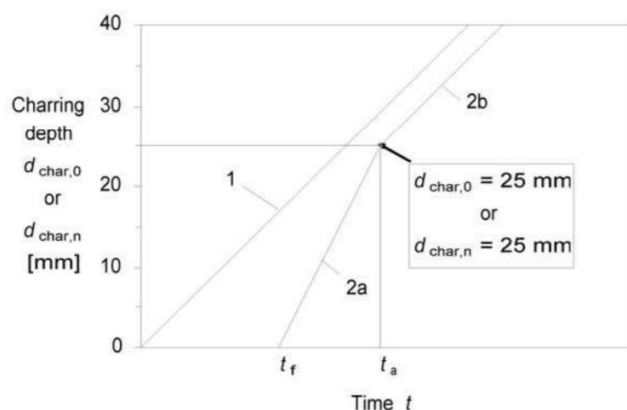


Key:

- 1 Relationship for members unprotected throughout the time of fire exposure for charring rate shown in table 3.1
- 3 Relationship for initially protected members with failure times of fire protection t_f and time limit t_a smaller than given by expression (3.8b)

Figur 4:

Variasjon i forkulningsdybde når $t_{ch}=t_f$ og forkulningen ved tiden t_a er mindre enn 25mm (STANDARD-NORGE, 2010).



Key:

- 1 Relationship for members unprotected throughout the time of fire exposure for charring rate β_n (or β_0)
- 2 Relationship for initially protected members after failure of the fire protection
 - 2a After the fire protection has fallen off, charring starts at increased rate
 - 2b After char depth exceeds 25 mm charring rate reduces to the rate shown in table 3.1

Figur 5:

Variasjon i forkulningsdybde når $t_{ch}=t_f$ og forkulningen ved tiden t_a er større enn 25mm (STANDARD-NORGE, 2010).

Der det er benyttet brannbeskyttende plater, forutsetter denne oppgaven at tiden forkullingen starter t_{ch} er lik nedfallstiden til platene t_f . Dette gir to mulige brannsenarioer, den første hvor forbrenningen i tidsrommet mellom t_f og t_a er ≤ 25 mm (se Figur 4) og den andre hvor forbrenningen i det samme tidsrommet er ≥ 25 mm (se Figur 5).

2.4.2 Brann i tre-bjelkelag

Denne oppgaven benytter seg av anneks C i NS-EN 1995-1-2 for beregning av brannmotstanden til et bjelkelag i tre. For å kunne benytte seg av dette tillegget i standarden, stilles det noen spesifikke krav til konstruksjonen. Det kreves at mellomrommet mellom bjelkene er fullstendig isolert. Altså kan det ikke være noen luftlommer uten isolasjon. Bjelkene må også være avstivet mot vipping, dette kan enten være plater på den ueksponerte siden eller kubbinger mellom bjelkene. (STANDARD-NORGE, 2010)

For å forhindre at isolasjonen mellom bjelkene ramler ned når de brannisolerende platene ramler ved tiden $t_{ch} = t_f$ må det gjøres noen tiltak. I beregningseksemplene i boken «*Brandsäkra trähus*» blir det benyttet akustikkprofiler til å holde igjen isolasjonen mellom bjelkene. Det kan også benyttes netting, eller tilsvarende. I denne oppgaven blir det benyttet lydisolerende bøylor, og ikke tverrgående akustikkprofiler. Som en forenkling, antas det benyttet en innretning slik at isolasjonen blir værende under hele brannforløpet. (Östman *et al.*, 2002)

2.4.3 Brann i bjelker og dragere av stål

Temperaturberegninger gjøres i denne oppgaven med forenklede formler for temperaturutviklingen i isolerte komponenter etter den tidligere standarden NS 3472 fra 2001, gjengitt i Harald Fallsens kompendium i «*Dimensjonering av stål konstruksjoner*». Spesifikt $\theta_{a,30}$ temperaturformelen for R30. (Fallsen, 2017a)

$$\theta_{a,30} = 218 \times \left[\left(\frac{A_p}{V} \times \frac{\lambda_p}{d_p} \right)^{0,2} - 2,79 \right]$$

2.5 Vibrasjoner

Vibrasjoner i bygninger ender ofte opp som et dimensjonerende punkt, og er som regel et vanskelig tema. I denne oppgaven benytter beregninger seg av teori utarbeidet av Hu, gjengitt i «*Kriterier for opplevde vibrasjoner i etasjeskillere*» av Anders Homb. Mer spesifikt benyttes det et kriterium som tar høyde for frekvenser og nedbøyninger samtidig for beregninger av bjelkelaget. (Homb, 2007)

2.6 Bygningsfysikk

2.6.1 Varmeisoleringssevne: U-verdi

U-verdi eller varmegjennomgangskoeffisienten, er en betegnelse for en størrelse som beskriver varmeisolasjonsegenskapene til sjikt-oppbygde konstruksjoner. Den kan beskrives med formelen:

$$U = \frac{1}{R_{tot}}, \text{ hvor } R_{tot} = \sum R_i, \text{ og } R_i \text{ er varmemotstanden til det enkelte sjikt i}$$

konstruksjonen. $R_i = \frac{t}{\lambda}$, hvor t er tykkelsen på sjiktet og λ er varmekonduktiviteten til materialet som sjiktet består av. Størrelsen sier noe om en konstruksjons varmeisolasjonsevne, og er en størrelse som blir kontrollert opp imot TEK17 for å se om konstruksjonen yter de kravene som stilles. U-verdien kan også brukes for å beregne varmeeffektbehovet til en bygning. (Thue, 2016)

2.6.2 Luftlyd og trinnlyd

TEK17 stiller krav til lydisoleringen i en rekke bygninger. Disse kravene varierer i henhold til hva bygningen er tenkt brukt til. Kravene er definert ut ifra lydklasser, forklart i punkt 2.7.2 *Lydklasse*. Ut fra lydklassen defineres kravene til hvor mye et element i en konstruksjon må stoppe lydgjennomtrenging. Det er denne evnen til å isoler mot lyd som blir målt.

Det er to typer lydisolering som blir aktuelt, det er luftlydisolasjon R_w og trinnlydisolasjon $L_{n,w}$. Det å overholde disse kravene er viktig for at støy ikke skal overføres fra en boenhet til en annen. Det er også viktig å definere lydmotstanden i en tidlig fase i dimensjoneringen for å sikre seg mot uforutsett økning av egenvekt på dekket. (BYGGFORSK, 2009)

2.7 Lover og forskrifter

2.7.1 Plan og bygningsloven

Plan og bygningsloven, heretter referert til som PBL er bestemmelser i form av regler for hvordan arealer skal brukes, hvordan byggesaker skal behandles og hvordan byggearbeider skal utføres og kontrolleres. (lovdata.no, 2021)

2.7.2 Byggetekniskforskrift

Byggetekniskforskrift, heretter referert til som TEK17 er på mange måter en konkretisering av plan og bygningsloven, da den stiller både konkrete funksjons- og ytelseskrav til byggverk. Disse kravene omhandler blant annet planlegging av prosjekter, utføring, kvalitet, sikkerhet, og universellutforming med mere. På denne måten sørger TEK17 for at bygninger blir utformet på en sikker og forsvarlig måte. (TEK17, 2017; Edvardsen og Ramstad, 2014)

Denne oppgaven benytter seg av flere deler av TEK17. Under er det satt opp to punkt med preaksepterte ytelser, som ikke har fått sitt eget delkapittel.

- Takhøyde i boliger: 2,4 meter §12-7 ledd 1.
- Korridorer i bygninger: 1,5 meter §12-6 ledd 4.

2.8 Klassifiseringer

2.8.1 Lydklasse

Lydklasser brukes for å klassifisere konstruksjonens lydisolerende egenskaper. I henhold til NS-8175 finnes det fire lydklasser. Klassene er navngitt med bokstavene A til og med D, hvor A er den strengeste klassen. I *Tabell 2* nedenfor forklares lydforholdene i den enkelte klasse. (STANDARD-NORGE, 2019b)

Tabell 2

Klasse	Om klassen
A	Tilsvarende spesielt gode lydforhold der berørte personer kun unntaksvis blir forstyrret av lyd og støy
B	Tilsvarende meget gode lydforhold, men berørte personer kan bli forstyrret av lyd og støy til en viss grad.
C	Tilsvarende tilfredsstillende lydforhold for en stor andel berørte personer.
D	Tilsvarende lydforhold der en stor andel av berørte personer kan forvente å bli forstyrret av lyd og støy.

NS-8175:2019

Lydklasser (STANDARD-NORGE, 2019b).

For studentboliger som oppfyller §1-2 6 og 7 ledd i TEK17, er det i henhold til §13-6 tilstrekkelig luftlydisolasjon i konstruksjonen om $R'_w = 48 \text{ dB}$. For resterende krav til lydforhold, herunder trinnlyd og støy fra utendørskilder, gjelder §13-6 ledd 1. I veiledningen til dette leddet, viser forskriften til standarden *NS-8175: Lydforhold i bygninger - Lydklasser for ulike bygningstyper*. (TEK17, 2017)

2.8.2 Risikoklasse og brannklasse

I TEK17 stilles det i henhold til kapittel 11, krav til sikkerhet ved brann i bygninger. For å sikre at bygninger er utført på en sånn måte, at sikkerheten til personer som oppholder seg i bygningene er i varetatt, sorteres byggene etter risikoklasse (se *Tabell 3*) og brannklasse (se

Tabell 4). For å sikre konstruksjonens bæreevne, bruker man i prosjekteringen og utføringen av konstruksjonen brannklassene. Klassene er delt inn etter konsekvensene en brann i konstruksjonen medfører for helse, liv og miljø. TEK17 oppgir preaksepterte ytelser til og med brannklasse 3.

Tabell 3

Risikoklasser	Byggverk kun 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

Risikoklasser (TEK17, 2017).

Tabell 4

Brannklasse	Konsekvens
1	Liten
2	Middels
3	Stor
4	Særlig stor

Brannklasser (TEK17, 2017).

2.9 SINTEF Byggforsk

Byggforsk er et oppslagsverk for dokumenterte anvisninger av forskjellige bygningskonstruksjoner, som er i henhold til TEK17. Serien inneholder rundt 800 anvisninger. Byggforsk blir produsert og utgitt av SINTEF. SINTEF er et uavhengig forskningsorgan, som ble stiftet i 1950 av Norges Tekniske Høgskole. NTH er i dag en del av NTNU. (Byggforsk, 2021; SINTEF, 2021)

2.10 Eurokode/Norsk Standard

For å tilfredsstillte ytelser i TEK17 må de valgte løsninger/ytelser dokumenteres. En måte å dokumentere slike ytelser på er å følge standarder, som tilfredsstiller kravene i nevnte forskrift. Norsk Standard er den førende nasjonale utgiver av standarder i Norge. Det er frivillig å benytte seg av denne løsningen. Velger man å ikke følge den, kan det dokumenteres på andre måter. Det finnes mange forskjellige standarder. Eksempler på slike standarder kan være for dimensjonering av trekonstruksjoner, gjelder NS-EN 1995 «Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner», som igjen bygger på NS-EN 1990 «Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner». (Edwardsen og Ramstad, 2014)

Eurokoden er grunnlaget for de nasjonale standardene. De er identiske med originalen, men ofte utgitt med nasjonale tillegg. Et eksempel er «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne vindlaster». Denne Eurokoden kommer i Norge med et nasjonalt tillegg, hvor man finner vindhastigheter forskjellige steder i landet. (STANDARD-NORGE, 2009)

Eurokoden kan heretter bli referert til som «standarden», eller «NS-EN» eller tilsvarende.

2.11 Statistikkgrunnlag

Det statistikkgrunnlaget oppgaven benytter seg av, er hentet inn fra SSB. Statistisk sentralbyrå er en uavhengig institusjon, som samler inn og gir ut offisiell statistikk i Norge. Byrået gir ut statistikk på mange fagområder, blant annet bygg og anlegg, skog-data samt mye mer. (Statistisk sentralbyrå, 2021)

2.12 Programvare

2.12.1 Excel

Excel er et data program for beregninger generelt. Det fungerer som en digital regnebok, hvor man oppretter egne regneark. I disse regnearkene kan man gjøre beregninger. Utover å være en digital regnebok, har Excel mange smarte og avanserte funksjoner for beregning i regnearket. Excel er en del av Office pakken til Microsoft. Denne pakken inneholder det meste man trenger for å være produktiv på en datamaskin. Office-pakken anno 2021 heter «Office 365». (Microsoft, 2016)

2.12.2 Revit

Autodesk Revit er et BIM-verktøy. BIM står for bygningsinformasjonsmodellering. Med dette verktøyet kan man lage digitale modeller av bygninger. Ut av disse modellene kan man igjen lage alle mulige bygningstegninger, for eksempel plantegninger eller detaljtegninger. Videre kan man hente ut informasjon om materialer fra denne modellen, til eksempel mengder av materialer brukt i bygget. Revit brukes av arkitekter for å lage konsepter, som ingeniører igjen kan bruke til å realisere ved dimensjonere konseptet for den virkelige verden.

FocusRAT er en utvidelse til Revit. Utvidelsen legger til flere funksjoner, som Revit ikke kommer med i utgangspunktet. Eksempler på slike funksjoner kan være; eksport av tabeller til Excel, prosjekt maler, og et material/modell bibliotek mm.

2.12.3 OS-prog

OS-prog er en programvare serie laget av sivilingeniør Ove Sletten. Serien består blant annet av programmet Lastberegning. Dette programmet tar for seg dimensjoneringen av snø- og vindlaster ved å velge lokasjon og byggets dimensjoner.

2.13 Bærekraft og miljø

2.13.1 FNs bærekraftsmål



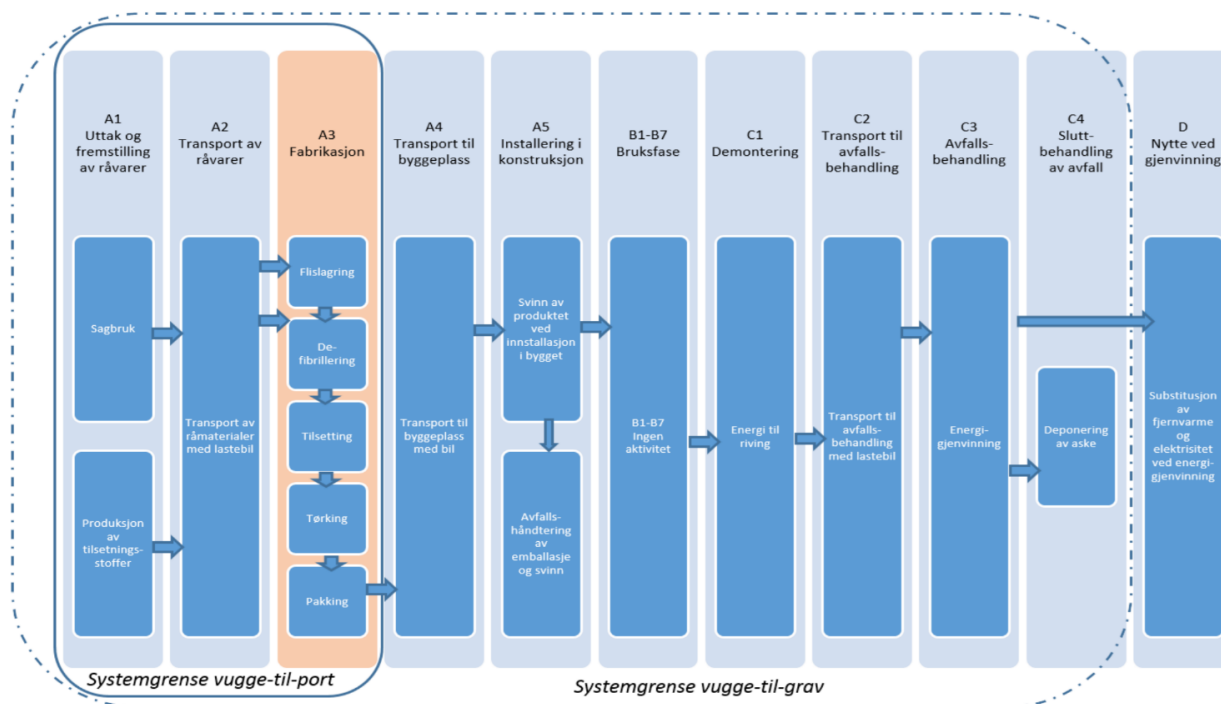
Figur 6:

De forente nasjoners bærekraftsmål (FN, 2021b).

De forente nasjoner, også kjent under akronymet FN, har utarbeidet 17 bærekraftsmål. Disse bærekraftsmålene har til hensikt å «...utrydde fattigdom, bekjempe ulikhet og stoppe klimaendringene innen 2030»(FN, 2021a).

Av disse 17 bærekraftsmålene som Figur 6 viser, er det et mål som er spesielt interessant for denne oppgaven. Mål nummer 12 – Ansvarlig forbruk og produksjon. I beskrivelsen til dette målet er det to hovedpunkter som trekkes fram. Overforbruk og bærekraftig livsstil. Overordnet handler det om å redusere overforbruk, altså få mer igjen av de ressursene som brukes. Dette er noe som også må oppnås på enkeltperson nivå, og ikke bare store organisasjoner. Selve målet er oppdelt i 11 underordnede delmål, hvor i delmål 12.2 heter det at «Innen 2030 oppnå bærekraftig forvaltning og effektiv bruk av ressurser» (FN, 2021a).

2.13.2 EPD



Figur 7:

Typisk livsløp til et produkt (Hunton, 2017).

EPD står for: Environmental product declaration. På norsk kalles dette for en miljødeklarasjon. Det er et kortfattet dokument, som viser produktets påvirkning av miljøet i form av et kalkulert livsløp. EPD sørger for transparente, objektive, og sammenlignbare miljøegenskaper på tvers av produkter. Alle EPDer er utarbeidet etter internasjonale standarder. (epd-norge.no, 2021)

Figur 7 viser overordnet et typisk livsløp til et produkt, og de forskjellige kategoriene/delene av livsløpet. Under er de forskjellige delene listet med et eksempel (produksjon av trevirke):

- A1 Uttak og fremstilling av råvarer
Dette kan for eksempel være felling av trær.
- A2 Transport av råvarer
Dette er transporten av trærne.
- A3 Fabrikasjon
Her bearbeides trærne, og det produseres for eksempel panel av dem.

- A4 Transport til byggeplass
Punktet er selvforklarende.
- A5 Innstallering i konstruksjon
For eksempel montering av utvending kledning (panel).
- B1-B7 Bruksfase
Dette er all den tid kledningen står montert på bygget.
- C1 Demontering
Navnet er selvforklarende.
- C2 Transport til avfallsbehandling
Punktet er selvforklarende.
- C3 Avfallsbehandling
Utslipp ved avfallshåndtering, for eksempel sortering eller brenning.
- C4 Sluttbehandling av avfall
Deponering av avfall/aske.
- D Nytte ved gjenvinning
Ved brenning hentes det ut energi fra produktet, som kan brukes til oppvarming.
Denne kategorien tar høyde for dette.

3 Metode

3.1 Fremgangsmåte

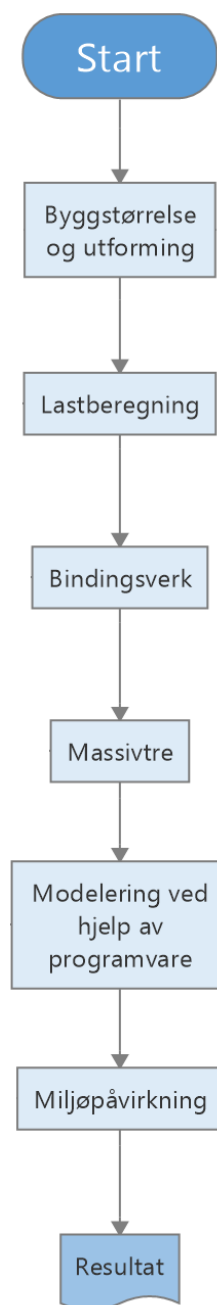
Utgangspunktet for oppgaven var å definere to like bygg i henholdsvis standard konstruksjonsvirke og massivtre, i to og fire etasjer. Etter hvert i dimensjoneringen gjorde vi oppdagelser på begrensninger i konstruksjonsvirkets kapasiteter i bjelkelaget. Dette medførte at vi ønsket å sjekke flere forhold og muligheter innenfor det samme grunndesignet på bygget. Derfor ble også en modell med stål i bjelkelaget introdusert, i tillegg til at en kombinasjonsmodell av konstruksjonsvirke i vegg, og massivtre i dekke. Stål ble introdusert for å prøve å skape et mer konkurransedyktig bjelkelag ovenfor massivtre, enn hva bjelkelaget i konstruksjonsvirke viste seg å være, innenfor de gitte forutsetningene.

Gruppen så selv på valget om å introdusere stål som litt kontroversielt, med tanke på spørsmålet om bærekraft. Allikevel var man interessert i å se hva dimensjoneringen ville vise.

Fremgangsmåten for dimensjoneringen er satt opp stegvis i de påfølgende punktene i dette kapitlet, som vist i *Figur 8*.

Det ble tatt mye hensyn til bygningsfysikken før dimensjoneringen ble gjort. Dette inkluderte U-verdiberegning og valg av lyd-bjelkelag, siden egenlasten ble påvirket av disse.

Når dimensjoneringen var ferdig ble alle modellene satt opp i Revit, hvor tallgrunnlag for volum av materialer brukt, ble beregnet. Disse volumverdiene er tallene som ble valgt som sammenligningsgrunnlag på tvers av modellene.



Figur 8:
Fremgangsmåte.

3.2 Byggstørrelse og utforming



Figur 9:

Bygg størrelse og utforming.

Figur 9 viser delstegene som er listet, og beskrevet i dette del kapitlet. Figuren illustrerer fremgangsmåten kronologisk.

3.2.1 Utforming

For å finne en relevant størrelse på bygget, tok man utgangspunkt i statistikken fra SSB. Deretter diskuterte man innad i bachelorgruppa, som igjen førte fram til en byggstørrelse.

3.2.2 Tverrsnitt

Hensikten med dette del steget, var å finne et utgangspunkt for egenlastberegningene. Det ble bestemt at etasjeskillet også skulle skille boliger fra hverandre. Da dette valget medførte strengere lydkrav, måtte det lages et tverrsnitt som tilfredstilte dette kravet. For å slippe å gjøre lydberegninger, ble det benyttet løsninger beskrevet i Byggforsk seriens datablad: henholdsvis 522.512 og 522.891. Taket og ytterveggene har ikke samme kravene til lyd, men krav om at de skal ha en viss varmemotstand. Disse delene ble derfor kontrollert for varmemotstand ved en enkel u-verdi beregning. Se *Vedlegg 29.6* for valgt tverrsnitt.

3.2.3 Modeller

I et forsøk på å holde orden på de forskjellige modellene i oppgaven, ble de nummerert. Det er fem forskjellige modeller i oppgaven. Under er de forskjellige modellene navngitt og listet.

- BKL-2: Bindingsverk av konstruksjonsvirke, bærende dragere og søyler av limtre, 2-etg.

- BKL-4: Bindingsverk av konstruksjonsvirke, bærende dragere og søyler av limtre, 4-etg.
- BKS: Bindingsverk av konstruksjonsvirke og bærende dragere av stål.
- MVD: Massivtre i alle bærende vegger og dekker.
- KBM: Kombinasjon av bindingsverksvegger og massivtredekker.

3.2.4 Antall etasjer

For å finne antall relevante etasjer å kontrollere over, dimensjonerte man BKL-2 og -4 over 2 og 4 etasjer.

3.3 Lastberegning



Figur 10:

Lastberegning.

Framgangsmåten for å finne de dimensjonerende lastene er lik for begge metodene (bindingsverk i punkt 3.4, og massivtre i punkt 3.5) se *Figur 10*.

3.3.1 Egenlast

Med utgangspunkt i tverrsnittene man fant i punkt 3.2.2, ble det gjort beregninger av egenlasten til de forskjellige tverrsnittene. Disse beregningene ble foretatt i Excel. Her listet man opp de forskjellige komponentene i tverrsnittet, hvor egenlasten til de forskjellige komponentene så ble summert (*Vedlegg 29*).

3.3.2 Nyttelast

Konstruksjonen er ment å brukes til boligformål. Utfra tabell NA.6.1, og tabell NA.6.2 i NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 ble brukskategori, og karakteristisk nyttelast bestemt. Hvor tabell NA.6.1 er for brukskategorien, og tabell NA.6.2 er for Nyttelaster.

3.3.3 Snølast og Vindlast

For å finne karakteristiske lastverdier for snø og vind, ble Ove Slettens program Lastberegning brukt. Programmet trengte input om lokasjon, høyde over havet, og omkringliggende terreng. I tillegg var det nødvendig med byggets fysiske størrelser og takvinkel for beregningen. Gjøvik Stasjon ble brukt som en omtrentlig plassering av bygg. Dette ga på en enkel måte et sikkert tall på høyde over havet, og ga en terrengruhetsklasse som kunne velges ut fra programmets beskrivelse.

Etter at alt av innputt ble lagt inn i programmet, ble beregningen gjort og lagt i et dokument, et for snølast, og et for vindlast (*Vedlegg 25-28*).

3.3.4 Skjevstillingslast: Geometriske Avvik

For å avstive modellene, ble det tatt utgangspunkt i en skjevstillingslast. Skjevstillingslasten blir kun benyttet i sammenheng med dimensjoneringen av avstivingsystemet. Beregningen av denne lasten ble gjort i samsvar med nevnte dimensjonering. Excel ble benyttet for beregningen. Skjevstillingslastene tar utgangspunkt i de dimensjonerende lastene. Med bakgrunn i teorien beskrevet i punkt 2.3.5, fant man skjevstillingslasten som virket på etasjeskillet(dekkeskiven), taket og veggskivene. For å se beregningene som ble gjort, se *Vedlegg 20-21*.

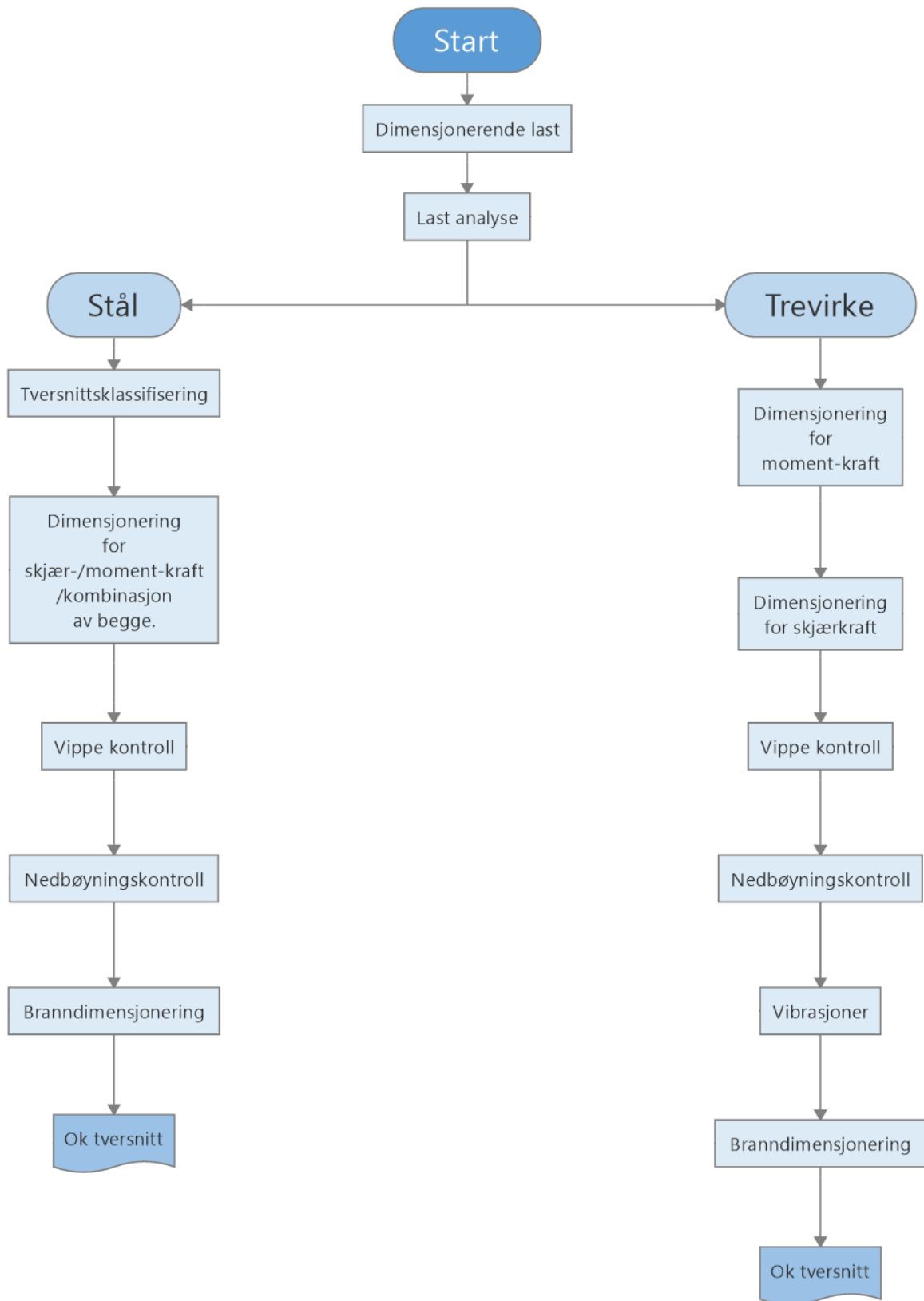
3.4 Bindingsverk

I dette delkapitlet vil metoden for dimensjoneringen av modellene med bindingsverk beskrives. Alle delstegene i dimensjoneringsprosessen bygger på Harald Fallsens Kompendium «*Dimensjonering av trekonstruksjoner*» (Fallsen, 2017b). Bakgrunnen for dette valget er at kompendiet følger en ryddig, helhetlig, og oversiktlig steg for steg metodikk for dimensjonering i trevirke. Dette gjorde det enklere å få med seg alle vesentlige aspekter ved dimensjoneringen i henhold til *NS-EN 1995*.

På grunn av størrelsen på spennene og bygget generelt, samt egenlasten til selve etasjeskillet, var det vanskelig å komme fram til en god løsning for bindingsverkmodellen. Det ble først laget en bindingsverksmodell utført med konstruksjonsvirke og limtre (BKL-2/-4). Deretter ble det laget en med konstruksjonsvirke og stål (BKS). Til slutt tok man det beste fra MVD (beskrevet i punkt 3.5) og det beste fra BKL og BKS, for så å lage en kombinasjon av de to, KBM.

3.4.1 Etasjeskille og tak

Dimensjoneringen av etasjeskille, og tak er gjort ved å dimensjonere gulv- og takbjelkene av standard konstruksjonsvirke. De langsgående bærende dragerne er dimensjonert i limtre for BKL-2/-4. Stål ble benyttet for dragerne i BKS. Dimensjoneringen for bjelkene og dragerne følger den samme prosedyren med små forskjeller. Håndberegningene tar utgangspunkt i verste tilfellet ved dimensjoneringen, altså ses kantbjelker bort i fra. Med andre ord, den bjelken som må bære det største lastfeltet. *Figur 11* under viser stegene i prosedyren for både stål og trevirket. Se *Vedlegg 6,7,10 og 11* for selve beregningene.



Figur 11:
Metode for bjelke/drager dimensjonering.

Stegene som diagrammet i *Figur 11* viser:

- **Dimensjonerende last**

All dimensjonering som er gjort, startet med å finne den dimensjonerende lasten q_d .

Denne lasten ble funnet ved hjelp av teorien beskrevet i punkt 2.3.8, og lastene beskrevet i punkt 3.3. Ved hjelp av q_d var det mulig å finne V_{Ed} og M_{Ed} .

- **Lastanalyse**

For å sikre at bjelken tålte den verste påførte lasten, var det viktig å lokalisere hvor største moment- og skjærkraft opptrådte på bjelken. I noen tilfeller ble det også laget noen skisser for å illustrere både kreftene, og hvor de var lokalisert.

- **Tverrsnittklassifisering**

Gjelder bare for stål: For å kunne dimensjonere stålbjelken måtte bjelkens tverrsnitt klassifiseres. Bakgrunnen for dette, var at metoden for selve dimensjoneringen ville variere noe etter hvilken klasse tverrsnittet befant seg i.

- **Dimensjonering for momentkraft.**

For trevirke gjelder: Det ble tatt utgangspunkt i det største dimensjonerende momentet M_{Ed} . Bjelketverrsnittet måtte motstå den største bøyepeningen σ_d . Først fant man motstandsmomentet $W_{y,\min}$, og deretter var det enkelt å finne minimumshøyden h_{\min} .

Når man hadde funnet minimumshøyden, ble det valgt et tverrsnitt med større eller lik høyde. Dette tverrsnittet ble så kontrollert, ved at å sjekke om opptredenene bøyepening σ_d var mindre enn bøyefastheten $f_{m,d}$. Til slutt sørget man for at restkapasiteten var rundt 9-10%.

For stål gjelder: For å finne et ståltverrsnitt, ble motstandsmomentet $W_{y,\min}$ funnet på tilnærmet samme måte som for trevirket. Til forskjell fra metoden for trevirket, ble $W_{y,\min}$ brukt for å finne et tverrsnitt med større eller likt motstandsmoment i TABELL 1.3 i «STÅLKONSTRUKSJONER – PROFILER OG FORMER» (Larsen, 2003).

- **Dimensjonering for skjærkraft.**

For trevirke gjelder: I dette steget, ble tverrsnittet fra foregående steg kontrollert for den største opptredenene skjærkraften V_{Ed} . Med utgangspunkt i skjærkraften ble minimumsarealet A_{min} funnet. Deretter ble arealet A kontrollert til valgte tverrsnitt var større eller lik A_{min} . Så ble det gjort en restkapasitetskontroll.

For stål gjelder: På samme måte som for trevirket, ble minimums arealet A_{min} funnet.

Deretter ble det sørget for at arealet A for tverrsnittet var større. Til slutt ble det utført en skjærspenningskontroll, og en restkapasitetskontroll.

- **Vippekontroll.**

Bjelken funnet i de foregående stegene ble kontrollert for vipping. Målet var å sørge for at man hadde en bjelke som ikke kunne vippe ut, og dermed føre til en svikt i modellen. Hvis det var fare for vipping, ble det gjort et valg om enten å øke tverrsnittet, eller stive av bjelken for vipping.

- **Nedbøyningskontroll.**

Dette steget tok for seg nedbøyningen. Det ble utført en kontroll for å sikre at valgte tverrsnitt klarte et nedbøyningskrav. Hvor kravet var $\delta_m < w < L/300$, og δ_m var nedbøyningen som oppstod på grunn av de påførte lastene. L var lengden på bjelken. Skulle ikke bjelken klare kravet, brukte man samme logikk som i de øvrige stegene.

- **Vibrasjoner**

Dette punktet er bare utført på bjelkelaget i etasjeskillet, altså ingen dragere er kontrollert for vibrasjoner. Det var et viktig og vanskelig steg i dimensjoneringsprosessen. Her skulle valgte tverrsnitt motstå vibrasjoner etter kriteriet $f/\Delta^{0,44} > 18,7$. f var egenfrekvensen til etasjeskillet, og Δ var nedbøyningskravet under 1 kN punktlast midt i spennet (se punkt 2.5). Med utgangspunkt i kriteriet, fant man nødvendig annet treghetsmoment $I_{n\ddot{o}dv}$ etter formel utledet av Fallsen i «Dimensjonering av trekonstruksjoner» (Fallsen, 2017b). Utfra nødvendig treghetsmoment fant man minimumshøyden h_{min} . Steget ble avsluttet med å finne restkapasiteten.

- **Branndimensjonering.**

Først ble momentkraften $M_{Ed,fi}$, og skjærkraften $V_{Ed,fi}$ funnet i ulykkestilstanden. Neste steg var forskjellig for stål og trevirke.

For trevirke gjelder: Både bjelkelaget i etasjeskillet/tak og bærende drager av trevirke ble kontrollert for brann. Metodikken var i prinsippet det samme for bjelkelaget som for drageren. Forskjellen i metodikken ligger i at dimensjoneringen av bjelkelaget fulgte ankes C i NS-EN 1995-1-2 (se punkt 2.4.3). Først ble nedfallstiden t_{ch} til gipsplatene funnet, samt startpunktet for siste forbrenningsfase t_a . Med disse tidene kunne man finne forkullingsdybden d_{eff} , som igjen ga resttversnittet A_{rest} og resterende motstandsmoment $W_{y,rest,fi}$. Deretter ble kontrollene $W_{y,min,fi} \leq W_{y,rest,fi}$ og $A_{min,fi} \leq A_{rest}$ utført, og avslutningsvis kalkulert restkapasitet.

For stål gjelder: Ståldrageren ble på samme måte som for trevirke, kontrollert at den klarte å motstå kreftene $M_{Ed,fi}$ og $V_{Ed,fi}$. Til forskjell fra trevirket, ble ståldrageren også kontrollert for disse kreftene ved kritisk temperatur $\theta_{a,cr}$.

3.4.2 Vegger og søyler

For dimensjoneringen av vegger/stendere og søyler, utføres veggene i standard konstruksjonsvirke og søylene i limtre. Dimensjoneringen for begge materialene følger de samme prosedyrene etter NS-EN 1995-1-1, på tilnærmet samme måte som for dimensjoneringen av etasjeskillet. Hovedforskjellen mellom dem er at vegger/søyler som regel må kunne motstå store trykkrefter, heller enn store momentkrefter. Eventuelle forskyvninger vil bli tatt hånd om i dimensjoneringen av avstivningssystemet, se punkt 3.4.3. Vedlegg 8, 9, 12, 13, og 14 viser beregningene gjort etter metodikken i dette delsteget.



Figur 12:

Vegger og søyler.

Som *Figur 12* viser, følger vegg/søyle dimensjoneringen fire steg:

- **Lastfelt**

De første stegene innebar å finne ut hvor stor last hver enkelt stender/søyle måtte motstå. For å finne ut dette, ble det i de fleste tilfeller laget en skisse, som viste last arealet.

- **Dimensjonerende laster/last**

Etter at lastarealet var funnet, ble det gjort en enkel last analyse for å finne ut hvor stor lasten N_d i størst belastet stender/søyle var.

- **Trykkraft normalt på fiberretningen.**

Når trykkraften N_d var funnet, ble den brukt for å finne trykkspenningen $\sigma_{c,o,d}$.
Kontrollere så om valgt tverrsnitt klarte å motstå denne spenningen.

- **Branndimensjonering.**

Dette steget tar utgangspunkt i ulykkestilstanden. Her ble det først funnet ut hvor mye brannen påvirket søylen. Fant nedfallstiden t_{ch} til eventuell brannisolasjon, for så å finne den effektive forkullingsdybden d_{eff} . Hvis nedfallstiden var mindre eller lik motstandskravet i TEK17, ble resttverrsnittet A_{rest} funnet, og kontrollert.

3.4.3 Avstivningssystem

Avstivningen i modellene hvor bæresystemet er av et bindingsverk, dimensjoneres etter *NS-EN 1995-1-1*. Systemet består av henholdsvis dekkeskiver og veggskiver. Prosedyren for dimensjoneringen av systemet følger punkt 9.2 i standarden. Det dimensjoneres etter det verste tilfellet, altså med vind på langveggene. For lastene som virker på systemet, se punkt 3.3.4 i denne oppgaven. Siden både dekkeskivene og veggskivene i dette systemet er sammensatte konstruksjoner, måtte vi gjøre et unntak fra begrensningen om å regne på forbindelser. Dette fordi kontrollen av avstivningen innebar å sjekke om forbindelsen tåler kreftene og ikke materialet alene. For å dimensjonere avstivningssystemet ble det laget et regneark i Excel.

Dekkeskiver

Dimensjoneringen av dekkesskivene er gjort etter punkt 9.2.3 i standarden, forenklet til disse fire punktene (se *Figur 13*). Metoden ble brukt i *Vedlegg 22*.

- **Krefter**

Første steg i dimensjoneringen av dekkesskiven var å finne kreftene $F_{v,Rd,min}$, N_{cd} , og N_{td} som henholdsvis festemidlet, og randbjelkene måtte motstå. Deretter ble $F_{v,Rk,min}$ funnet på bakgrunn av $F_{v,Rd,min}$.

- **Spennviddekontroll**

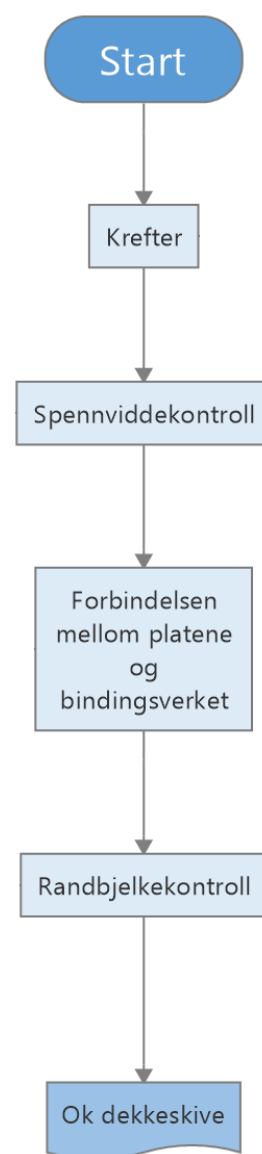
Spennvidden L kunne ikke være større enn $6 \times B$, og ikke mindre enn $2 \times B$. L var lengden på dekkesskiven, og B var bredden på dekkesskiven.

- **Forbindelsen mellom platene og bindingsverket**

Selve kapasiteten $F_{v,Rk}$ til forbindelsen ble ikke regnet ut, men det ble brukt tallverdier fra Sintef Byggforsk. Det ble så utført en kontroll for å sjekke at denne kapasiteten til forbindelsen var større enn $F_{v,Rk,min}$. (BYGGFORSK, 2011a)

- **Randbjelkekontroll**

Det ble tatt utgangspunkt i N_{cd} og N_{td} for å finne A_{min} . Så ble A_{min} kontrollert til å være mindre enn A til valgte bjelketversnitt.



Figur 13:

Dekkeskive metode.



Figur 14:

Veggskive metode.

Veggskiver

Dimensjoneringen av veggskivene følger punkt 9.2.4.2 i *NS-EN 1995-1-1*, forenklet til tre punkter vist i *Figur 14*, og brukt i *Vedlegg 23* og *24*.

- **Lastfelt og krefter**

Først ble lastfeltet som hver veggskive måtte bære definert. Deretter ble størrelsen på dette lastfeltet, samt lastene q_d , og q_{d-tak} brukt for å finne lasten Q_d . Neste steg var å finne den totale motstandskraften $F_{iv,Rd}$ til veggskiven.

- **Kontroll av veggskiven**

Selve kontrollsteget innebar ikke mer enn å kontrollere at kraften $F_{iv,Rd}$ var større enn Q_d .

- **Kontroll av randbjelken**

Med bakgrunn i Q_d fant man N_{cd} , og N_{td} som virker på randbjelkene. Disse kreftene ble igjen brukt til å finne trykkspenningen $\sigma_{c,0,d}$. Til slutt kontrollerte man at den dimensjonerende materialfastheten $f_{c,0,d}$ var større enn trykkspenningen.

3.5 Massivtre

Dimensjoneringen av massivtreelementene ble gjort i Excel. Dette gjelder samtlige punkter under dette delkapitlet hvor ikke annet er forklart. I Excel ble det laget en kalkulator for å sjekke tverrsnittene tilnærmet automatisk. Utgangspunktet for dimensjoneringen var beregningene gjort under 3.3.1 *Egenlast*. Dette ga en pekepinn på hvor mye det anslåtte dekke kom til å veie, og hvor mye veggen måtte tåle. Nyttelasta ble fastslått i 3.3.2 *Nyttelast*, og ga ingen flere variabler.

3.5.1 Etasjeskille og tak

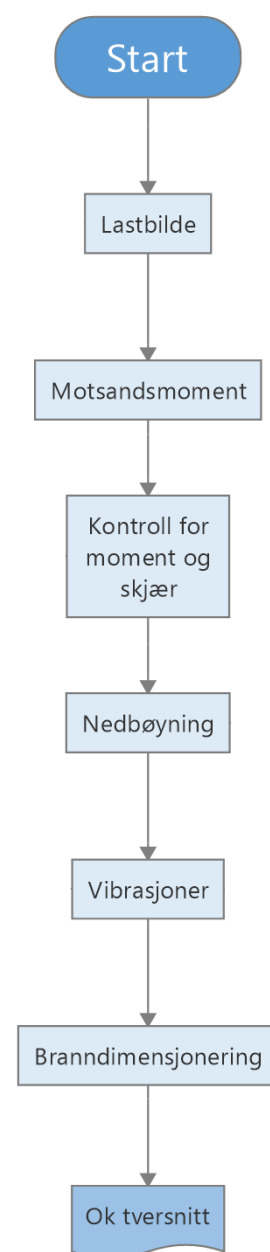
Massivtre benytter en annen metode for dimensjonering enn konstruksjonsvirke. Derfor ble Samsom Habtemichael ved NTNU Gjøvik sin fremgangsmåte «*CLT floor dimensjonering01*» brukt (Habtemichael, 2020). Denne metoden ligger ved som *Vedlegg 30*, og er gjengitt med tillatelse fra Samsom, da denne ikke er tilgjengelig offentlig på nett. Denne fremgangsmåten er grunnlaget for dimensjoneringen, hvor de resterende verkene er støtte til fremgangsmåten som *Figur 15* viser. Beregning av dekke ligger som *Vedlegg 15*, og tak *Vedlegg 16*.

- **Lastbilde**

Beregnet dimensjonerende last q_d ut fra 2.3.8 Bruddgrensetilstand. Dette inkluderte egenlast, nyttelast, og snølast fra 3.3.3 Snø og Vindlaster.

- **Elementets effektive motstandsmoment**

For å finne elementenes kapasitet bruktes innledningsvis Treteknisk Håndbok for dimensjonering av massivtre (Treteknisk, 2006). Ved å følge Treteknisks eksempel ble total bøyestivhet $(EI)_{eff}$ og skjærstivheten (GA) beregnet. Ut fra $(EI)_{eff}$, og (GA) kunne effektiv E-Modul, og effektiv skjærmodul beregnes. For å finne elementets motstandsmoment W_{eff} ble i tillegg effektivt



Figur 15:

Metode for etasjeskillet og tak massivtre.

treghetsmoment I_{eff} beregnet. Dette var etter eksempel i «CLT floor dimensjonering01».

$$W_{eff} = \frac{I_{eff}}{h_{total}/2}$$

▪ **Kontroll for moment og skjær**

Beregnet de dimensjonerende fasthetene $f_{m,d}$ og $f_{v,d}$, og fant deretter moment M_{Ed} og skjærkraft V_{Ed} . Etter at verdiene for momentkraft og skjærkraft ble funnet, ble dimensjonerende bøyesspenning σ_d , og skjærspenning τ_d beregnet etter forenklet metode i «CLT floor dimensjonering01». Kontrollerte til slutt at de dimensjonerende spenningene var mindre enn de dimensjonerende fasthetene.

▪ **Nedbøyning**

Beregner nedbøyning i henhold til fremgangsmåte gitt i «CLT floor dimensjonering01». Der er det 2 varianter av nedbøyning oppgitt. Nedbøyningen ble beregnet med egenlast og nyttelast hver for seg, for å finne det aktuelle bidraget.

Først ble korttidsdeformasjonen W_{inst} beregnet, som er summen av korttidsdeformasjonene for egenlasta $W_{g,k}$ og nyttelasta $W_{q,k}$.

Så ble W_{fin} beregnet, som er langtidsdeformasjon på grunn av kryp. W_{fin} ble beregnet som summen av langtidsdeformasjonene $W_{fin,g}$ for egenlast, og $W_{fin,q}$ for nyttelast. Når W_{fin} ble funnet ble dette kontrollert opp mot $L/300$.

Denne beregningsmetoden ble også funnet i KL-trehåndboka, formel 5.2 og 5.3 S.95, og under punkt 2.2.3 *Bruksgrensetilstanden* i NS-EN 1995-1-1. Fant Ψ -faktorene i tabell NA.A1.1 i NS-EN 1990, og verdien for k_{def} i tabell 3.2 i NS-EN 1995-1-1.

▪ **Vibrasjoner**

Vibrasjonskontrollen ble utført i henhold til «CLT floor dimensjonering».

Fremgangsmåten som ble gitt fulgte den kanadiske massivtreboka Canadian CLT Handbook (FPInovations, 2019), og punkt 7.3.3 i NS-EN 1995-1-1.

Først ble spennet vibrasjonskontrollert i henhold til Formel 1 i kapittel 7B.5 i den kanadiske massivtrehåndboka. Formelen trengte $(EI)_{eff}$ som ble beregnet tidligere i oppgaven, og massen m , som ble hentet fra Treteknisk Håndbok for dimensjonering av massivtre, S.12. Massen kunne ha blitt redusert ved å finregne tverrsnittet ut fra den massetettheten og fasthetsklassen som faktisk er benyttet. Treteknisks grunnlag er til sikker side.

Så ble tverrsnittets egenfrekvens f beregnet, og kontrollert slik at frekvensen ble større enn $8Hz$ i henhold til NS-EN 1995-1-1 punkt 7.3.3. Selve beregningen av frekvensen fulgte den kanadiske håndbokas Formel B.2 i kapittel 7B.2.

Til slutt ble elementet kontrollert for nedbøyning under 1kN punktlast midt på. Dette ble gjort ved å bruke Formel B.3 fra kapittel 7B.2 i den kanadiske massivtreboka.

Nedbøyningskravet ble satt i henhold til Samsom Habtemichaels henvisning til krav i «CLT floor dimensjonering 01».

▪ **Branndimensjonering**

Branndimensjoneringen for dekke ligger som *Vedlegg 17*.

For å finne ut hvor tykt eller beskyttet tverrsnittet måtte være for å motstå en brann, måtte den effektive forkullingsdybden d_{eff} beregnes. Punkt 4.2.2 i NS-EN 1995-1-2:2004 oppgir fremgangsmåte med Formel 4.1 for å beregne den effektive forkullingsdybden d_{eff} . Punktet oppgir også verdien for d_0 i dette tilfellet.

For å beregne d_{eff} ble først branntiden t_b definert. Branntiden ble definert ut fra punkt 2.6.1 *Brannklasse*. Forkullingshastigheten β_n hentet fra tabell 3.1 i NS-EN 1995-1-2:2004. Deretter ble forkullingsdybden $d_{char,n}$ beregnet ut fra formel 3.2, og k_0 ut fra tabell 4.1 fra samme standard. Alle disse verdien ble så satt inn i kalkulatoren for å beregne effektiv forkullingsdybde d_{eff} .

Når forkullingsdybde var beregnet, ble lastene beregnet i ulykkestilstand, i henhold til 2.3.9 Ulykkestilstand. Kalkulatoren for dekket ble omgjort for å beregne usymmetriske tverrsnitt. Reduserte så tverrsnittet tilsvarende den effektive forkullingsdybden d_{eff} for

ensidig brann. Forenkelt skyld ble sjikt som ikke var fullstendig forbrent sett bort fra, om restkapasiteten ga mulighet for dette.

Beregnet ny W_{eff} og kontrollerte for moment og skjær på samme vis som under dimensjoneringen av massivtre i bruddgrensetilstanden. Sjekket til slutt de opptredende spenningene, og beregnet restkapasitet.

3.5.2 Vegger

Dimensjoneringen av veggelementene baserer seg i sin helhet på den svenske KL-trehåndboka (*KL-trähandbok*, 2017). Treteknisk Håndbok oppga ikke en tilfredsstillende metode for dimensjoneringen av veggelementer, men svenskenes håndbok hadde derimot formler og beregningseksempel som kunne følges. Siden KL-trehåndboka følger de samme eurokodene som Norge, er det kun enkelte faktorer ut fra nasjonale tillegg som må følges opp. *Figur 16* viser stegvis hvordan dimensjoneringen ble gjort.

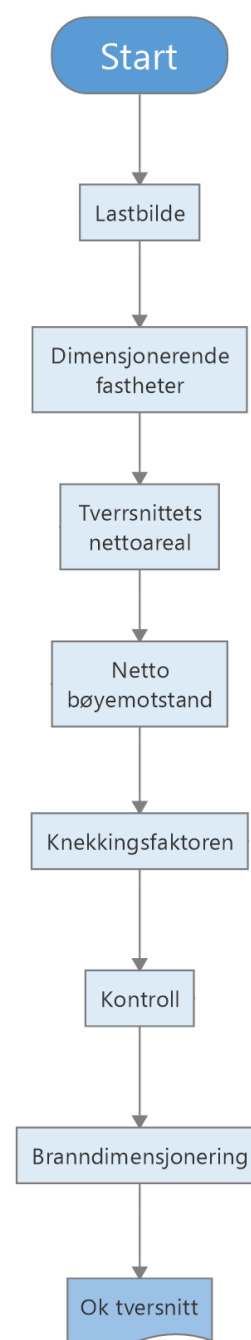
Lastene benyttet er fra ferdig dimensjonert etasjeskille og tak, i tillegg til snø og vindlaster gjennomgått i 3.3.3 *Snø og Vindlaster*. Metoden brukt, og beskrevet er eksempel 6.8.1 i KL-trehåndboka. Metoden benyttes helst med symmetrisk oddetallstversnitt, med like fastheter i alle sjikt. Metoden går ut på å teste tverrsnittet for knekking i bruddgrensetilstanden for momentkraft og normalkraft. Dimensjoneringen av veggene ligger som *Vedlegg 18*.

▪ Lastbilde

Fant de største lastfeltene for laster vertikalt på veggene. Hentet ut informasjon om vindlast og snølast fra beregningene i programmet Lastberegninger fra 3.3.3 *Snø og Vindlaster*. Det ble sjekket om etasjereduksjonsfaktoren kunne benyttes, ut fra 2.3.6

Etasjereduksjonsfaktor. For å finne kapasiteten i bruddgrensetilstand ble lastene kombinert i henhold til formlene oppgitt i 2.3.8

Bruddgrensetilstand. Ψ -Verdiene ble hentet fra tabell NA.A1.1, i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Deretter ble største moment og normalkraft beregnet.



Figur 16:

Metode for vegger massivtre.

- **Dimensjonerende fastheter**

Beregnet dimensjonerende fastheter. Her brukte svenskene andre verdier for γ_M og k_{mod} enn hva som står oppgitt i Norges nasjonale anneks for NS-EN 1995-1-1, og vårt gjeldende lastbilde. Brukte de norske verdiene fra tabell. 3.1, og NA.2.3.

- **Tverrsnittets nettoareal**

For kontrollen trengtes tverrsnittsarealet $A_{x,net}$. Arealet beregnet ut fra formel gitt i tabell 6.9, i KL-trebokas eksempel.

- **Netto bøyemotstand**

Fant netto bøyemotstand $W_{x,net}$ i henhold til tabell 6.9 i KL-trehåndbokas eksempel.

- **Knekkingsfaktoren**

Siste ledd i beregningen var å finne knekkingsfaktoren $k_{c,y}$. Metode for beregning av $k_{c,y}$ hentet fra S.129 i KL-trehåndboka.

- **Kontroll**

Satte alle verdier inn i kontrollen for moment og normalkraft, og sjekket om resultatet ble mindre enn 1. Beregnet deretter restkapasiteten. Kontrollen er oppgitt på S.129 i KL-trehåndboka.

- **Branndimensjonering**

Branndimensjoneringen av veggene ligger som *Vedlegg 19*.

Først ble d_{eff} , og lastbildet beregnet på samme måte som for brann på dekket i 3.5.1 Etasjeskillet og tak. Når forkullingsdybden var funnet, og ulykkeslasten beregnet ble veggens resttverrsnitt kontrollert. Tverrsnittet ble økt eller beskyttet til at ønsket kapasitet var oppnådd. Kapasiteten ble kontrollert for kombinasjon av moment og normalkraft.

3.5.3 Avstivningssystem

Konstruksjonens avstivningssystem ble dimensjonert ut ifra KL-trehåndbokas formler på S.115-120. Treteknisks hefte for dimensjonering tar opp at massivtreskiver kan benyttes som avstiving i bygg, men gir ingen forklaring på hvordan dette kan beregnes. Svenskenes håndbok ble derfor valgt som kilde for dimensjoneringen av avstivningssystemet. *Figur 17* viser grafisk hvordan fremgangsmåten for dimensjoneringen av avstivningssystemet ble utført. Avstivningssystemet ble beregnet under samme vedlegg som veggene. *Vedlegg 17* for veggene, og *Vedlegg 18* for branndimensjoneringen av veggene.



Figur 17:

Avstivningssystem massivtre.

▪ Lastbilde

Avstivningssystemet ble dimensjonert i bruksgrensetilstand, hvor riktig formel med hensyn til lastkombinering ble valgt, utfra 2.3.10 Bruksgrensetilstand. For avstivningssystemet ble det lagt til en skjevstillingslast. Beregningen for denne lasten ble utført i tråd med 2.3.5 Skjevstillingslast – Geometriske avvik, og tilhørende standarder. Skjevstillingslasta kommer som et tillegg til den horisontale vindlasta. De øvrige lastene var de samme karakteristiske lastene brukt for dimensjonering av dekke og vegg under dette del kapittelet.

Den dimensjonerte lasten i bruksgrensetilstand ble regnet om til en punktlast F_d i horisontalplanet, og plassert i toppen av skiva.

▪ Forskyving

Den totale forskyvinga δ_{tot} er ifølge formel 6.6 i KL-trehåndboka summen av tre bidrag. De tre bidragene er deformasjon på grunn av tverrkrefter, moment, og på grunn av forskyving i skjøten mellom flere massivtreelementer satt sammen. I denne oppgaven ble de avstivende skivene betraktet og dimensjonert som hele skiver. Forskyvingen på grunn av glidning i skjøtene ble det derfor sett bort fra.

Formel 6.7 i KL-trehåndboka viser hvordan deformasjonen på grunn av tverrkrefter kan uttrykkes.

Formel 6.8 i KL-trehåndboka viser hvordan deformasjon på grunn av moment kan uttrykkes.

For å finne den dimensjonerende motstandskraften R_d ble formlene 6.6, 6.7, og 6.8 satt

sammen og omskrevet:
$$R_d = \frac{\delta_{tot}}{\left(\frac{h}{b \times t_{tot} \times G_{mean}} + \frac{h^3}{3 \times E_{mean} \times I} \right)}$$

δ_{tot} kan i henhold til punkt 4, S.120 i KL-trehåndboka være $\frac{h}{500}$. For å finne R_d ble treghetsmomentet I beregnet. G_{mean} og E_{mean} ble hentet fra tabell 1 i NS-EN 338:2. De resterende verdiene h , b , og t_{tot} ble valgt og prøvd frem for å finne en passende løsning. Til slutt ble restkapasiteten til skiva beregnet.

▪ **Branndimensjonering**

Metoden for branndimensjonering er den samme som for dimensjoneringen av veggene i 3.5.2 Vegger, men i stedet for å kontrollere for kombinasjon av moment og skjær, ble forskyvningene i branntilstanden beregnet.

3.6 Modellering og beregning ved hjelp av programvare

3.6.1 Revit

Revit ble brukt til å tegne de modellene dimensjoneringen hadde ledet til. Først ble vegg-, etasje- og taktyper laget med utgangspunkt i utformingen fra punkt 3.2.2. Dette var informasjon om etasjeskillenes oppbygning per sjikt, og veggens oppbygning per sjikt. Når disse elementtypene var laget, ble de benyttet til å tegne modellene etter størrelsene funnet i punkt 3.2.1. Henholdsvis i denne rekkefølgen: først vegger, så etasjeskillet, og til slutt taket.

Etter at modellen var tegnet, ble bjelkelaget modellert tett etterfulgt av veggstendere og søyler. Dragerne ble så plassert der de skulle være, og med det var modellen komplett. For å kunne lese

av materialforbruket til modellene måtte det generes tabeller. Dette ble gjort ved å lage egne tabeller for bjelker, søyler, etasjeskillet, tak, og vegger. Forbruket ble oppgitt i m^3 . Disse tabellene ble så eksportert til Excel, via et tilleggsprogram som heter Focus RAT.

I Excel ble materialene summert, og det ble laget en total oversikt over materialforbruket til hver enkelt modell. Dette materialforbruket inkluderer materialer som for eksempel isolasjon, massivtre, konstruksjonsvirke mm.

Med utgangspunkt i modellene som nettopp var blitt tegnet, ble det generert tegninger av modellene (se *Vedlegg 1-5*). Disse tegningene ble generert ved å lage sheets (Engelsk for ark). Disse arkene fikk følgende navn: K100 Plan n , K101 snitt n , og K102 Fasader hvor n var antallet. Det siste som ble gjort i Revit, var å lage rendering av modellene. Dette er bilder som gir et visuelt inntrykk av modellene. Renderingene ble laget ved hjelp av et tilleggsprogram til Revit, kalt Enscape.

3.6.2 Ove Slettens program Lastberegning

Dataprogrammet Lastberegning ble benyttet for å finne den aktuelle snølasta, og vindlasta for denne oppgaven. Beskrivelse på hvordan programmet er brukt ligger under punkt 3.3.3 *Snølast og Vindlast*.

3.7 Miljøpåvirkning

For å finne ut hvilken mulig påvirkning hver enkelt modell ville ha på miljøet, ble det benyttet EPDer. Med disse ble det funnet ut hvor mye $kg CO_2$ ekv, som en del av GWP potensialet hvert enkelt material i modellene hadde. For det meste var de deklarererte enhetene i disse EPDene oppgitt i $1m^3$. Noen ble oppgitt i $1m^2$ og noen i 1 kg. Disse ble gjort om til $1m^3$, slik at det enkelt kunne summeres en total, basert på det totale volumet materialer. En EPD ser på hele livsløpet til materialet, «fra vugge til grav». Det ble bestemt at det løpet bare skulle sees på fra materialet ble produsert, til det var installert på byggeplass. Dette tilsvarer kategoriene A1 til og med A5, se punkt 2.12.1. Selve beregningene ble gjort i Excel. Under følger en liste med EPDer som ble benyttet.

- Hunton Vindtett (Hunton, 2017).
- Arbor Sponplater Gulv (Abor, 2017).

- Standard limtrebjelke (Moelven, 2018a).Standard limtrebjelke (Moelven, 2018a).
- Vänerply kryssfinér av gran (Moelven, 2018b).Vänerply kryssfinér av gran (Moelven, 2018b).
- ROCKWOOL stone wool thermal insulation (Rockwool, 2019).
- Krysslimt tre (Splitkon, 2020).
- Norgips Standard type A (Norgips, 2020).
- Hunton Trefiberisolasjon Plate (Hunton, 2020).
- Skurlast av gran eller furu (Moelven, 2020a).Skurlast av gran eller furu (Moelven, 2020a).Skurlast av gran eller furu (Moelven, 2020a).
- Høvellast av gran eller furu (Moelven, 2020b).Høvellast av gran eller furu (Moelven, 2020b).Høvellast av gran eller furu (Moelven, 2020b).
- Ytterpanel Moelven Proffs (Moelven, 2020c).Ytterpanel Moelven Proffs (Moelven, 2020c).
- Isola Mestertekk (Isola, 2021).
- Stålbjelker HEA, HEB, UPE, UNP og IPE (ST) (Tibnor, 2021).

4 Resultater

Resultatene fra dimensjoneringen, og beregning av volum blir her satt opp i tabeller og grafer. Analysen av resultatene kommer som en del av diskusjonen.

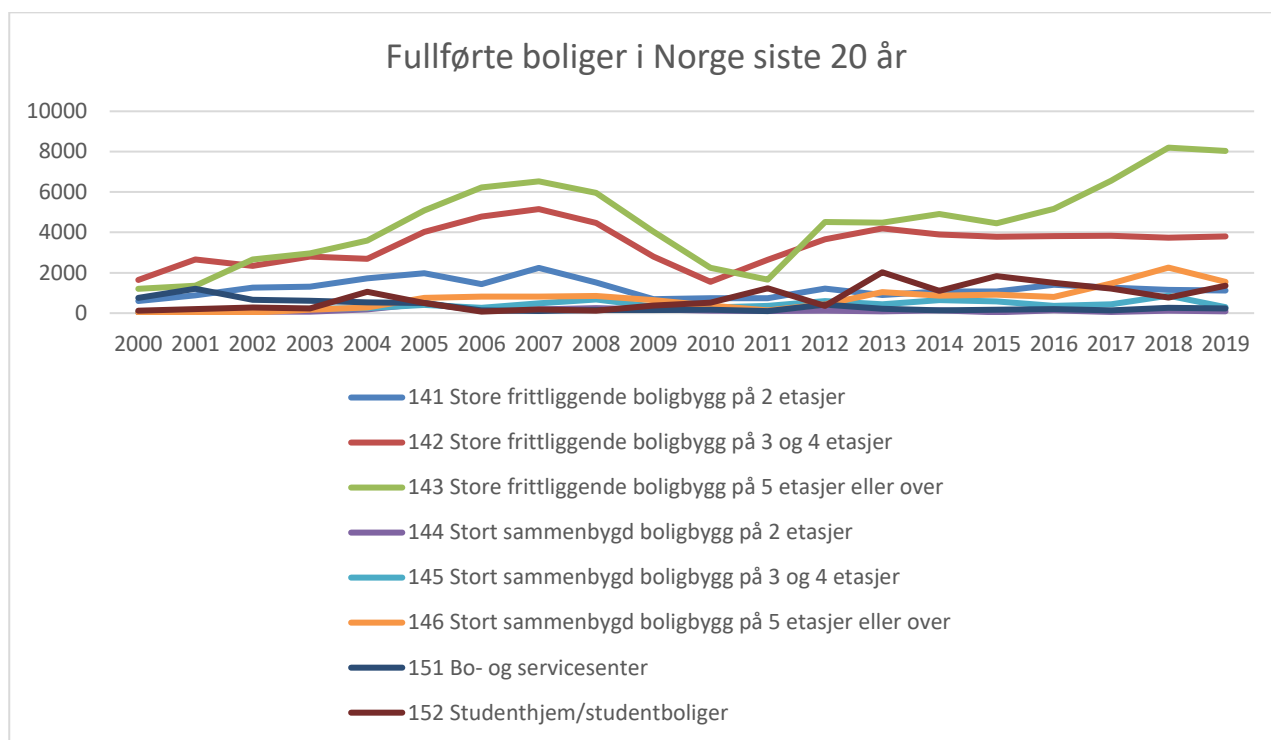
4.1 Utforming



Figur 18:

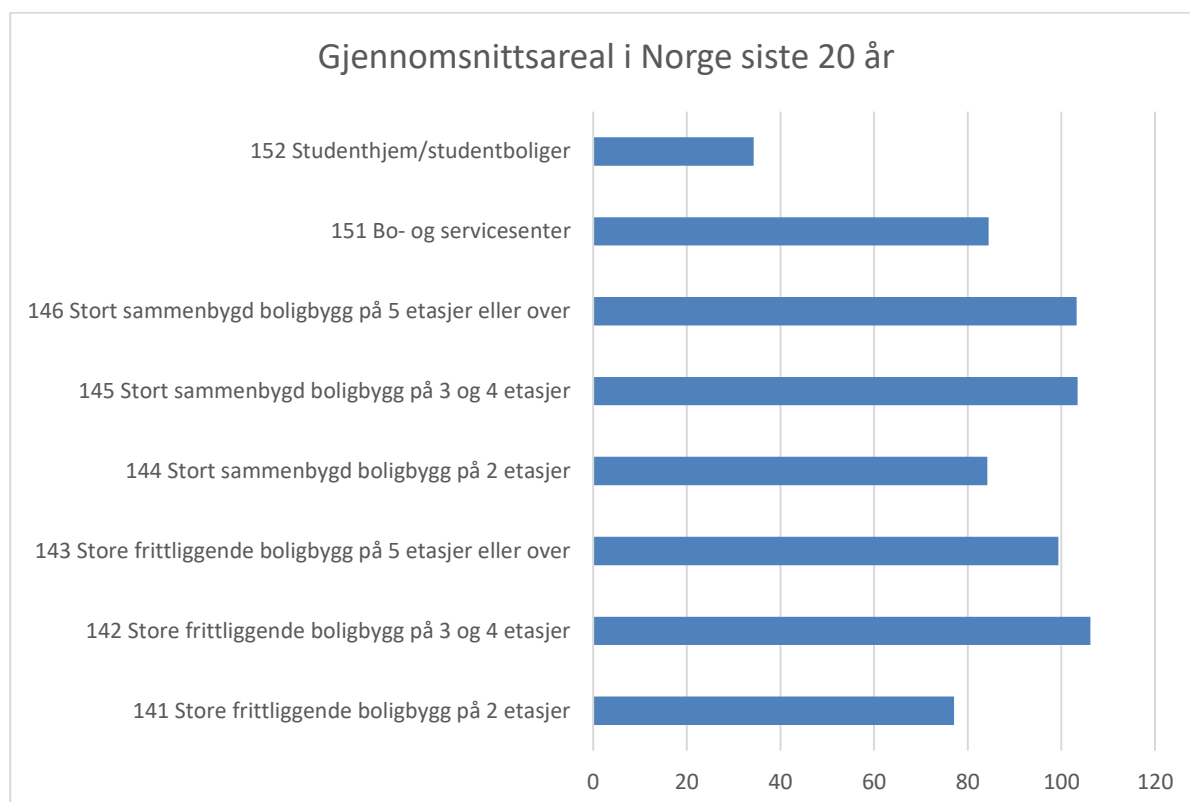
Modellene slik de ser ut med panel.

4.1.1 Talldata fra SSB



Figur 19:

Fullførte boliger i Norge (SSB, 2021).



Figur 20:

Gjennomsnittsareal på boliger i Norge (Statistisk sentralbyrå, 2021).

4.1.2 Dimensjonerende Mål

Bredde: 13,5.

Lengde: 30m.

Knekk lengde: 3m.

Største spenn: 6m.

4.1.3 Utvendige mål

Bredde: 14,056m.

Lengde: 30,306m.

Etasjehøyde: 3m.

4.2 BKL 2



Figur 21:

Bilde av BKL-2 bæresystem.

4.2.1 Bæresystemet

- Tak:

Bjelkelag av 48x198

Bærende drager av Limtre 140x360

- Etasjeskillet:

Bjelkelag av 48x223

Bærende drager av Limtre 140x333

- Vegger:

Yttervegger av 48x198

Bærende innervegger av 48x148

Bærende søyler av Limtre 140x135

4.2.2 Avstivningssystemet

- Veggskiver:

Plassert på hver 5 meter, av 48x148, et lag OSB-plater på hver side.
Skrudd med en senteravstand på 100 mm. Skurer med diameter på 5mm.

- Dekkeskiver:

Bjelkelag av 48x223. 22mm sponplater på toppen, skrudd med en senteravstand på 110 mm. Skruer med en diameter på 5 mm.

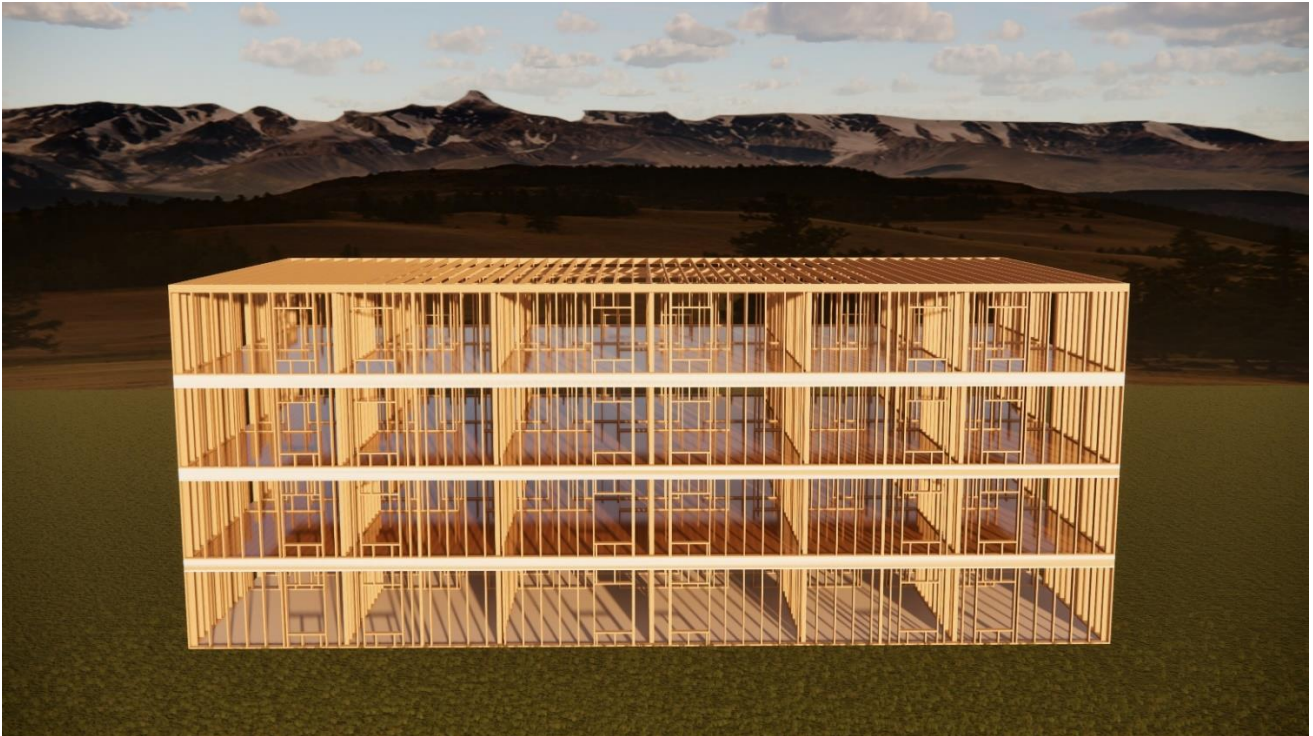
4.2.3 Materialer

Tabell 5

Nr.	Material	Volum m ³	kg CO ₂ -ekv
1.	Isolasjon	351,4	4,8E+02
2.	Gips	62,4	1,4E+02
3.	Asfaltplate	5,8	-2,3E-01
4.	Panel	9,4	1,1E+02
5.	Lekter 48x23	1,2	-8,6E+02
6.	OSB	7,2	-4,0E+03
7.	Takbelegg	5,7	1,7E+01
8.	Kryssfiner	8,4	-4,7E+03
9.	Sponplate	18,5	-1,2E+04
10.	Trefiberplate	15,2	-1,0E+00
11.	Lekter 48x48	1,7	-1,3E+03
12.	Lekter 48x36	1,3	-9,4E+02
13.	48x148	5,3	-3,7E+03
14.	48x198	27,2	-1,9E+04
15.	48x223	8,4	-5,9E+03
16.	Limtre 140x333	2,8	-1,7E+03
17.	Limtre 140x360	3,0	-1,8E+03
18.	Limtre 140x135	1,2	-7,4E+02
19.	Total	536,0	-5,6E+04
Kun bære- og avstivningssystem			
20.	Total:	55,2	-3,3E+04

Materialforbruket til BKL-2.

4.3 BKL 4



Figur 22:

Bilde av bæresystemet til BKL-4.

4.3.1 Bæresystemet

- Tak:

Bjelkelag av 48x198

Bærende drager av Limtre 140x360

- Etasjeskillet:

Bjelkelag av 48x223

Bærende drager av Limtre 140x333

- Vegger:

Yttervegger av 48x198

Bærende innervegger av 48x148

Bærende søyler av Limtre 140x180

4.3.2 Avstivningssystemet

- Veggskiver:

Plassert på hver 5 meter, av 48x148, et lag OSB-plater på hver side. Skrudd med en senteravstand på 100 mm. Skurer med diameter på 5mm.

- Dekkeskiver:

Bjelkelag av 48x223. 22mm sponplater på toppen, skrudd med en senteravstand på 110 mm. Skruer med en diameter på 5 mm.

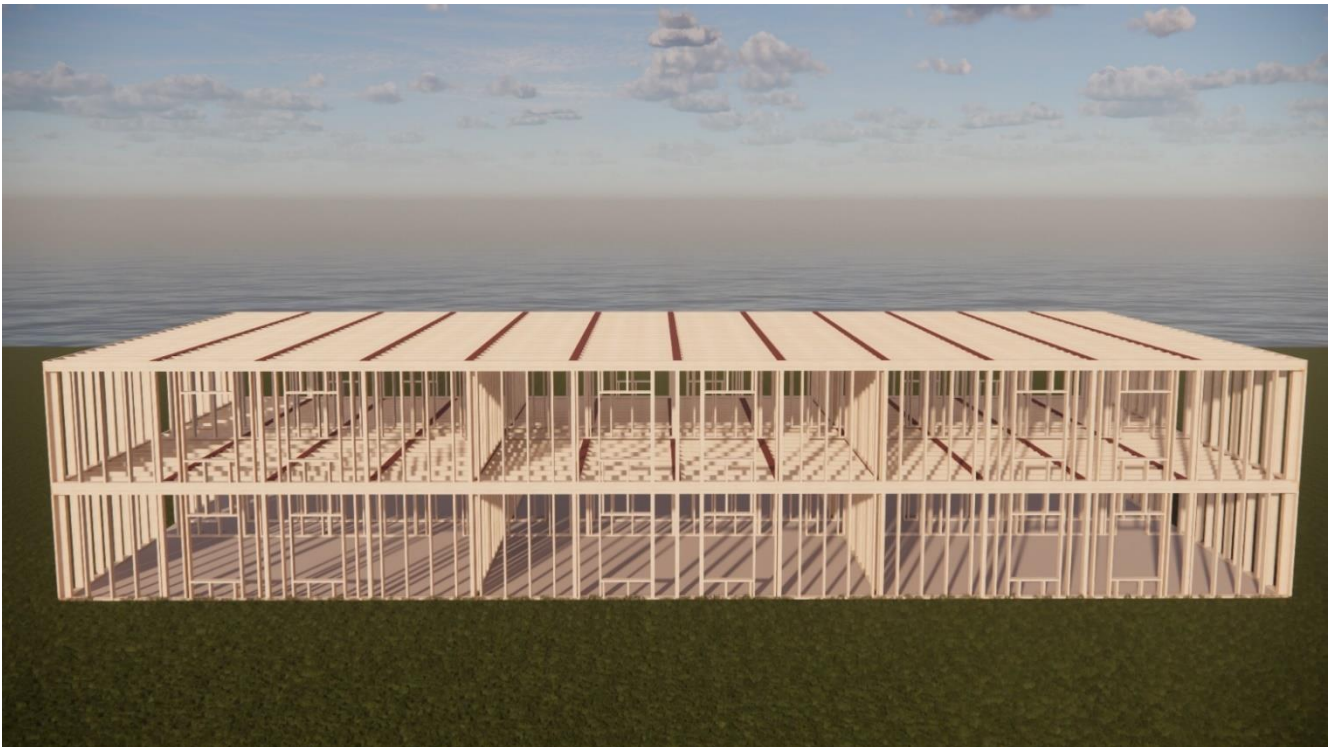
4.3.3 Materialer

Tabell 6

Nr.	Material	Volum m ³	kg CO ₂ -ekv
1.	Isolasjon	483,6	6,6E+02
2.	Gips	96,3	2,1E+02
3.	Asfaltplate	10,9	-4,4E-01
4.	Panel	17,6	2,0E+02
5.	Lekter 48x23	2,3	-1,7E+03
6.	OSB	14,4	-8,1E+03
7.	Takbelegg	5,7	1,7E+01
8.	Kryssfiner	8,4	-4,7E+03
9.	Sponplate	18,5	-1,2E+04
10.	Trefiberplate	15,2	-1,0E+00
11.	Lekter 48x48	1,7	-1,3E+03
12.	Lekter 48x36	1,3	-9,4E+02
13.	48x148	10,7	-7,5E+03
14.	48x198	46,7	-3,3E+04
15.	48x223	25,2	-1,8E+04
16.	Limtre 140x333	8,4	-5,0E+03
17.	Limtre 140x360	3,0	-1,8E+03
18.	Limtre 140x180	3,3	-2,0E+03
19. Total:		773,0	-9,4E+04
Kun bære- og avstivningssystem			
20. Total:		111,6	-6,7E+04

Materialforbruket til BKL-4.

4.4 BKS



Figur 23:

Bilde av bæresystemet til BKS.

4.4.1 Bæresystemet

- Tak:

Bjelkelag av 48x198

Bærende drager av HE200B

- Etasjeskillet:

Bjelkelag av 48x198

Bærende drager av HE200B

- Vegger:

Yttervegger av 48x198

Bærende innervegger av 48x198

4.4.2 Avstivningssystemet

- Veggskiver:

Plassert på hver 10 meter, av 48x148, et lag OSB-plater på hver side.
Skrudd med en senteravstand på 100 mm. Skurer med diameter på 5mm.

- Dekkeskiver:

Bjelkelag av 48x198. 22mm sponplater på toppen, skrud med en senteravstand på 110 mm. Skruer med en diameter på 5 mm.

4.4.3 Materialer

Tabell 7

Nr.	Material	Volum m ³	kg CO ₂ -ekv
1.	48x198	38,0	-2,7E+04
2.	48x148	2,3	-1,6E+03
3.	HE200B	2,4	2,3E+04
4.	Isolasjon	240,4	3,3E+02
5.	Gips	54,4	1,2E+02
6.	Asfaltplate	5,9	-2,4E-01
7.	Kryssfiner	8,3	-4,6E+03
8.	Sponplate	18,5	-1,2E+04
9.	Trefiberplate	15,2	-1,0E+00
10.	OSB	2,9	-1,6E+03
11.	Panel	9,5	1,1E+02
12.	Lekter 48x23	1,2	-8,6E+02
13.	Lekter 48x48	1,7	-1,3E+03
14.	Lekter 48x36	1,3	-9,4E+02
15.	Takbelegg	5,6	1,7E+01
16. Total:		407,4	-2,6E+04
Kun bære- og avstivningssystem			
17. Total:		45,5	-5,4E+03

Materialforbruket til BKS.

4.5 MVD



Figur 24:

Bilde av bæresystemet til MVD.

4.5.1 Bæresystemet

- Tak:

Massivtreelementer 1200x200

- Etasjeskillet:

Massivtreelementer 1200x200

- Vegger:

Yttervegger av massivtreelementer med en tykkelse på 60 mm.

Bærende innervegger av massivtreelementer med en tykkelse på 60 mm.

4.5.2 Avstivningssystemet

- Veggskiver:

Massivtreelementer med en tykkelse på 60 mm, plassert med en avstand på 15m.

- Dekkeskiver:

Massivtreelementer 1200x200

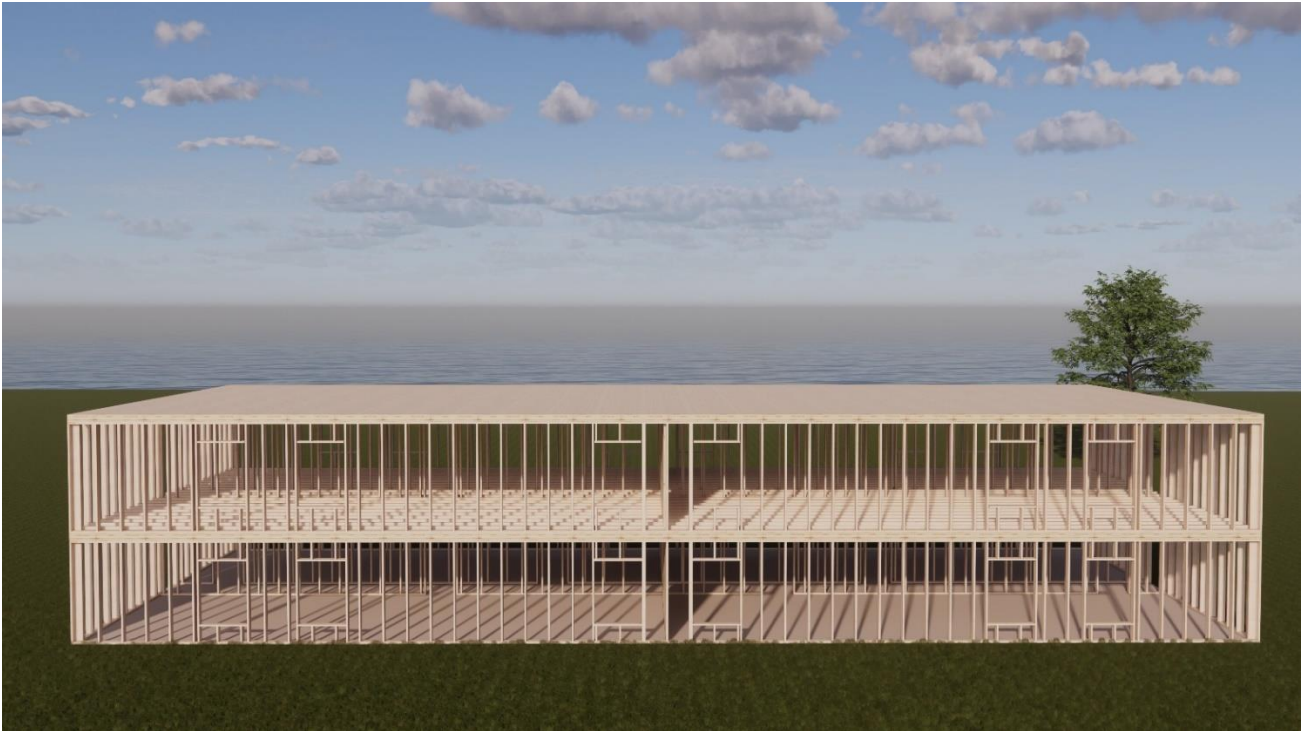
4.5.3 Materialer

Tabell 8

Nr.	Material	Volum m ³	kg CO ₂ -ekv
1.	Isolasjon	256,0	3,5E+02
2.	Massivtre	212,7	-1,3E+05
3.	Asfaltplate	6,0	-2,4E-01
4.	Panel	9,6	1,1E+02
5.	Lekter 48x23	1,2	-8,6E+02
6.	Takbelegg	5,5	1,6E+01
7.	Gips	5,4	1,2E+01
8.	Sponplate	9,2	-6,0E+03
9.	Justert 48x98	3,2	-2,3E+03
10.	Total:	508,7	-1,3E+05
Kun bære- og avstivningssystem			
11.	Total:	212,7	-1,3E+05

Materialforbruket til MVD.

4.6 KBM



Figur 25:

Bilde av bæresystemet til KBM.

4.6.1 Bæresystemet

- Tak:

Massivtreelementer 1200x200

- Etasjeskillet:

Massivtreelementer 1200x200

- Vegger:

Yttervegger av 48x198

Bærende innervegger av 48x148

4.6.2 Avstivningssystemet

- Veggskiver:

Massivtreelementer med en tykkelse på 60 mm, plassert med en avstand på 15m.

- Dekkeskiver:

Massivtreelementer 1200x200

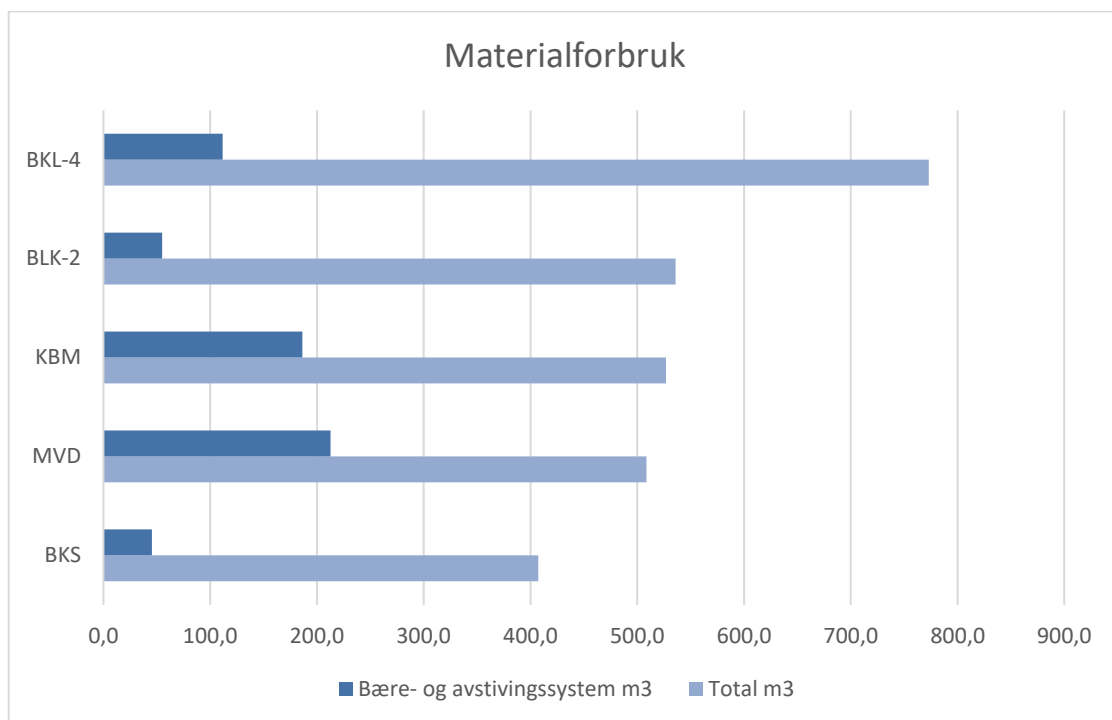
4.6.3 Materialer

Tabell 9

Nr.	Material	Volum m ³	kg CO ₂ -ekv
1.	48x198	11,8	-8,3E+03
2.	48x148	5,5	-3,8E+03
3.	Massivtre	169,1	-1,0E+05
4.	48x98	3,2	-2,3E+03
5.	Isolasjon	278,8	3,8E+02
6.	Gips	25,7	5,7E+01
7.	Asfaltplate	5,9	-2,4E-01
8.	Kryssfiner	1,4	-7,7E+02
9.	Sponplate	9,3	-6,1E+03
10.	Panel	9,5	1,1E+02
11.	Lekter 48x23	1,2	-8,6E+02
12.	Takbelegg	5,8	1,7E+01
13. Total:		527,0	-1,2E+05
Kun bære- og avstivningssystem			
14. Total:		186,4	-1,1E+05

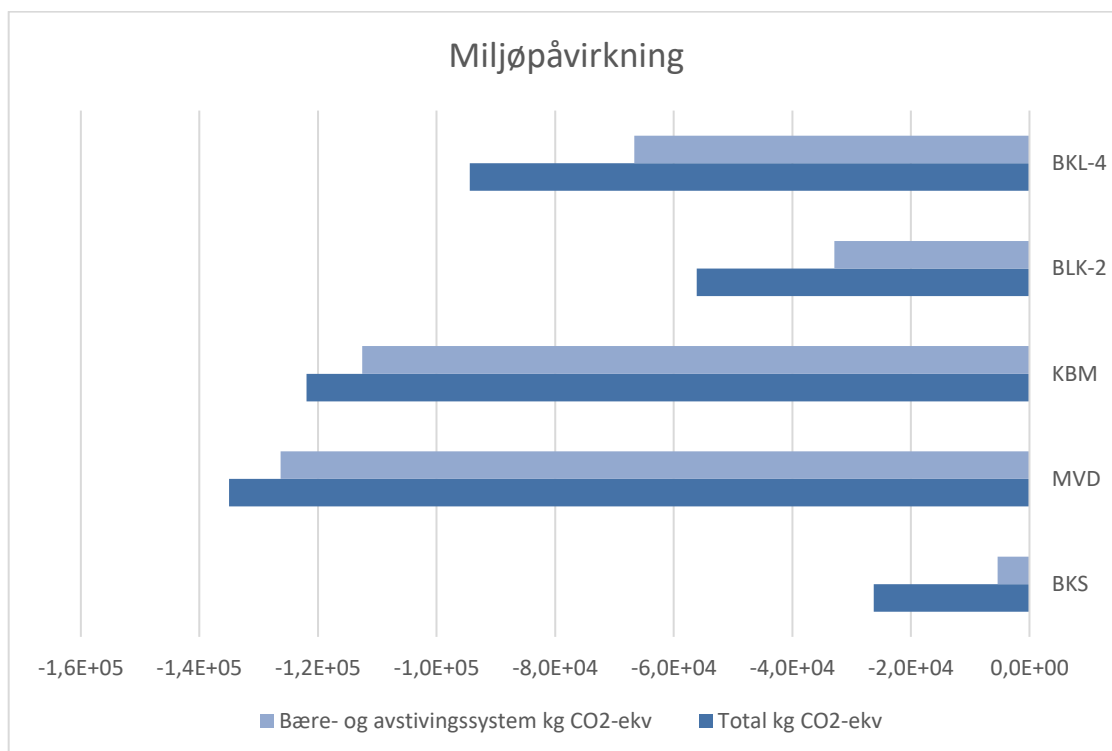
Materialforbruket til KBM.

4.7 Grafisk fremstilling av data



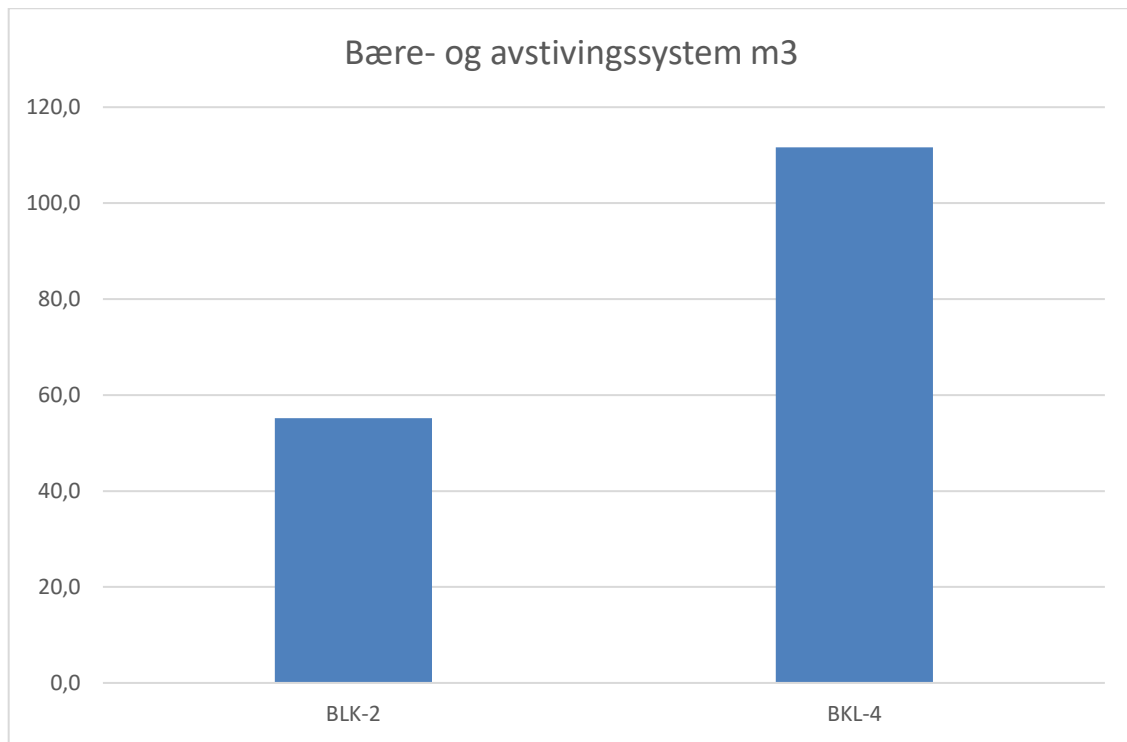
Figur 26:

Diagram over materialforbruket til modellene.



Figur 27:

Miljøpåvirkningen til modellene.



Figur 28:

Materialforbruket til BKL-2 og -4, sammensatt av Tabell 5 og 6.

5 Diskusjon og analyse

For å kunne besvare problemstillingen på en tilfredsstillende måte ble det gjort mange valg og vurderinger på veien. For å få frem vurderingene som er gjort rundt viktige valg for dimensjoneringen er det satt opp punktvis for hver modell.

5.1 Statistisk grunnlag for størrelse på bygg

Det statistiske grunnlaget ble hentet fra *Figur 19*. Statistikken ga oss et bilde over bygde boliger innenfor en begrensning på antall etasjer. Det kunne vært dimensjonert for 5 etasjer eller flere, da det er denne grafen som viser flest bygde boliger, men for å komme under begrensningene for branndimensjonering over 4 etasjer ble 4 etasjer valgt. Siden alle ferdigstilte boligbygg fra og med 5 etasjer er oppgitt i samme linje, kan det ikke med sikkerhet sies at det blir bygd flere boligbygg i hver etasje over 4 alene.

Når det ble bevist med BKL-modellene at forbruk av trevirke var lineært med økning i antall etasjer, altså omtrent en dobling ut fra *Figur 28*. Fokuset ble derfor flyttet over på å designe bygg i 2 etasjer.

For å konstruere en grunnflate, og en plantegning å konstruere byggene etter ble det tatt utgangspunkt i *Figur 20*. Figuren viser gjennomsnittlig areal for boliger etter inndeling i etasjer, ellers samme kategorier som *Figur 19*. Det ble på et tidlig tidspunkt i prosjektet vurdert om bygningsmassen skulle være studentboliger eller vanlig boliger. Svaret ble at bygningsmassen skulle være vanlige boliger. Vurderingen ble at 30m^2 som var gjennomsnittsarealet for studentboliger, var et greit utgangspunkt for en boligdel. Dette ga rominndelingen et mål på $5\text{m} \times 6\text{m}$. Denne beslutningen ble tatt på bakgrunn av usikkerhet rundt avstivningssystemet i høyden.

Restkapasiteten på avstivningssystemet ga mulighet for åpninger i avstivningssystemet, og låste derfor ikke prosjektet til boliger på 30m^2 , men delte heller systemet opp i deler som det var mulig å dimensjonere med. Med åpning gjennom en veggskive, ville arealet til en bolig bli 60m^2 , noe som er i nærheten av hva *Figur 20* oppgir som gjennomsnitt. Er det åpning gjennom en skive til kan boligen oppnå 120m^2 . Disse vurderingene ble gjort for BKL-modellene, da det i starten var mest usikkerhet knyttet til disse. For de øvrige modellene ble samme grunnflate brukt, men avstivningssystemet kunne modifiseres til å passe valgt materiale, og demonstrere forskjeller.

Byggenes lengde ble satt til 30 meter for å overholde arealet som statistikken ledet frem til, og ga rom for høyere utnyttelse av vegg-skivene i de andre modellene. Det ble valgt to boliger i bredden, for å sikre at bygget ble bredt nok til at vegg-skivene kunne ta opp kreftene virkende på langveggen. Det ble i tillegg lagt inn en korridor i midten av bygget på 1,5 meter, med en dør i midten.

Korridorens bredde ble definert ut fra punkt 2.6 *Lover og forskrifter*. For en korridor med 1,5 meters bredde var maks lengde satt til 30 meter før, korridoren måtte utvides. Derfor ble det satt inn en dør på i midten for å lage et skille i korridoren. Det hadde for øvrig ikke vært en utfordring med en bredere korridor i bygget, da bredden på korridoren for dimensjoneringen sin del ikke er viktig, og den kan utvides uten å påvirke materialforbruket. Med 2 boliger på 6 meter i bredde og en korridor med bredde på 1,5 meter endte bygget opp med en total bredde på 13,5 meter. *Figur 18* viser den generelle estetiske utformingen til modellene.

Høyden ble definert etter en akse-avstand på 3 meter. Det vil si at fra overkant dekke til overkant dekke i etasjen over var det 3 meters avstand, se K101 i *Vedlegg 1-5*. Akse-avstanden ble satt for å overholde 2,4 meters takhøyde, men samtidig gi rom for å dimensjonere dekke og bjelkelag. En slik takhøyde ville også gitt rom for tekniske installasjoner. Kravet om 2,4 meters takhøyde ble definert ut fra punkt 2.6 *Lover og forskrifter*.

5.2 Laster

5.2.1 Snø, vindlaster, og plassering av bygg

Lastene som kommer av snø og vind ble beregnet med dataprogrammet Lastberegning, men for at disse verdiene skulle bli beregnet måtte sted velges. Valgt sted for oppføringen av konstruksjonene ble Gjøvik Stasjon. Dette var et sted med kjent mål for høyde over havet, og i tillegg kunne ruhetskategori bestemmes ut fra kart og lokalkunnskap. Et hvilket som helst annet sted kunne vært valgt. Tatt i betraktning en snølast beregnet for Innlandet, og en vindlast relativ til et noe åpent landskap i forhold til Mjøsa, fremstår valget av plassering som akseptabelt.

5.2.2 Egenlaster

Beregningen av egenlastene har pågått gjennom hele perioden med dimensjonering. Dette fordi at tverrsnittene har endret seg når flere krav har blitt lagt på. Bjelkelagene i BKL-modellene ble uforutsett tunge når lydkravene under punkt 2.5.2 *Luftlyd og trinnlyd* skulle tilfredsstilles. Branndimensjoneringen viste at gipsen benyttet for lydisolering overholdt kravene til brann.

For at sammenligningen skulle være mest mulig rettferdig ble også U-verdi beregnet. Dette påvirket egenlasta på tak, og vegger. I tillegg ble det viktig med tilnærmet like U-verdier når alt materialforbruk ble beregnet samlet.

Istedenfor å beregne egenlastene selv kunne lastene for ferdige tverrsnitt blitt hentet ut fra Byggforsk. Utfordringen her var at disse tverrsnittene hadde problemer med å tilfredsstille de lydkravene som var forutsatt for oppgaven. Derfor ble tverrsnittene valgt ut fra deres lydisolerende egenskaper, så ble egenvekten regnet ut etterpå.

5.2.3 Nyttelaster

Nyttelasten var lik for alle bygningene. Nyttelasten var konstant gjennom hele prosjektet ut fra punkt 3.3.2 *Nyttelast*. Lastkategori, med tilhørende nyttelast var allerede definert i standarden, så her ble det ikke gjort noen flere betraktninger. Det kunne vært aktuelt å sjekke flere lastkategorier, men siden begrensningen allerede lå på enkelte dekkers egenlast og vibrasjonskrav ble ikke dette vurdert.

5.3 Dimensjonering

Kjernen i oppgaven er dimensjoneringen. Det er dette som er grunnlaget for tallmaterialet som ble produsert som resultater. Det har derfor vært forsøkt å dimensjonere mest mulig rundt modellene. Dette resulterte i at det ikke er kapasitetene til konstruksjonsdelene som ble dimensjonerende, men vibrasjonskravene.

5.3.1 Bindingsverk i konstruksjonsvirke og limtre, BKL-2 og BKL-4

Når grunnflata og planløsningen for bygget var bestemt, sto det igjen å bestemme den overordnede løsningen for bjelkelaget. Det ble tatt et valg om å la bjelkelagets hovedretning være den samme som for massivtre. Siden spennet da ble 6 meter, ble det lagt inn en limtre drager på midten med søyle inn i bygget, se plantegning K100 i *Vedlegg 4* og *5*. Utfordringen ble at selv om dimensjoneringen for moment, skjær, og nedbøyning var innenfor kapasitetene viste det seg at vibrasjonskravet ikke ble oppfylt. Dette resulterte i en oppskalering av bjelkelaget til 48x223.

Kunne bjelkelaget vært utført på en annen måte? Bjelkelaget kunne vært satt sammen på samme vis som BKS-modellen, se *Figur 23*, men siden det i utgangspunktet var et ønske om å ha samme hovedretning i bjelkelaget som for massivtredekket ble dette sett bort fra. I en slik løsning hadde man også risikert at tverrdragerne hadde brutt gjennom himlingen, i underkant, eller de lyddempende sjiktene i øvrekant. Det hadde vært vanskeligere å bygge inn limtre dragerne, og samtidig overhold lydkravene uten en mer detaljert kontroll. Et annet utfall i et slikt scenario hadde vært en høyere frekvens med søyler gjennom bygget for å oppnå en lavere høyde på selve limtre drageren. Men sett i ettertid hadde det vært aktuelt å sett på en slik utførelse fra begynnelsen av, da gruppa ikke anser det bæresystemet som ble benyttet som noen bedre løsning.

Inkludert i vurderingen kunne også I-bjelker, LVL, og lignende kompositt bjelker vært, men siden fokuset ble låst på å bruke konstruksjonsvirke i bjelkelagene ble ikke dette aktuelt. Både I-bjelker og LVL-bjelker har ofte mulighet til å håndtere større laster over større spenn, noe som hadde gjort at utformingen av bæresystemet kunne vært utført med større fleksibilitet. For sammenligningen sin del kunne dette gitt utslag i form av redusert volum, men hadde kanskje endret vilkårene for en mest mulig rettferdig sammenligning.

En av grunnene til at denne modellen ble konstruert i to og fire etasjer var å se på utviklingen i materialbruk, spesielt forbruk i trevirke når modellen ble oppskalert. *Figur 28* viser at forbruket av trevirke har hatt tilnærmet en dobling, for en dobling av antall etasjer. Denne lineære utviklingen viser at utnyttelsesgraden av veggene er lav for bygget i 2 etasjer, men at volumet trevirket som er benyttet er skalerbart for modellene inntil 4 etasjer. Det som måtte skaleres opp var søylene. Den lave utnyttelsesgraden kommer blant annet av u-verdi kravet i yttervegg.

Det ble tidlig gjort et valg om at ytterveggene skulle være 198mm dype. Dette fordi at det er hensiktsmessig å isolere med 200mm isolasjon mellom stenderne, noe som er standard for boligbygging i dag. Det ble ikke betraktet noen andre løsninger, eller oppbygninger for ytterveggene. For innerveggene mot korridor var det mulig å bruke 148mm dype stendere, fordi at de dimensjonerende restkapasitetene åpnet for dette. Siden det ble gjort en tegnefeil under modelleringsfasen, da BKS-modellene skulle ha 198 i korridorene, ble disse med over i både BKL og KBM modellene. Dette har minimal innvirkning på resultatet, da alle modellene med bindingsverk dermed har like korridorvegger, se K100 i *Vedlegg 1-5*.

Branndimensjoneringen var et tema med flere alternative løsninger. For bjelkelagets del i BKL-2 var gipsen benyttet som lydisolering nok til å stå brannkravet på 30 minutter, så her ble det ikke vurdert flere løsninger. For BKL-4 var det annerledes, for her var branntiden satt til 60 minutter, noe som ville passere gipsens nedfallstid. Metoden brukt krevde fullstendig isolert bjelkelag, hvor isolasjonen ikke skulle ha mulighet til å falle ned, se punkt *2.4 Brann*, og *3.4.1 Etasjeskille og tak*. For å unngå at denne problemstillingen dukket opp, kunne den mest belasta bjelken i bjelkelaget blitt dimensjonert for brann på tre sider. Men hadde metoden for dimensjonering av bjelker blitt brukt, ville dette redusert tverrsnittet så mye ut fra den beregnede forkullingsdybden, at dette ble ikke vurdert. Derfor er det en forutsetning for brann på bjelkelaget i 4 etasjer at isolasjonen står fast i 60 minutter. Noen teknisk løsning rundt dette er ikke vurdert. Størst belastet bjelke i bjelkelaget oppnår en restkapasitet på 80,7% under brann. Hvorvidt denne restkapasiteten faktisk er reell er vanskelig å vurdere, og er igjen opp til hvor lenge isolasjonen faktisk holder seg oppe i bjelkelaget.

Både BKL-2 og BKL-4 har avstivningssystem som skal holde huset oppreist når det er utsatt for krefter i horisontalplanet, som for eksempel vind. Disse avstivende skivene er ikke spesielt dimensjonert for brann, da disse også må overholde lydkrav for skille av boenheter. Dette ville ha medført ekstra gips, i tillegg til platematerialet det allerede er dimensjonert med. Lydvegger er også ofte utført i en dobbelt konstruksjon, noe det ikke er sett på her, men ville medført mer vegg å fordele kreftene på. Derfor er det kun det absolutte minimum som er vurdert for disse konstruksjonene. Siden rominndeling ikke er tatt med i vurderingen av byggene, og begrensning av boenheter ikke er vurdert står dette litt åpent i forhold til løsninger. For BKL-4 er denne friheten i romdeling mer begrenset, enn for BKL-2 som kan benytte samme avstivningssystem som BKS, og dermed tåler et 10 meters spenn mellom de avstivende veggskivene. BKL-4 er avhengig av de avstivende skivene som er plassert på

hver femte meter gjennom bygget, og må derfor tas hensyn til. Med hensyn til brann er vurderingene for størst belastet stender i korridorvegg tatt i betraktning.

BKL-2 modellen kunne dratt fordel av at bygget hadde hatt avklart vertikal inndeling av boliger, slik at det er samme boenhet som er over 2 plan. Hadde dette vært tilfellet kunne bjelkelagets egenvekt blitt redusert, siden det er kravet for lyd mellom boenheter som har tilført egenvekten i utgangspunktet. Bjelkelagets spenn ble bestemt ut fra vibrasjonskontrollen gjort ut ifra punkt 3.4.1 *Etasjeskille og tak*. Etasjeskillets egenvekt er en av faktorene i denne kontrollen som reduserer spennvidden. Det er derfor ønskelig, ut ifra denne metoden at bjelkelaget er lettest mulig. Så hadde BKL-2 modellen vært vertikalt avdelt, istedenfor både horisontalt og vertikalt, kunne bjelkelaget sett annerledes ut.

5.3.2 Bindingsverk i konstruksjonsvirke og stål, BKS

Det å benytte ståldragere i bjelkelaget sammen med 48mm*198mm var en løsning gruppa selv oppfattet som kontroversielt relativt til oppgavens tematikk. Ståldragerne fikk være med som en løsning fordi at det kunne gi en interessant løsning på selve oppbygningen av bjelkelaget, og konkurrere mot massivtredekket på spenn og tykkelse. For BKS-modellen (*Figur 23*) ble det sett bort ifra kravet om at bjelkelaget skulle ha hovedretning på tvers av bygget. BKL-modellene (*Figur 21 og 22*) hadde vist at det lot seg gjøre, men at dette ikke nødvendigvis var den mest gunstige løsningen.

Et argument for å ta med stål i betraktningen var å se på muligheten for å utnytte 48x198 i bjelkelaget med en understøtting som ikke ville gi en konflikt med omliggende sjikt. Vurderingen var at ved å dra inn stål kunne bjelkelaget få være relativt slankt, og samtidig gi et relevant volum trevirke som sammenligningsgrunnlag. Det kunne vært anvendt limtre for denne modellen, men for å demonstrere prinsippet, og siden det allerede fantes en modell basert på limtre var det interessant å få ut et annet resultat.

Vibrasjonskontrollen for bjelkelaget begrenset avstanden mellom ståldragerne til å være 2,5 meter. Behovet for ekstra dragere har derfor økt sammenlignet med BKL modellene, men i gjengjeld så blir bjelkelaget slankere, og uten brytninger fra limtredragere.

Fordelen med å bruke stål i bjelkelaget er at bjelken ikke er høyere enn at den havner inn i bjelkelaget. I en tenkt himling for et slikt bjelkelag vil derfor resultatet være et slett tak gjennom hele bygget.

For dimensjoneringen sin del ble det vurdert at siden restkapasiteten på mest belastet stender for BKL-4 i første etasje var på 42,3% (se *Vedlegg 14*), var understøttingen under ståldragerne de eneste stenderne som ble kontrollert. De øvrige stenderne fulgte cc600 på vanlig måte. Siden understøttingen under ståldragerne måtte være 2 stykk 48x198 ble innerveggen mot korridoren den samme tykkelsen hele veien for kontinuitet.

Kontrollen av krefter i horisontalplanet viste at det holdt med skiver som tok opp krefter for et spenn på 10 meter. Dette kunne også ha vært anvendt i BKL-2.

5.3.3 Massivtre vegg og dekke, MVD

For dimensjoneringen av massivtremodellen MVD (se *Figur 24*) ble det brukt 4 forskjellige kilder. Dette var nødvendig for å skape et mest mulig komplett, og gjennomgått resultat. Det hadde vært fordelaktig om NS-EN1995-1-1 hadde gått mer i dybden på dimensjonering av massivtre enn den faktisk gjør. Derfor ble løsningen å benytte seg av Samsom Habtemichaels fremgangsmåte og eksempler fra «*CLT floor dimensjonering01*», se punkt 3.5.1 *Etasjeskille og tak*. Hadde det vært en ryddigere måte å dimensjonere dekkene på, uten å hoppe mellom relevante verk, ville det vært en mye bedre løsning.

Dekkene ble dimensjonert i en Excel-kalkulator satt opp for formålet, se *Vedlegg 15*. Denne kalkulatoren ble kontrollert opp mot tverrsnittsdata oppgitt i Treteknisk håndbok for dimensjonering av massivtre. Med denne kontrollen som en bekreftelse på at de grunnleggende funksjonene i kalkulatoren virket, var det en trygghet i de resultatene som kalkulatoren ga.

Det viste seg som for de øvrige bjelkelagene dimensjonert at det var kontrollen for vibrasjon som også her bestemte hvor tykt tverrsnittet måtte være. Det vibrasjonskontrollerte spennet måtte være større enn den aktuelle spennvidden for elementet, ut fra den kanadiske kontrollen, se punkt 3.5.1 *Etasjeskille og tak*.

Dimensjoneringen av veggene fulgte KL-trehåndbokas fremgangsmåte. Kalkulatoren i Excel ble satt opp til å beregne etter denne fremgangsmåten, og fulgte deres eksempler som kontroll for å sikre korrekte resultater. Massivtreveggene ble i utgangspunktet dimensjonert for 4 etasjer. Siden skaleringen av BKL-modellene viste at denne veksten var lineær, ble fokuset flyttet over på 2 etasjer. Veggene som ble dimensjonert for 4 etasjer fikk derimot være med videre. Disse veggene ble før branndimensjoneringen dimensjonert til å måtte

være 36mm tykke. Ut fra en praktisk vurdering, med tanke på montasjedybde på vegg for festemidler ble disse for tynne. Derfor ble det vurdert at branndimensjoneringen måtte gjennomføres først, før endelig valg av tverrsnitt ble tatt.

Det avstivende systemet ble dimensjonert samtidig som de øvrige veggene. Det ble funnet at selv med en enslig skive midt i bygget, holdt skiva bygget oppreist. Den avstivende skiven i massivtre tålte den dimensjonerende horisontale lasten, innenfor kravet til forskyving med en lastbredde på 15 meter. Denne løsningen for avstivingssystemet vil gi rom for en mer fleksibel inndeling av rom og boenheter. Likt som for BKL modellene er det forventet at denne skiva er en del av en lydvegg for å skille boenheter fra hverandre. Gjerne i en dobbel konstruksjon. Denne typen vurderinger er også sett bort i fra for massivtre skivene.

Branndimensjoneringen ble utført i en modifisert variant av kalkulatoren for både dekke, vegg, og veggskive. Massivtredekket hadde ingen problem med å holde brann i 30 minutter, med en restkapasitet på 63,75% for moment, og 97,52% for skjær. Dette indikerer at dekke også hadde tålt brann i 60 minutter for 4 etasjer, eventuelt med et lag gips for å utsette forkullingen.

Branndimensjoneringen av veggene var mindre rett frem enn for dekkene. Det ble derfor brukt tekniske godkjenninger for å finne de minste tverrsnittene som ble levert. Det minste som ble funnet var 60mm hos Splitkon i Norge. Derfor ble det tatt utgangspunkt i et 60mm tverrsnitt. Dimensjoneringsmetoden brukt for veggene, som ble hentet fra KL-trehåndboka, forutsatte at tverrsnittet var symmetrisk, og hadde samme fasthetsklasse. Dette gjorde det vanskelig å dimensjonere for brann fra en side. Løsningen ble å trekke den effektive forkullingsdybden fra tverrsnittet, og omplassere det som var igjen av de stående sjiktene. Slik at tverrsnittet effektivt er det samme. Dette ble gjort med større reduksjon enn nødvendig for å overholde symmetrien. Det reduserte tverrsnittet hadde minst restkapasitet mot forskyvning på 19,30%. Dette viste at et 60mm tverrsnitt var godt nok ubeskyttet for brann i 30 minutter. For brann i 60 minutter burde tverrsnittet bli beskyttet med gips eller lignende. I 30 minutter holder ut ifra den nevnte restkapasiteten også den avstivende skiva en ensidig brann i 30 minutter. Det hadde vært ønskelig å dimensjonere resttverrsnittet uten å ta hensyn til symmetri og like fastheter. Bedre fremgangsmåte ble derimot ikke funnet i løpet av perioden for dimensjoneringen.

Valg av β_0 eller β_n ble gjort på bakgrunn av teorien beskrevet i punkt 2.4.1 *Brann i tre generelt*. Selv om brannen på massivtredekke er endimensjonal ble den nominelle

forkullingsdybden brukt. Dette fordi at det var usikkerhet om skjøten mellom massivtredekkene kunne bli helt tette, eller om luft kunne trenge opp mellom. Den nominelle forkullingsdybden ble derfor valgt for å ta høyde for eventuell avrunding i hjørnene i dekkeskjøten.

5.3.4 Kombinasjon bindingsverk og massivtre, KBM

Ved å kombinere massivtre og BKL/BKS modellene var det for å prøve å sette sammen det beste fra to verdener (se *Figur 25*). Ved å bruke massivtre i dekket og som avstivende skive utnytter konstruksjonen massivtreets evne til å stå imot forskyvinger. Massivtre gir også muligheten til å overholde relativt store spenn. Dette går på bekostning av forbruket av trevirke. Ønsker man en fleksibel løsning er dette veien å gå. Til yttervegger ble bindingsverkveggene fra BKL/BKS modellene brukt. Ut i ifra beregningene er dette en løsning som kan redusere forbruket av tre hvor det er mulig.

Dimensjoneringen av denne modellen er basert på resultatene fra dimensjoneringene i de øvrige modellene. Det er ikke introdusert noe nytt i denne modellen, bare en ny sammensetning.

5.4 Feilkilder

5.4.1 Vibrasjonskontrollert spennvidde for massivtre

Ved kontroll av resultater, og tilhørende formler ble det oppdaget at grunnlaget for kontroll av vibrasjonskontrollert spennvidde på dekke var delvis feil. I beregningen, se *Vedlegg 15*, er elementets faktiske bredde på 1,2 meter, og ikke 1 meter. En meter skulle vært brukt i beregningen av både $(EI)_{eff}$, og m . Ved å bruke 1,2 meter for den effektive bøyestivheten økte lengden på det vibrasjonskontrollerte spennet. I Samsom Habtemichaels «*CLT floor dimensjonering01*» er ikke dette nevnt. I den kanadiske massivtrehåndboka, hvor kontrollen er hentet fra beskrives dette i detalj under kapittel 7.B. Det er brukt eksempler for å beskrive disse formlene under punkt 7.3.1.3. Der sammenlignes et massivtredekke med teppegulv mot et massivtredekke over to spenn med parkett og understøttende lettvegger. Ved en løsning lik sistnevnte beskriver den kanadiske massivtrehåndboka at det vibrasjonskontrollerte spennet kan økes med inntil 20%.

Ved 1 meters bredde ble det vibrasjonskontrollerte spennet 5,73 meter. Ved å øke de to ytre sjiktene fasthetsklasse fra C24 til C40, var kontrollen godkjent med et vibrasjonskontrollert spenn på 6,11 meter. Valg av tverrsnitt blir derfor mer spesielt, men er mulig å sette sammen. Det tverrsnittet det er beregnet med oppgir en spennvidde på 6,04 meter. 5,73 meter er 4,71% mindre enn 6 meter.

Det stilles også spørsmål til om et teppegulv kan sammenlignes med det lydtverrsnittet som det er dimensjonert med i denne oppgaven. Tverrsnittet er som beskrevet i *Vedlegg 29.6*, og benytter både parkett, gips og sponplater, i tillegg til isolasjon.

Med informasjonen tilgjengelig er det en vurdering om det opprinnelige tverrsnittet kan brukes, om man legger til grunn at spennvidden kan økes med 20% etter de nevnte forutsetningene. Tverrsnittet går ikke over flere spenn, og det kan heller ikke garanteres at det vil understøttes av lettvegger. Det er derimot i mye større grad beskyttet, og støttet av stive materialer, enn referansegulvet med gulvteppe. Tverrsnittet er uten tvil dimensjonert feil i utgangspunktet for dette kravet. I beste fall kan det allikevel brukes ved å bruke teorien som er gjort kjent fra punkt 7.3.1.3 i den kanadiske massivtrehåndboka.

Hvis dette ikke kan aksepteres, må tverrsnittet konstrueres med ytre sjikt i fasthetsklasse C40, uten endring i tverrsnittet for øvrig.

5.4.2 Vibrasjonskontroll av dragere

For BKL og BKS modellene ble kun bjelkelaget kontrollert for vibrasjon. De understøttende dragerne, både stål og limtre, ble utelatt fra disse kontrollene. Årsaken til dette var at det ble vurdert som mindre viktig enn for bjelkene i bjelkelaget. Siden det er bjelkene som opptar den umiddelbare kraften som forårsaker vibrasjon. I tillegg var det vanskelig å finne litteratur som kunne bekrefte eller avkrefte denne hypotesen, eller gi en beskrivelse på hvordan en slik kontroll skulle vært gjennomført. Det er mest nærliggende å anta at en slik kontroll kunne vært gjort på en tilnærmet lik måte som for bjelkene. Spørsmålet er hvorvidt bjelkene bidrar til stivheten som dragerne kan oppnå? Hvis ikke er det grunn til å anta at en limtre drager vil bli vesentlig større, hvis man følger metoden brukt for bjelkelaget. Der man har sett bort i fra stivheten til gulvplatene i trykksone. En ståldrager vil ikke ha de samme problemene med stivhet, som eksempelvis en limtre drager. Fordi elastisitetsmodulen til stål er såpass mye større enn til trevirke. Limtre dragerne i BKL-modellene kan derfor være underdimensjoner med tanke på vibrasjoner.

5.4.3 Øvrige feilkilder

Ved dimensjoneringen av bindingsverk ble k/h faktoren brukt litt for hyppig. Standarden NS-EN 1995 beskriver bruk av denne faktoren ved utregning av de dimensjonerende bøyefasthetene og skjærfasthetene. I beregningene gjort for denne oppgaven har den også blitt brukt på andre fastheter. Selv om dette er en feil, er det til sikker side. Faktoren reduserer størrelsen på fastheten, slik at i en kontroll der fastheten skal være større enn spenningen, vil i verste fall føre til en økning av et tverrsnitt. Altså vil det være mer kapasitet å gå på. Dette er helt klart noe man ikke ønsker, men siden reduksjonen i utgangspunktet er så liten, ville en eventuell omregning ikke gitt et annet resultat. Hovedgrunnen til dette er selvsagt kravet til vibrasjoner.

Hvis man har et skarpt øye, kan man av tegningene vedlagt denne oppgaven se at det er tegnet inn 50 mm påføring på alle yttervegger. Dette er en tegnefeil. Feilen har lite eller ingenting å si for resultatet, da denne påføringen er trukket fra. Bakgrunnen for at denne feilen oppsto, er at det ble brukt ferdige maler som utgangspunkt for veggene. Feilen ble oppdaget litt for sent til at man hadde tid til å gjøre noe med tegningene. Det ble vurdert som både hensiktsmessig og mest effektivt å bare trekke fra dette volumet fra resultatet. 50mm påføring er normalt å benytte i en vanlig yttervegg. En slik løsning trekker diffusjonssperra litt inn i veggen, og muliggjør skjult anlegg uten å punktere dampsperra.

Gruppen stiller spørsmål ved kravet til nednøyning i vibrasjonskontrollen for både bindingsverk og massivtre. I kontrollen er det benyttet to forskjellige grenseverdier satt av kilden tilhørende dimensjoneringen. Spørsmålet er om det ene kravet er riktig, og det andre feil, eller om begge er riktig, siden det er to forskjellige metoder brukt.

5.5 Resultater for bæresystemene

Bakgrunnen for oppgaven var å finne ut hvor stor forskjell det var på å bruke et konvensjonelt bindingsverk og et system i massivtre med tanke på forbruk. Dette resulterte i 5 forskjellige modeller, med forskjellige løsninger. Forbruket av materialer ble vurdert ut fra modellene i Revit, og summert opp i Excel i ettertid. Forbruket av trevirke var det viktigste resultatet å belyse for oppgaven.

Forbruket av trevirke i modellene varierte mellom 212,7 kubikk (*Tabell 8*) for MVD modellen og 45,5 kubikk for BKS modellen (*Tabell 7*). Det å dra frem BKS modellen i sammenligningen kan vinkles som urettferdig da det er implementert et fremmedmateriale i denne sammenheng, men for det helhetlige bilde er det verdt å ta med.

BKL-2 modellen hadde et forbruk av trevirke ut ifra *Tabell 5* på 55,2 kubikk i bæresystemet. Dette er 74% mindre enn MVD modellen. BKS modellen hadde et forbruk i bæresystemet som var 78,6% mindre enn MVD modellen. Disse resultatene tegner et bilde av at det finns muligheter for å komme unna med et lavere forbruk av trevirke i disse konstruksjonene. Det er grunn til å tro at BKS modellen med limtre dragere istedenfor stål hadde havnet på et omtrentlig samme resultat som BKL-2 med tanke på forbruk av trevirke, selv om dette ikke er beregnet.

Kombinasjonsmodellen KBM hadde ut fra *Tabell 9* et forbruk for kun bære- og avstivningssystemet som var 12,4% mindre enn MVD modellen. Så ved å sløyfe yttervegger i massivtre kunne forbruket av trevirke reduseres med 12,4%, og samtidig oppnå mange av de samme fordelene som å bygge i massivtre gir. Eksempelvis spennvidden til dekkene, og fleksibiliteten dette gir.

Innenfor rammen oppgaven har, og de forutsetningene gitt ser det ut til at det er mulig å spare så mye som 78,6% om man ser på BKS, og om man tar med BKL-2 modellen, 74%. Sett grovt på tallene ser det ut til at ved å bruke bindingsverk kan forbruket av trevirke reduseres med tre firedele. Det vil si at for hvert massivtrebygg innenfor denne rammen, kunne det vært oppført fire konstruksjoner med bindingsverk.

5.6 Miljø og totalforbruk

Miljøregnskapet til disse modellene påvirkes i størst grad av hvor mye trevirke som benyttes. Brukes flere kubikk med trevirke, bindes mer CO_2 . Vi kan se i *Figur 27* at MVD modellens miljøpåvirkning i kg CO_2 ekvivalenter er mest negativ. Dette vil si at MVD modellen binder mest CO_2 i konstruksjonen. MVD modellen kommer også bedre ut i denne statistikken på grunn av at den benytter mindre platematerialer som gips, og mindre isolasjon. BKS modellen kommer klart dårligst ut i denne statistikken, selv om den totalt sett har et mindre materialforbruk enn de øvrige modellene, se *Figur 26*. Dette skyldes bruken av stål i bæresystemet som ikke binder opp CO_2 , men istedenfor gir økt utslipp. BKL-2 og KBM modellene har et høyere forbruk totalt sett. Av *Figur 27* kan man se at BKL-2 modellen binder halvparten av CO_2 ekvivalentene totalt sett, sammenlignet med MVD og KBM modellene.

BKS modellen binder totalt sett 80% mindre CO_2 enn MVD modellen.

KBM modellen binder totalt sett 7,69% mindre CO_2 enn MVD modellen.

BKL-2 modellen som har medregnet flere avstivende skiver enn BKS modellen, binder 56,92% mindre CO_2 enn MVD modellen.

Grunnen til at BKL-2 modellen ser ut til å gjøre det dårligere på totalt materialforbruk enn BKS modellen er at dekket er tykkere, og at dette bygget er beregnet med veggskiver for lastbredde på 5 meter. Frekvensen av disse veggskivene er høyere for BKL-2 enn for BKS, men er ellers like. Så den har et dårligere utgangspunkt enn de øvrige modellene siden totalforbruket dermed øker. Derfor er sammenligningsgrunnlaget ikke like godt for BKL-2 modellen. Dette gjør at modellen bruker mer isolasjon i bygget enn nødvendig, i tillegg til at forbruket av trevirke og platematerialer øker. Derfor er BKL modellene i det totale bilde, kun sammenlignbare med seg selv.

Vurderingen rundt hvilke av disse modellene som er best er avhengig av hva man vektlegger. Ønsker man et minst mulig totalforbruk av materialer er BKS modellen den beste, men den kommer med en hake. Haken er at denne modellen er verst for miljøet med tanke på utslipp. BKS konstruksjonen binder mindre CO_2 enn de andre modellene. Ønsker man å gå i den andre retningen, å binde opp mest mulig CO_2 i konstruksjonen som MVD modellen er best på, øker også forbruket.

Ironien i det hele er at et stort forbruk av trevirke også fremmer et godt miljøregnskap for et individuelt bygg. Hadde forbruket av trevirke blitt fordelt på flere bygg, så slår det negativt ut for hvert bygg på individuell basis i forhold til klimabelastningen.

FNs bærekraftsmål 12 omhandler, som nevnt i punkt 2.13.1 *FNs bærekraftsmål*, ansvarlig forbruk og produksjon. Punkt 12.2 har som mål at innen 2030 skal man oppnå en bærekraftig forvaltning av naturressurser, og at det skal oppnås en effektiv bruk av naturressurser. Dette har jo vært relevant for oppgaven, side hele grunnlaget er å se på hvordan naturressursen trevirke blir benyttet i de gitte modellene. Tre som byggemateriale er som vist i *Figur 27* miljøvennlig, og om den politiske styringen av skogen er god, er driften bærekraftig. Det å vurdere hvilken av modellene som er mest bærekraftig er vanskelig, fordi faktorer som skogbruk, etterspørsel, og pris gjør det utfordrende å konkludere. Driften av skogen avhenger av etterspørselen. Er etterspørselen stor tas det ut mer skog, enn om etterspørselen er lav. Er det mest bærekraftig å hente ut mye tømmer fra skogen, og plante ny, eller la den få stå? Dette er vurderinger som ikke er tatt med i oppgaven, siden opphavet til trevirket er irrelevant for volum vurderingene, men er relevant for hvordan tallgrunnlaget kan benyttes.

6 Konklusjon

Oppgaven har hatt følgende problemstilling: Hva blir forskjellen i forbruk av trevirke mellom et bæresystem i bindingsverk av standard konstruksjonsvirke, og et bæresystem i massivtre? I tillegg har oppgaven sett på det totale forbruket knyttet til dimensjoneringen av modellene.

For å kunne sammenligne modellene ble alle dimensjonert og satt opp i Revit for enkelt å finne volum material som ble brukt. Dette ledet videre til sammenligningen som gav resultat. I utgangspunktet ble det sett på konstruksjoner i to og fire etasjer. I løpet av dimensjoneringen av bindingsverksmodellene med limtre ble det vist at veksten i forbruk av trevirke var lineært, så fokuset fortsatte på to etasjer. Modellene er derfor lineært skalerbare mellom to og fire etasjer med noen tilpasninger for brann, og kapasitet i søyler.

Konklusjonen er at forskjellen i forbruk av trevirke mellom et bæresystem i bindingsverk av standard konstruksjonsvirke med ståldrager, og et av massivtre er på 78,6%. Det kan spares 74% trevirke ved å bruke et bindingsverk med limtredragere.

Miljøpåvirkningen blir i stor grad bestemt av mengden trevirke i konstruksjonen, så massivtrekonstruksjonen kommer derfor best ut. Ved å benytte bindingsverk med ståldrager blir det bundet 80% mindre kg CO_2 ekvivalenter sammenlignet med massivtremodellen.

Bindingsverkmodellen med limtredragere har en oppbinding av CO_2 som er 56,92% mindre enn massivtremodellen.

Ved å kombinere et dekke og avstivningssystem i massivtre, og bærende vegger i konstruksjonsvirke kan forbruket av trevirke sammenlignet med massivtremodellen reduseres med 12,4%. Ved denne løsningen blir det totalt bundet 7,69% mindre CO_2 enn i massivtremodellen.

Denne sammenligningen setter opp et paradoks hvor svaret på hva som er best av forbruk eller lagret CO_2 bestemmes av skogdriften. Modellen som derfor kommer best ut av paradokset totalt sett er den kombinerte. Den har en større reduksjon i forbruk av trevirke, enn reduksjonen av bundet CO_2 , og ivaretar fleksibiliteten massivtredekket gir i forhold til fri rominndeling av modellen.

7 Videre arbeid

Det er flere temaer som kan være interessant å jobbe videre med. Med bakgrunn i denne oppgavens størrelse ble det gjort mange og store begrensninger. Det var et forsøk på å redusere omfanget av oppgaven, uten at det gikk ut over kvaliteten. Et direkte resultat av disse begrensningene, er at det er en del områder som kan være interessant å jobbe videre med. Under har vi valgt å trekke fram fire punkter.

- Fundamenter
- Andre treprodukter
- Økonomi
- Skogbruk

Av disse punktene, er det andre treprodukter vi mener det er mest interessant å se videre på. Bjelker av LVL eller I-bjelker kan muliggjøre andre utforminger og nyttegjøring av potensielt større spenn. Vår oppgave synligjør veldig forskjellene mellom standard konstruksjonsvirke og massivtre. Hvis man skulle jobbe videre med temaet, burde fokuset ligge på å finne den best mulige kombinasjonen av massivtre og bindingsverk, heller enn en direkte sammenligning.

Videre kunne det vært interessant å undersøkt hva den faktiske kostnadsforskjellen ville vært mellom de forskjellige modellene. Dette er trossalt helt avgjørende for hva folk flest vil velge å bygge. Det er ønskelig å betale så lite som mulig, men samtidig sitte igjen med mest mulig. I så måte, hvilken av modellene er billigst å bygge?

Hvis man trekker fundamenter inn i bildet, er jo dette veldig interessant med tanke på klimaregnskapet. Det er nærliggende å anta at massivtre modellene vil gjøre det best, basert på våre egne resultater. Kan et bindingsverk i det hele tatt konkurrere, hvis man regner med fundamentering?

Det hadde vært interessant å sett på hvordan skogbruket hadde påvirket valg av modell. Driftes skogen på en slik måte at det er bærekraftig å hente ut den mengden skog som må til for å dekke behovet for massivtrekonstruksjonene? I det lokale bilde kommer massivtremodellen best ut i forhold til miljø. Ville vi fått et annet resultat om tømmeret som ikke hadde blitt brukt hadde stått igjen i skogen? Eller om en av bindingsverksmodellene hadde erstattet et betongbygg i Norge, eller et annet sted i verden?

Litteraturliste

- Abor (2017) Arbor Sponplater Gulv, Vegg og Tak Standard. Tilgjengelig fra: <https://www.epd-norge.no/bygningsplater/arbor-sponplater-gulv-vegg-og-tak-standard-article1579-318.html>.
- BYGGFORSK, S. (2009) 522.891 Etasjeskillere i massivtre. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/3367/etasjeskillere_i_massivtre.
- BYGGFORSK, S. (2011a) 520.238 Skivekonstruksjoner av tre. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/309/skivekonstruksjoner_av_tre#i64.
- BYGGFORSK, S. (2011b) 522.351 Trebjelkelag. Dimensjonering og utførelse. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/334/trebjelkelag_dimensjonering_og_utfoerelse.
- BYGGFORSK, S. (2013) 471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler.
- BYGGFORSK, S. (2015a) 571.523 *Trevirke. Treslag og materialeegenskaper*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/578/trevirke_treslag_og_materialeegenskaper.
- BYGGFORSK, S. (2015b) 571.524 *Trelast. Typer og egenskaper*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/3236/trelasttyper_og_egenskaper.
- Byggforsk, S. (2021) *Byggforsk*. Tilgjengelig fra: <https://www.byggforsk.no/>.
- Edvardsen, K. I. og Ramstad, T. Ø. (2014) *Trehus*. Norge: SINTEF akademisk forlag.
- epd-norge.no (2021) *Hva er en EPD?* Tilgjengelig fra: <https://www.epd-norge.no/hva-er-en-epd/>.
- Fallsen, H. (2017a) Dimensjonering av stålkonstruksjoner.
- Fallsen, H. (2017b) Dimensjonering av trekonstruksjoner.
- FN (2021a) *FNs bærekraftsmål*. Tilgjengelig fra: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal>.
- FN (2021b) *Last ned grafikk*. Tilgjengelig fra: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal/last-ned-grafikk>.
- FPInovations (2019) *Canadian CLT Handbook 2019 Edition*.
- Frøstrup, A. (2004) *Tømrrerteori: Konstruksjoner i tre*. Norge: Universitetsforlaget.
- Garcia De Presno, E., Tjelle, M. og Skallerud, A. (2020) Dimensjonering og sammenligning av bæresystem for studentleilighetsblokk. Tilgjengelig fra: <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/2663610>.
- Habtemichael, S. A. (2020) CLT floor dimensjonering01.
- Homb, A. (2007) Kriterier for opplevde vibrasjoner i etasjeskillere.
- Hunton (2017) Hunton Vindtett. Tilgjengelig fra: <https://www.epd-norge.no/bygningsplater/hunton-vindtett-article1485-318.html>.
- Hunton (2020) Hunton Trefiberisolasjon Plate. Tilgjengelig fra: <https://www.epd-norge.no/isolasjon/hunton-trefiberisolasjon-plate-article2686-321.html>.
- Isola (2021) Isola Mestertekk. Tilgjengelig fra: <https://www.epd-norge.no/takbelegg-membraner/isola-mestertekk-article3046-325.html>.
- KL-trähandbok* (2017). Svenskt Trä.
- Larsen, P. K. (2008) *Konstruksjonsteknikk: Laster og bæresystemer*. Fagbokforlaget.
- Larsen, P. K. C., Arild; Aalberg, Arne (2003) *STÅLKONSTRUKSJONER PROFILER OG FORMER*. Trondheim, Norge: FAGBOKFORLAGET.
- Leksikon, S. N. (2021a) *Drager*. Tilgjengelig fra: https://snl.no/drager_-_b%C3%A6rende_bjelker.
- Leksikon, S. N. (2021b) *Søyle*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/s%C3%B8yle>.
- lovdata.no (2021) *Kort om loven*. Tilgjengelig fra: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71>.

- Microsoft (2016) *Microsoft Excel*. Tilgjengelig fra: <https://www.microsoft.com/nb-no/microsoft-365/excel?rtc=1>.
- Moelven (2018a) Standard limtrebjelke. Tilgjengelig fra: <https://www.epd-norge.no/heltreprodukter/standard-limtrebjelke-article1867-320.html>.
- Moelven (2018b) Kryssfiner. Tilgjengelig fra: <https://www.epd-norge.no/bygningsplater/kryssfiner-article1869-318.html>.
- Moelven (2020a) Skurlast av gran eller furu. Tilgjengelig fra: <https://www.epd-norge.no/heltreprodukter/skurlast-av-gran-eller-furu-article2951-320.html>.
- Moelven (2020b) Høvellast av gran eller furu. Tilgjengelig fra: <https://www.epd-norge.no/heltreprodukter/hovellast-av-gran-eller-furu-article2952-320.html>.
- Moelven (2020c) Ytterpanel Moelven Proffs. Tilgjengelig fra: <https://www.epd-norge.no/heltreprodukter/ytterpanel-moelven-proffs-article2953-320.html>.
- Norgips (2020) Norgips Standard type A (STD). Tilgjengelig fra: <https://www.epd-norge.no/bygningsplater/norgips-standard-type-a-std-article2558-318.html>.
- Rahaf, N., Alime, Y. og Amjed, N. (2020) Hensiktsmessig bruk av massivtre og lavkarbonbetong. Tilgjengelig fra: <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/2672416>.
- Rockwool (2019) ROCKWOOL stone wool thermal insulation. Tilgjengelig fra: <https://www.epd-norge.no/mutual-recognition-epd-fra-andre-programoperatører/rockwool-stone-wool-thermal-insulation-article2108-334.html>.
- Sandaker, B. N., Sandvik, M. og Vik, B. (2003) *Materialkunskap*. Lillestrøm, Norge: Byggenæringens Forlag.
- SINTEF (2021) *Vår historie*. Tilgjengelig fra: <https://www.sintef.no/om-sintef/var-historie/>.
- Splitkon (2020) Krysslimt tre. Tilgjengelig fra: <https://www.epd-norge.no/heltreprodukter/krysslimt-tre-article2521-320.html>.
- SSB (2021) *05940:Byggeareal. Boliger og bruksareal til bolig, etter bygningstype (K) 2000 - 2020*. Tilgjengelig fra: <https://www.ssb.no/statbank/table/05940/>.
- STANDARD-NORGE (2009) NS-EN 1991-4:2006+NA:2009.
- STANDARD-NORGE (2010) NS-EN 1995-1-2:2004+A1:2004+NA:2010.
- STANDARD-NORGE (2016) NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.
- STANDARD-NORGE (2018a) NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018.
- STANDARD-NORGE (2018b) NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018.
- STANDARD-NORGE (2019a) NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019.
- STANDARD-NORGE (2019b) NS 8175:2019 Lydforhold i bygninger, Lydklasser for ulike bygningstyper.
- Statistisk sentralbyrå (2021) *Statistikk*. Tilgjengelig fra: www.ssb.no.
- TEK17 (2017) *Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning* Tilgjengelig fra: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/>.
- Thue, J. V. (2016) *Byggningsfysikk: Grunnlag*. Fagbokforlaget.
- Tibnor (2021) Stålbjelker HEA, HEB, UPE, UNP og IPE (ST). Tilgjengelig fra: <https://www.epd-norge.no/stal-aluminiumskonstruksjoner/stalbjelker-hea-heb-upe-unp-og-ipe-st-article3068-323.html>.
- Treteknisk FOKUS på tre: Konstruksjonsvirke. Tilgjengelig fra: <http://trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/43-Konstruksjonsvirke.pdf>.
- Treteknisk (2006) *FOKUS på tre: Massivtre*.
- Treteknisk (2021) FOKUS på tre: Nr 37 Tre og brann.
- Östman, B. et al. (2002) *Brandsikra trähus*. Trätekn.

Vedlegg

1	Revit tegninger av BKS	83
2	Revit tegninger av MVD.....	87
3	Revit tegniger av KBM.....	91
4	Revit tegniger av BKL-2.....	95
5	Revit tegniger av BKL-4.....	99
6	Manuell beregning av bjelkelag for BKS	103
7	Manuell beregning av drager for BKS.....	106
8	Manuell beregning av stender/søyle BKS.....	115
9	Manuell beregning av stender/søyle KBM	121
10	Manuell beregning av bjelkelag BKL-2/-4	126
11	Manuell beregning av drager BKL-2/-4	134
12	Manuell beregning av søyle BKL-2.....	147
13	Manuell beregning av søyle BKL-4.....	153
14	Manuell beregning av stender BKL-2/-4	159
15	Excelberegninger av massivtredekke.....	165
16	Excelberegninger av massivtretak	168
17	Excelberegninger av massivtredekke brann.....	172
18	Excelberegninger av massivtrevegg	175
19	Excelberegninger av massivtrevegg brann	179
20	Geometriske avvik 2-etasjer.....	183
21	Geometriske avvik 5-etasjer.....	185
22	Kontroll av dekkeskive 5-etasjer.....	187
23	Kontroll av veggskive 2-etasjer	189
24	Kontroll av veggskive 4-etasjer	191
25	OS-prog snølast.....	193
26	OS-prog vindlast 2.etg	194
27	OS-prog vindlast 4.etg	198
28	OS-prog vindlast 5.etg	202
29	Egenlaster.....	206
29.1	Egenlaster for modeller med limtre drager.....	206
29.2	Egenlaster for modeller med ståldrager.....	207

29.3	Egenlaster for modeller med massivtre	208
29.4	U-verdi beregning for bindingsverk	209
29.5	U-verdi beregning for massivtre.....	211
29.6	Valg av tversnitt etasjeskillet	213
30	CLT floor dimensjonering01	215

1 Revit tegninger av BKS

Kunde:
NTNU

Prosjektnavn:
AGrandWin

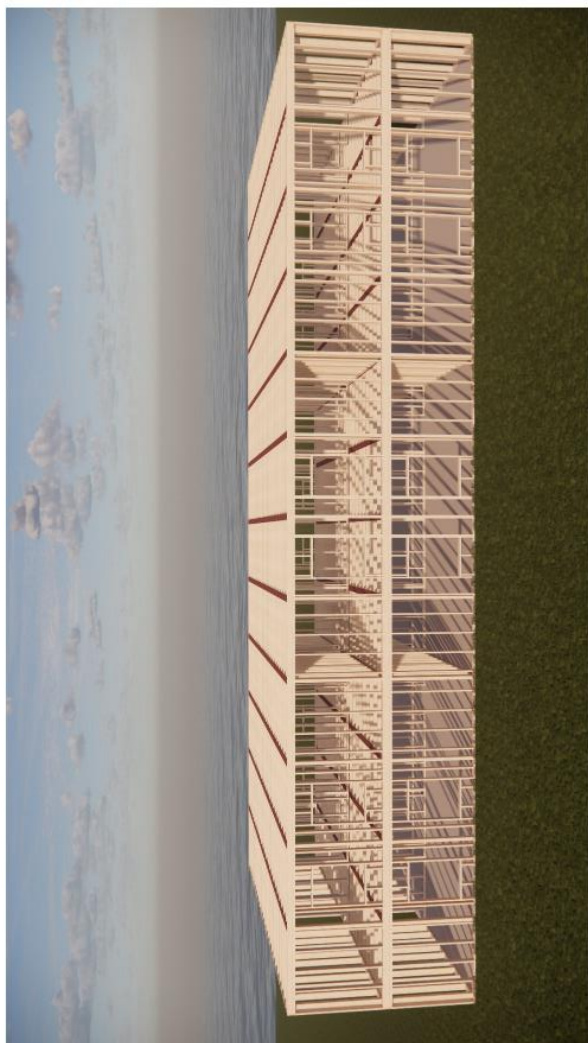
Prosjektnummer:
777

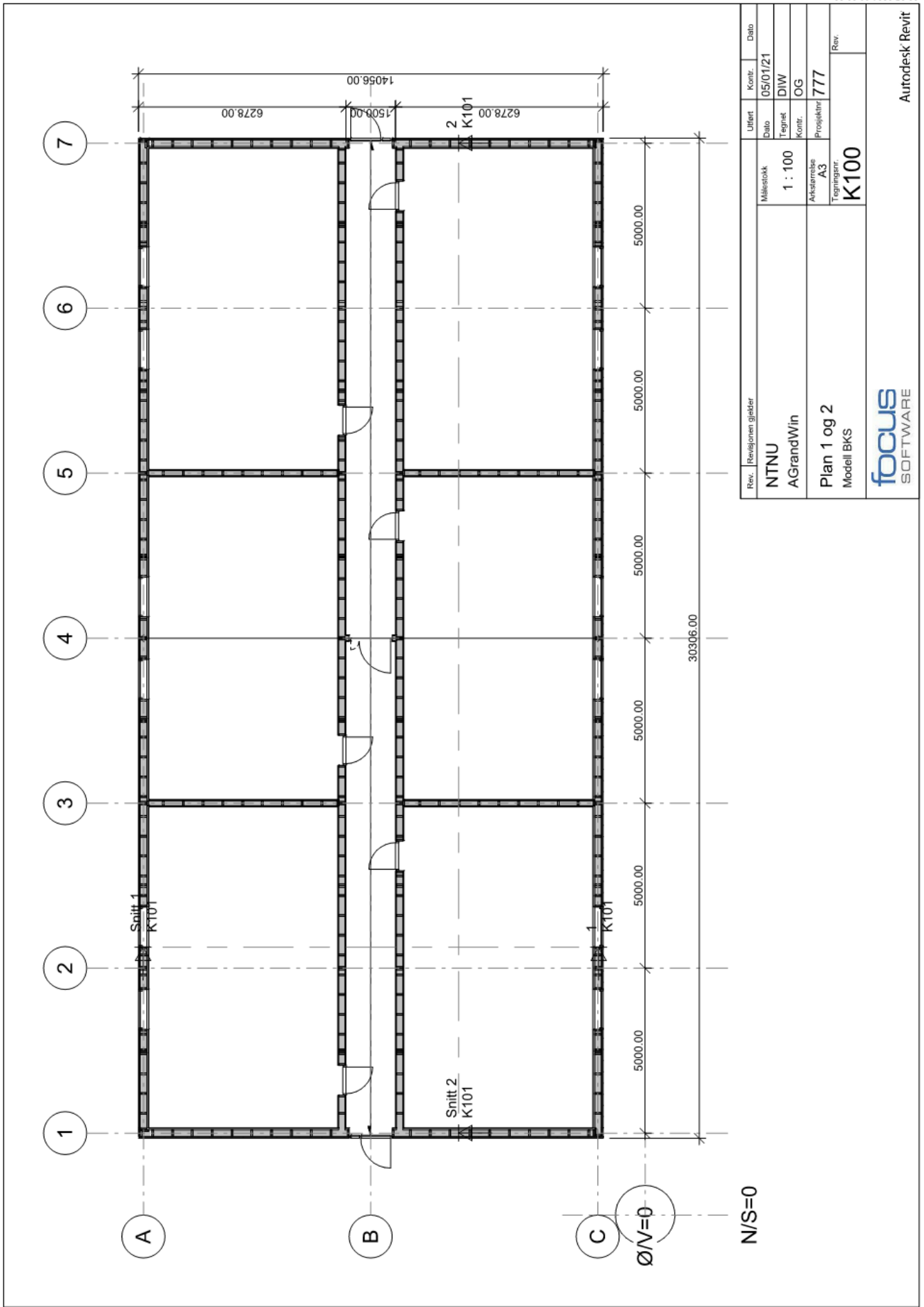
Prosjektstatus:
Fullført

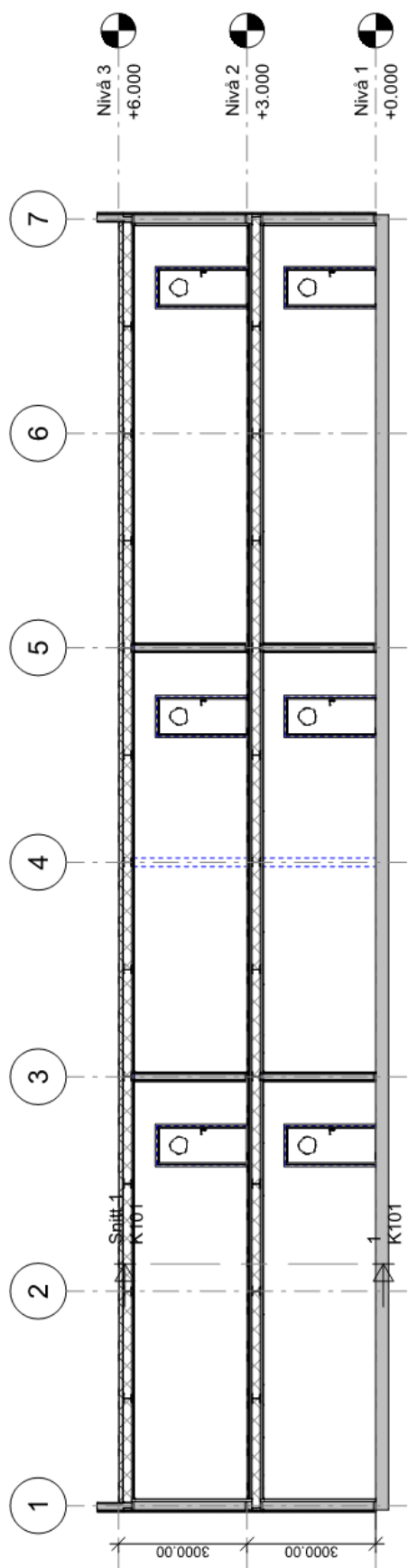
Prosjektdato:
Våren 2021

C:\Users\liben\NTNU\Bachelor-team Grand Win - General\Dimensjonering av Konstruksjon\Revit\Stål_bindingsverkl\BKS.rvt

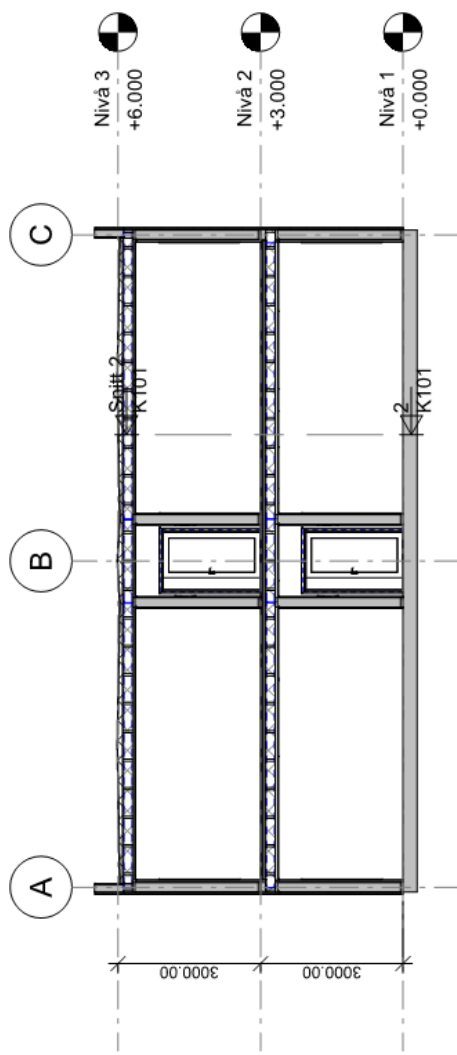
focus
SOFTWARE







Snitt 2
1 : 100

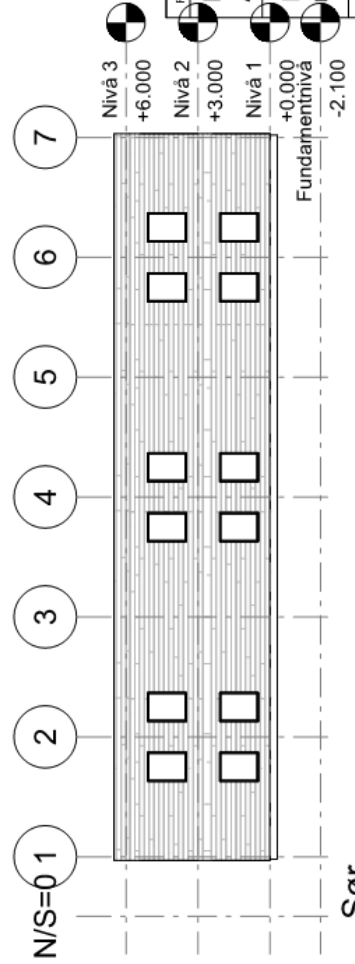
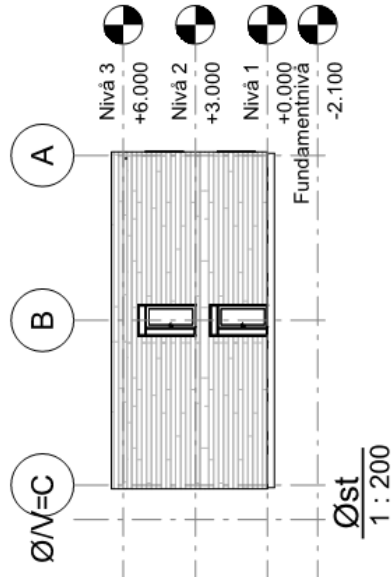
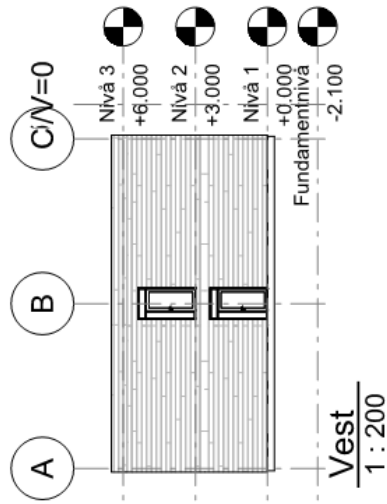
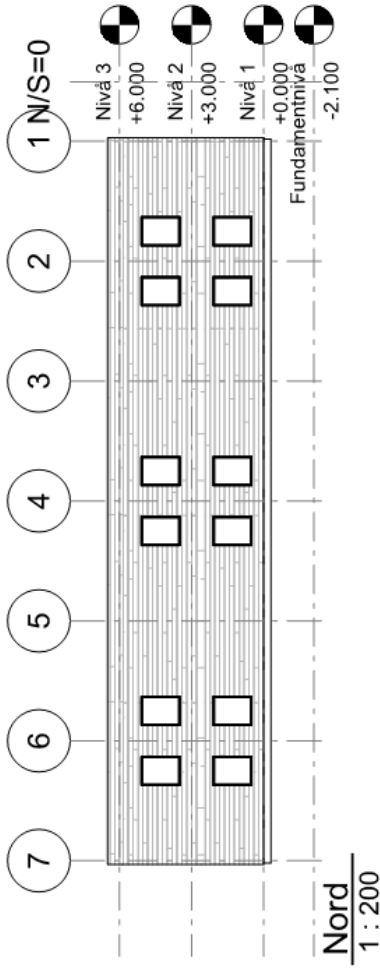


Snitt 1
1 : 100

Rev.	Revisjonen gjelder	Utført	Kontz.	Dato
	NTNU	Dato	05/01/21	
	AGrandWin	Tegnet	DJW	
		Kontz.	OG	
	Snitt 1 og 2	Arkstørrelse	777	
	Modell BKS	Tegningennr.	K101	Rev.

focus
SOFTWARE

Autodesk Revit



Rev.	Revisjonen gjelder	Utført	Kontnr.	Dato
	NTNU	Dato	05/01/21	
	AGrandWin	Tegnet	DIW	
	Fasader	Kontnr.	OG	
	Modell BKS	Prosjekt nr	777	
		Tegningsnr		Rev.
		K102		



2 Revit tegninger av MVD

Kunde:

NTNU

Prosjektnavn:

AGrandWin

Prosjektnummer:

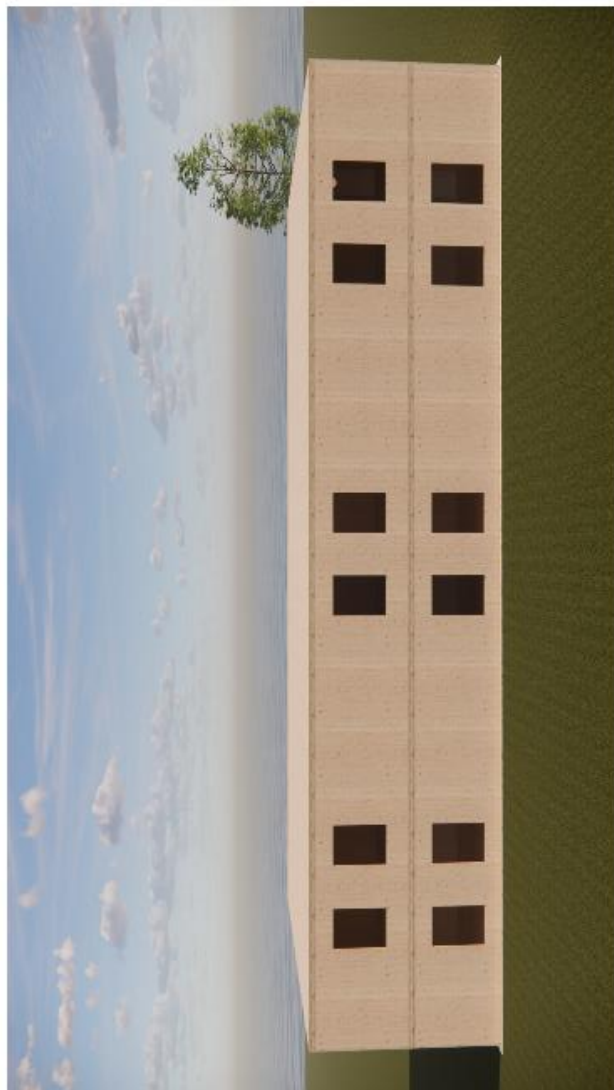
777

Prosjektstatus:

Fullført

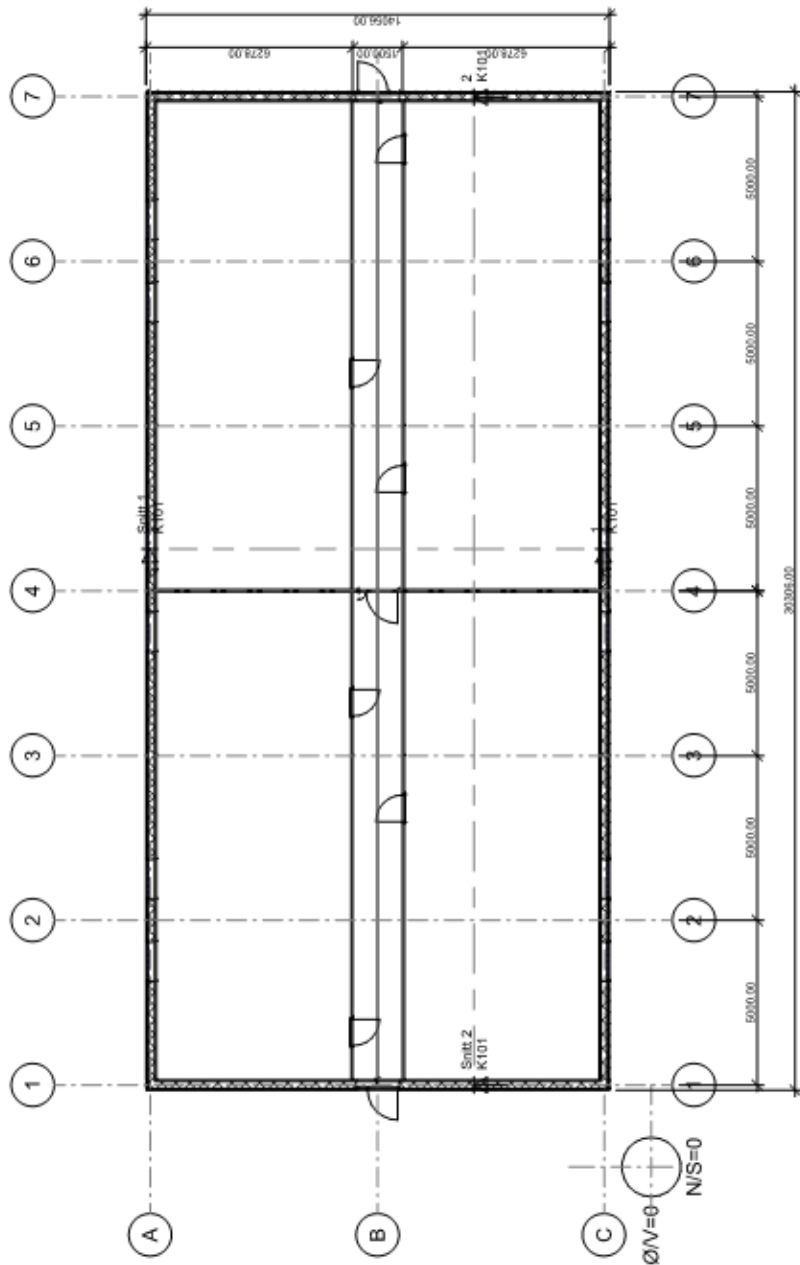
Prosjektdato:

Våren 2021

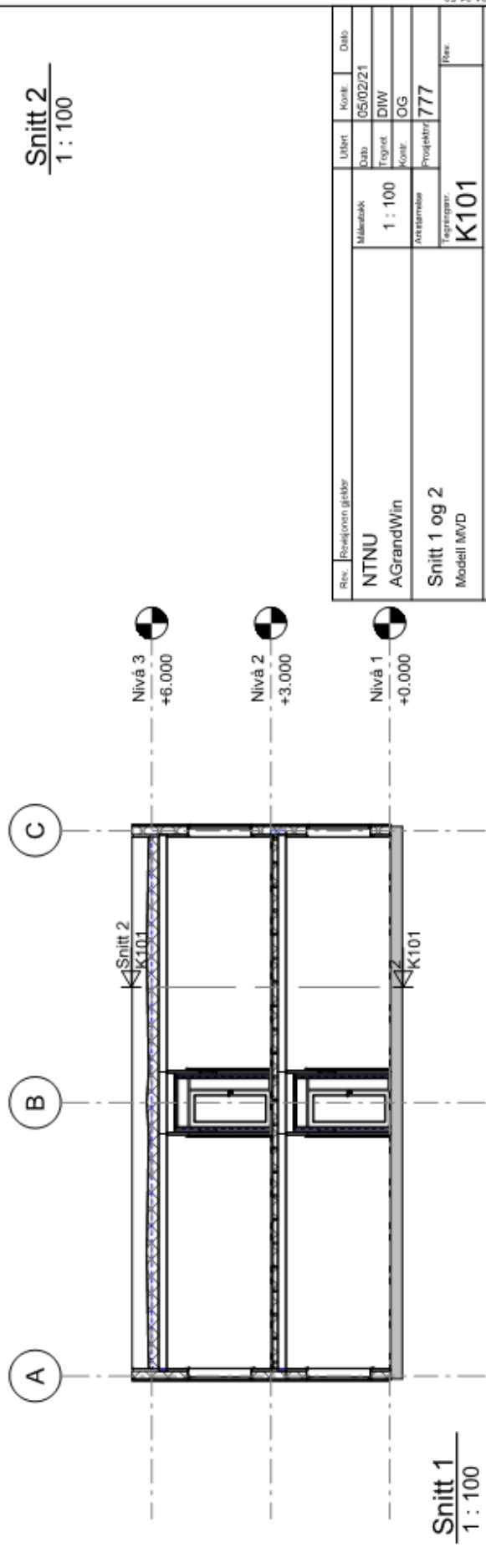
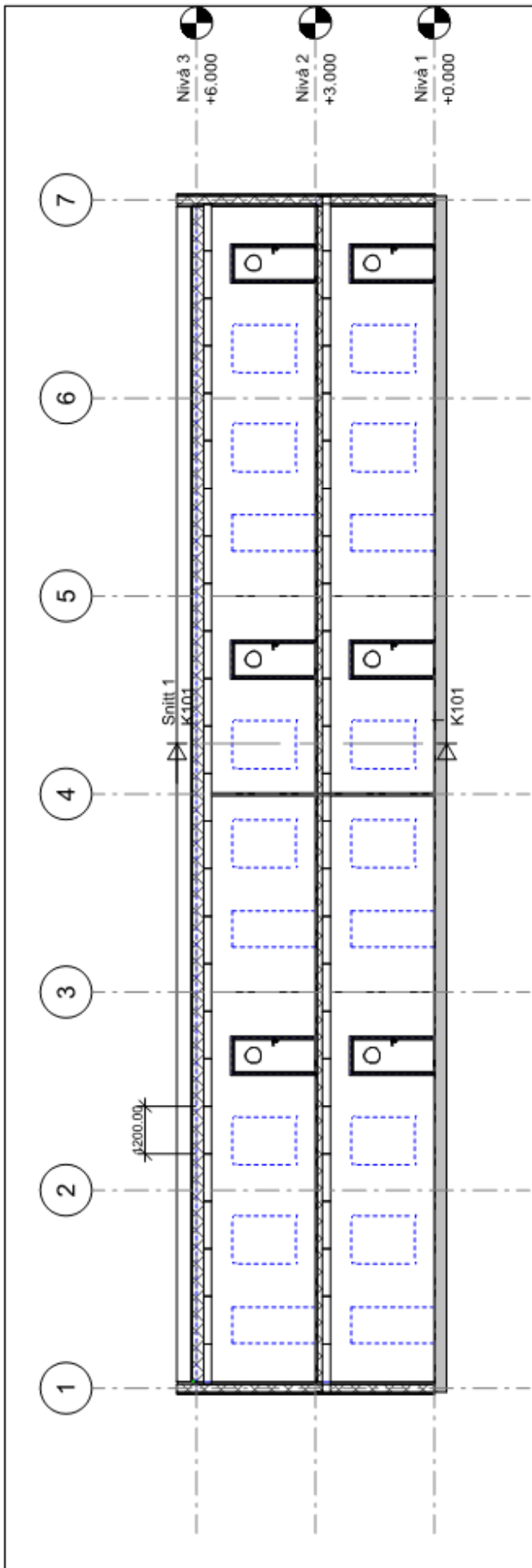


focus
SOFTWARE

C:\Users\ibenh\NTNU\Bachelor-team Grand Win - General\Dimensjonering av Konstruksjon\Revit\Massivtre\MVD.rvt



Proj.:	Industriplan	Utskrift:	K100	Blad:	
Kunde:	NTNU	Utskrift:	1 : 100	Blad:	52, 53, 54
Prosjekt:	AGrandWin	Utskrift:	DTW	Blad:	55
Prosjekt:	Plan 1 og 2	Utskrift:	777	Blad:	56
Prosjekt:	Model M10	Utskrift:	K100	Blad:	57
focus SOFTWARE		Arntsen & Børst			



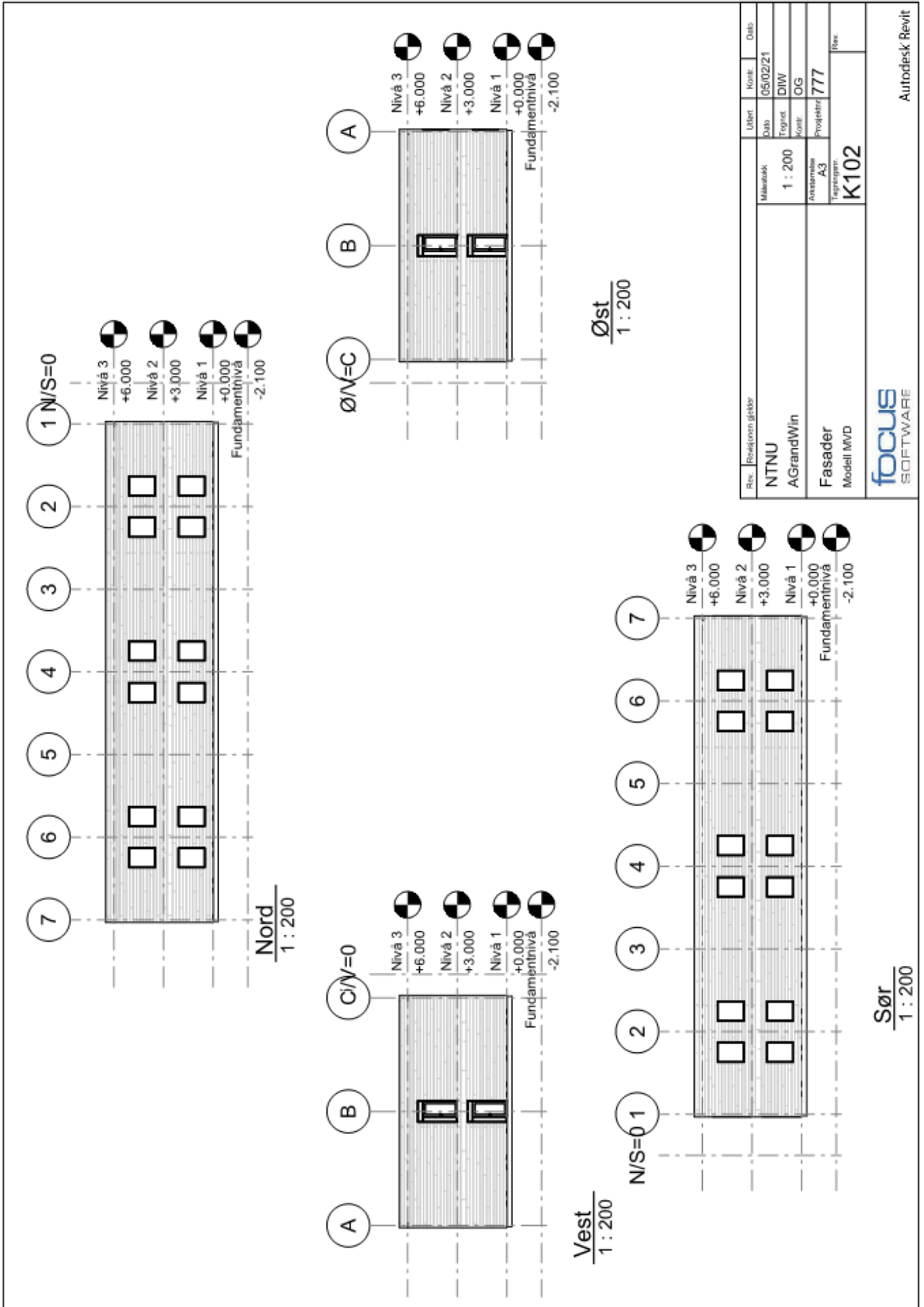
Snitt 2
1 : 100

Snitt 1
1 : 100

Rev.	Revisjonen gjelder	Utbet.	Kont.	Dato
	NTNU	Dato		05/02/21
	AGrandWin	Prosjekt	DIV	
		Kont.	OG	
	Snitt 1 og 2	Prosjekt nr	777	
	Modell MVD	Rev.		
		Forprosjekt	K101	



Autodesk Revit



3 Revit tegninger av KBM


Kunde:
NTNU

Prosjektnavn:
AGrandWin

Prosjektnummer:
777

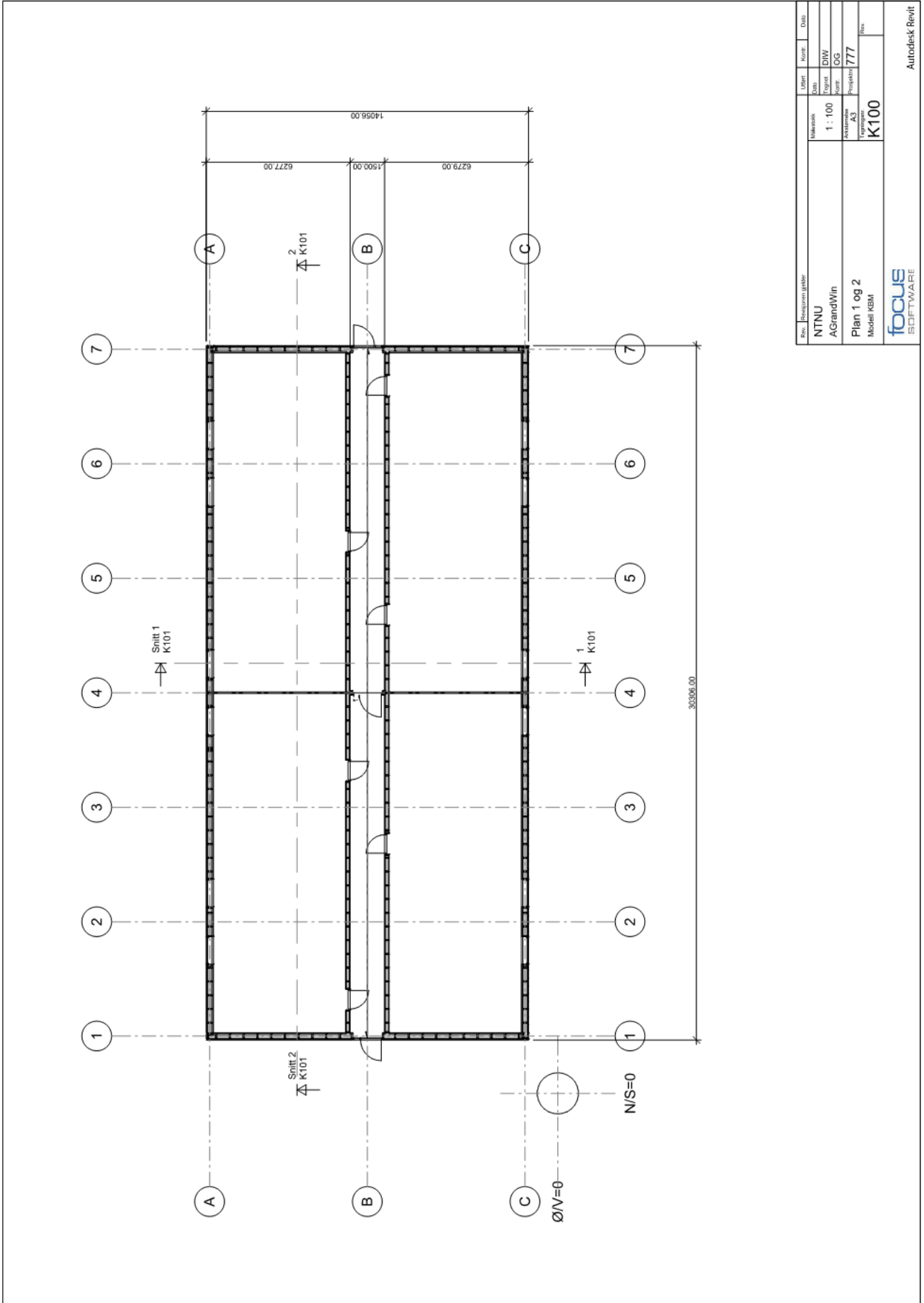
Prosjektstatus:
FULLFØRT

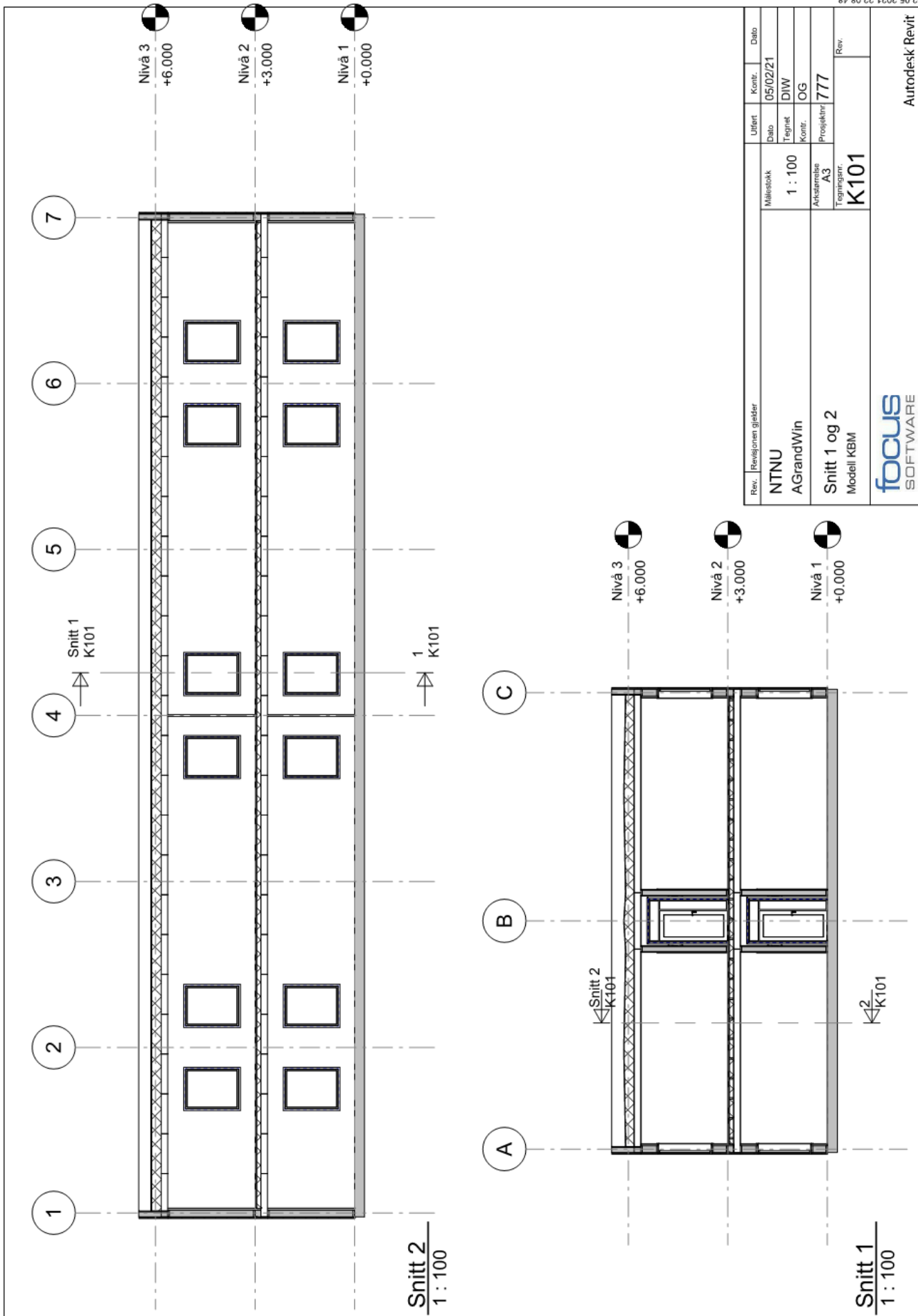
Prosjektdato:
Våren 2021



focus
SOFTWARE

C:\Users\ibenh\NTNU\Bachelor-team Grand Win - General\Dimensjonering av Konstruksjon\Revit\Kobi_massivtre_bindingsverk\KBM.rvt

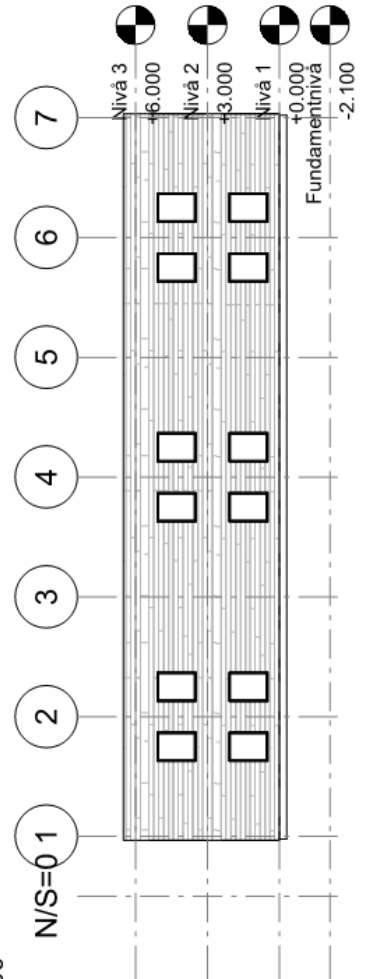
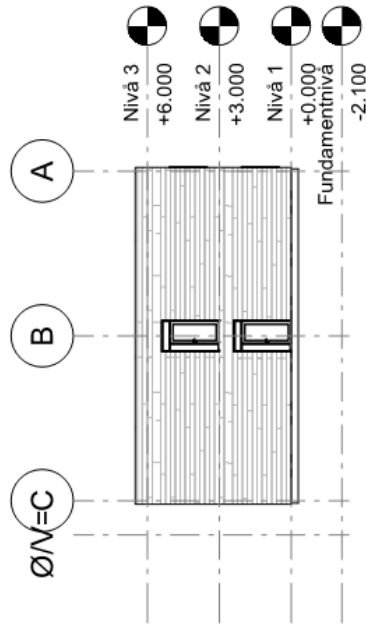
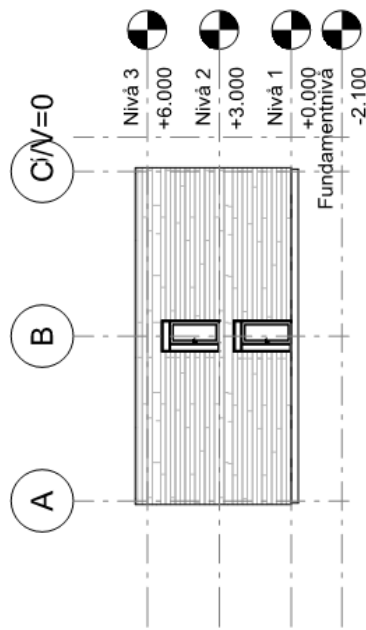
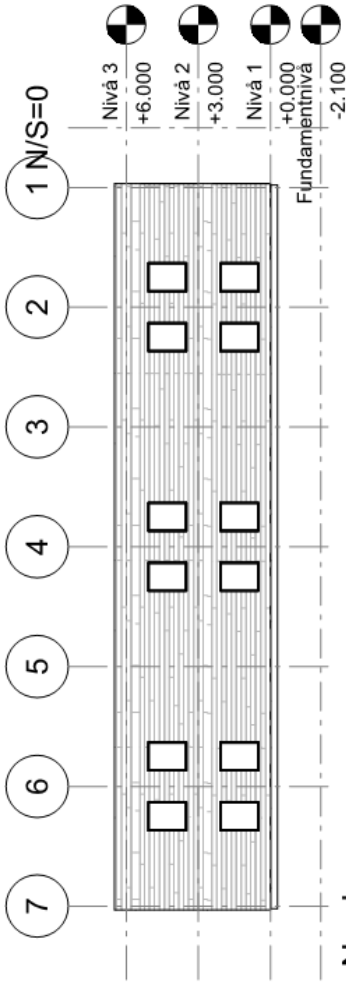




Rev.	Revisjonen gjelder	Utført	Kontnr.	Dato
	NTNU	Dato	05/02/21	
	AGrandWin	Tegnet	DIW	
		Kontnr.	OG	
		Prosjekt nr.	777	
		Tegningsnr.		Rev.
	Snitt 1 og 2			
	Modell KBM			
		Målestokk		
		1 : 100		
		Ark.sammelse	A3	
		Tegningsnr.	K101	



Autodesk Revit



Rev.	Revisjonen gjelder	Utført	Kont.	Dato
NTNU	AGrandWin	Målestokk	Dato	05/02/21
Fasader	Modell KBM	Tegnet	DIW	
		Kont.	OG	
		Prosjekt	777	
		Tegningstittel	K102	Rev.



4 Revit tegninger av BKL-2

Kunde:
NTNU

Prosjektnavn:
AGrandWin

Prosjektnummer:
777

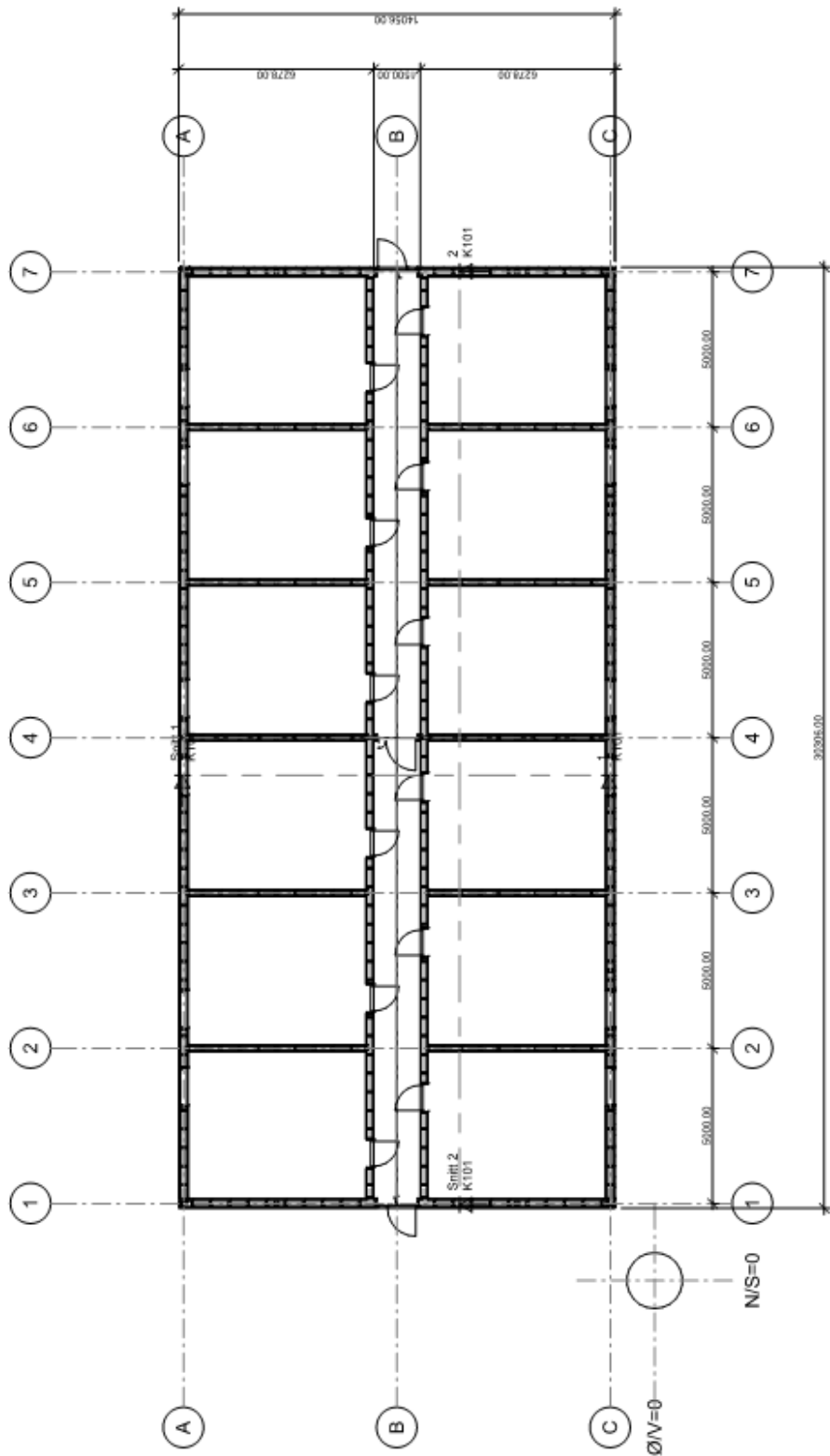
Prosjektstatus:
Fullført

Prosjektdato:
Våren 2021



focus
SOFTWARE

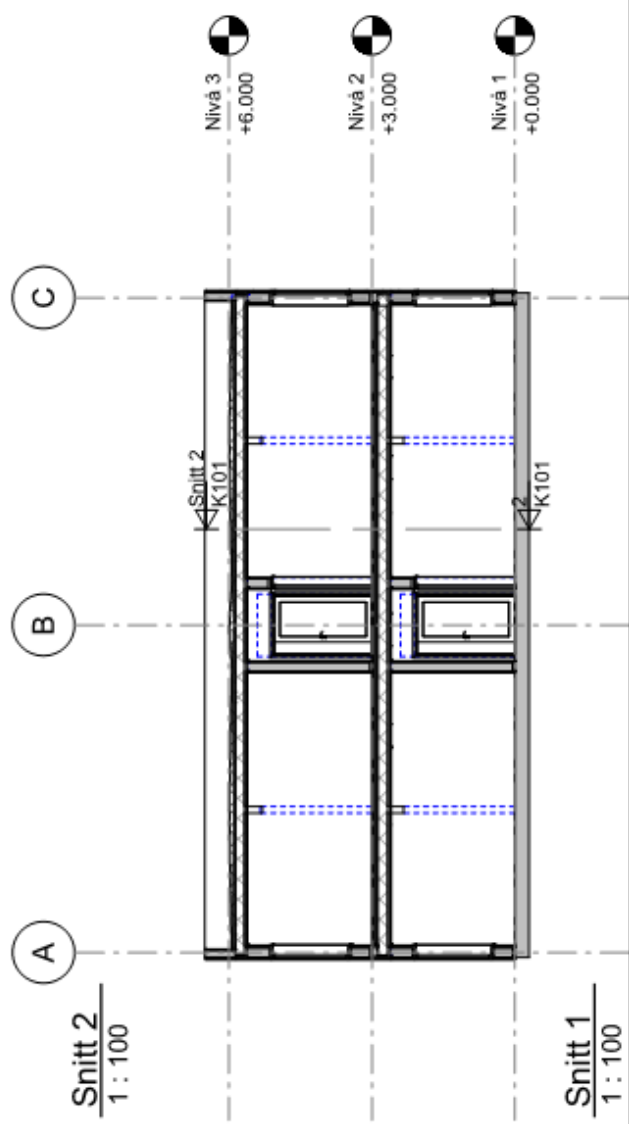
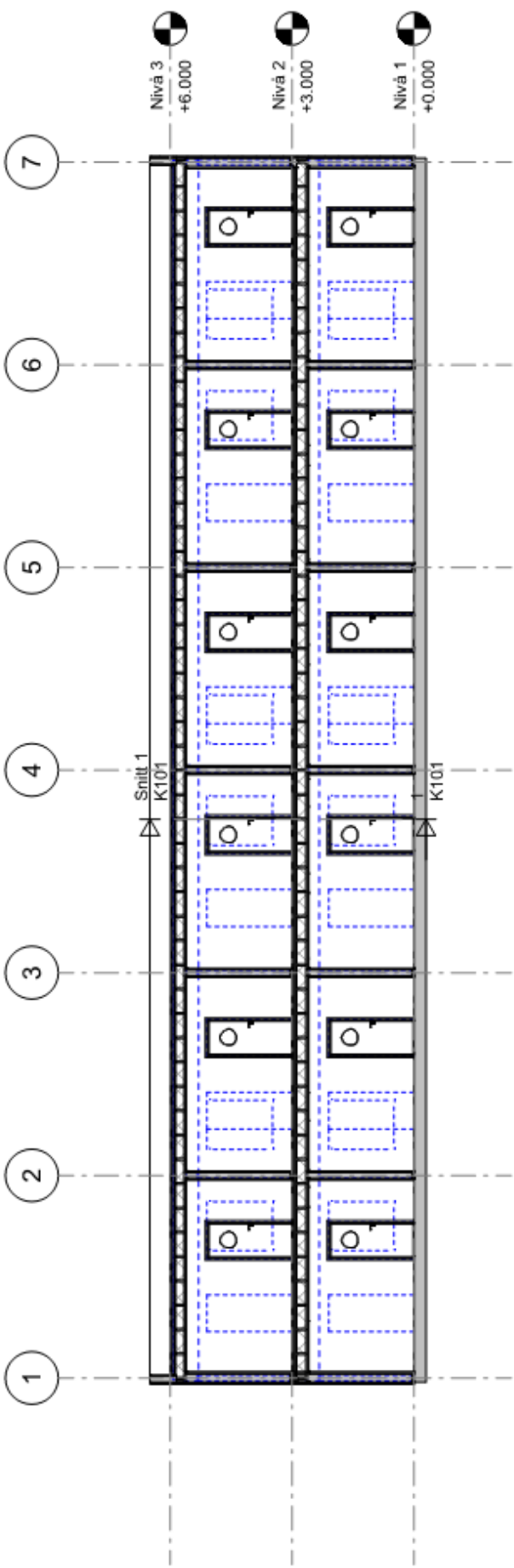
C:\Users\ibenh\NTNU\Bachelor-team Grand Win - General\Dimensjonering av Konstruksjon\Revit\Limtre_bindingsverk\BKL-2.rvt



Proj. / Institution / gnr.	1. Utgave	Arbeid	Dato
NTNU	Rev.	22.05.21	
A:GrandWin	Utsnitt	D119	
	Skala	CG	
	Arkitekt	777	
Plan 1 og 2	Format	K100	
Model: BRL.2			



Arntsen & Revitt



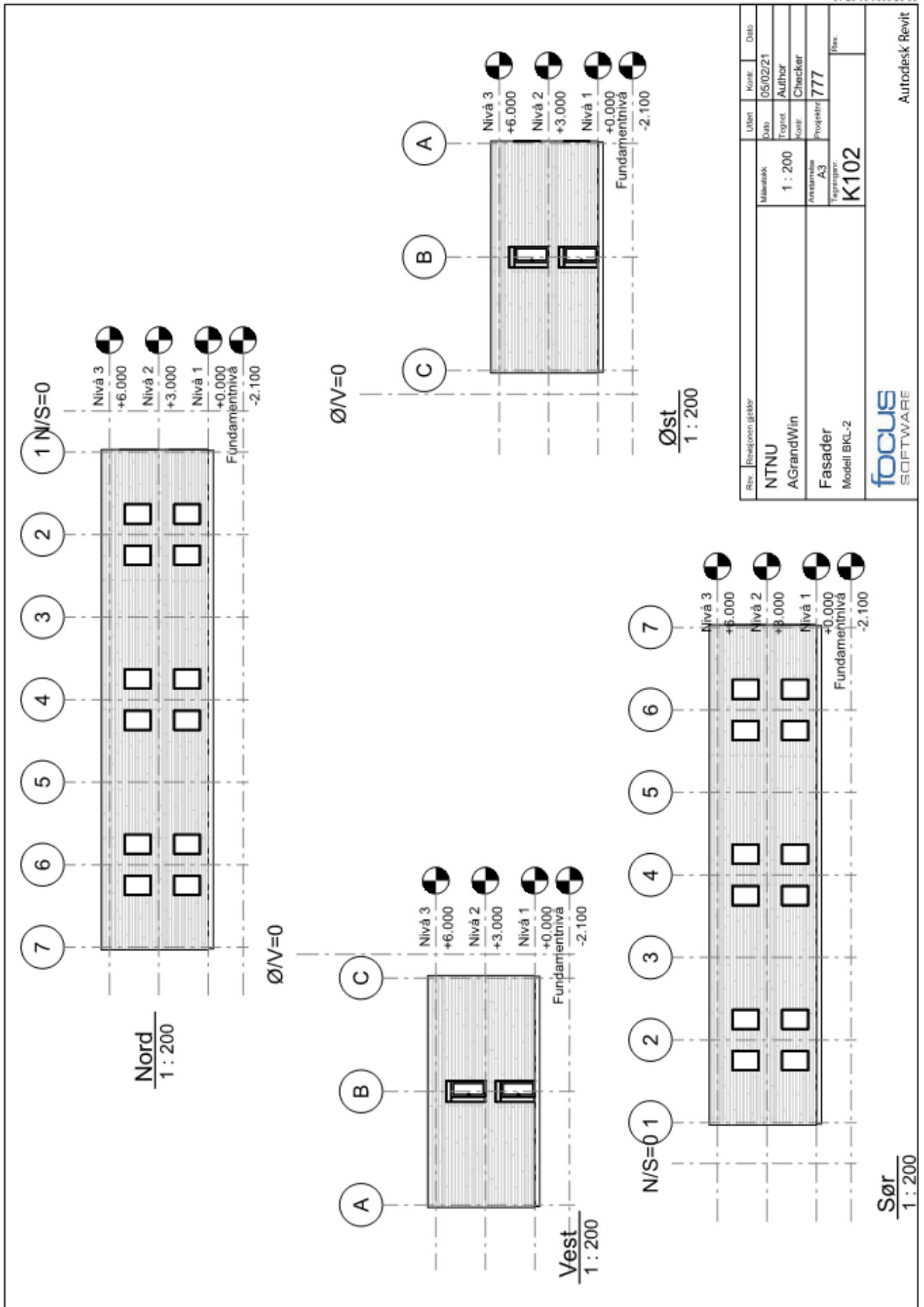
Snitt 2
1 : 100

Snitt 1
1 : 100

Rev.	Resgjennomgang	Utsert	Kont.	Dato
	NTNU			05/02/21
	AGrandWin	Dato	Tegnet	DIW
		Målestokk	Kont.	OG
		1 : 100	Prosjekt	777
		Ansvarlig	Tegning	Rev.
		A3	K101	
		Snitt 1 og 2		
		Modell BKL-2		

focus
SOFTWARE

Autodesk Revit



5 Revit tegninger av BKL-4

Kunde:

NTNU

Prosjektnavn:

AGrandWin

Prosjektnummer:

777

Prosjektstatus:

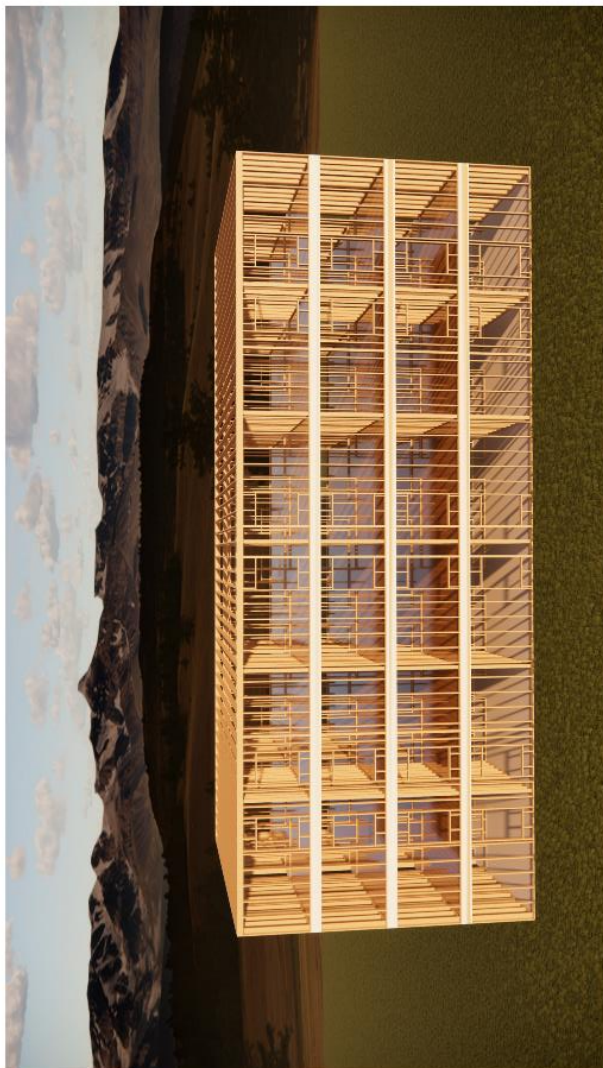
Fullført

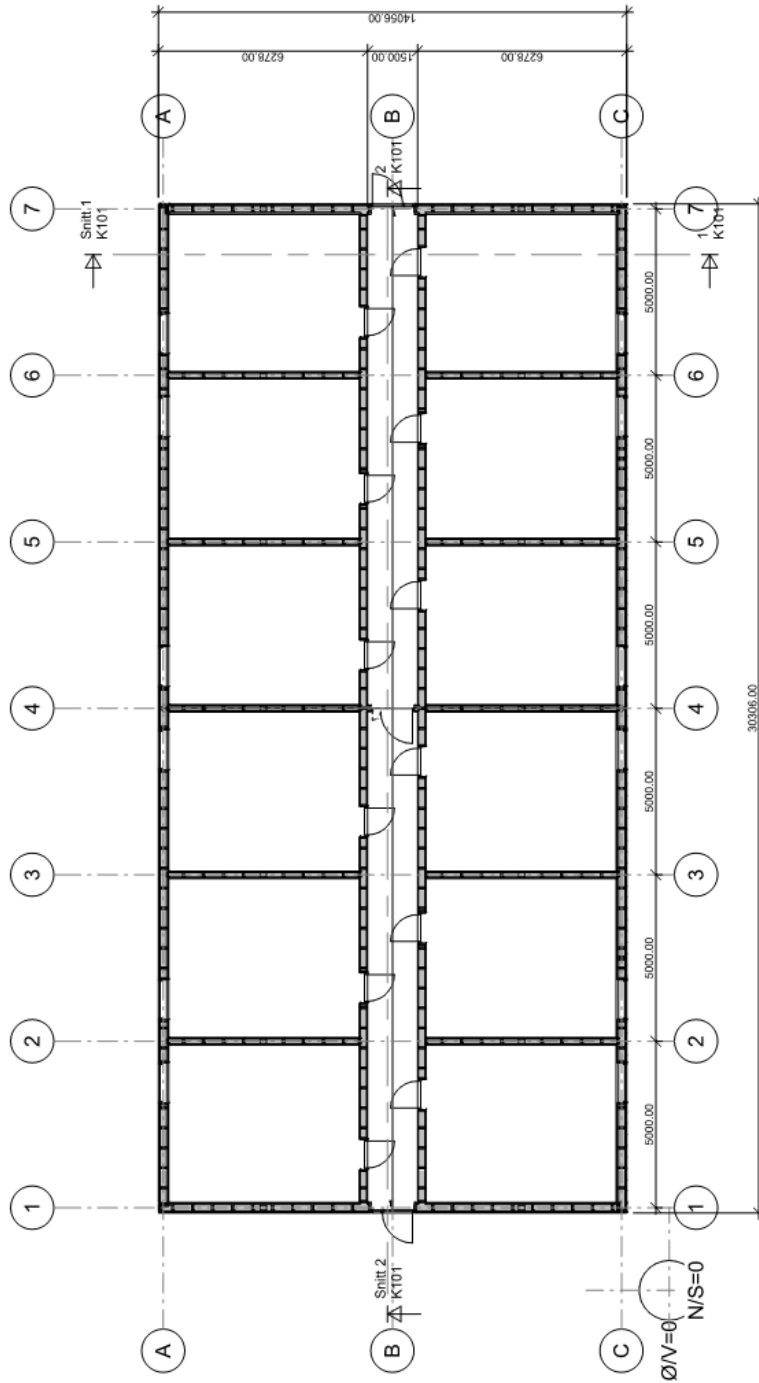
Prosjektdato:

Våren 2021

C:\Users\ibenh\NTNU\Bachelor-team Grand Win - General\Dimensjonering av Konstruksjon\Revit\Limtre_bindingssverk\BKL-4.rvt

focus
SOFTWARE

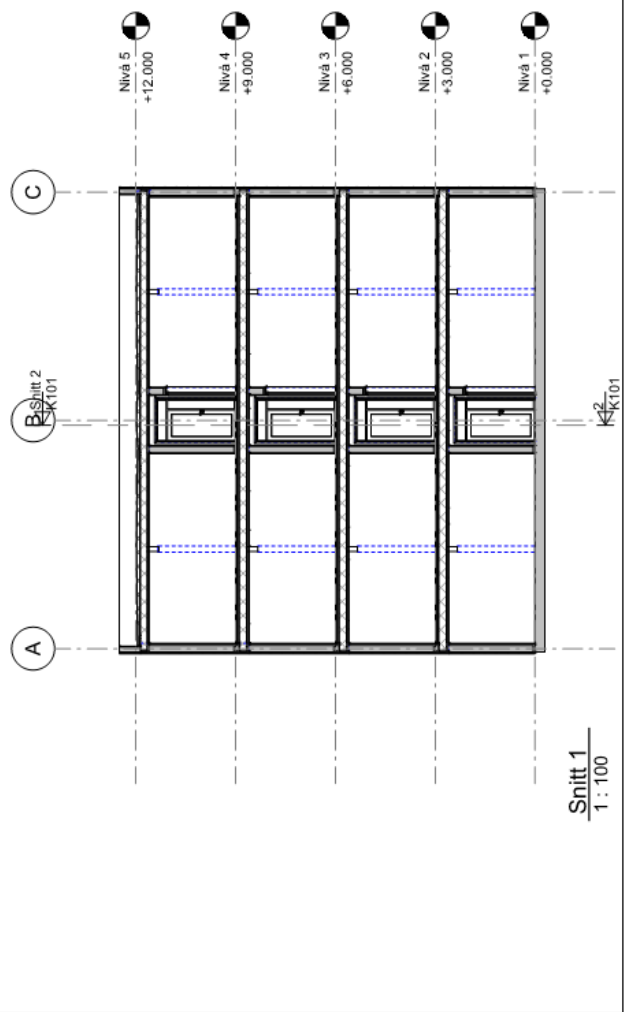
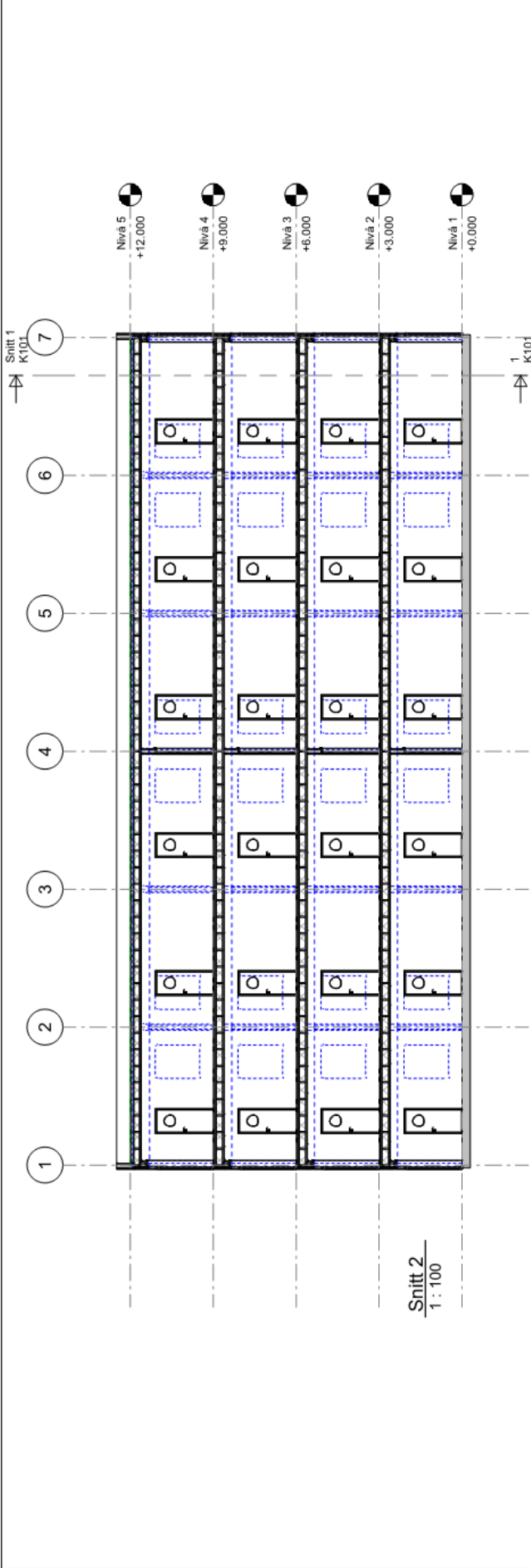




Rev.	Revisjonsgrunnlag	Uttent	Kontrollert	Dato
	NTNU			02.05.21
	AGrandWin	Forrett	DW	
		Kontrollert	OG	
	Plan 1,2,3 og 4	Prosjekt	777	
	Modell BKL-4	Aggregat	K100	
		Blatt		

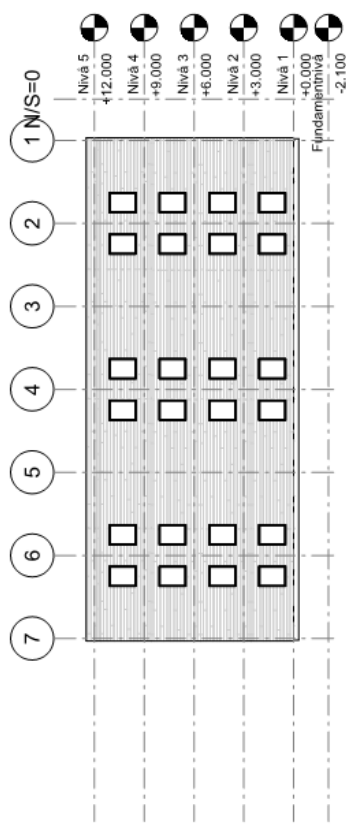
Autodesk Revit

focus SOFTWARE

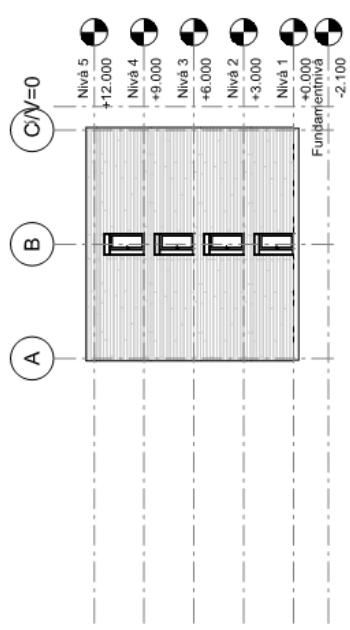


Rev:	Revisjons tittel:	Utdr:	Dato:
	NTNU	05/02/21	
Skala:	1 : 100	Utdr:	05
Prosjekt:	AGrandWin	Prosjekt:	777
Format:	A3	Prosjekt:	K101
Prosjekt:	Snitt 1 og 2	Rev:	
Model:	Model BKL-4		

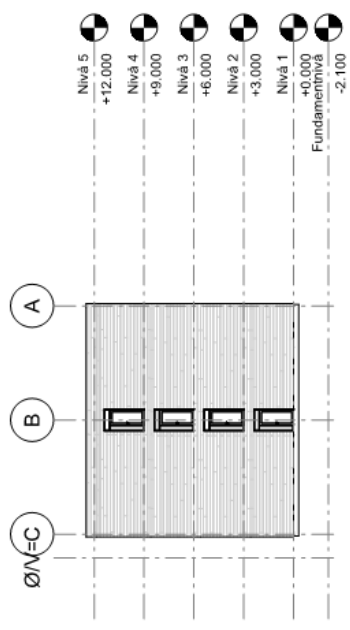




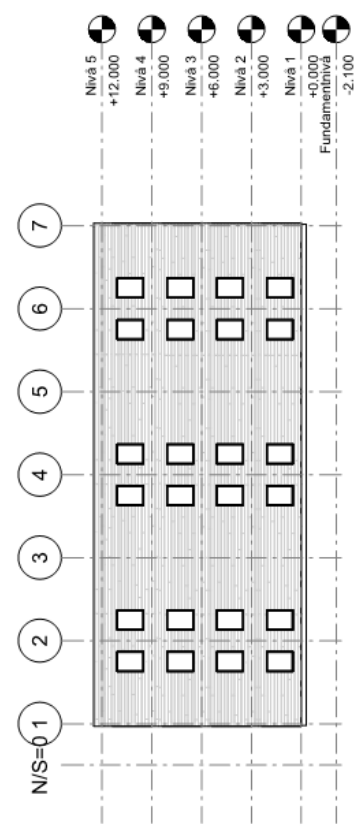
Nord
1 : 200



Vest
1 : 200



Øst
1 : 200



Sør
1 : 200

Rev.	Revisjon nr	Uttatt	Avst.	Dato
				05/02/21
NTNU		Maks. skala		
AGrandWin		1 : 200		
Fasader		Prosjekt nr		
Modell BKL-4		A3		
K102		777		
		Blatt		
		Dato		
		Avst.		
		Prosjekt nr		
		777		
		Blatt		
		K102		

6 Manuell beregning av bjelkelag for BKS

Bjelkelag i tak og etasjeskillet.

(Spenn 2,5 meter)

Dimensjoneringsgrunnlag

Material: Konstruksjonsvirke C24

$$\rightarrow \text{gir } f_{mk} = 24 \text{ N/mm}^2, f_{vk} = 4 \text{ N/mm}^2, f_{c,o,k} = 21 \text{ N/mm}^2$$
$$E_{0,mean} = 11000 \text{ N/mm}^2, G_{0,mean} = 690 \text{ N/mm}^2$$

Snølast: 3,6 kN/m²

Nyttelast: 2,0 kN/ m² for etasjeskillet

Egenlast: 0,65 kN/m² for tak, og 1,16 for etasjeskillet.

Dimensjonerende-

skjevforstillingslast: 5,35 kN/m

Brukskategori: A

Pålitelighetsklasse: 2

Klimaklasse: 1

Brannklasse: 2

Brannkrav: R30 for 2 etg.

Kommentar

Tar utgangspunkt i beregningen som er gjort tidligere med 48x198. Bjelken tilfredsstiller kravene til bøyemotstand, skjærkraft, vipping og nedbøyning med lastene listet over. Spennet var 3 meter, dermed må den samme bjelken klare et spenn på 2,5 meter

Last bilde: Ser på en fritt opplagt bjelke, som strekker seg over et spenn på 2,5 meter.

1. Vibrasjoner/Svingninger (komfortkriterium)

Kommentar:

Fordi komfortkriteriumet oftest er det dimensjonerende kravet for etasjeskillet, kontrolleres etasjeskillet for det her. Etasjeskillet har en større egenvekt, enn takkonstruksjonen. Takkonstruksjonen må likevelli bære mere last, fordi snølasten er såpass mye større enn nyttelasten som påføres etasjeskillet. For å kunne kontrollere, trenger vi egenvekten til etasjeskillet i dette tilfellet. Egenlasten for etasjeskillet er kalkulert til 1,16 kN/m².

Høystivhet $a = 0,6 \text{ mm/kN}$

$$\text{Egenlast: } \frac{1,16 \times 10^3}{9,81} = 118,2 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{f}{\Delta^{0,44}} > 18,7$$

$$f = \frac{\pi}{2 \times l^2} \times \sqrt{\frac{E \times I}{m}}$$

$$EI \geq 18,7^2 \times 0,6^{0,88} \times \frac{4}{\pi^2} \times 118,2 \times l^4 \times 10^6 = 10686464220 \times l^4$$

Finner nødvendig I:

Bjelkelag med $c/c600$:

$$I_{n\ddot{o}dv} = 10686464220 \times 0,6 \times \frac{l^4}{11000} = 582898 \times 2,5^4 = 22769453,13 \text{ mm}^4$$

Finner nødvendig tverrsnitt:

$$h = \sqrt[3]{\frac{22769453,13 \times 12}{48}} = 178,55 \text{ mm}$$

Velger 48×198 ,

$$I = \frac{48 \times 198^3}{12} = 31049568 \text{ mm}^4$$

Kontroll:

$$I_{n\ddot{o}dv} \leq I \text{ --- } > \text{OK!}$$

$$\left(1 - \frac{22769453,13}{31049568}\right) \times 100\% = 26,6\%$$

Kommentar:

Pga. komfortkriteriet blir nødvendig bjelketversnitt større når man velger konstruksjonsvirke enn for eksempel LVL- eller I-bjelker, som kan klare et mindre tverrsnitt da elastisitetsmodulen er større (større stivhet).

6. For brann

Kommentar:

Her, kontrolleres etasjeskillet i stedet for taket for brann. Dette fordi brannlasten som etasjeskillet må motstå er større en brannlasten som taket må motstå. Dimensjonerer med brann fra undersiden. 48x198 bjelker. Hulrommet mellom bjelkene er fullstendig Isolert med steinull og to lag 13 mm gips. Beregninger følger Anex C i NS-EN 1995-1-2, hvor teorigrunnlaget er hentet fra *Brandsäkra trähus versjon 2*.

For 2-etg:

Finner forkullingsstarttidspunkt $t_{ch} = t_f$ fordi Gipstype A-H

$$t_{ch} = t_f = 2,8 \times (13 + 0,5 \times 13) - 14 = 40,6 \text{ min}$$

Konklusjon:

Kravet for 2-etg er at etasjeskillet skal kunne motstå en brann i 30 min. Nedfallstiden til platene er 40,6 min. Dette betyr at bjelkene er fullstendig intakt (ingen forkulling har funnet sted) ved tiden 30 min, og har dermed ikke mistet noen bæreevne.

Konklusjon

2-etg:

Velger etasjeskillet/tak med: 48x198 med rkap på 26,6%. OK, R30.

7 Manuell beregning av drager for BKS

Størst belastede drager i konstruksjonen.

Dimensjoneringsgrunnlag

Material: Stål S355

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

$$E_{0,mean} = 21000 \text{ N/mm}^2$$

TAK: Snølast: $4,5 \times 0,8 = 3,6 \text{ kN/m}^2$

Egenlast: $0,84 \text{ kN/m}^2$

Etasjeskillet: Nyttelast: $2,0 \text{ kN/m}^2$

Egenlast: $1,4 \text{ kN/m}^2$

Brukskategori: A

Pålitelighetsklasse: 2

Klimaklasse: 2

Lastvarighetsklasse: Langtidslast

Risikoklasse: 4

Brannklasse: klasse 1 for 2.etg og klasse 2 for 4.etg

Brannkrav: For 2.etg R30 og R60 for 4.

Drageren: Frittoplagt over 1 spenn på 6 m.

Dimensjonerende laster

Tak:

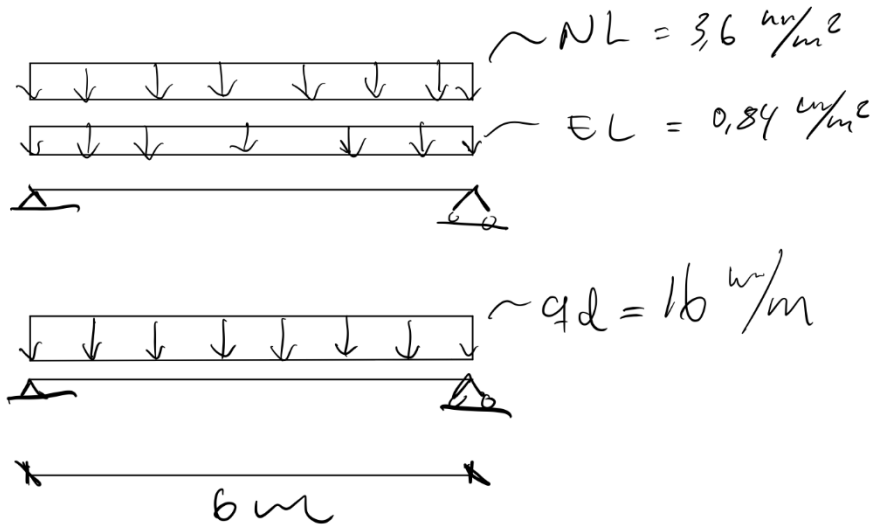
$$6.10b: q_d = \left(1,2 \times 0,84 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 3,6 \text{ kN/m}^2\right) \times 2,5 \text{ m} = 16,02 \approx 16 \text{ kN/m}$$

Etasjeskillet:

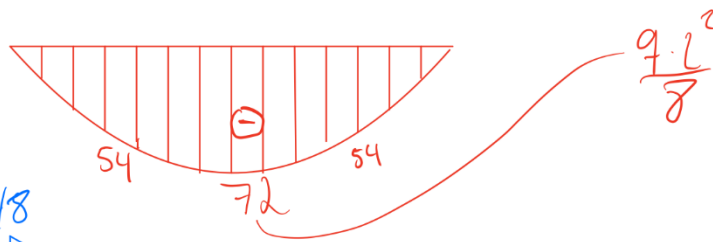
$$6.10b: q_d = \left(1,2 \times 1,4 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 2 \text{ kN/m}^2\right) \times 2,5 \text{ m} = 11,7 \text{ kN/m}$$

Last analyse

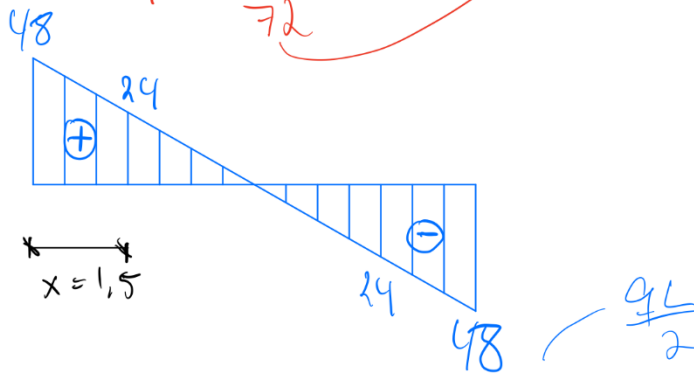
Siden det er en fritt opplagt bjelke over et spenn, får vi største moment ved bjelke midte og størst skjærkraft ved oppleggene. Kontrollerer bjelken for der størst skjærkraft opptrar, kobinasjon av skjær og moment, og der momentet er størst.



M-diagram
kNm



V-diagram
kN



moment ved $L/4$:

$$24 \text{ kN} \cdot 1,5 \text{ m} + \frac{1}{2} \cdot 24 \text{ kN} \cdot 1,5 \text{ m} = 54 \text{ kNm}$$

1. Tverrsnitts klassifisering:

Blir kontrollert der momentet er størst.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

$$\varepsilon_{fi} = 0,85 \times \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,69$$

$$\text{Steg slankhet: } \frac{c}{t} = \frac{180 - 2 \times 14 - 2 \times 15}{8,5} = 14,35$$

$$\text{Flens slankhet: } \frac{c}{t} = \frac{\frac{180 - 8,5}{2} - 15}{14} = 5$$

Brudd/brann kontroll:

Steg:

TV1:

$$14,35 < 72 \times 0,81 \rightarrow \underline{OK!}$$

$$14,35 < 72 \times 0,69 \rightarrow \underline{OK!}$$

Flens:

TV1:

$$5 < 9 \times 0,81 \rightarrow \underline{OK!}$$

$$5 < 9 \times 0,69 \rightarrow \underline{OK!}$$

Konklusjon: Bjelken er i tverrsnittklasse 1.

Slankheten til steget (ved L/2):

Brudd:

$$72 \times \frac{0,81}{1,2} > \frac{(200 - 2 \times 15)}{9}$$

$$48,6 > 18,8 \rightarrow \underline{OK!}$$

Brann:

$$72 \times \frac{0,69}{1,2} > \frac{(200 - 2 \times 15)}{9}$$

$$41,4 > 168,8 \rightarrow \underline{OK!}$$

Knekker altså ikke. Trenger ikke forsterking.

Reskapasitet:

$$\left(1 - \frac{16,75}{41,4}\right) \times 100\% = \underline{\underline{60\%}}$$

2. For momentkraft, skjær og kombinasjon av begge.

Moment:

Prøver med drageren: HE160B

$$f_d = 355 \text{ N/mm}^2 \times \frac{1}{1,05} = 338 \text{ N/mm}^2$$

$$W_{y_{\min}} = \frac{72 \times 10^6 \text{ Nmm}}{338 \text{ N/mm}^2} = 213018 \text{ mm}^3$$

Velger HE160B $W_y = 311000$

Skjær:

$$A_{\min} = \frac{48 \times 10^3}{\frac{355}{\sqrt{3}}} = 234,2 \text{ mm}^2$$

Fortsetter med HE160B $A = 5430 \text{ mm}^2$

Kontroll:

Ved opplager der Ved er størst:

$$\tau_{Rd} = \frac{338}{\sqrt{3}} = 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{Ed} = \frac{48 \times 10^3}{(160 - 2 \times 13) \times 8} = 44,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{44,7}{195} < 1,0 \rightarrow \underline{OK!}$$

Reskapasitet:

$$\left(1 - \frac{44,7}{195}\right) \times 100\% = \underline{\underline{77\%}}$$

Ved L/2 størst moment:

$$\sigma_d = \frac{72 \times 10^6}{311000} = 231,51 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{231,5}{338} < 1,0 \text{ -- } > \underline{\underline{OK!}}$$

Reskapasitet:

$$\left(1 - \frac{231,5}{338}\right) \times 100\% = \underline{\underline{31,5\%}}$$

Ved L/4 stort moment og stor skjærkraft:

$$\sigma_d = \frac{54 \times 10^6}{311000} = 173,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{Ed} = \frac{24 \times 10^3}{(160 - 2 \times 13) \times 8} = 22,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{173,6^2 + 3 \times 22,4^2} < 338 \text{ -- } > \underline{\underline{OK!}}$$

Reskapasitet:

$$\left(1 - \frac{\sqrt{173,6^2 + 3 \times 22,4^2}}{338}\right) \times 100\% = \underline{\underline{47\%}}$$

3. For vipping

Ikke vits, da bjelken er avlåst for vipping av bjelkelaget samt gulvet som er av sponplater.

4. For nedbøyning

Tak:

$$q_{tot} = (0,84 + 3,6) \times 2,5 = 11,1 \text{ kN/m}$$

$$u_{tot} = \frac{5 \times 11,1 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 24,9 \times 10^6} \times \left[1 + 3,12 \times \left(\frac{160}{6000} \right)^2 \times \left\{ \frac{160}{8} - \left(\frac{160 - 2 \times 13}{160} \right)^2 \times \left(\frac{160}{8} - 1 \right) \right\} \right] = 36mm$$

Kontroll:

$$w_{max} = L/300 = 6000mm/300 = \underline{\underline{20mm}}$$

$$\delta_m < w_{max} \text{ -- } > \underline{\underline{IKKE-OK!}}$$

Prøver HE180B

$$u_{tot} = \frac{5 \times 11,1 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 38,3 \times 10^6} \times \left[1 + 3,12 \times \left(\frac{180}{6000} \right)^2 \times \left\{ \frac{180}{8,5} - \left(\frac{180 - 2 \times 14}{180} \right)^2 \times \left(\frac{180}{8,5} - 1 \right) \right\} \right] = 23,7mm$$

Kontroll:

$$\delta_m < w_{max} \text{ -- } > \underline{\underline{IKKE-OK!}}$$

Prøver HE200B

$$u_{tot} = \frac{5 \times 11,1 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 57 \times 10^6} \times \left[1 + 3,12 \times \left(\frac{200}{6000} \right)^2 \times \left\{ \frac{200}{9} - \left(\frac{200 - 2 \times 15}{200} \right)^2 \times \left(\frac{200}{9} - 1 \right) \right\} \right] = 16mm$$

Kontroll:

$$\delta_m < w_{max} \text{ -- } > \underline{\underline{OK!}}$$

Restkapasitet:

$$\left(1 - \frac{16}{20} \right) \times 100\% = 20\%$$

Etasjeskillet:

$$q_{tot} = (1,4 + 2) \times 2,5 = 8,5 \text{ kN/m}$$

$$u_{tot} = \frac{5 \times 8,5 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 38,3 \times 10^6} \times \left[1 + 3,12 \times \left(\frac{180}{6000} \right)^2 \times \left\{ \frac{180}{8,5} - \left(\frac{180 - 2 \times 14}{180} \right)^2 \times \left(\frac{180}{8,5} - 1 \right) \right\} \right] = 18mm$$

Kontroll:

$$w_{\max} = L/300 = 6000\text{mm}/300 = \underline{\underline{20\text{mm}}}$$

$$\delta_m < w_{\max} \text{ --- } > \underline{\underline{OK!}}$$

Restkapasitet

$$\left(1,0 - \frac{18}{20}\right) \times 100\% = \underline{\underline{10\%}}$$

5. For brann**Kommentar:**

Drageren er omsluttet av bjelkelaget som er fullstendig isolert og beskyttet av to lag 13mm gips på undersiden. Ståldrageren det regnes på er HE200B, bruker denne i både tak og etasjeskillet for enkelhetsskyld.

Brannlast:**Tak:**

$$q_{d,fi} = \left(0,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 3,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0,2\right) \times 2,5\text{m} = 3,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed,fi} = \frac{3,9 \times 6^2}{8} = 17,55 \text{kNm}$$

$$V_{Ed,fi} = \frac{3,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 6\text{m}}{2} = 11,7 \text{kN}$$

Plastisk bøyespenningskontroll:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{642 \times 10^3 \times 355}{1,05} \times 10^{-6} = 217 \text{kNm}$$

$$\frac{17,55}{217} < 1,0 \text{ --- } > \underline{\underline{OK!}}$$

Restkapasitet:

$$\left(1,0 - \frac{17,55}{217}\right) \times 100\% = \underline{\underline{92\%}}$$

Plastisk skjærspenningskontroll:

$$A_v \geq A_w = 7,81 \times 10^3 - 2 \times 200 \times 15 + (9 + 2 \times 18) \times 15 > 1,2 \times (200 - 2 \times 15) \times 9$$

$$2485 > 1836 \rightarrow OK!$$

$$A_v = 2485$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{2485 \times 355}{1,05 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 485 \text{ kN}$$

$$\frac{11,7}{485} < 1,0 \rightarrow OK!$$

Restkapasitet:

$$\left(1,0 - \frac{11,7}{485}\right) \times 100\% = \underline{\underline{97,6\%}}$$

Temperaturberegning:

Momentkapasitet med ujevn temperatur fordeling:

$$\frac{A_p}{V} = 147$$

$$\frac{A_p}{V} \times \frac{\lambda_p}{d_p} = 147 \times \frac{0,25}{0,026} = 1413$$

$$\theta_{a,30} = 218 \times \left[(1413)^{0,2} - 2,79 \right] = 321,78^\circ \text{ C}$$

$$\theta_{a,90} = 324 \times \left[(1413)^{0,2} - 2,15 \right] = 685,6^\circ \text{ C}$$

$$k_{y322} = 1,0$$

$$M_{f_i,0,Rd} = M_{f_i,322,Rd} = 1,0 \times 355 \times 642 \times 10^3 \times \left(\frac{1}{1 \times 1} \right) \times 10^{-6} = \underline{\underline{227,9 \text{ kNm}}}$$

Skjærkapasitet med ujevn temperatur fordeling:

$$V_{fi,0,Rd} = 1,0 \times \frac{2485 \times 355}{1,0 \times \sqrt{3}} = \underline{509kN}$$

Brannmotstand ved kritisk temperatur:

$$\mu_{fi,0,moment} = \frac{17,55}{227,9} = 0,0770$$

$$\mu_{fi,0,skjær} = \frac{11,7}{509} = 0,0229$$

$$\theta_{a,cr,moment} = 39,19 \times \ln \left[\frac{1}{0,9674 \times 0,0770^{3,833}} - 1 \right] + 482 = \underline{871,41^\circ C}$$

$$\theta_{a,cr,skjær} = 39,19 \times \ln \left[\frac{1}{0,9674 \times 0,0229^{3,833}} - 1 \right] + 482 = \underline{1050^\circ C}$$

$$\theta_{a,cr} = \min \left(\begin{array}{l} 871^\circ C \\ 1050^\circ C \end{array} \right) = \underline{871^\circ C}$$

$$k_{y,871} = 0,060 + (0,110 - 0,060) \times \frac{(900 - 871)}{(900 - 800)} = 0,0745$$

$$M_{fi,871,Rd} = 0,0745 \times 227,9kNm = 16,97kNm$$

Kontroll:

$$17,55kNm < 227,9kNm \rightarrow \underline{OK!}$$

$$871^\circ C > 321^\circ C \rightarrow \underline{OK!}$$

$$17,55kNm > 16,97kNm \rightarrow \underline{IKKE - OK!}$$

Kommentar:

(Men dette skjer lange etter 30 minutter, faktisk er temperaturen ved 90 minutter 686 grader celsius, ergo er det fortsatt motstand ved tiden 90 minutter) Bjelken klarer R30

Konklusjon:

Bruker HE200B i etasjeskillet og taket, OK R30

8 Manuell beregning av stender/søyle BKS

Størst belastede veggstender i konstruksjonen.

Dimensjoneringsgrunnlag

Material: C24

$$\rightarrow \text{gir } f_{c,0,k} = 21 \text{ N/mm}^2,$$

$$E_{0,mean} = 11000 \text{ N/mm}^2, E_{0,05} = 7400 \text{ N/mm}^2$$

TAK: Snølast: $4,5 \times 0,8 = 3,6 \text{ kN/m}^2$

Egenlast: $0,65 \text{ k N/m}^2$

Etasjeskillet: Nyttelast: $2,0 \text{ kN/m}^2$

Egenlast: $1,17 \text{ k N/m}^2$

Brukskategori: A

Pålitelighetsklasse: 2

Klimaklasse: 2

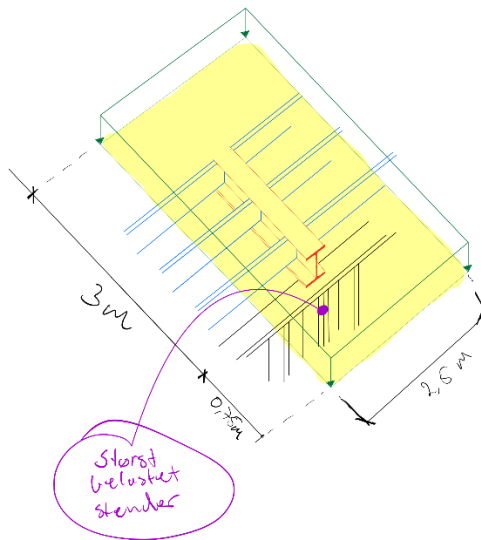
Lastvarighetsklasse: Langtidslast

Risikoklasse: 4

Brannklasse: klasse 1 for 2.etg

Brannkrav: For 2.etg R30

Lastfelt til størst blestet stender



Dimensjonerende laster

Tak:

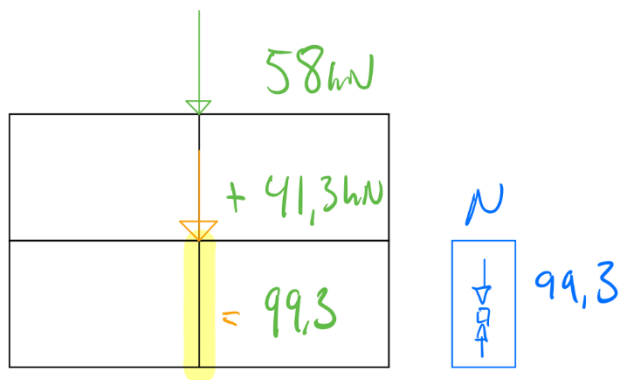
$$6.10b: N_d = \left(1,2 \times 0,65 \frac{kN}{m^2} + 1,5 \times 3,6 \frac{kN}{m^2}\right) 3,75m \times 2,5m = 58kN$$

Etasjeskillet:

$$6.10b: N_d = \left(1,2 \times 1,17 \frac{kN}{m^2} + 1,5 \times 2,0 \frac{kN}{m^2}\right) \times 3,75m \times 2,5m = 41,3kN$$

Konklusjon Bruker 6.10b i begge tilfellene.

Last analyse



Last som verst belastet søyle må ta:

$$N_d = \underline{\underline{99,3 \text{ kN}}}$$

Kommentar

Siden stenderne er en del av bindingsverket, altså korridorveggen, er de forhindret fra å knekke ut i svak akse i_z av bindingsverket, som består av konstruksjonsvirke gips. Regner derfor med knekking om sterk akse i_y .

1. For Normalkraft

$$f_{c,0,d} = 21 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,7}{1,25} = 11,7 \text{ N/mm}^2$$

$$L_k = 1,0 \times 3000 \text{ mm} = 3000 \text{ mm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \times 198^3 \times (2 \times 48)}{2 \times 198 \times 48}} = 57,16$$

$$\lambda_y = \frac{3000}{57,16} = 52,5$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{52,5}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7400}} = 0,89$$

$$k_y = 0,5 \times (0,94 + 0,2 \times 0,89 + 0,89^2) = 0,95$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{0,95 + \sqrt{0,95^2 - 0,89^2}} = 0,78$$

Tverrsnittet:

$$A_{\min} = \frac{99,3 \times 10^3 N}{0,78 \times 11,7 \frac{N}{\text{mm}^2}} = 10881 \text{mm}^2$$

$$h_{\min} = \frac{10881}{2 \times 48} = 113 \text{mm}$$

Velger bxh, 2x48x198

Kontroll:

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{99,3 \times 10^3 N}{2 \times 48 \times 198 \text{mm}^2} = 5,22 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{5,22}{0,78 \times 11,76} < 1,0 \text{ -- } > \underline{OK!}$$

Restkapasitet:

$$\left(1 - \frac{5,22}{0,78 \times 11,7} \right) \times 100\% = \underline{\underline{43\%}}$$

2. For brann**Kommentar:**

Stenderne er en del av bindingsverket i korridor veggene. De er bekledd med 2 lag 13mm gips på hver side. Fullstendig isolert i mellom stavene. Kravet er R30.

Brannlast:**Tak:**

$$N_{d,fi} = \left(0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 3,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0,2 \right) \times 3,75 \text{m} \times 2,5 \text{m} = 12,8 \text{kN}$$

Etasjeskillet:

$$N_{d,fi} = \left(1,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0,3 \right) \times 3,75 \text{m} \times 2,5 \text{m} = 16,6 \text{kN}$$

Analyse:

Last som verst belastet søyle må ta:

$$N_{f_i,d} = \underline{\underline{29,4kN}}$$

Verst belastet søyle:

$$f_{c,0,d,f_i} = 21 \frac{N}{mm^2} \times 1,25 = 26,25 \frac{N}{mm^2}$$

$$t_{ch} = t_f = 2,8 \times (13 + 0,5 \times 13) - 14 = 40,6 \text{ min}$$

$$d_{eff} = 1 \times 7 \text{ mm} = 7 \text{ mm}$$

$$\text{Restverrsnittet} = 2 \times 48 \times (198 - 2 \times 7) = 96 \times 184 = 17664 \text{ mm}^2$$

$$L_k = 1,0 \times 3000 \text{ mm} = 3000 \text{ mm}$$

$$i_{y,f_i} = 0,289 \times 184 = 53,17$$

$$\lambda_{y,f_i} = \frac{3000}{53,17} = 56,42$$

$$\lambda_{rel,y,f_i} = \frac{56,42}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7400}} = 0,95$$

$$k_{y,f_i} = 0,5 \times (0,94 + 0,2 \times 0,95 + 0,95^2) = 1,01$$

$$k_{c,y,f_i} = \frac{1}{1,01 + \sqrt{1,01^2 - 0,95^2}} = 0,74$$

$$N_{Rd,f_i} = 0,74 \times 26,25 \times 17664 \times 10^{-3} = 343 \text{ kN}$$

Kontroll:

$$N_{Rd,f_i} \geq N_{d,f_i} \text{ ---} > \underline{\underline{OK!}}$$

Restkapasitet:

$$\left(1 - \frac{29,4}{343}\right) \times 100\% = \underline{\underline{91,4\%}}$$

Konklusjon:

Velger dobbel stender som søyle. 2x48x198 Ok. R30 med en dimensjonerende restkap. på 43%.

9 Manuell beregning av stender/søyle KBM

Størst belastede veggstender i konstruksjonen.

Dimensjoneringsgrunnlag

Material: C24

$$\rightarrow \text{gir } f_{c,0,k} = 21 \text{ N/mm}^2,$$

$$E_{0,mean} = 11000 \text{ N/mm}^2, E_{0,05} = 7400 \text{ N/mm}^2$$

TAK: Snølast: $4,5 \times 0,8 = 3,6 \text{ kN/m}^2$

Egenlast: $1,96 \text{ k N/m}^2$

Etasjeskillet: Nyttelast: $2,0 \text{ kN/m}^2$

Egenlast: $1,44 \text{ k N/m}^2$

Brukskategori: A

Pålitelighetsklasse: 2

Klimaklasse: 2

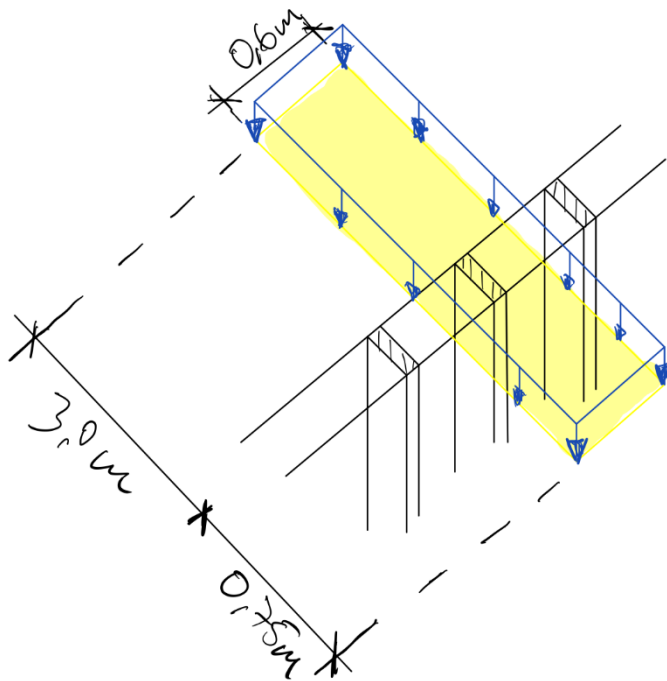
Lastvarighetsklasse: Langtidslast

Risikoklasse: 4

Brannklasse: klasse 1 for 2.etg

Brannkrav: For 2.etg R30

Lastfelt til hver enkelt stender



Last felt / Areal
som vegg
stenderen
må ta.

Dimensjonerende laster

Tak:

$$6.10b: N_d = \left(1,2 \times 1,96 \frac{kN}{m^2} + 1,5 \times 3,6 \frac{kN}{m^2}\right) 0,6m \times 3,75m = 17,4kN$$

Etasjeskillet:

$$6.10b: N_d = \left(1,2 \times 1,44 \frac{kN}{m^2} + 1,5 \times 2,0 \frac{kN}{m^2}\right) \times 0,6m \times 3,75m = 10,6kN$$

Last analyse

Last som verst belastet søyle må ta:

$$N_d = 17,4 + 10,6 = \underline{\underline{28kN}}$$

Kommentar

Siden stenderne er en del av bindingsverket, er de forhindret fra å knekke ut i svak akse i_z av bindingsverket, som består av konstruksjonsvirke og gips. Regner derfor med knekking om sterk akse i_y .

1. For Normalkraft

$$f_{c,0,d} = 21 \frac{N}{mm^2} \times \frac{0,7}{1,25} = 11,76 \frac{N}{mm^2}$$

$$L_k = 1,0 \times 3000 \text{ mm} = 3000 \text{ mm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \times 148^3 \times 48}{148 \times 48}} = 42,7$$

$$\lambda_y = \frac{3000}{42,7} = 70,2$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{70,2}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7400}} = 1,19$$

$$k_y = 0,5 \times (0,94 + 0,2 \times 1,19 + 1,19^2) = 1,29$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{1,29 + \sqrt{1,29^2 - 1,19^2}} = 0,56$$

Tverrsnittet:

$$A_{\min} = \frac{28 \times 10^3 \text{ N}}{0,56 \times 11,76 \frac{N}{mm^2}} = 4252 \text{ mm}^2$$

$$h_{\min} = \frac{4252}{48} = 88,6 \text{ mm}$$

Velger bxh, 48x148

Kontroll:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{28 \times 10^3 \text{ N}}{48 \times 148 \text{ mm}^2} = 3,9 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{3,9}{0,56 \times 11,76} < 1,0 \text{ -- } > \underline{OK!}$$

Restkapasitet:

$$\left(1 - \frac{3,9}{0,56 \times 11,76} \right) \times 100\% = \underline{\underline{40,7\%}}$$

2. For brann

Kommentar:

Stenderne er en del av bindingsverket i korridor veggene. De er bekledd med 2 lag 13mm gips på hver side. Fullstendig isolert i mellom stavene. Kravet er R30.

Brannlast:

Tak:

$$N_{d,fi} = \left(1,96 \frac{kN}{m^2} + 3,6 \frac{kN}{m^2} \times 0,2\right) \times 0,6m \times 3,75m = 6kN$$

Etasjeskillet:

$$N_{d,fi} = \left(1,44 \frac{kN}{m^2} + 2,0 \frac{kN}{m^2} \times 0,3\right) \times 0,6m \times 3,75m = 4,6kN$$

Analyse:

$$N_{fi,d} = 6 + 4,6 = \underline{\underline{10,6kN}}$$

Verst belastet søyle:

$$f_{c,0,d,fi} = 21 \frac{N}{mm^2} \times 1,25 = 26,25 \frac{N}{mm^2}$$

$$t_{ch} = t_f = 2,8 \times (13 + 0,5 \times 13) - 14 = 40,6 \text{ min}$$

$$d_{char,n}(2a) = 2 \times 0,7 \times (t_a - 40,6) = 25 \text{ mm}$$

$$\rightarrow t_a = \frac{25}{2 \times 0,7} + 40,6 = 58 \text{ min}$$

$$d_{char,n}(2b) = 0,7 \times (60 - 58) = 1,4 \text{ mm}$$

$$d_{eff} = 25 \text{ mm} + 1,4 \text{ mm} + 1 \times 7 \text{ mm} = 33,4 \text{ mm}$$

$$\text{Restverrsnittet} = 48 \times (148 - 2 \times 33,4) = 48 \times 81 = 3888 \text{ mm}^2$$

$$L_k = 1,0 \times 3000 \text{ mm} = 3000 \text{ mm}$$

$$i_{y,fi} = 0,289 \times 81 = 23,4$$

$$\lambda_{y,fi} = \frac{3000}{23,4} = 128,2$$

$$\lambda_{rel,y,fi} = \frac{128,2}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7400}} = 2,17$$

$$k_{y,fi} = 0,5 \times (0,94 + 0,2 \times 2,17 + 2,17^2) = 3,04$$

$$k_{c,y,fi} = \frac{1}{3,04 + \sqrt{3,04^2 - 2,17^2}} = 0,19$$

$$N_{Rd,fi} = 0,19 \times 26,25 \times 3888 \times 10^{-3} = 19,4 \text{ kN}$$

Kontroll:

$$N_{Rd,fi} \geq N_{d,fi} \text{ ---} > \underline{OK!}$$

Restkapasitet:

$$\left(1 - \frac{10,6}{19,4}\right) \times 100\% = \underline{\underline{45\%}}$$

Konklusjon:

Velger stendere 48x148Ok. OK R30 og R60 med en dimensjonerende restkap. på 40,7%.

10 Manuell beregning av bjelkelag BKL-2/-4

Bjelkelag i tak og etasjeskillet.

(2- og 4-etasjer)

Dimensjoneringsgrunnlag

Material: Konstruksjonsvirke C24

$$\rightarrow \text{gir } f_{mk} = 24 \text{ N/mm}^2, f_{vk} = 4 \text{ N/mm}^2, f_{c,o,k} = 21 \text{ N/mm}^2$$
$$E_{0,mean} = 11000 \text{ N/mm}^2, G_{0,mean} = 690 \text{ N/mm}^2$$

Snølast: 3,6 kN/m²

Nyttelast: 2,0 kN/m² for etasjeskillet

Egenlast: 0,65 kN/m² for tak, og 1,16 for etasjeskillet.

Dimensjonerende-

skjevforstillingslast: 5,35 kN/m

Brukskategori: A

Pålitelighetsklasse: 2

Klimaklasse: 1

Brannklasse: 2

Brannkrav: R60 for 4 etg, og R30 for 2 etg.

Kommentar

Med bakgrunn i at den dimensjonerende lasten som virker på taket blir større enn den dimensjonerende lasten som virker i etasjeskillet, brukes lasten som er påført i taket for å få et grunnlag. Det er ikke vits å regne dobbelt, fordi komfortkriteriet er dimensjonerende for etasjeskillet. Dette vil i praksis bety at bjelken i etasjeskillet vil bli større, enn bjelken i taket. Dette viser også utregningene.

Last bilde: Ser på en fritt opplagt bjelke, som strekker seg over et spenn på 3 meter.

Dimensjonerende laster

$$6.10a: q_d = \left(1,35 \times 0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,5 \times 0,7 \times 3,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \times 0,6 \text{ m} = 2,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$6.10b: q_d = \left(1,2 \times 0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,5 \times 3,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \times 0,6 \text{ m} = 3,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Konklusjon Bruker 6.10b

$$M_d = \frac{3,7 \text{ kN/m} \times (3\text{m})^2}{8} = 4,16 \text{ kNm}$$

$$V_d = \frac{3,7 \text{ kN/m} \times 3\text{m}}{2} = 5,55 \text{ kN}$$

$N_{Ed} = 5,35 \text{ kN/m} \times 0,6\text{m} = 3,21 \text{ kN}$ (fra beregning av avstivingsystem får vi skjevstillingslast pga geometriske avvik). Denne lasten er verst på dekkeskiven nederst i bygget gulvet i 2 etg, i bygget med 4 etg. Bruker denne, selv om vi i dette tilfellet dimensjonerer taket.

1. For kombinert momentkraft og aksialt-trykk pga vind/geoavik

$$f_{md} = 24 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,8}{1,25} \times \left(\frac{150}{198}\right)^{0,2} \times 1,1 = 15,9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = 21 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,8}{1,25} \times \left(\frac{150}{198}\right)^{0,2} \times 1,1 = 13,9 \text{ N/mm}^2$$

$$W_{y_{\min}} = \frac{4,16 \times 10^6 \text{ Nmm}}{15,9 \text{ N/mm}^2} = 261635 \text{ mm}^3$$

$$h = \sqrt{\frac{261635 \times 6}{48}} = 180 \text{ mm}$$

Velger $b \times h = 48 \times 198$, $A = 9504 \text{ mm}^2$

Kontroll:

$$\sigma_{m,d} = \frac{4,16 \times 10^6 \text{ Nmm}}{313632 \text{ mm}^3} = 13,26 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{3,2 \times 10^3 \text{ N}}{9504 \text{ mm}^2} = 0,34 \text{ N/mm}^2$$

$$\left(\frac{0,34 \text{ N/mm}^2}{13,9 \text{ N/mm}^2}\right)^2 + \frac{13,26 \text{ N/mm}^2}{15,9 \text{ N/mm}^2} < 1,0 \text{ -- } > \text{OK!}$$

Restkapasitet

$$\left(1 - \frac{13,26}{15,9} - \left(\frac{0,34}{13,9}\right)^2\right) \times 100\% = 16,5\%$$

2. For skjærkraft

$$f_{vd} = 4,0 \frac{N}{mm^2} \times \frac{0,8}{1,25} \times \left(\frac{150}{198}\right)^{0,2} \times 1,1 = 2,66 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{\min} = \frac{9}{4} \times \frac{5,55 \times 10^3 N}{2,66 \frac{N}{mm^2}} = 4694,54 mm^2$$

Kontroll:

$$A_{\min} < A \rightarrow OK!$$

Restkapasitet

$$\left(1 - \frac{4694,54}{9504}\right) \times 100\% = 50\%$$

Fortsetter med $b \times h = 48 \times 198$

3. For vipping

Kommentar:

Denne kontrollen er unødvendig i dette tilfellet, da bjelkene blir låst av for vipping i trykksonen over bjelken. Bjelken låses av med gulvet som er av sponplater, og under av nedlektingen for himlingen. Dette betyr at bjelken *ikke* kan vippe ut.

4. For nedbøyning

$$6.15b: q_{def} = \left(0,65 \frac{kN}{m^2} \times (1+0,8) + 3,6 \frac{kN}{m^2} \times (0,5+0,2 \times 0,8)\right) \times 0,6m = 2,12 \frac{kN}{m}$$

$$\delta_m = \frac{5 \times 2,12 \frac{N}{mm} \times (3000mm)^4}{384 \times 11000 \frac{N}{mm^2} \times \frac{48mm \times (198mm)^3}{12}} \times \left[1 + 0,96 \times \left(\frac{198mm}{3000mm}\right)^2 \times \frac{11000 \frac{N}{mm^2}}{690 \frac{N}{mm^2}}\right] = 6,9mm$$

Kontroll:

$$w_{\max} = L/300 = 3000mm/300 = 10mm$$

$$\delta_m < w_{\max} \rightarrow OK!$$

Restkapasitet

$$\left(1,0 - \frac{6,9}{10}\right) \times 100\% = 31\%$$

5. Vibrasjoner

Kommentar:

Fordi komfortkriteriet oftest er det dimensjonerende kravet for etasjeskiller, kontrolleres etasjeskillet for det her. Etasjeskillet har en større egenvekt, enn takkonstruksjonen. Takkonstruksjonen må likevell bære mere last, fordi snølasten er såpass mye større enn nyttefasten som påføres etasjeskillet. For å kunne kontrollere, trenger vi egenvekten til etasjeskillet i dette tilfellet. Egenlasten for etasjeskillet er kalkulert til 1,08 kN/m².

Høystivhet $a = 0,6 \text{ mm/kN}$

$$\text{Egenlast: } \frac{1,16 \times 10^3}{9,81} = 118,2 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{f}{\Delta^{0,44}} > 18,7$$

$$f = \frac{\pi}{2 \times l^2} \times \sqrt{\frac{E \times I}{m}}$$

$$EI \geq 18,7^2 \times 0,6^{0,88} \times \frac{4}{\pi^2} \times 118,2 \times l^4 \times 10^6 = 10686464220 \times l^4$$

Finner nødvendig I:

Bjelkelag med c/c600:

$$I_{n\ddot{o}dv} = 10686464220 \times 0,6 \times \frac{l^4}{11000} = 582898 \times 3^4 = 47214738 \text{ mm}^4$$

Finner nødvendig tverrsnitt:

$$h = \sqrt[3]{\frac{47214738 \times 12}{48}} = 227,68 \text{ mm}$$

Velger 48x223,

$$I = \frac{48 \times 223^3}{12} = 44358268 \text{ mm}^4$$

Kontroll:

$$I_{n\ddot{o}dv} \leq I \text{ --- } > \text{IKKE - OK!}$$

$$\left(1 - \frac{47214738}{44358268}\right) \times 100\% = -6\%$$

Det går altså ikke, øker til fastheten til c30.

$$I_{n\ddot{o}dv} = 10686464220 \times 0,6 \frac{3^4}{13000} = 39950935 \text{ mm}^4$$

$$h_{\min} = \sqrt[3]{\frac{39950935 \times 12}{48}} = 215,3 \text{ mm}$$

Velger: C30 48x223.

Restkapasitet:

$$\left(1 - \frac{39950935}{44358268}\right) \times 100\% = 10\%$$

Kommentar:

Pga. komfortkriteriet blir nødvendig bjelketversnitt større når man velger konstruksjonsvirke enn for eksempel LVL- eller I-bjelker, som kan klare et mindre tverrsnitt da elastisitetsmodulen er større (større stivhet).

6. For brann

Kommentar:

Her, kontrolleres etasjeskillet i stedet for taket for brann. Dette fordi brannlasten som etasjeskillet må motstå er større en brannlasten som taket må motstå. Dimensjonerer med brann fra undersiden. 48x223 bjelker. Hulrommet mellom bjelkene er fullstendig Isolert med steinull og to lag 13 mm gips. Beregninger følger Anex C i NS-EN 1995-1-2, hvor teorigrunlaget er hentet fra *Brandsäkra trähus versjon 2*.

Brannlast:

$$q_{d,fi} = \left(1,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0,3\right) \times 0,6 \text{ m} = 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed,fi} = \frac{1,0 \times 3^2}{8} = 1,125 kNm$$

$$V_{Ed,fi} = \frac{1,0 \times 3}{2} = 1,5 kN$$

For 4-etg:

Finner k_s fra tabell C1, samt k_2 og k_3 :

$$k_s = 1,3$$

$$k_2 = 0,86 - 0,0037 \times 26 = 0,763$$

$$k_3 = 0,036 \times 40,6 + 1 = 2,46$$

Finner forkullingsstarttidspunkt $t_{ch} = t_f$ fordi Gipstype A-H

$$t_{ch} = t_f = 2,8 \times (13 + 0,5 \times 13) - 14 = 40,6 \text{ min}$$

Finner t_a :

$$t_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \times 40,6 \\ \frac{25}{2,46 \times 0,65} + 40,6 \end{array} \right. = 56,23 \text{ min}$$

Finner forkullingsdybde:

$$d_{char,n} = 1,3 \times 2,46 \times 1,5 \times 0,65 \times (60 - 40,6) = 60 \text{ mm}$$

Får en fase 2b fordi $60 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$, altså 2 faser.

$$d_{char,n}(2a) = k_s \times k_3 \times k_n \times \beta_0 \times t = 25 \text{ mm}$$

$$d_{char,n}(2b) = 1,3 \times 2,46 \times 1,5 \times 0,65 \times (60 - 56,23) = 12 \text{ mm}$$

$$d_{eff} = 25 + 12 + 1,0 \times 7 \text{ mm} = 44 \text{ mm}$$

Finner dimensjonerende fastheter:

$$k_{mod,fm,fi} = 0,76 - 0,51 \times \left(\frac{44}{223} \right) = 0,66$$

$$k_{\text{mod},fv,fi} = 0,67 - 0,47 \times \left(\frac{44}{223} \right) = 0,58$$

$$f_{md,fi} = 0,66 \times 1,25 \times \frac{30}{1} \times \left(\frac{150}{223} \right)^{0,2} = 22,8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd,fi} = 0,58 \times 1,25 \times \frac{4}{1} \times \left(\frac{150}{223} \right)^{0,2} = 2,6 \text{ N/mm}^2$$

Finner resttversnitt:

$$T\text{versnittet} = 48 \times (223 - 44) = 48 \times 179$$

$$A_{\text{rest}} = 8592 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{min},fi} = \frac{9}{4} \times \frac{1,5 \times 10^3}{2,6} = 1298 \text{ mm}^2$$

$$W_{y,\text{rest}} = \frac{48 \times 179^2}{6} = 256328 \text{ mm}^3$$

$$W_{y,\text{min},fi} = \frac{1,125 \times 10^6}{22,8} = 49342 \text{ mm}^3$$

Finner dimensjonerende spenninger:

$$\sigma_{m,d,fi} = \frac{1,125 \times 10^6}{256328} = 4,38 \text{ N/mm}^2$$

Kontroll:

$$W_{y,\text{min},fi} \leq W_{y,\text{rest},fi} \text{ --- } > 49342 < 256328 \text{ --- } > OK!$$

$$A_{\text{min},fi} \leq A_{\text{rest}} \text{ --- } > 1298 < 8592 \text{ --- } > OK!$$

Restkapasitet:

$$\left(1,0 - \frac{4,38}{22,8} \right) \times 100\% = 80,7\%$$

Konklusjon:

Kravet var at etasjeskillet skulle motstå et brannforløp som varer i 60 min(4- etg). Det gjør etasjeskillet, og har en restkapasitet på 80,7%.

For 2-etg:

Finner forkullingsstarttidspunkt $t_{ch} = t_f$ fordi Gipstype A-H

$$t_{ch} = t_f = 2,8 \times (13 + 0,5 \times 13) - 14 = 40,6 \text{ min}$$

Konklusjon:

Kravet for 2-etg er at etasjeskillet skal kunne motstå en brann i 30 min. Nedfallstiden til platene er 40,6 min. Dette betyr at bjelkene er fullstendig intakt (ingen forkulling har funnet sted) ved tiden 30 min, og har dermed ikke mistet noen bæreevne.

Konklusjon

2-etg:

Velger etasjeskillet med: 48x223, med rkap på 10%. OK, R30.

Velger tak med: 48x198, med rkap på 16,5%, OK R30.

4-etg:

Velger etasjeskillet med: 48x223, med en rkap. på 10%. OK, R60.

Velger tak med: 48x198, med rkap på 16,5%, OK R60.

11 Manuell beregning av drager BKL-2/-4

Størst belastede drager i konstruksjonen.

(2 og 4-etasjer)

Dimensjoneringsgrunnlag

Material: Limtre

$$\rightarrow \text{gir } f_{mk} = 30 \text{ N/mm}^2, f_{vk} = 3,5 \text{ N/mm}^2$$
$$E_{0,mean} = 13000 \text{ N/mm}^2, G_{0,mean} = 650 \text{ N/mm}^2$$

TAK: Snølast: $4,5 \times 0,8 = 3,6 \text{ kN/m}^2$
Egenlast: $2,2 \text{ kN/m}$

Etasjeskillet: Nyttelast: $2,0 \text{ kN/m}^2$
Egenlast: $3,7 \text{ kN/m}$

Brukskategori: A

Pålitelighetsklasse: 2

Klimaklasse: 2

Lastvarighetsklasse: Langtidslast

Risikoklasse: 4

Brannklasse: klasse 1 for 2.etg og klasse 2 for 4.etg

Brannkrav: For 2.etg R30 og R60 for 4.

Drageren: Frittoplagt over 2 spenn på 5 m.

Dimensjonerende laster

Tak:

$$6.10a: q_d = 1,35 \times 2,2 \text{ kN/m} + 1,5 \times 0,7 \times 3,6 \text{ kN/m}^2 \times 3m = 14,31 \text{ kN/m}$$

$$6.10b: q_d = 1,2 \times 2,2 \text{ kN/m} + 1,5 \times 3,6 \text{ kN/m}^2 \times 3m = 18,84 \text{ kN/m}$$

Etasjeskillet:

$$6.10a: q_d = 1,35 \times 3,7 \text{ kN/m} + 1,5 \times 0,7 \times 2,0 \text{ kN/m}^2 \times 3m = 11,3 \text{ kN/m}$$

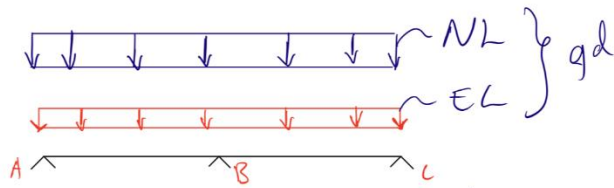
$$6.10b: q_d = 1,2 \times 3,7 \text{ kN/m} + 1,5 \times 2,0 \text{ kN/m}^2 \times 3m = 13,44 \text{ kN/m}$$

Konklusjon Bruker 6.10b i begge tilfellene.

Last analyse

Drageren strekker seg over to spenn på fem meter. Dette gjør at jeg velger å kontrollere bjelken for to lastsituasjoner. Den første med nyttelast og egenlast over begge feltene (her ser jeg bort i fra sug fra vind da dette gir et verre bilde), og den andre med fordelt nyttelast, henholdsvis snø i det første feltet og vind i det andre. Egenlast over begge feltene. Dette gjøres fordi situasjon 1 gir oss størst moment over opplager B samtidig med en stor skjærkraft, last situasjon 2 gir oss det verste felt momentet midt i spennet med snø. Siden drageren i taket og i etasjeskillet er like lange og strekker seg over de samme spennlegdene, vil lastsituasjonene være tilnærmet det samme. Forskjellen vil være at taket blir påvirket av egenlast, vind og snø, mens etasjeskillet bare blir påvirket av nyttelast og egenlast. Dette betyr i praksis at skjær og momentdiagrammer vil se likt ut, med kun verdi-forskjeller for moment- og skjær-kraft. Med dette grunnlaget, gjøres det bare en last analyse av taket.

Situation 1



$$q_d = 12 \cdot 2,2 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 3,6 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 18,84 \text{ kN/m}$$

$$M_{dB} = \frac{18,84 \cdot 5^2}{8} = 58,87 \text{ kNm}$$

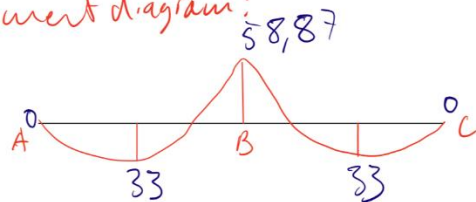
$$A_z = C_z = \frac{18,84 \cdot 5}{2} - \frac{58,87}{5} = 35,32 \text{ kN}$$

$$B_z = \left(\frac{18,84 \cdot 5}{2} + \frac{58,87}{5} \right) \cdot 2 = 117,7 \text{ kN}$$

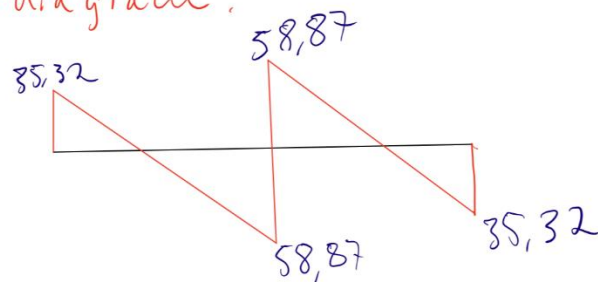
$$x = \frac{35,32}{18,84} = 1,87 \text{ m}$$

$$M_{A-B} = 35,32 \cdot 1,87 \cdot \frac{1}{2} = 33 \text{ kNm} = M_{B-C}$$

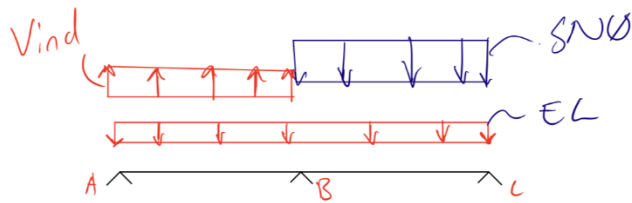
moment diagram:



V-diagram:



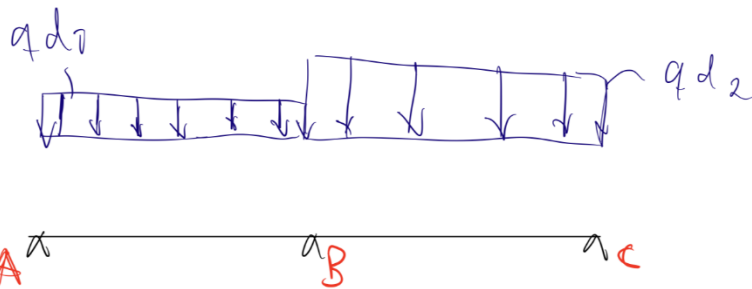
Situasjon 2:



Velger å se på vind som dominerende i felt A-B og snø som dominerende i felt B-C.

$$q_{d1}: 1,2 \cdot 2,2 + 1,5 \cdot (-0,4 \cdot 3) = 0,84 \frac{\text{kn}}{\text{m}}$$

$$q_{d2}: 1,2 \cdot 2,2 + 1,5 \cdot 3,6 \cdot 3 = 18,84 \frac{\text{kn}}{\text{m}}$$



$$M_B = \frac{0,84 \cdot 5^3 + 18,84 \cdot 5^3}{8 \cdot (5+5)} = 30,75 \text{ kNm}$$

$$A_2 = \frac{0,84 \cdot 5}{2} - \frac{30,75}{5} = -4,05 \text{ kN}$$

$$C_2 = \frac{18,84 \cdot 5}{2} - \frac{30,75}{5} = 40,95 \text{ kN}$$

$$B_2 = \left(\frac{0,84 \cdot 5}{2} + \frac{30,75}{5} \right) + \left(\frac{18,84 \cdot 5}{2} + \frac{30,75}{5} \right) = \underline{61,5 \text{ kN}}$$

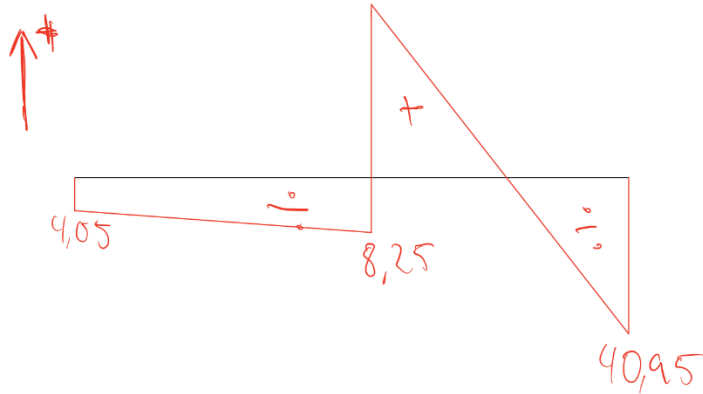
$$x_1 = \frac{-4,05}{0,84} = 4,82 \text{ m}$$

$$x_2 = \frac{40,95}{18,84} = 2,17 \text{ m}$$

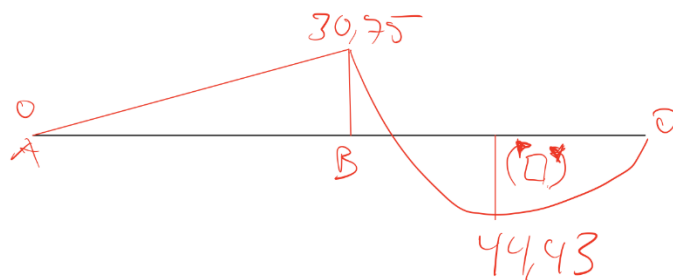
$$M_{A-B} = 4,05 \cdot 4,82 \cdot \frac{1}{2} = 30,75 \text{ kNm}$$

$$M_{B-C} = 40,95 \cdot 2,17 \cdot \frac{1}{2} = 44,43 \text{ kNm}$$

V diagram: 53,25



M diagram:



Konklusjon: Last situasjon 1 er den verste for limtreet, tar dermed utgangspunkt i den for den videre dimensjoneringen.

1. For momentkraft

Tak:

Prøver med drageren: 140x333

$$f_{md} = 30 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,8}{1,15} \times \left(\frac{600}{333} \right)^{0,1} = 22,1 \text{ N/mm}^2$$

$$W_{y_{\min}} = \frac{58,87 \times 10^6 \text{ Nmm}}{22,1 \text{ N/mm}^2} = 2663801 \text{ mm}^3$$

$$h = \sqrt{\frac{2663801 \times 6}{140}} = \underline{\underline{338\text{mm}}}$$

$$\text{Velger } b \times h = 140 \times 360, A = 50400\text{mm}^2, W_y = \frac{140 \times 360^2}{6} = 3024000\text{mm}^3$$

Kontroll:

$$\sigma_{m,d} = \frac{58,87 \times 10^6 \text{Nmm}}{3024000\text{mm}^3} = 19,5 \text{N} / \text{mm}^2$$

$$\frac{19,5 \text{N} / \text{mm}^2}{22,1 \text{N} / \text{mm}^2} < 1,0 \text{---} > \text{OK!}$$

Restkapasitet

$$\left(1 - \frac{19,5}{22,1}\right) \times 100\% = \underline{\underline{11,7\%}}$$

Etasjeskillet:

Prøver med drageren: 140x333

$$f_{m,d} = 30 \text{N} / \text{mm}^2 \times \frac{0,7}{1,15} \times \left(\frac{600}{333}\right)^{0,1} = 19 \text{N} / \text{mm}^2$$

$$W_{y,\text{min}} = \frac{42 \times 10^6 \text{Nmm}}{19 \text{N} / \text{mm}^2} = 2210526\text{mm}^3$$

$$h = \sqrt{\frac{2210526 \times 6}{140}} = \underline{\underline{308\text{mm}}}$$

$$\text{Velger } b \times h = 140 \times 333, A = 46620\text{mm}^2, W_y = \frac{140 \times 333^2}{6} = 2587410\text{mm}^3$$

Kontroll:

$$\sigma_{m,d} = \frac{42 \times 10^6 \text{Nmm}}{2587410\text{mm}^3} = 16,2 \text{N} / \text{mm}^2$$

$$\frac{16,2 \text{N} / \text{mm}^2}{19 \text{N} / \text{mm}^2} < 1,0 \text{---} > \text{OK!}$$

Restkapasitet

$$\left(1 - \frac{16,2}{19}\right) \times 100\% = \underline{\underline{14,7\%}}$$

2. For skjærkraft

Tak:

$$f_{vd} = 3,5 \frac{N}{mm^2} \times \frac{0,8}{1,15} \times \left(\frac{600}{360}\right)^{0,1} = 2,6 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{\min} = \frac{15}{8} \times \frac{58,87 \times 10^3 N}{2,6 \frac{N}{mm^2}} = \underline{\underline{42454 mm^2}}$$

$$A_{\min} < A \rightarrow OK!$$

Kontroll:

$$\tau_{\max} = \frac{15}{8} \times \frac{58,87 \times 10^3 N}{140 mm \times 360 mm} = 2,19 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{2,19 \frac{N}{mm^2}}{2,6 \frac{N}{mm^2}} \leq 1,0 \rightarrow OK!$$

Fortsetter med $b \times h = 140 \times 360$

Restkapasitet:

$$\left(1 - \frac{2,19}{2,6}\right) \times 100\% = \underline{\underline{15,7\%}}$$

Etasjeskillet:

$$f_{vd} = 3,5 \frac{N}{mm^2} \times \frac{0,7}{1,15} \times \left(\frac{600}{333}\right)^{0,1} = 2,25 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{\min} = \frac{15}{8} \times \frac{42 \times 10^3 N}{2,25 \frac{N}{mm^2}} = \underline{\underline{35000 mm^2}}$$

$$A_{\min} < A \rightarrow OK!$$

Kontroll:

$$\tau_{\max} = \frac{15}{8} \times \frac{42 \times 10^3 N}{140 \text{ mm} \times 333 \text{ mm}} = 1,7 N/mm^2$$

$$\frac{1,7 N/mm^2}{2,25 N/mm^2} \leq 1,0 \rightarrow OK!$$

Fortsetter med $b \times h = 140 \times 333$

Restkapasitet:

$$\left(1 - \frac{1,7}{2,25}\right) \times 100\% = \underline{\underline{24\%}}$$

4. For vipping

Denne kontrollen er unødvendig i dette tilfellet, da dragerne blir låst av for vipping i trykksonen. Dragerene låses henholdsvis av tak- og gulv-bjelkene som ligger med en senteravstand på 600 mm i taket og etasjeskillet.

5. For nedbøyning

Tak:

$$6.15b: q_{def} = 2,2 \text{ kN/m} \times (1 + 0,8) + 3,6 \text{ kN/m}^2 \times 3 \text{ m} \times (0,5 + 0,2 \times 0,8) = 11 \text{ kN/m}$$

$$\delta_m = \frac{5 \times 11 N/mm \times (5000 \text{ mm})^4}{384 \times 13000 N/mm^2 \times \frac{140 \text{ mm} \times (360 \text{ mm})^3}{12}} \times \left[1 + 0,96 \times \left(\frac{360 \text{ mm}}{5000 \text{ mm}} \right)^2 \times \frac{13000 N/mm^2}{650 N/mm^2} \right] - \frac{(0 + 34,3 \times 10^6 \text{ Nmm}) \times (5000 \text{ mm})^2}{16 \times 13000 N/mm^2 \times \frac{140 \text{ mm} \times (360 \text{ mm})^3}{12}}$$

$$\delta_m = \underline{\underline{6,3 \text{ mm}}}$$

Kontroll:

$$w_{\max} = L/300 = 3000 \text{ mm}/300 = \underline{\underline{10 \text{ mm}}}$$

$$\delta_m < w_{\max} \rightarrow OK!$$

Restkapasitet

$$\left(1,0 - \frac{6,3}{10}\right) \times 100\% = \underline{\underline{37\%}}$$

Etasjeskillet:

$$6.15b: q_{def} = 3,7 \text{ kN/m} \times (1 + 0,8) + 2,0 \text{ kN/m}^2 \times 3m \times (0,5 + 0,2 \times 0,8) = 10,6 \text{ kN/m}$$

$$\delta_m = \frac{5 \times 10,6 \text{ N/mm} \times (5000 \text{ mm})^4}{384 \times 13000 \text{ N/mm}^2 \times \frac{140 \text{ mm} \times (333 \text{ mm})^3}{12}} \times \left[1 + 0,96 \times \left(\frac{333 \text{ mm}}{5000 \text{ mm}} \right)^2 \times \frac{13000 \text{ N/mm}^2}{650 \text{ N/mm}^2} \right] - \frac{(0 + 33,12 \times 10^6 \text{ Nmm}) \times (5000 \text{ mm})^2}{16 \times 13000 \text{ N/mm}^2 \times \frac{140 \text{ mm} \times (333 \text{ mm})^3}{12}}$$

$$\delta_m = \underline{\underline{7,5 \text{ mm}}}$$

Kontroll:

$$w_{\max} = L/300 = 3000 \text{ mm}/300 = \underline{\underline{10 \text{ mm}}}$$

$$\delta_m < w_{\max} \text{ --- } OK!$$

Restkapasitet

$$\left(1,0 - \frac{7,5}{10}\right) \times 100\% = \underline{\underline{25\%}}$$

6. For brann

Kommentar:

Dimensjonerer med brann fra undersiden. Drageren er eksponert for brannen fra 3 sider. Eneste forskjellen i beregningene mellom 2.etg og 4.etg er brannkravet, hvor 2.etg har et krav om R30 og 4.etg har et krav om R60 i henhold til TEK17.

Brannlast:

Tak:

$$q_{d,\bar{f}_i} = 2,2 \text{ kN/m} + 3,6 \text{ kN/m}^2 \times 0,2 \times 3m = 4,36 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,\bar{f}_i} = \frac{4,36 \times 5^2}{8} = 13,6 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,fi} = \frac{4,36 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m}}{2} + \frac{13,6 \text{ kNm}}{5 \text{ m}} = 13,6 \text{ kN}$$

Etasjeskillet:

$$q_{d,fi} = 3,7 \text{ kN/m} + 2,0 \text{ kN/m}^2 \times 0,3 \times 3 \text{ m} = 5,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,fi} = \frac{5,5 \times 5^2}{8} = 17,18 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,fi} = \frac{5,5 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m}}{2} + \frac{17,18 \text{ kNm}}{5 \text{ m}} = 17,18 \text{ kN}$$

For 4-etg:

$$f_{vd,fi} = 3,5 \text{ N/mm}^2 \times 1,15 = 4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{md,fi} = 30 \text{ N/mm}^2 \times 1,15 = 34,5 \text{ N/mm}^2$$

Tak:

Kontrollerer først om bjelken klarer seg uten beskyttelse (brannisolasjon)

$$A_{\min} = \frac{15}{8} \times \frac{13,6 \times 10^3}{4} = 6375 \text{ mm}^2$$

$$W_{y_{\min}} = \frac{13,6 \times 10^6 \text{ Nmm}}{34,5 \text{ N/mm}^2} = 394203 \text{ mm}^3$$

$$d_{\text{eff}} = 0,7 \times 60 + 1 \times 7 = 49 \text{ mm}$$

$$A_{\text{rest}} = (140 - 2 \times 49) \times (360 - 49) = 13062 \text{ mm}^2$$

$$W_{y_{\text{rest}}} = \frac{42 \times 311^2}{6} = 677047 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{m,d,fi} = \frac{13,6 \times 10^6}{677047} = 20 \text{ N/mm}^2$$

Kontroll:

$$A_{\min} \leq A_{rest} = 6375\text{mm}^2 < 13062\text{mm}^2 \rightarrow \underline{\underline{OK!}}$$

$$W_{y_{\min}} \leq W_{y_{rest}} = 394203\text{mm}^3 < 677047\text{mm}^3 \rightarrow \underline{\underline{OK!}}$$

Restkapasitet:

$$\left(1,0 - \frac{20}{34,5}\right) \times 100\% = \underline{\underline{42\%}}$$

Konklusjon:

Ved tiden 60 min, har forkullingen startet og tverrsnittets høyde og bredde har blitt redusert. Det betyr at drageren har mistet noe bæreevne, men er fortsatt intakt og motstår den påførte lasten med en restkapasitet på 42%.

Trenger ikke å brann isolere drageren.

Etasjeskillet:

Kontrollerer først om bjelken klarer seg uten beskyttelse (brannisolasjon)

$$A_{\min} = \frac{15}{8} \times \frac{17,18 \times 10^3}{4} = 8053\text{mm}^2$$

$$W_{y_{\min}} = \frac{17,18 \times 10^6 \text{ Nmm}}{34,5 \text{ N/mm}^2} = 497971\text{mm}^3$$

$$d_{eff} = 0,7 \times 60 + 1 \times 7 = 49\text{mm}$$

$$A_{rest} = (140 - 2 \times 49) \times (333 - 49) = 11928\text{mm}^2$$

$$W_{y_{rest}} = \frac{42 \times 284^2}{6} = 564592\text{mm}^3$$

$$\sigma_{m,d,fi} = \frac{17,18 \times 10^6}{564592} = 30,4 \text{ N/mm}^2$$

Kontroll:

$$A_{\min} \leq A_{rest} = 8053\text{mm}^2 < 11928\text{mm}^2 \rightarrow \underline{\underline{OK!}}$$

$$W_{y_{\min}} \leq W_{y_{rest}} = 497971\text{mm}^2 < 564592\text{mm}^2 \rightarrow \underline{\underline{OK!}}$$

Restkapasitet:

$$\left(1,0 - \frac{30,4}{34,5}\right) \times 100\% = \underline{\underline{12\%}}$$

Konklusjon:

Ved tiden 60 min, har forkullingen startet og tverrsnittets høyde og bredde har blitt redusert. Det betyr at drageren har mistet noe bæreevne, men er fortsatt intakt og motstår den påførte lasten med en restkapasitet på 12%.

Trenger ikke å brann isolere drageren.

For 2-etg:

Konklusjon:

Ved tiden 30 min, har forkullingen av drageren startet. Regner dog ikke ut hva resttverrsnittet og restkapasiteten vil være, da drageren er identisk med den for 4.etg. Siden drageren motstår et brannforløp på 60 min (R60), motstår den også et brannforløp på 30 min (R30).

Konklusjon:

2-etg og 4-etg:

Tak:

For drageren i taket, velges bxh, 140x360 hvor momentkraften er dimensjonerende med en restkapasitet på 11,7% ok R30 og R60.

Etasjeskillet:

For drageren i etasjeskillet, velges bxh, 140x333 hvor brannlasten er dimensjonerende med en restkapasitet på 12% ok R30 og R60.

12 Manuell beregning av søyle BKL-2

Størst belastede søyle i konstruksjonen.

2-etasjer

Dimensjoneringsgrunnlag

Material: Limtre

$$\rightarrow \text{gir } f_{c,0,k} = 24,5 \text{ N/mm}^2,$$

$$E_{0,mean} = 13000 \text{ N/mm}^2, E_{0,05} = 10800 \text{ N/mm}^2$$

TAK: Snølast: $4,5 \times 0,8 = 3,6 \text{ kN/m}^2$

Egenlast: $0,73 \text{ k N/m}^2$

Etasjeskillet: Nyttelast: $2,0 \text{ kN/m}^2$

Egenlast: $1,23 \text{ k N/m}^2$

Brukskategori: A

Pålitelighetsklasse: 2

Klimaklasse: 2

Lastvarighetsklasse: Langtidslast

Risikoklasse: 4

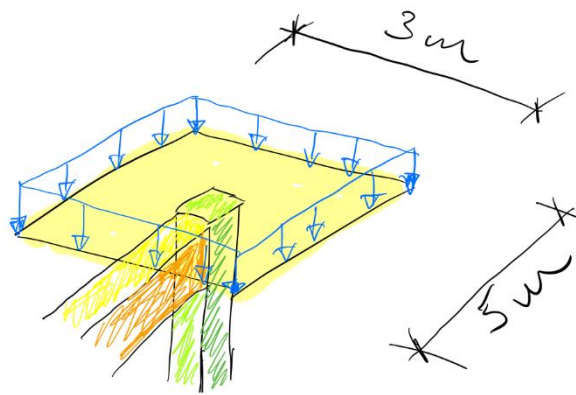
Brannklasse: klasse 1 for 2.etg og klasse 2 for 4.etg

Brannkrav: For 2.etg R30 og R60 for 4.

Drageren: Frittopplagt over 2 spenn på 5 m.

Lastfelt til hver enkelt søyle

Lastfelt/Areal som hver søyle
mår få:



feltet er $5m \times 3m = 15m^2$

Dimensjonerende laster

Tak:

$$6.10a: N_d = (1,35 \times 0,73 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 0,7 \times 3,6 \text{ kN/m}^2) \times 3m \times 5m = 71,5kN$$

$$6.10b: N_d = (1,2 \times 0,73 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 3,6 \text{ kN/m}^2) \times 3m \times 5m = 94,1kN$$

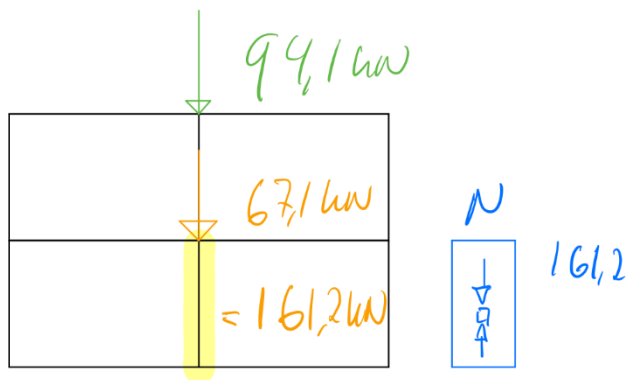
Etasjeskillet:

$$6.10a: N_d = (1,35 \times 1,23 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 0,7 \times 2,0 \text{ kN/m}^2) \times 3m \times 5m = 56,4kN$$

$$6.10b: N_d = (1,2 \times 1,23 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 2,0 \text{ kN/m}^2) \times 3m \times 5m = 67,1kN$$

Konklusjon Bruker 6.10b i begge tilfellene.

Last analyse



Last som verst belastet søyle må ta:

$$N_d = \underline{\underline{161,2 \text{ kN}}}$$

Kommentar

Siden søylene er plassert slik at de er inni skillevegger/veggskiver, er de forhindret fra å knekke ut i svak akse i_z av bindingsverket, som består av konstruksjonsvirke samt osb-plater og gips. Regner derfor med knekking om sterk akse i_y .

1. For Normalkraft

$$f_{c,0,d} = 24,5 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,7}{1,15} = 14,9 \text{ N/mm}^2$$

$$L_k = 1,0 \times 3000 \text{ mm} = 3000 \text{ mm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \times 135^3 \times 140}{135 \times 140}} = 39$$

$$\lambda_y = \frac{3000}{39} = 77$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{77}{\pi} \times \sqrt{\frac{24,5}{10800}} = 1,16$$

$$k_y = 0,5 \times (0,97 + 0,1 \times 1,16 + 1,16^2) = 1,21$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{1,21 + \sqrt{1,21^2 - 1,16^2}} = 0,64$$

Tverrsnittet:

$$A_{\min} = \frac{161,2 \times 10^3 N}{0,64 \times 14,9 \frac{N}{mm^2}} = 16904 mm^2$$

$$h_{\min} = \frac{16904}{140} = 121 mm$$

Velger bxh, 140x135

Kontroll:

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{161,2 \times 10^3 N}{140 \times 135 mm^2} = 8,5 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{8,5}{0,64 \times 14,9} < 1,0 \text{ -- } > \underline{OK!}$$

Restkapasitet:

$$\left(1 - \frac{8,5}{0,64 \times 14,9} \right) \times 100\% = \underline{\underline{10,8\%}}$$

2. For brann**Kommentar:**

Søylene er plassert i skilleveggene/veggskivene. Derfor dimensjonerer jeg med brann fra begge sidene av vegg. Det betyr at søylen er eksponert for brannen fra 2 sider, da det er isolasjon i vegg. Vegg er i tillegg til å være en veggskive også en lydvegg. Dermed har vegg en oppbygning med 2 lag 13 mm gips, 18 mm osb og 2 frittstående bindingsverk isolert i mellom. I praksis betyr dette at søylen er beskyttet av 200 mm steinull på 2 av sidene, og 2 lag gips samt 1 lag osb på to sider. I beregningene som er gjort, ser jeg bort i fra osb-platen. Kravet er R30.

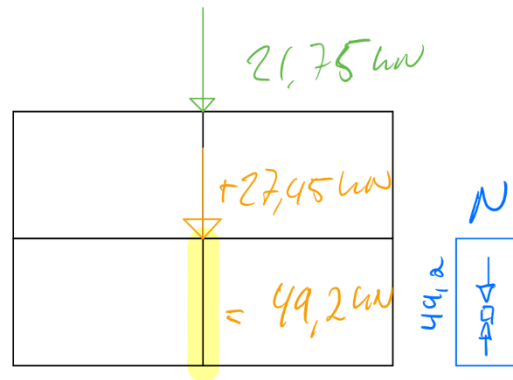
Brannlast:**Tak:**

$$N_{d,fi} = \left(0,73 \frac{kN}{m^2} + 3,6 \frac{kN}{m^2} \times 0,2 \right) \times 3m \times 5m = 21,75 kN$$

Etasjeskillet:

$$N_{d,fi} = \left(1,23 \frac{kN}{m^2} + 2,0 \frac{kN}{m^2} \times 0,3\right) \times 3m \times 5m = 27,45kN$$

Analyse:



Vorst belastet søyle:

$$f_{c,0,d,fi} = 24,5 \frac{N}{mm^2} \times 1,15 = 28,18 \frac{N}{mm^2}$$

$$t_{ch} = t_f = 2,8 \times (13 + 0,5 \times 13) - 14 = 40,6 \text{ min}$$

Kommentar:

Ved tiden 30 min, har ikke gipsplatene gitt etter. Dette betyr at tverrsnittet er så å si intakt. Velger å trekke fra 7 mm.

$$d_{eff} = 1 \times 7 \text{ mm} = 7 \text{ mm}$$

$$\text{Resttverrsnittet} = 140 \times (135 - 2 \times 7) = 140 \times 121 = 16940 \text{ mm}^2$$

$$L_k = 1,0 \times 3000 \text{ mm} = 3000 \text{ mm}$$

$$i_{y,fi} = 0,289 \times 121 = 35$$

$$\lambda_{y,fi} = \frac{3000}{35} = 85,7$$

$$\lambda_{rel,y,fi} = \frac{85,7}{\pi} \times \sqrt{\frac{24,5}{10800}} = 1,28$$

$$k_{y,fi} = 0,5 \times (0,97 + 0,1 \times 1,28 + 1,28^2) = 1,37$$

$$k_{c,y,fi} = \frac{1}{1,37 + \sqrt{1,37^2 - 1,28^2}} = 0,54$$

$$N_{Rd,fi} = 0,54 \times 28,18 \times 16940 \times 10^{-3} = 257,7 \text{ kN}$$

Kontroll:

$$N_{Rd,fi} \geq N_{d,fi} \rightarrow \underline{OK!}$$

Restkapasitet:

$$\left(1 - \frac{49,2}{257,5}\right) \times 100\% = \underline{\underline{80,9\%}}$$

Konklusjon:

Velger søyle 140x135 Ok. R30 med en dimensjonerende restkap. på 10,8%.

13 Manuell beregning av søyle BKL-4

Størst belastede søyle i konstruksjonen.

4-etasjer

Dimensjoneringsgrunnlag

Material: Limtre

$$\rightarrow \text{gir } f_{c,0,k} = 24,5 \text{ N/mm}^2,$$

$$E_{0,mean} = 13000 \text{ N/mm}^2, E_{0,05} = 10800 \text{ N/mm}^2$$

TAK: Snølast: $4,5 \times 0,8 = 3,6 \text{ kN/m}^2$

Egenlast: $0,73 \text{ k N/m}^2$

Etasjeskillet: Nyttelast: $2,0 \text{ kN/m}^2$

Egenlast: $1,23 \text{ k N/m}^2$

Brukskategori: A

Pålitelighetsklasse: 2

Klimaklasse: 2

Lastvarighetsklasse: Langtidslast

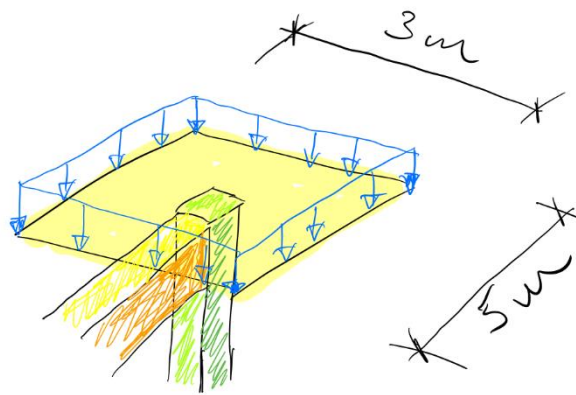
Risikoklasse: 4

Brannklasse: klasse 1 for 2.etg og klasse 2 for 4.etg

Brannkrav: For 2.etg R30 og R60 for 4..

Lastfelt til hver enkelt søyle

Lastfelt/Areal som hver søyle
mår ta:



feltet er $5m \times 3m = 15m^2$

Dimensjonerende laster

Tak:

$$6.10a: N_d = (1,35 \times 0,73 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 0,7 \times 3,6 \text{ kN/m}^2) \times 3m \times 5m = 71,5 \text{ kN}$$

$$6.10b: N_d = (1,2 \times 0,73 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 3,6 \text{ kN/m}^2) \times 3m \times 5m = 94,1 \text{ kN}$$

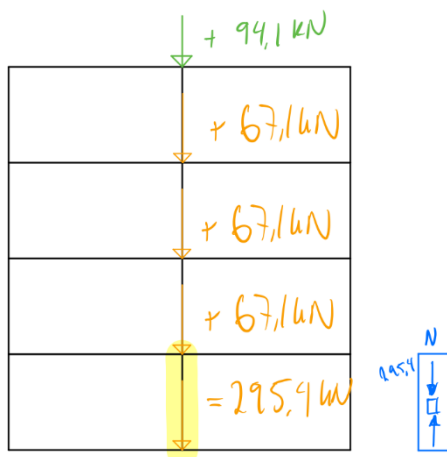
Etasjeskillet:

$$6.10a: N_d = (1,35 \times 1,23 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 0,7 \times 2,0 \text{ kN/m}^2) \times 3m \times 5m = 56,4 \text{ kN}$$

$$6.10b: N_d = (1,2 \times 1,23 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 2,0 \text{ kN/m}^2) \times 3m \times 5m = 67,1 \text{ kN}$$

Konklusjon Bruker 6.10b i begge tilfellene.

Last analyse



$$\alpha_3 = \frac{2 + (3 - 2) \times 0,7}{3} = 0,9$$

Last som verst belastet søyle må ta:

$$N_d = 295,4 \text{ kN} \times 0,9 = \underline{\underline{265,9 \text{ kN}}}$$

Kommentar:

Siden søylene er plassert slik at de er inni skillevegger/veggskiver, er de forhindret fra å knekke ut i svak akse i_z av bindingsverket, som består av konstruksjonsvirke samt osb-plater og gips. Regner derfor med knekking om strek akse i_y .

1. For Normalkraft

$$f_{c,0,d} = 24,5 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,7}{1,15} = 14,9 \text{ N/mm}^2$$

$$L_k = 1,0 \times 3000 \text{ mm} = 3000 \text{ mm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \times 180^3 \times 140}{180 \times 140}} = 52$$

$$\lambda_y = \frac{3000}{52} = 57,7$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{57,7}{\pi} \times \sqrt{\frac{24,5}{10800}} = 0,87$$

$$k_y = 0,5 \times (0,97 + 0,1 \times 0,87 + 0,87^2) = 0,9$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{0,9 + \sqrt{0,9^2 - 0,87^2}} = 0,88$$

Tverrsnittet:

$$A_{\min} = \frac{265,9 \times 10^3 N}{0,88 \times 14,9 \frac{N}{mm^2}} = 20279,13 mm^2$$

$$h_{\min} = \frac{20279,13}{140} = 144,85 mm$$

Velger bxh, 140x180

Kontroll:

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{265,9 \times 10^3 N}{140 \times 180 mm^2} = 10,5 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{10,5}{0,88 \times 14,9} < 1,0 \text{ -- } > \underline{OK!}$$

Restkapasistet:

$$\left(1 - \frac{10,5}{0,88 \times 14,9} \right) \times 100\% = \underline{\underline{19,9\%}}$$

2. For brann

Kommentar:

Søylene er plassert i skilleveggene/veggskivene. Derfor dimensjonerer jeg med brann fra begge sidene av veggen. Det betyr at søylen er eksponert for brannen fra 2 sider, da det er isolasjon i veggen. Veggen er i tillegg til å være en veggskive også en lydvegg. Dermed har veggen en oppbygning med 2 lag 13 mm gips, 18 mm osb og 2 frittstående bindingsverk isolert imellom. I praksis betyr dette at søylen er beskyttet av 200 mm steinull på 2 av sidene, og 2 lag gips samt 1 lag osb på to sider. I beregningene som er gjort, ser jeg bort i fra osb-platen. Kravet er R60.

Brannlast:

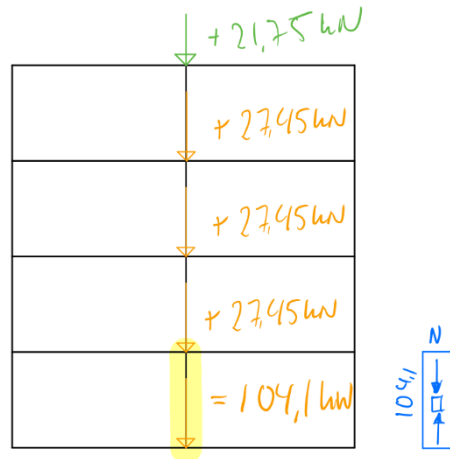
Tak:

$$N_{d,fi} = \left(0,73 \frac{kN}{m^2} + 3,6 \frac{kN}{m^2} \times 0,2\right) \times 3m \times 5m = 21,75kN$$

Etasjeskillet:

$$N_{d,fi} = \left(1,23 \frac{kN}{m^2} + 2,0 \frac{kN}{m^2} \times 0,3\right) \times 3m \times 5m = 27,45kN$$

Analyse:



Verst belastet søyle:

$$f_{c,0,d,fi} = 24,5 \frac{N}{mm^2} \times 1,15 = 28,18 \frac{N}{mm^2}$$

$$t_{ch} = t_f = 2,8 \times (13 + 0,5 \times 13) - 14 = 40,6 \text{ min}$$

$$d_{char,n}(2a) = 2 \times 0,7 \times (t_a - 40,6) = 25 \text{ mm}$$

$$\rightarrow t_a = \frac{25}{2 \times 0,7} + 40,6 = 58 \text{ min}$$

$$d_{char,n}(2b) = 0,7 \times (60 - 58) = 1,4 \text{ mm}$$

$$d_{eff} = 25 \text{ mm} + 1,4 \text{ mm} + 1 \times 7 \text{ mm} = 33,4 \text{ mm}$$

$$\text{Restverrsnittet} = 140 \times (180 - 2 \times 33,4) = 140 \times 113 = 15820 \text{ mm}^2$$

$$L_k = 1,0 \times 3000 \text{ mm} = 3000 \text{ mm}$$

$$i_{y,fi} = 0,289 \times 113 = 32,6$$

$$\lambda_{y,fi} = \frac{3000}{32,6} = 92$$

$$\lambda_{rel,y,fi} = \frac{92}{\pi} \times \sqrt{\frac{24,5}{10800}} = 1,39$$

$$k_{y,fi} = 0,5 \times (0,97 + 0,1 \times 1,39 + 1,39^2) = 1,52$$

$$k_{c,y,fi} = \frac{1}{1,52 + \sqrt{1,52^2 - 1,39^2}} = 0,47$$

$$N_{Rd,fi} = 0,47 \times 28,18 \times 15820 \times 10^{-3} = 209,5 \text{ kN}$$

Kontroll:

$$N_{Rd,fi} \geq N_{d,fi} \text{ --- } > \underline{OK!}$$

Restkapasitet:

$$\left(1 - \frac{104,1}{209,5}\right) \times 100\% = \underline{\underline{50,3\%}}$$

Konklusjon:

Velger søyle 140x180 Ok. R60 med en dimensjonerende restkap. på 19,9%.

14 Manuell beregning av stender BKL-2/-4

Størst belastede veggstender i konstruksjonen.

4-etasjer

Dimensjoneringsgrunnlag

Material: Limtre

$$\rightarrow \text{gir } f_{c,0,k} = 21 \text{ N/mm}^2,$$

$$E_{0,mean} = 11000 \text{ N/mm}^2, E_{0,05} = 7400 \text{ N/mm}^2$$

TAK: Snølast: $4,5 \times 0,8 = 3,6 \text{ kN/m}^2$

Egenlast: $0,65 \text{ k N/m}^2$

Etasjeskillet: Nyttelast: $2,0 \text{ kN/m}^2$

Egenlast: $1,17 \text{ k N/m}^2$

Brukskategori: A

Pålitelighetsklasse: 2

Klimaklasse: 2

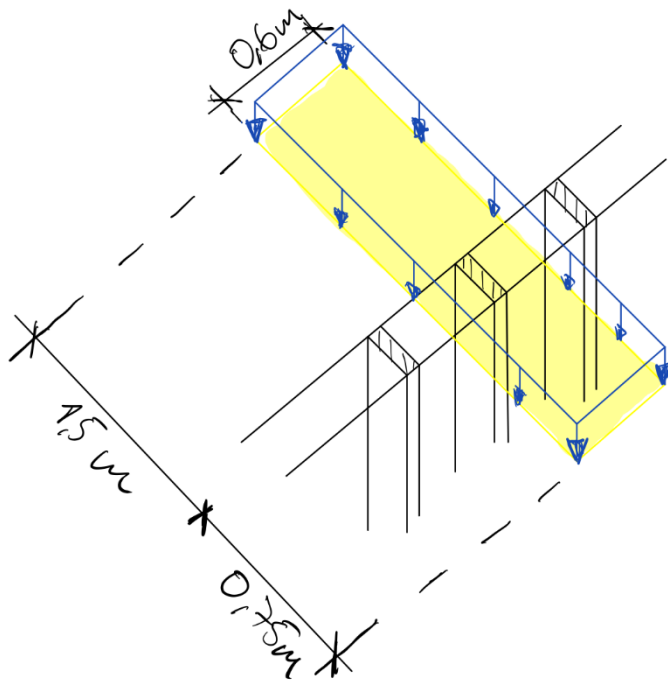
Lastvarighetsklasse: Langtidslast

Risikoklasse: 4

Brannklasse: klasse 1 for 2.etg og klasse 2 for 4.etg

Brannkrav: For 2.etg R30 og R60 for 4..

Lastfelt til hver enkelt stender



Last felt / Areal
som Vegg
stenderen
virer på.

Dimensjonerende laster

Tak:

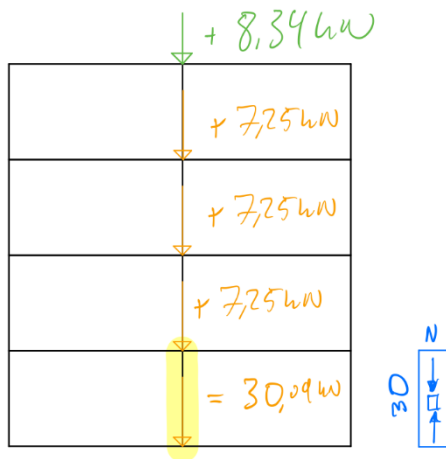
$$6.10b: N_d = \left(1,2 \times 0,65 \frac{kN}{m^2} + 1,5 \times 3,6 \frac{kN}{m^2}\right) 0,6m \times 2,25m = 8,34kN$$

Etasjeskillet:

$$6.10b: N_d = \left(1,2 \times 1,17 \frac{kN}{m^2} + 1,5 \times 2,0 \frac{kN}{m^2}\right) \times 0,6m \times 2,25m = 7,25kN$$

Konklusjon Bruker 6.10b i begge tilfellene.

Last analyse



$$\alpha_3 = \frac{2 + (3 - 2) \times 0,7}{3} = 0,9$$

Last som verst belastet søyle må ta:

$$N_d = 30,09 \text{ kN} \times 0,9 = \underline{\underline{27 \text{ kN}}}$$

Kommentar

Siden søylene er plassert slik at de er inni skillevegger/veggskiver, er de forhindret fra å knekke ut i svak akse i_z av bindingsverket, som består av konstruksjonsvirke samt osb-plater og gips. Regner derfor med knekking om strek akse i_y .

1. For Normalkraft

$$f_{c,0,d} = 21 \text{ N/mm}^2 \times \frac{0,7}{1,25} = 11,76 \text{ N/mm}^2$$

$$L_k = 1,0 \times 3000 \text{ mm} = 3000 \text{ mm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \times 148^3 \times 48}{148 \times 48}} = 42,7$$

$$\lambda_y = \frac{3000}{42,7} = 70,2$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{70,2}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7400}} = 1,19$$

$$k_y = 0,5 \times (0,94 + 0,2 \times 1,19 + 1,19^2) = 1,29$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{1,29 + \sqrt{1,29^2 - 1,19^2}} = 0,56$$

Tverrsnittet:

$$A_{\min} = \frac{27 \times 10^3 N}{0,56 \times 11,76 \frac{N}{mm^2}} = 4100 mm^2$$

$$h_{\min} = \frac{4100}{48} = 85,41 mm$$

Velger bxh, 48x148

Kontroll:

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{27 \times 10^3 N}{48 \times 148 mm^2} = 3,8 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{3,8}{0,56 \times 11,76} < 1,0 \text{ -- } > \underline{OK!}$$

Restkapasistet:

$$\left(1 - \frac{3,8}{0,56 \times 11,76}\right) \times 100\% = \underline{\underline{42,3\%}}$$

2. For brann

Kommentar:

Stenderne er en del av bindingsverket i korridor veggene. De er bekledd med 2 lag 13mm gips på hver side. Fullstendig isolert i mellom stavene. Kravet er R60.

Brannlast:

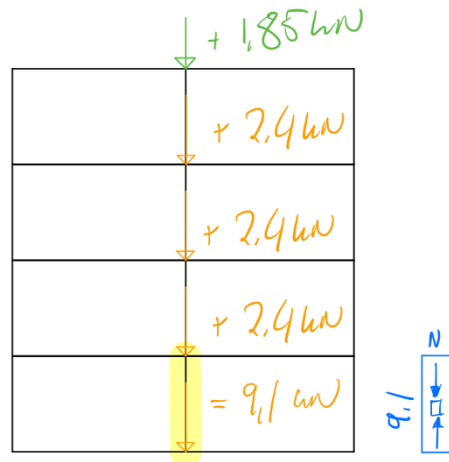
Tak:

$$N_{d,fi} = \left(0,65 \frac{kN}{m^2} + 3,6 \frac{kN}{m^2} \times 0,2\right) \times 0,6m \times 2,25m = 1,85 kN$$

Etasjeskillet:

$$N_{d,fi} = \left(1,17 \frac{kN}{m^2} + 2,0 \frac{kN}{m^2} \times 0,3\right) \times 0,6m \times 2,25m = 2,4kN$$

Analyse:



Verst belastet søyle:

$$f_{c,0,d,fi} = 21 \frac{N}{mm^2} \times 1,25 = 26,25 \frac{N}{mm^2}$$

$$t_{ch} = t_f = 2,8 \times (13 + 0,5 \times 13) - 14 = 40,6 \text{ min}$$

$$d_{char,n}(2a) = 2 \times 0,7 \times (t_a - 40,6) = 25 \text{ mm}$$

$$\rightarrow t_a = \frac{25}{2 \times 0,7} + 40,6 = 58 \text{ min}$$

$$d_{char,n}(2b) = 0,7 \times (60 - 58) = 1,4 \text{ mm}$$

$$d_{eff} = 25 \text{ mm} + 1,4 \text{ mm} + 1 \times 7 \text{ mm} = 33,4 \text{ mm}$$

$$\text{Restverrsnittet} = 48 \times (148 - 2 \times 33,4) = 48 \times 81 = 3888 \text{ mm}^2$$

$$L_k = 1,0 \times 3000 \text{ mm} = 3000 \text{ mm}$$

$$i_{y,fi} = 0,289 \times 81 = 23,4$$

$$\lambda_{y,fi} = \frac{3000}{23,4} = 128,2$$

$$\lambda_{rel,y,fi} = \frac{128,2}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7400}} = 2,17$$

$$k_{y,fi} = 0,5 \times (0,94 + 0,2 \times 2,17 + 2,17^2) = 3,04$$

$$k_{c,y,fi} = \frac{1}{3,04 + \sqrt{3,04^2 - 2,17^2}} = 0,19$$

$$N_{Rd,fi} = 0,19 \times 26,25 \times 3888 \times 10^{-3} = 19,4kN$$

Kontroll:

$$N_{Rd,fi} \geq N_{d,fi} \text{ -- } > \underline{OK!}$$

Restkapasitet:

$$\left(1 - \frac{9,1}{19,4}\right) \times 100\% = \underline{\underline{53\%}}$$

Konklusjon:

Velger søyle 48x148 Ok. R60 med en dimensjonerende restkap. på 19,9%.

15 Excelberegninger av massivtredekke

NS-EN 338:2016, Tabell 1		Konstruksjonsvirke					
Fasthetsklasser		C14	C18	C24	C30	C40	
Styrkeegenskaper		N/mm²					
Bøyning	$f_{m,k}$	14	18	24	30	40	
Strekk parallelt med fibrene	$f_{L0,k}$	8	11	14	18	24	
Strekk tvers på fibrene	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	
Trykk parallelt med fibrene	$f_{c0,k}$	16	18	21	23	26	
Trykk tvers på fibrene	$f_{c,90,k}$	2	2,2	2,5	2,7	2,9	
Skjær	$f_{v,k}$	3	3,4	4	4	4	
Stivhetsegenskaper		N/mm²					
Middelverdi av E Parallell	$E_{0,mean}$	7000	9000	11000	12000	14000	
5% Fraktilen av E Parallell	$E_{0,05}$	4700	6000	7400	8000	9400	
Middelverdi av E Tvers	$E_{90,mean}$	230	300	370	400	470	
Middelverdi av Skjærmodul	G_{mean}	440	560	690	750	880	
Middelverdi Skjær på Tvers	G_R	44	56	69	75	88	
Denistet/Massetetthet		kg/m³					
Karakteristisk Verdi	ρ_k	290	320	350	380	420	
Middelverdi	ρ_{mean}	350	380	420	460	500	
Dimensjonering av massivtredekke		Fyll inn i Grønt!					
		N/mm²	mm	N/mm²		N/mm²	
Sjikt	Retning	Fasthet	Tykkelse	E-Modul		G-Modul	
1	I Lengderetning	C24	33	$E_{0,mean}$	11000	G_{mean}	690
2	På Tvers	C14	22	$E_{90,mean}$	230	GR	44
3	I Lengderetning	C14	34	$E_{0,mean}$	7000	G_{mean}	440
4	På Tvers	C14	22	$E_{90,mean}$	230	GR	44
5	I Lengderetning	C14	34	$E_{0,mean}$	7000	G_{mean}	440
6	På Tvers	C14	22	$E_{90,mean}$	230	GR	44
7	I Lengderetning	C24	33	$E_{0,mean}$	11000	G_{mean}	690
Total Tykkelse		h_{total}	200				
Fordeling av Bøystivhet		Fyll inn i Grønt!					
		Massivtreelementets Bredde (b)		1200 mm			
		N/mm²	mm	mm	Nmm²		Nmm²
Sjikt	E-Modul	Tykkelse (h_i)	z_i	$(EI)_A = b/12 * E_i * h_i^3$		$(EI)_B = b * E_i * h_i * z_i^2$	
1	11000	33	83,5	39530700000		3,03711E+12	
2	230	22	56	244904000		19041792000	
3	7000	34	28	27512800000		2,2391E+11	
4	230	22	0	244904000		0	
5	7000	34	28	27512800000		2,2391E+11	
6	230	22	56	244904000		19041792000	
7	11000	33	83,5	39530700000		3,03711E+12	
Bjelke A				$(EI)_A$		1,34822E+11	
Bjelke B				$(EI)_B$		6,56013E+12	
Total Bøystivhet				$(EI)_{ef} = (EI)_A + (EI)_B$		6,69495E+12	
						Nmm²	

Stivhetsberegninger				
Effektiv E-Modul		$E_{element}$		8368,69 N/mm ²
Avstand (a)		a		167 mm
	N/mm ²	mm	1/(N/mm ²)	N
				Nmm ²
Sjikt	G-Modul	Tykkelse (h _i)	h/G*b	$(GA)_{eff} = \frac{a^2}{\left[\left(\frac{h_1}{2 \cdot G_1 \cdot b} \right) + \left(\sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i \cdot b_i} \right) + \left(\frac{h_n}{2 \cdot G_n \cdot b} \right) \right]}$ $a = h_{total} - \frac{h_1}{2} - \frac{h_n}{2}$ $G_{element} = \frac{(GA)_{eff}}{a \cdot b}$
1	690	33	1,9928E-05	
2	44	22	4,1667E-04	
3	440	34	6,4394E-05	
4	44	22	4,1667E-04	
5	440	34	6,4394E-05	
6	44	22	4,1667E-04	
7	690	33	1,9928E-05	
Effektiv Skjærstivhet		$(GA)_{eff}$		1,9659E+07
Effektiv Skjærmodul		$G_{element}$		98,10
Momenter				
E-Modul for sjikt på langs		E_1	11000 N/mm ²	$I_{ef} = \frac{(EI)_{ef}}{E_1 \text{ (for lengderetning)}}$
Effektiv Tregghetsmoment		I_{ef}	6,09E+08 mm ⁴	$W_{ef} = \frac{I_{ef}}{h_{total}/2}$
Effektivt motstandsmoment		W_{ef}	6,09E+06 mm ³	
Massivtreelementets Fysiske Dimensjoner				
		Fyll inn i Grønnt!		
		Høyde (h)	Bredde (b)	Lengde (l)
Mål i Millimeter		200	1200	6000
Mål i Meter		0,2	1,2	6
Dimensjonerende Laster				
		Fyll inn i Grønnt!		
		Dimensjonerende Laster	Enhet	
Egenlast		$q_{d,1,el}$	1,73	kN/m ²
Nyttelast		$q_{d,1,nl}$	3	kN/m ²
Dimensjonerende Last		q_d	4,73	kN/m ²
Dimensjonerende Fastheter				
		Velg i Grønnt!		
		Fasthet	Enhet	
$f_{m,k}$		C24	24	N/mm ²
$f_{v,k}$		C24	4	N/mm ²
Klimaklasse		2	NS-EN 1995-1-1, NA.2.3.1.3 Tabell NA.901	
Lastvarighetsklasse		Langtids	NS-EN 1995-1-1, NA.2.3.1.2, Tabell NA.2.2	
Materialfaktor		γ_m	1,15	NS-EN 1995-1-1, NA.2.4.1, Tabell NA.2.3
Fasthetsfaktor		k_{mod}	0,7	NS-EN 1995-1-1, 3.1.4, Tabell 3.1
$f_{m,d}$		C24	14,61	N/mm ²
$f_{v,d}$		C24	2,43	N/mm ²

Beregning						
M_d	$(q_d \cdot l^2)/8$	21,276				kNm
V_d	$(q_d \cdot l)/2$			14,184		kN
σ_d	M_d/W_{ef}	3,50				N/mm ²
τ_d	$(3 \cdot V_d)/(2 \cdot b \cdot h)$			0,089		N/mm ²
Kontroll						
$f_{m,d}$		14,61	>	σ_d	3,50	N/mm ²
$f_{v,d}$		2,43	>	τ_d	0,089	N/mm ²
Massivtreelementet tåler dimensjonert moment.						
Massivtreelementet tåler dimensjonert skjærkraft.						
Karakteristiske Laster		Fyll inn i grønt!				
		Karakteristiske Laster		Enhet		
Egenlast	$q_{k,el}$	1,44		kN/m ²		
Nyttelast	$q_{k,nl}$	2,00		kN/m ²		
Nedbøyning						
		mm		mm		mm
		Bøyedeformasjon		Skjærdeformasjon		Total Deformasjon
$w_{g,k}$ Deformasjon pga Egenlast		3,63		0,40		4,03
$w_{q,k}$ Deformasjon pga Nyttelast		5,04		0,55		5,59
$w_{ins} = w_{g,k} + w_{q,k}$						9,62
Kontroll av korttidsdeformasjon		w_{inst} 9,62		<		l/300 20
Godkjent kontroll for korttidsdeformasjon!						
$w_{fin,g}$ Kryp pga Egenlast		$w_{g,k} \cdot (1 + k_{def})$		k_{def}	0,8	7,25
$w_{fin,q}$ Kryp pga Nyttelast		$w_{q,k} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$		ψ_2	0,3	6,93
$w_{fin} = w_{fin,g} + w_{fin,q}$						14,18
Kontroll av Langtidsdeformasjon pga Kryp		w_{fin} 14,18		<		l/300 20
Godkjent kontroll for langtidsdeformasjon pga kryp!						
Vibrasjonskontroll						
NS-EN 1995-1-1, 7.3.3, Canadian CLT Handbook, 7B.2, Formel: (B.2), (B.3)						
L	6,04	m	>	6	m	Ok!
f_1	9,78	Hz	>	8	Hz	Ok!
d	0,75	mm	<	1,5	mm	Ok!
$L \leq 0.11 \frac{(EI)_{app}^{0.29}}{m^{0.12}} \quad f = \frac{3.142}{2L^2} \sqrt{\frac{(EI)_{app}}{\rho A}} \quad (EI)_{app} = 0.9(EI)_{eff} \quad d = \frac{1000 pL^3}{48 (EI)_{app}}$						

16 Excelberegninger av massivtretak

NS-EN 338:2016, Tabell 1		Konstruksjonsvirke					
Fasthetsklasser		C14	C18	C24	C30	C40	
Styrkeegenskaper		N/mm²					
Bøyning	$f_{m,k}$	14	18	24	30	40	
Strekk parallelt med fibre	$f_{t,0,k}$	8	11	14	18	24	
Strekk tvers på fibre	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	
Trykk parallelt med fibre	$f_{c,0,k}$	16	18	21	23	26	
Trykk tvers på fibre	$f_{c,90,k}$	2	2,2	2,5	2,7	2,9	
Skjær	$f_{v,k}$	3	3,4	4	4	4	
Stivhetsegenskaper		N/mm²					
Middelverdi av E Parallell	$E_{0,mean}$	7000	9000	11000	12000	14000	
5% Fraktilen av E Parallell	$E_{0,05}$	4700	6000	7400	8000	9400	
Middelverdi av E Tvers	$E_{90,mean}$	230	300	370	400	470	
Middelverdi av Skjærmodul	G_{mean}	440	560	690	750	880	
Middelverdi Skjær på Tvers	G_R	44	56	69	75	88	
Denistet/Massetetthet		kg/m³					
Karakteristisk Verdi	ρ_k	290	320	350	380	420	
Middelverdi	ρ_{mean}	350	380	420	460	500	
Dimensjonering av massivtredekke		Fyll inn i Grønt!					
		N/mm²	mm	N/mm²		N/mm²	
Sjikt	Retning	Fasthet	Tykkelse	E-Modul		G-Modul	
1	I Lengderetning	C24	33	$E_{0,mean}$	11000	G_{mean}	690
2	På Tvers	C14	22	$E_{90,mean}$	230	GR	44
3	I Lengderetning	C14	34	$E_{0,mean}$	7000	G_{mean}	440
4	På Tvers	C14	22	$E_{90,mean}$	230	GR	44
5	I Lengderetning	C14	34	$E_{0,mean}$	7000	G_{mean}	440
6	På Tvers	C14	22	$E_{90,mean}$	230	GR	44
7	I Lengderetning	C24	33	$E_{0,mean}$	11000	G_{mean}	690
Total Tykkelse		h_{total}	200				
Fordeling av Bøyestivhet		Fyll inn i Grønt!					
		Massivtreelementets Brede (b)			1200	mm	
		N/mm²	mm	mm	Nmm²	Nmm²	
Sjikt	E-Modul	Tykkelse (h_i)	z_i	$(EI)_A = b/12 * E_i * h_i^3$	$(EI)_B = b * E_i * h_i * z_i^2$		
1	11000	33	83,5	39530700000	3,03711E+12		
2	230	22	56	244904000	19041792000		
3	7000	34	28	27512800000	2,2391E+11		
4	230	22	0	244904000	0		
5	7000	34	28	27512800000	2,2391E+11		
6	230	22	56	244904000	19041792000		
7	11000	33	83,5	39530700000	3,03711E+12		
Bjelke A		$(EI)_A$			1,34822E+11		
BjelkeB		$(EI)_B$				6,56013E+12	
Total Bøyestivhet		$(EI)_{ef} = (EI)_A + (EI)_B$			6,69495E+12	Nmm ²	

Stivhetsberegninger		$(EI)_{ef}/(b \cdot h^3/12)$		
Effektiv E-Modul	$E_{element}$	8368,69		N/mm ²
Avstand (a)	a	167		mm
	N/mm ²	mm	1/(N/mm ²)	N
				Nmm ²
Sjikt	G-Modul	Tykkelse (h _i)	h/G*b	
1	690	33	1,9928E-05	$(GA)_{eff} = \frac{a^2}{\left[\left(\frac{h_1}{2 \cdot G_1 \cdot b} \right) + \left(\sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i \cdot b_i} \right) + \left(\frac{h_n}{2 \cdot G_n \cdot b} \right) \right]}$ $a = h_{total} - \frac{h_1}{2} - \frac{h_n}{2} \quad G_{element} = \frac{(GA)_{ef}}{a \cdot b}$
2	44	22	4,1667E-04	
3	440	34	6,4394E-05	
4	44	22	4,1667E-04	
5	440	34	6,4394E-05	
6	44	22	4,1667E-04	
7	690	33	1,9928E-05	
Effektiv Skjærstivhet	$(GA)_{eff}$	1,9659E+07		
Effektiv Skjærmodul	$G_{element}$			98,10
Momenter				
		N/mm ²	mm ⁴	mm ³
E-Modul for sjikt på langs	E_1	11000		
Effektiv Tregghetsmoment	I_{ef}		6,09E+08	
Effektivt motstandsmoment	W_{ef}			6,09E+06
Massivtreelementets Fysiske Dimensjoner		Fyll inn i Grønnt!		
		Høyde (h)	Bredde (b)	Lengde (l)
Mål i Millimeter		200	1200	6000
Mål i Meter		0,2	1,2	6
Dimensjonerende Laster		Fyll inn i Grønnt!		
		Dimensjonerende Laster	Enhet	
Egenlast	$Q_{d,1,el}$	1,38	kN/m ²	
Nyttelast	$Q_{d,1,nl}$	5,4	kN/m ²	
Dimensjonerende Last	Q_d	6,78	kN/m ²	
Dimensjonerende Fastheter		Velg i Grønnt!		
		Fasthet	Enhet	
$f_{m,k}$		C24	24	N/mm ²
$f_{v,k}$			4	N/mm ²
Klimaklasse	2	NS-EN 1995-1-1, NA.2.3.1.3 Tabell NA.901		
Lastvarighetsklasse	Halvårs	NS-EN 1995-1-1, NA.2.3.1.2, Tabell NA.2.2		
Materialfaktor	γ_m	1,15	NS-EN 1995-1-1, NA.2.4.1, Tabell NA.2.3	
Fasthetsfaktor	k_{mod}	0,8	NS-EN 1995-1-1, 3.1.4, Tabell 3.1	
$f_{m,d}$		C24	16,70	N/mm ²
$f_{v,d}$			2,78	N/mm ²

$$I_{ef} = \frac{(EI)_{ef}}{E_1 \text{ (for lengeretning)}} =$$

$$W_{ef} = \frac{I_{ef}}{h_{total}/2} =$$

Beregning					
M_d	$(q_d \cdot l^2)/8$	30,510			kNm
V_d	$(q_d \cdot l)/2$		20,340		kN
σ_d	M_d/W_{ef}	5,01			N/mm ²
τ_d	$(3 \cdot V_d)/(2 \cdot b \cdot h)$		0,127		N/mm ²
Kontroll					
$f_{m,d}$		16,70	>	σ_d	5,01 N/mm ²
$f_{v,d}$		2,78	>	τ_d	0,127 N/mm ²
Massivtreelementet tåler dimensjonert moment.					
Massivtreelementet tåler dimensjonert skjærkraft.					
Karakteristiske Laster		Fyll inn i grønt!			
		Karakteristiske Laster		Enhet	
Egenlast	$q_{k,el}$	1,15		kN/m ²	
Nyttelast	$q_{k,nl}$	3,60		kN/m ²	
Nedbøyning					
		mm	mm	mm	
		Bøyedeformasjon	Skjærdeformasjon	Total Deformasjon	
$w_{g,k}$	Deformasjon pga Egenlast	2,90	0,32	3,21	
$w_{q,k}$	Deformasjon pga Nyttelast	9,07	0,99	10,06	
$w_{ins} = w_{g,k} + w_{q,k}$				13,28	
Kontroll av korttidsdeformasjon		w_{inst} 13,28	<	l/300 20	
Godkjent kontroll for korttidsdeformasjon!					
$w_{fin,g}$	Kryp pga Egenlast	$w_{g,k} \cdot (1 + k_{def})$	k_{def}	0,8	5,79
$w_{fin,q}$	Kryp pga Nyttelast	$w_{q,k} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$	ψ_2	0,3	12,48
$w_{fin} = w_{fin,g} + w_{fin,q}$					18,26
Kontroll av Langtidsdeformasjon pga Kryp		w_{fin} 18,26	<	l/300 20	
Godkjent kontroll for langtidsdeformasjon pga kryp!					

Vibrasjonskontroll						
NS-EN 1995-1-1, 7.3.3, Canadian CLT Handbook, 7B.2, Formel: (B.2), (B.3)						
L	6,04	m	>	6	m	Ok!
f ₁	9,78	Hz	>	8	Hz	Ok!
d	0,75	mm	<	1,5	mm	Ok!
$L \leq 0.11 \frac{\left(\frac{(EI)_{eff}}{10^6}\right)^{0.29}}{m^{0.12}}$ $f = \frac{3.142}{2L^2} \sqrt{\frac{(EI)_{app}}{\rho A}}$ $(EI)_{app} = 0.9(EI)_{eff}$ $d = \frac{1000 pL^2}{48 (EI)_{app}}$						

17 Excelberegninger av massivtredekke brann

Laster fra Egenlast ark						
Laster	Last	Enhet	ψ -verdi			
Egenlast	1,44	kN/m ²				
Nyttelast	2	kN/m ²	0,3			
Snø	3,6	kN/m ²	0,2			
Branndimensjonering						
	Verdi	Enhet				
Forkullingshastighet β_n	0,7	mm/min	NS-EN 1995-1-2, 3.4.2, Tabell 3.1			
Branntid t	60	min				
Forkullingsdybde $d_{char,n}$	42	mm				
d_0	7	mm				
k_0	1					
Effektiv forkullingsdybde d_{ef}	49	mm				
NS-EN 338:2016, Tabell 1						
Fasthetsklasser		C14	C18	C24	C30	C40
Styrkeegenskaper		N/mm ²				
Bøyning	$f_{m,k}$	14	18	24	30	40
Strekk parallelt med fibre	$f_{t,0,k}$	8	11	14	18	24
Strekk tvers på fibre	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Trykk parallelt med fibre	$f_{c,0,k}$	16	18	21	23	26
Trykk tvers på fibre	$f_{c,90,k}$	2	2,2	2,5	2,7	2,9
Skjær	$f_{v,k}$	3	3,4	4	4	4
Stivhetsegenskaper		N/mm ²				
Middelverdi av E Parallell	$E_{0,mean}$	7000	9000	11000	12000	14000
5% Fraktilen av E Parallell	$E_{0,05}$	4700	6000	7400	8000	9400
Middelverdi av E Tvers	$E_{90,mean}$	230	300	370	400	470
Middelverdi av Skjærmodul	G_{mean}	440	560	690	750	880
Middelverdi Skjær på Tvers	G_R	44	56	69	75	88
Denistet/Massetetthet	kg/m ³					
Karakteristisk Verdi	ρ_k	290	320	350	380	420
Middelverdi	ρ_{mean}	350	380	420	460	500
Dimensjonering av massivtredekke						
		N/mm ²	mm	Fyll inn i Grønt!		N/mm ²
Sjikt	Retning	Fasthet	Tykkelse	E-Modul		G-Modul
0	Ikke Valgt	C24	0	Ikke Valgt	0	Ikke Valgt
1	I Lengderetning	C24	33	$E_{0,mean}$	11000	G_{mean}
2	På Tvers	C14	22	$E_{90,mean}$	230	G_R
3	I Lengderetning	C14	34	$E_{0,mean}$	7000	G_{mean}
4	På Tvers	C14	22	$E_{90,mean}$	230	G_R
5	I Lengderetning	C14	34	$E_{0,mean}$	7000	G_{mean}
0	Ikke Valgt	C24	0	Ikke Valgt	0	Ikke Valgt
Total Tykkelse		h_{total}	145			

Fordeling av Bøystivhet		Fyll inn i Grønnt!			
		Massivtreelementets Bredder (b)		1200 mm	
	N/mm ²	mm	mm	Nmm ²	Nmm ²
Sjikt	E-Modul*k _{fi}	Tykkelse (h _i)	z _i	(EI) _A =b/12*E _i *h _i ³	(EI) _B =b*E _i *h _i *z _i ²
0	0	0	0	0	0
1	11000	33	55,5	39530700000	1,34176E+12
2	264,5	22	28	244904000	4760448000
3	8050	34	0	27512800000	0
4	264,5	22	28	244904000	4760448000
5	8050	34	56	27512800000	8,95642E+11
0	0	0	0	0	0
Bjelke A		(EI) _A		95046108000	
Bjelke B		(EI) _B			2,24692E+12
Total Bøystivhet		(EI) _{eff} =(EI) _A +(EI) _B		2,34197E+12	Nmm ²

Stivhetsberegninger		Fyll inn i Grønnt!			
				(EI) _{eff} /(b*h ³ /12)	
Effektiv E-Modul		E _{element}		7682,04	N/mm ²
Avstand (a)		a		111,5	mm
	N/mm ²	mm	1/(N/mm ²)	N	Nmm ²
Sjikt	G-Modul	Tykkelse (h _i)	h/G*b	$(GA)_{eff} = \frac{a^2}{\left[\left(\frac{h_1}{2 \cdot G_1 \cdot b} \right) + \left(\sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i \cdot b_i} \right) + \left(\frac{h_n}{2 \cdot G_n \cdot b} \right) \right]}$	
0	0	0	0,0000E+00	$a = h_{total} - \frac{h_1}{2} - \frac{h_n}{2} \quad G_{element} = \frac{(GA)_{eff}}{a \cdot b} =$	
1	690	33	1,9928E-05		
2	44	22	4,1667E-04		
3	440	34	6,4394E-05		
4	44	22	4,1667E-04		
5	440	34	3,2197E-05		
0	0	0	0,0000E+00		
Effektiv Skjærstivhet		(GA) _{eff}		1,3089E+07	
Effektiv Skjærmodul		G _{element}			97,82

Momenter		N/mm ²	mm ⁴	mm ³	$I_{ef} = \frac{(EI)_{eff}}{E_1 \text{ (for lengderetning)}}$
E-Modul for sjikt på langs		E ₁ *k _{fi}	12650		
Effektivt Tregghetsmoment		I _{ef}		1,85E+08	
Effektivt motstandsmoment		W _{ef}		2,55E+06	$W_{ef} = \frac{I_{ef}}{h_{total}/2} =$

Massivtreelementets Fysiske Dimensjoner		Fyll inn i Grønnt!		
		Høyde (h)	Bredde (b)	Lengde (l)
Mål i Millimeter		145	1200	6000
Mål i Meter		0,145	1,2	6

Dimensjonerende Laster		Fyll inn i Grønnt!	
		Dimensjonerende Laster	Enhet
Egenlast	q _{fi,el}	1,73	kN/m
Nyttelast	q _{fi,nl}	1,584	kN/m
Dimensjonerende Last	q _{fi}	3,31	kN/m

Dimensjonerende Fastheter		Velg i Grønnt!		
		Fasthet		Enhet
$f_{m,k}$	C14	14		N/mm ²
$f_{v,k}$		3		N/mm ²
Materialkoeffisient	$\gamma_{m,fi}$	1		NS-EN 1995-1-1, NA.2.4.1, Tabell NA.2.3
Fasthetsfaktor	$k_{mod,fi}$	1		NS-EN 1995-1-2, 4.2.2 (5)
Materialfaktor	k_{fi}	1,15		NS-EN 1995-1-2, 2.3, Tabell 2.1
$f_{m,d,fi}$	C14	16,10		N/mm ²
$f_{v,d,fi}$		3,45		N/mm ²
Beregning				
M_d	$(q_d \cdot l^2)/8$	14,904		kNm
V_d	$(q_d \cdot l)/2$		9,936	kN
σ_d	M_d/W_{ef}	5,84		N/mm ²
τ_d	$(3 \cdot V_d)/(2 \cdot b \cdot h)$		0,086	N/mm ²
Kontroll				
$f_{m,d}$	16,10	>	σ_d	5,84 N/mm ²
$f_{v,d}$	3,45	>	τ_d	0,086 N/mm ²
Massivtreelementet tåler dimensjonert moment.				
Massivtreelementet tåler dimensjonert skjærkraft.				
Restkapasitet	Moment		63,75	%
	Skjær		97,52	%

18 Excelberegninger av massivtrevegg

Laster 0 Grader		Verdier hentet fra OS-Prog Vedlegg				
	Sone	Last	Enhet			
Tak	Snølast	Hele Taket	3,6	kN/m ²		
Vegg	Vindlast	Sone D	0,5	kN/m ²		
		Sone E	-0,32	kN/m ²		
Fysiske størrelser		Høyde	Bredde	Lengde	Tykkelse	
Dekke	Element		1200	6000	200	
Vegg	Skillevegg	3000	6000		60	
	Yttervegg Langs	3000	5000		60	
	Innervegg Langs	3000	5000		60	
Byggets Dimensjoner		Høyde (h)	Bredde (b)	Dybde (d)	Antall Etasjer	
Mål i meter		12	30	13,5	4	
Lastbredder		Spenn	Enhet			
Største lastbredde på yttervegg		3	m			
Største lastbredde på innervegg		3,75	m			
Vindlasthøyde Vegg		3	m			
Største lastbredde på Skillevegg		15	m			
Egenlaster og Nyttelaster		Verdier hentet fra Treteknisk, Byggforsk og Egenlastark				
	Sone	Last	Enhet		Kommentar	
Dekke	Egenlast	Hele Dekket	1,44	kN/m ²	Hentet fra Egenlast ark	
	Nyttelast	Hele Dekket	2	kN/m ²	Hentet fra Tabell NA.6.2 NS-EN 1991-1-1	
Tak	Egenlast	Hele Dekket	1,96	kN/m ²	Hentet fra Egenlast ark	
	Nyttelast (Snø)	Hele Dekket	3,6	kN/m ²	OS-Prog	
Etasjereduksjonsfaktor		Formel hentet fra NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019, NA.6.3.1.2 (11)				
		ψ_0 er en faktor angitt i tabell NA.A1.1 i nasjonalt tillegg til NS-EN 1990				
ψ_0	0,7	$\alpha_n = \frac{2 + (n-2)\psi_0}{n}$		n er antallet etasjer (> 2)		
n etasjer	3					
α_n	0,9					
Arealreduksjonsfaktor		Formler hentet fra NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019, NA.6.3.1.2 (10)				
	Enhet	Kontroll				
ψ_0	0,7	ψ_0	≤	α_A	≥	0,6
A_0	15 m ²	0,7	≤	1,00	≥	0,6
A	7,2 m ²	$\alpha_A = \frac{5}{7}\psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0 \quad A_0 = 15,0 \text{ m}^2 \quad \alpha_A \geq \psi_0 \text{ og } \alpha_A \geq 0,6$				
α_A	1,00					
Lastberegning		Uten Etasjereduksjonsfaktor		Med Etasjereduksjonsfaktor		
	Last	Enhet		Last	Enhet	
Dekke	$q_{d, \text{Dekke}}$	4,73	kN/m ²	4,16	kN/m ²	
Vegg	$q_{d, \text{Vegg, Vind}}$	0,74	kN/m ²			
Tak	$q_{d, \text{Tak}}$	7,75	kN/m ²	6,73	kN/m ²	

NS-EN 338:2016, Tabell 1		Konstruksjonsvirke				
Fasthetsklasser		C14	C18	C24	C30	C40
Styrkeegenskaper		N/mm ²				
Bøyning	$f_{m,k}$	14	18	24	30	40
Strekk parallelt med fibre	$f_{L0,k}$	8	11	14	18	24
Strekk tvers på fibre	$f_{t90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Trykk parallelt med fibre	$f_{c0,k}$	16	18	21	23	26
Trykk tvers på fibre	$f_{c90,k}$	2	2,2	2,5	2,7	2,9
Skjær	$f_{v,k}$	3	3,4	4	4	4
Stivhetsegenskaper		N/mm ²				
Middelerverdi av E Parallell	$E_{0,mean}$	7000	9000	11000	12000	14000
5% Fraktile av E Parallell	$E_{0,05}$	4700	6000	7400	8000	9400
Middelerverdi av E Tvers	$E_{90,mean}$	230	300	370	400	470
Middelerverdi av Skjærmodul	G_{mean}	440	560	690	750	880
Middelerverdi Skjær på Tvers	G_R	44	56	69	75	88
Denistet/Massetetthet		kg/m ³				
Karakteristisk Verdi	ρ_k	290	320	350	380	420
Middelerverdi	ρ_{mean}	350	380	420	460	500
Dimensjonering av Massivtrevegg		Fyll inn i Grønt!				
		N/mm ²	mm	N/mm ²		N/mm ²
Sjikt	Retning	Fasthet	Tykkelse	E-Modul		G-Modul
0	Ikke Valgt	C24	Ikke Bruk	Ikke Valgt	0	Ikke Valgt
0	Ikke Valgt	C24	Ikke Bruk	0	Ikke Valgt	GR
1	I Lengderetning	C24	20	$E_{0,mean}$	11000	G_{mean}
2	På Tvers	C24	20	$E_{90,mean}$	370	GR
3	I Lengderetning	C24	20	$E_{0,mean}$	11000	G_{mean}
0	Ikke Valgt	C24	Ikke Bruk	0	Ikke Valgt	GR
0	Ikke Valgt	C24	Ikke Bruk	Ikke Valgt	0	Ikke Valgt
Total Tykkelse		h_{total}	60			
Dimensjonerende Fastheter		Velg i Grønt!				
		Fasthet		Enhet		
$f_{m,k}$		C24	24	N/mm ²		
$f_{c0,k}$		C24	21	N/mm ²		
Klimaklasse		2		NS-EN 1995-1-1, NA.2.3.1.3 Tabell NA.901		
Lastvarighetsklasse		Langtids		NS-EN 1995-1-1, NA.2.3.1.2, Tabell NA.2.2		
Materialfaktor		γ_m	1,15	NS-EN 1995-1-1, NA.2.4.1, Tabell NA.2.3		
Fasthetsfaktor		k_{mod}	0,7	NS-EN 1995-1-1, 3.1.4, Tabell 3.1		
$f_{m,d}$		C24	14,61	N/mm ²		
$f_{c0,d}$			12,78	N/mm ²		
Nøkkeltall		Indeks	Verdi	Enhet		
Knekk lengde		l_0	3000	mm		
Beregningsbredde		b_x	1000	mm		

Bruker Beregningseksempel 6.8.1 fra Svensk KL-Trehåndbok						
Dimensjonering		Indeks	Resultat	Enhet		
Tyngdepunktssentrum	z_s		30	mm		
Tverrsnittsareal	$A_{x,net}$		40000	mm ²		
Nettoreghetsmoment	$I_{x,net}$		1,73E+07	mm ⁴		
Nettobøyemotstand	$W_{x,net}$		5,78E+05	mm ³		
Gamma	γ_1		1			
	γ_3		0,912			
Effektiv Bøyemotstand	$I_{x,ef}$		3,57E+07	mm ⁴		
Effektiv Tregghetsradie	$i_{x,ef}$		29,90	mm		
Slankhetsfaktor	λ_y		100,350			
Relativ Slankhet	$\lambda_{rel,y}$		1,702			
Knekkfaktor	k_y		2,018			
Reduksjonsfaktor	$k_{c,y}$		0,322			
Beregning for Vegg i 1.Etg						
Lastfordeling		Retning	Last	Enhet		
Yttervegg		Horizontal	0,738	kN/m		
		Vertikal	57,6	kN/m		
Innervegg		Vertikal	72	kN/m		
Dimensjonerende Kraft						
		Moment		Enhet	Normalkraft	Enhet
Yttervegg		$M_{y,d}$	0,830	kNm	N_d	57,600 kN
Innervegg		$M_{y,d}$	0,00	kNm	N_d	72,000 kN
Kombinasjon av Moment og Normalkraft						
Kontroll		Utnyttelsesgrad Kapasitet				
$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{N_d}{k_{c,y} \cdot A_{x,net} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{M_{y,d}}{W_{x,net} \cdot f_{m,d}} =$		Innervegg		Yttervegg		
		0,437		0,448		
		Restkapasitet i %				
		56,31		55,21		
Laster						
Skivekrefter		Verdi	Enhet			
Vind		0,82	kN/m ²			
$q_{d,dekke}$		4,73	kN/m ²			
$q_{d,dekke, Vind}$		3,69	kN/m			
$q_{d,tak}$		7,75	kN/m ²			
$q_{d,tak, vind}$		1,85	kN/m			
$N_{a, 1.Etg}$		232,31	kN/m			
$N_{b, 1.Etg}$		296,136	kN/m			

Skjevstillingslast			
	Verdi	Forklaring	
θ_0	0,005	1/200	Konstant
α_h	1,000	$2/3 \leq \alpha_h \leq 1$	Fyll inn i α_h
α_m	0,791		m = antall vertikale konstruksjonsdeler 4
θ_i	0,00395		
H_i	1,044	kN/m	
Forskyvinger			
For Skillevegg i 1. Etg Formler fra Svensk KL-Trehåndbok 6.3.1			
	Verdi	Enhet	
F_d	209,391	kN	$\delta_{tot} = \delta_{skjuv} + \delta_{bøj} + \delta_{skarv}$ $\delta_{skjuv} = \frac{F_d \cdot h}{b \cdot t_{tot} \cdot G_{mean}} \quad \delta_{bøj} = \frac{F_d \cdot h^3}{3 \cdot E_{mean} \cdot I}$ $R_d = \frac{\delta_{tot}}{\left(\frac{h}{b \times t_{tot} \times G_{mean}} + \frac{h^3}{3 \times E_{mean} \times I} \right)}$
h	3000	mm	
b	6000	mm	
G_{mean}	690	N/mm ²	
E_{mean}	11000	N/mm ²	
t_{tot}	60	mm	
I	1,35E+13	mm ⁴	
δ_{tot}	6	mm	
R_d	494,319	kN	
Restkapasitet	57,64	%	

19 Excelberegninger av massivtrevegg brann

Uten Gips					
Branndimensjonering		Verdi	Enhet		
Forkullingshastighet β_n		0,7	mm/min	NS-EN 1995-1-2, 3.4.2, Tabell 3.1	
Branntid t		30	min		
Forkullingsdybde $d_{char,n}$		21	mm		
d_0		7	mm		
k_0		1			
Effektiv forkullingsdybde d_{ef}		28	mm		
Verdier hentet fra OS-Prog Vedlegg					
Laster 0 Grader		Sone	Last	Enhet	Formfaktor $C_{pe,10}$
Tak	Snølast	Hele Taket	3,6	kN/m ²	
Vegg	Vindlast	Sone D	0,5	kN/m ²	
		Sone E	-0,32	kN/m ²	
Fysiske størrelser					
		Høyde	Bredde	Lengde	Tykkelse
Dekke	Element		1200	6000	200
Vegg	Skillevegg	3000	6000		60
	Yttervegg Langs	3000	5000		60
	Innervegg Langs	3000	5000		60
Byggets Dimensjoner					
		Høyde (h)	Bredde (b)	Dybde (d)	Antall Etasjer
Mål i meter		12	30	13,5	4
Lastbredder					
		Spenn	Enhet		
Største lastbredde på yttervegg		3	m		
Største lastbredde på innervegg		3,75	m		
Vindlasthøyde Vegg		3	m		
Største lastbredde på Skillevegg		15	m		
Verdier hentet fra Treteknisk, Byggforsk og Egenlastark					
Egenlaster og Nyttelaster		Sone	Last	Enhet	Kommentar
Dekke	Egenlast	Hele Dekket	1,44	kN/m ²	Hentet fra Egenlast ark
	Nyttelast	Hele Dekket	2	kN/m ²	Hentet fra Tabell NA.6.2 NS-EN 1991-1-1
Tak	Egenlast	Hele Dekket	1,96	kN/m ²	Hentet fra Egenlast ark
	Nyttelast (Snø)	Hele Dekket	3,6	kN/m ²	OS-Prog
Etasjereduksjonsfaktor					
(benyttes ikke)		Former hentet fra NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019, NA.6.3.1.2 (11)			
ψ_0	0,7	ψ_0 er en faktor angitt i tabell NA.A1.1 i nasjonalt tillegg til NS-EN 1990			
n etasjer	3	$\alpha_n = \frac{2 + (n-2)\psi_0}{n}$ n er antallet etasjer (> 2)			
α_n	0,9				
Uten Etasjereduksjonsfaktor					
Lastberegning		Last	Enhet	ψ -Verdi	
Dekke	$q_{d, Dekke}$	2,04	kN/m ²	Nyttelast	0,3
Vegg	$q_{d, Vegg, Vind}$	0,16	kN/m ²	Vind	0,2
Tak	$q_{d, Tak}$	2,68	kN/m ²	Snø	0,2

NS-EN 338:2016, Tabell 1		Konstruksjonsvirke					
Fasthetsklasser		C14	C18	C24	C30	C40	
Styrkeegenskaper		N/mm ²					
Bøyning	$f_{m,k}$	14	18	24	30	40	
Strekk parallelt med fibre	$f_{t,0,k}$	8	11	14	18	24	
Strekk tvers på fibre	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	
Trykk parallelt med fibre	$f_{c,0,k}$	16	18	21	23	26	
Trykk tvers på fibre	$f_{c,90,k}$	2	2,2	2,5	2,7	2,9	
Skjær	$f_{v,k}$	3	3,4	4	4	4	
Stivhetsegenskaper		N/mm ²					
Middelverdi av E Parallell	$E_{0,mean}$	7000	9000	11000	12000	14000	
5% Fraktilen av E Parallell	$E_{0,05}$	4700	6000	7400	8000	9400	
Middelverdi av E Tvers	$E_{90,mean}$	230	300	370	400	470	
Middelverdi av Skjærmodul	G_{mean}	440	560	690	750	880	
Middelverdi Skjær på Tvers	G_R	44	56	69	75	88	
Denistet/Massetetthet		kg/m ³					
Karakteristisk Verdi	ρ_k	290	320	350	380	420	
Middelverdi	ρ_{mean}	350	380	420	460	500	
Dimensjonering av Massivtrevegg		Fyll inn i Grønt!					
		N/mm ²	mm	N/mm ²		N/mm ²	
Sjikt	Retning	Fasthet	Tykkelse	E-Modul		G-Modul	
0	Ikke Valgt	C24	Ikke Bruk	Ikke Valgt	0	Ikke Valgt	0
0	Ikke Valgt	C24	Ikke Bruk	0	Ikke Valgt	GR	69
1	I Lengderetning	C24	10	$E_{0,mean}$	11000	G_{mean}	690
2	På Tvers	C24	10	$E_{90,mean}$	370	GR	69
3	I Lengderetning	C24	10	$E_{0,mean}$	11000	G_{mean}	690
0	Ikke Valgt	C24	Ikke Bruk	0	Ikke Valgt	GR	69
0	Ikke Valgt	C24	Ikke Bruk	Ikke Valgt	0	Ikke Valgt	0
Total Tykkelse		h_{total}	30				
Dimensjonerende Fastheter		Velg i Grønt!					
		Fasthet		Enhet			
$f_{m,k}$		C24	24	N/mm ²			
$f_{c,0,k}$			21	N/mm ²			
Materialkoeffisient	$\gamma_{m,r fi}$	1	NS-EN 1995-1-1, NA.2.4.1, Tabell NA.2.3				
Fasthetsfaktor	$k_{mod,r fi}$	1	NS-EN 1995-1-2, 4.2.2 (5)				
Materialfaktor	k_{fi}	1,15	NS-EN 1995-1-2, 2.3, Tabell 2.1				
$f_{m,d}$		C24	27,60	N/mm ²			
$f_{c,0,d}$			24,15	N/mm ²			
Nøkkeltall		Indeks	Verdi	Enhet			
Knekk lengde	l_e		3000	mm			
Beregningsbredde	b_x		1000	mm			

Bruker Beregningsseksempel 6.8.1 fra Svensk KL-Trehåndbok				
Dimensjonering		Indeks	Resultat	Enhet
Tyngdepunktssentrum	z_s		15	mm
Tverrsnittsareal	$A_{x,net}$		20000	mm ²
Nettoreghetsmoment	$I_{x,net}$		2,17E+06	mm ⁴
Nettobøyemotstand	$W_{x,net}$		1,44E+05	mm ³
Gamma	γ_1		1	
	γ_3		0,976	
Effektiv Bøyemotstand	$I_{x,ef}$		1,80E+07	mm ⁴
Effektiv Treghetsradie	$i_{x,ef}$		29,96	mm
Slankhetsfaktor	λ_y		100,126	
Relativ Slankhet	$\lambda_{rel,y}$		1,698	
Knekkfaktor	k_y		2,011	
Reduksjonsfaktor	$k_{c,y}$		0,324	
Beregning for Vegg i 1.Etg				
Lastfordeling	Retning	Last	Enhet	
Yttervegg	Horisontal	0,164	kN/m	
	Vertikal	26,4	kN/m	
Innervegg	Vertikal	33	kN/m	
Dimensjonerende Kraft				
	Moment		Enhet	Normalkraft
				Enhet
Yttervegg	$M_{y,d}$	0,185	kNm	N_d
Innervegg	$M_{y,d}$	0,00	kNm	N_d
		26,400		kN
		33,000		kN
Kombinasjon av Moment og Normalkraft				
Kontroll	Utnyttelsesgrad Kapasitet			
			Innervegg	Yttervegg
	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{N_d}{k_{c,y} \cdot A_{x,net} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{M_{y,d}}{W_{x,net} \cdot f_{m,d}} =$		0,215	0,211
			Restkapasitet i %	
		78,49	78,89	
Laster				
Skivekrefter	Verdi	Enhet		
Vind	0,82	kN/m ²		
$q_{d,dekke}$	2,04	kN/m ²		
$q_{d,dekke, vind}$	3,69	kN/m		
$q_{d,tak}$	2,68	kN/m ²		
$q_{d,tak, vind}$	1,85	kN/m		
$N_{a, 1.Etg}$	91,26	kN/m		
$N_{b, 1.Etg}$	118,8	kN/m		

Skjevstillingslast			
Verdi	Forklaring		
θ_0	0,005	1/200	Konstant
α_h	1,000	$2/3 \leq \alpha_h \leq 1$	Fyll inn i α_h
α_m	0,791		m = antall vertikale konstruksjonsdeler
θ_i	0,00395		4
H_i	0,415	kN/m	
Forskyvinger			
For Skillevegg i 1. Etg Formler fra Svensk KL-Trehåndbok 6.3.1			
Verdi	Enhet		
F_d	199,953	kN	
h	3000	mm	
b	6000	mm	
G_{mean}	690	N/mm ²	
E_{mean}	11000	N/mm ²	
t_{tot}	30	mm	
I	1,35E+13	mm ⁴	
δ_{tot}	6	mm	
R_d	247,778	kN	
Restkapasitet	19,30	%	

$$\delta_{tot} = \delta_{skjuv} + \delta_{bøj} + \delta_{skarv}$$

$$\delta_{skjuv} = \frac{F_d \cdot h}{b \cdot t_{tot} \cdot G_{mean}} \quad \delta_{bøj} = \frac{F_d \cdot h^3}{3 \cdot E_{mean} \cdot I}$$

$$R_d = \frac{\delta_{tot}}{\left(\frac{h}{b \times t_{tot} \times G_{mean}} + \frac{h^3}{3 \times E_{mean} \times I} \right)}$$

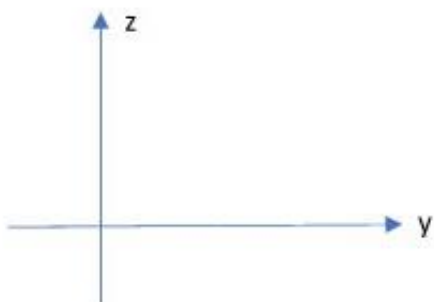
KL-Trehåndbok S.120 (h/500)

20 Geometriske avvik 2-etasjer

Geometriske avvik
etter
NS-EN 1992-1-1:2004 pkt.5.2

		Innputt		Beregning	
Laster	EL	1,17	kN/m ²	qd-dekke	4,404 kN/m ²
	NL	2	kN/m ²	qd-tak	7,044 kN/m ²
	SNØ	3,6	kN/m ²	qd-vind-dekke	2,97 kN/m
	VIND	0,66	kN/m ²	Na-1.etg	154,548 kN/m
	Ant.Etasjer	2	stk.	Nb-1.etg	214,002 kN/m
Bygg-data	h	6	m		
	b	30	m		
	d	13,5	m		
	l	3	m		
	m	6	stk.		
GeoAvvik					
Etter NS-EN 1992	θ_0	0,005		θ_i	0,00440959
	α_h	1,15470054		$H_{I-Lokal}$	0,81257637 kN/m
	α_m	0,76376262		$H_{I-Global}$	0,2621675 kN/m
Dimensjonerte laster				H_{I-Tak}	0,93183361 kN/m
			$q_d-Vind+HI-LOKAL$	3,78	kN/m
			$q_d-Vind+HI-GLOBAL$	3,23	kN/m
		$q_d-Vind+HI-Tak$	2,42	kN/m	
Prosjekt Informasjon					
	Prosjekt	For		Utført av	Dato
	A Grand Win	Moelven		DIW	02.05.2021
	Kontrollert Rettning:			y-rettning 2.etg	

Geometriske avvik
etter
NS-EN 1992-1-1:2004 pkt.5.2



21 Geometriske avvik 5-etasjer

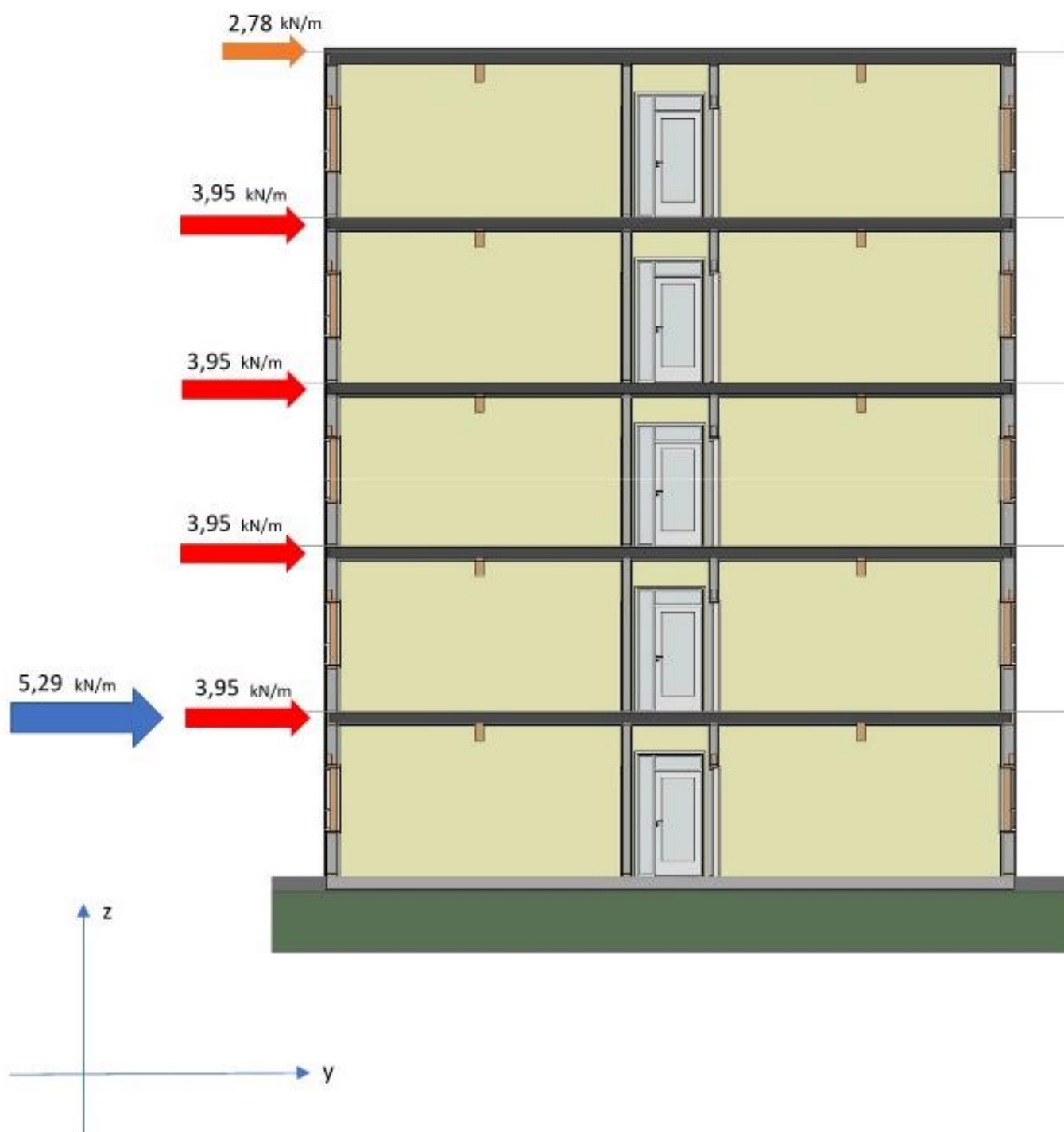
Geometriske avvik
etter
NS-EN 1992-1-1:2004 pkt.5.2

		Innputt		Beregning	
Laster	EL	1,17	kN/m ²	qd-dekke	4,404 kN/m ²
	NL	2	kN/m ²	qd-tak	7,044 kN/m ²
	SNØ	3,6	kN/m ²	qd-vind-dekk	3,69 kN/m
	VIND	0,82	kN/m ²	Na-1.etg	332,91 kN/m
	Ant.Etasjer	5	stk.	Nb-1.etg	392,364 kN/m
Bygg-data	h	15	m		
	b	30	m		
	d	13,5	m		
	l	3	m		
	m	6	stk.		
	GeoAvvik				
Etter NS-EN 1992	θ_0	0,005		θ_i	0,00440959
	α_h	1,15470054		$H_{i-Lokal}$	1,59907886 kN/m
	α_m	0,76376262		$H_{i-Global}$	0,2621675 kN/m
				H_{i-Tak}	0,93183361 kN/m
Dimensjonerde laster			$q_{d-Vind+HI-LOKAL}$	5,29	kN/m
			$q_{d-Vind+HI-GLOBAL}$	3,95	kN/m
			$q_{d-Vind+HI-Tak}$	2,78	kN/m
Prosjekt Informasjon					
	Prosjekt	For	Utført av	Dato	
	A Grand Win	Moelven	DIW	02.05.2021	
	Kontrollert Rettning:		y-rettning 5.etg		

Geometriske avvik

etter

NS-EN 1992-1-1:2004 pkt.5.2



22 Kontroll av dekkeskive 5-etasjer

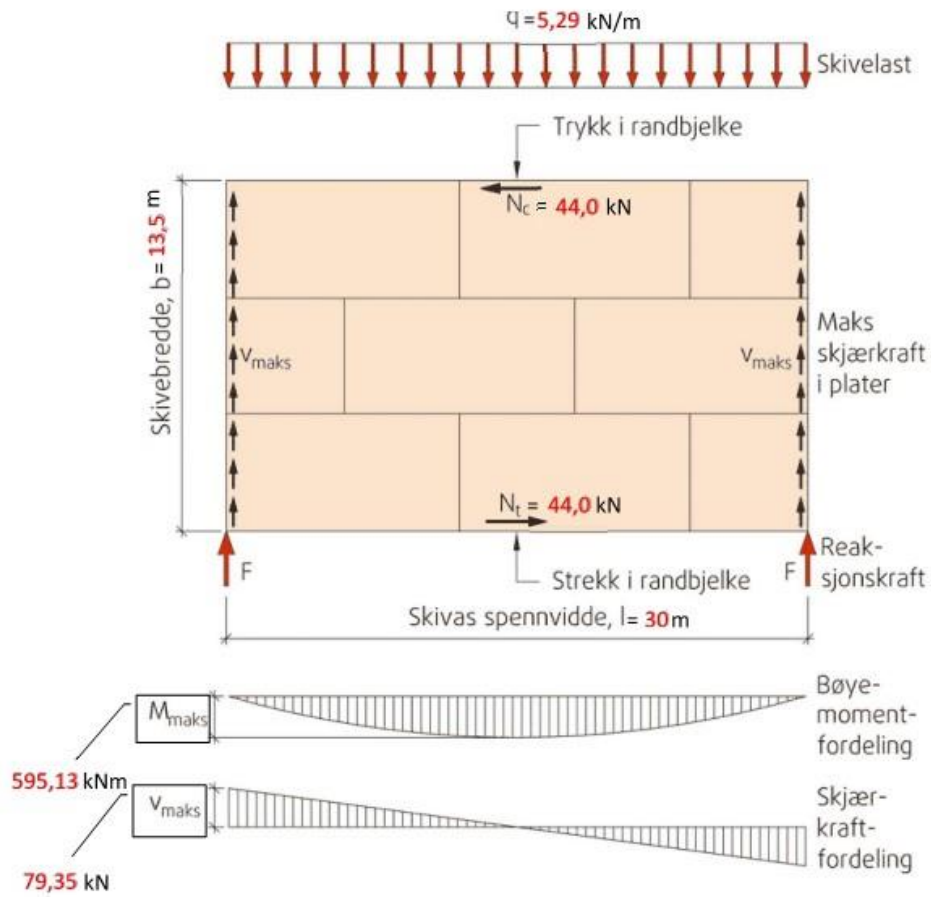
Kontroll av dekkeskive

etter
NS-EN 1995-1-1 9.2.3.2

Fra GeoAvvik				Beregninger			
q_d	5,29	kN/m	$N_{cd}=N_{td}$	44,08	kN		
b	13,5	m	V_d	5,88	N/mm		
L	30	m	f_{vd}	2,15	N/mm ²		
M_{d-max}	595,13	kNm	F_{vRd}	646,8	N		
V_{d-max}	79,35	kN	F_{vRk}	1201,2	N		
			$t \cdot f_{vd}$	47,3	N/mm		
			f_{td}	7,81	N/mm ²		
			$t_{nedvedig}$	22	mm		
Innputt				Kontroll av spennvidde			
k_{mod}	0,7		$2 \cdot b < L < 6 \cdot b$	OK!			
f_{vk}	4	N/mm ²					
γ_m	1,3		Avstad Belastet kant				
f_{t0k}	14,5	N/mm ²	a_{4-t}	25	mm		
$s_{(senter\ avstand\ sk)}$	110	mm	a_{4-c}	25	mm		
Materiale	OSB-plater eller		Randbjelke/kant-bjelke				
Falset?	Ja!		A_{min}	5644,05	mm ²		
Festemiddel	Skruer		h_{min}	117,58	mm		
$t_{(plate\ tykkelse)}$	22		Rest _{e,plate}	23	mm		
$d_{(skruer)}$	5		Rest _{e,skruer}	18	mm		
$d_{(spiker)}$	1,9		Rest _{min}	5,5	mm		
Bjelke-dim							
b	48	mm					
h	198	mm					
A	9504	mm ²					
Kontroll							
Festemiddel	$d_{(mm)}$	Material	$t_{(mm)}$	Kapasitet _(N)	$c/c_{(mm)}$		
Skruer	5	OSB-plater eller sponplater	22	1374	110		
Kontroll:	OK!						
R.Kap	13,00 %						
Radbjelke				Prosjekt Informasjon			
$b_{(mm)}$	$h_{(mm)}$	$A_{(mm^2)}$	Prosjekt	For	Utført av	Dato	
48	198	9504	A Grand Win	Moelven	DIW	02.05.2021	
Kontroll:	OK!						
R.kap	41,00 %						
R.kap skjøt	69,00 %		Kontrollert skive:	Etasjeskille 1.etag			

Kontroll av dekkeskive

etter
NS-EN 1995-1-1 9.2.3.2



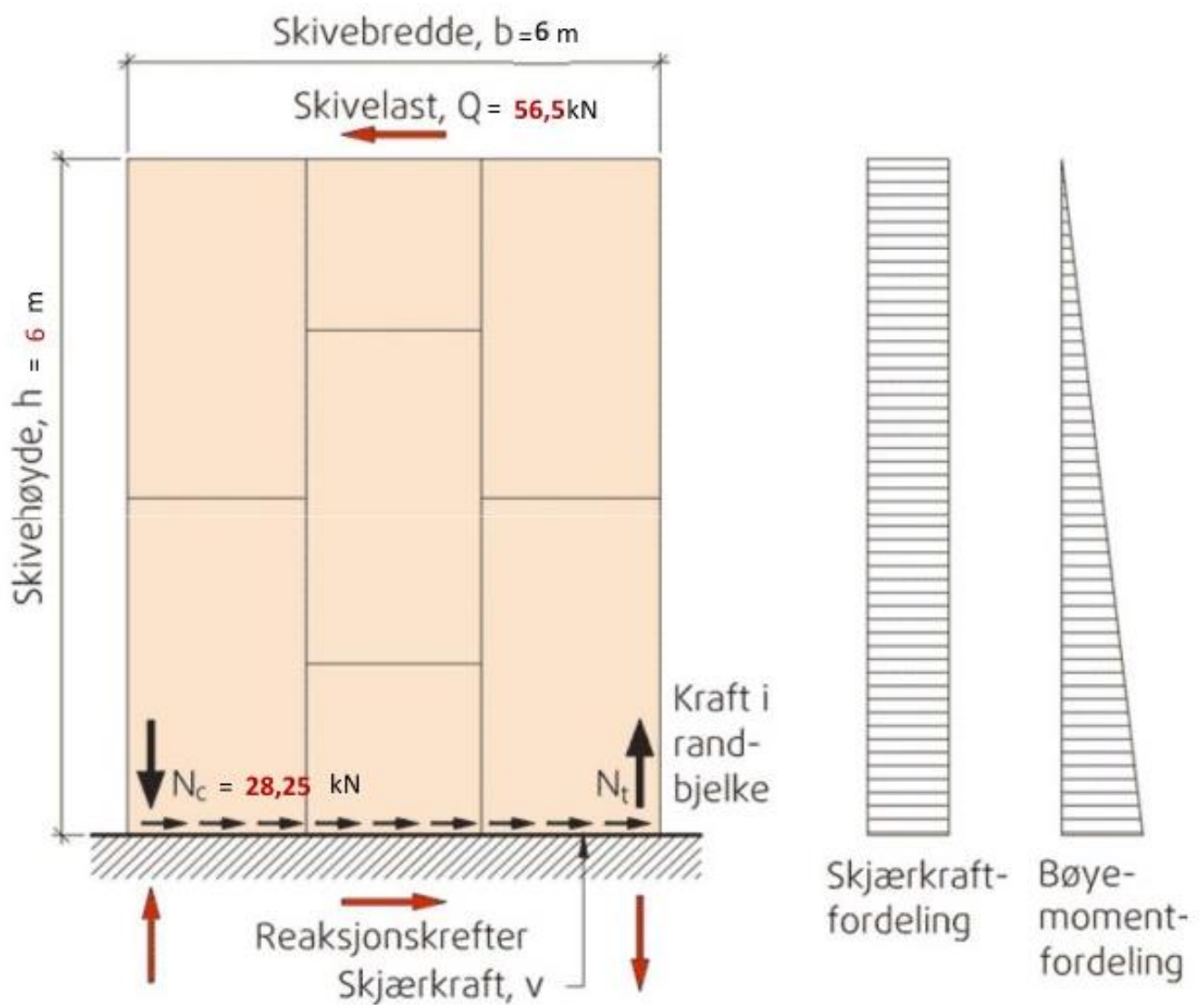
Figur kilde: Byggforsk: 520.238

23 Kontroll av veggskive 2-etasjer

Kontroll av veggskive
etter
FORENKLET METODE A, NS-EN-1995-1-1 9.2.4.2

Fra GeoAvvik		Valg av plate	
qd	3,23 kN/m	Materiale	OSB-plater eller sponplater
qdtak	2,42 kN/m	Falset?	Ja!
b	13,5 m	bplate	1,2 m
L	30 m	hplate	2,4 m
ant etg.	2 stk	tplate	12 mm
Innputt		Kontroll av valgt plate	
hvegg	3 m	bplate	OK!
bvegg	6 m	bnet/tplate	Se bort fra skjærknekkning
bnet (c/c)	600 mm	Valg av festemiddel	
c/cbindemidd	100 mm	Festemiddel	Skrue
blast	10 m	d(skrue)	5
kmod	0,7	d(spiker)	3,5
ym	1,25	FfRk	1218 N
Begge side?	Ja!	FfRd	682,08 N
Randbjelke		Beregninger	
b	36 mm	Qd	56,5 kN
h	148 mm	Ci	1
fc0k	21 N/mm ²	FivRd	81,84 kN
E0,05	7400 N/mm ²	Ncd=Ntd	28,25 kN
		fc0d	11,76 N/mm
		Lk	3000 mm
		iy	42,772
		λy	70,139
		λrel	1,189
		ky	1,296
		kcy	0,552
		Amin	4351,83 mm ²
		hmin	120,88
		NRd	34,59 kN
		σc0d	5,3 N/mm ²
Kontroll av skiva			
Plate/festemiddel			
FivRd>Qd	Ok!		
R.Kap	31,00 %		
Randbjelke			
σc0d<1	Ok!		
R.Kap	18,00 %		
Prosjekt Informasjon			
Prosjekt	For	Utført av	Dato
A Grand Win	Moelven	DIW	02.05.2021
Kontrollert skive:		Veggskiver 1.etg	

Kontroll av veggskive
etter
FORENKLET METODE A, NS-EN-1995-1-1 9.2.4.2



Figur kilde: Byggforsk: 520.238

24 Kontroll av veggskive 4-etasjer

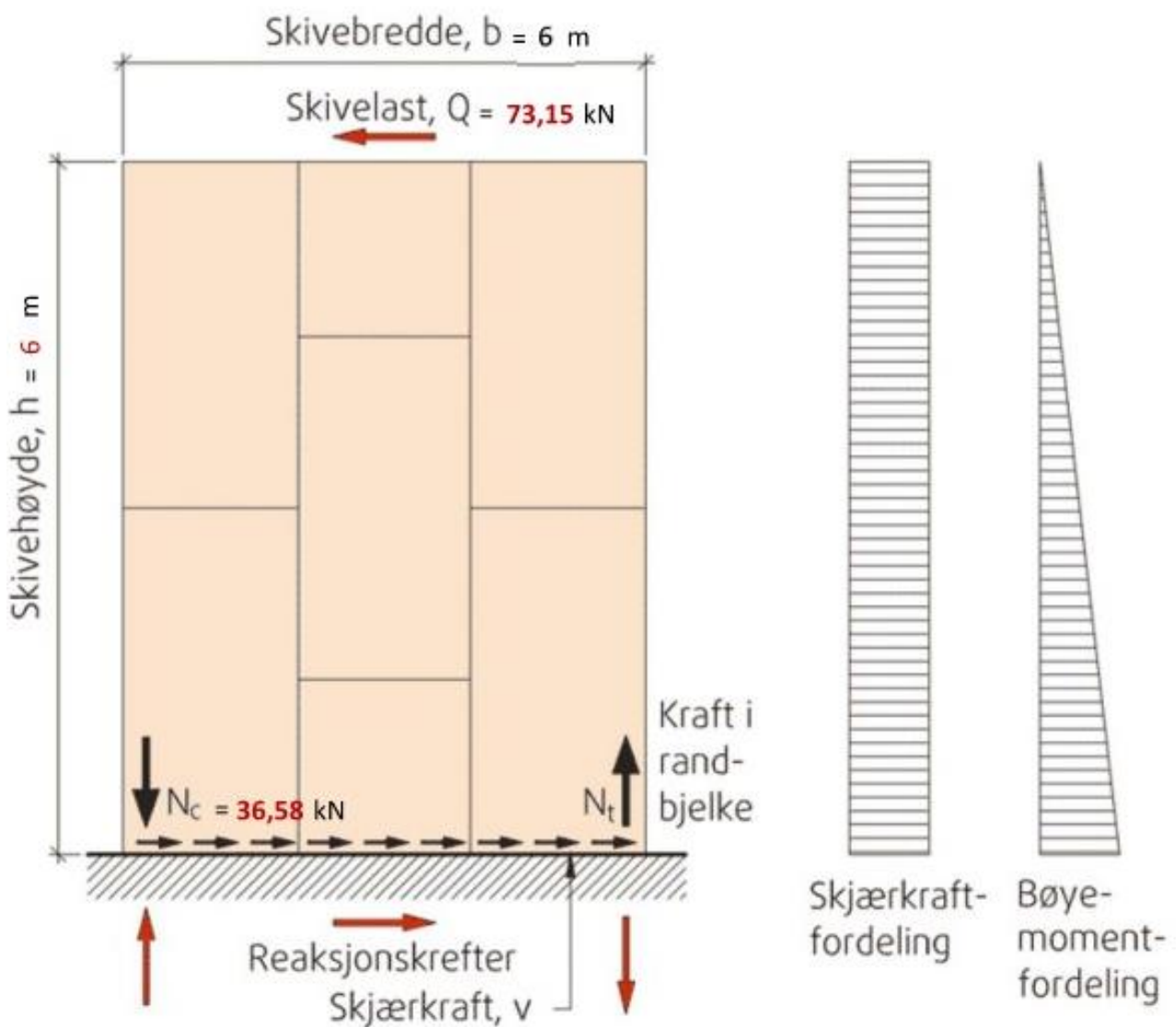
Kontroll av veggskive

etter

FORENKLET METODE A, NS-EN-1995-1-1 9.2.4.2

Fra GeoAvvik		Valg av plate	
qd	3,95 kN/m	Materiale	OSB-plater eller sponplater
qdtak	2,78 kN/m	Falset?	Ja!
b	13,5 m	bplate	1,2 m
L	30 m	hplate	2,4 m
ant etg.	4 stk	tplate	12 mm
Innputt		Kontroll av valgt plate	
hvegg	3 m	bplate	OK!
bvegg	6 m	bnet/tplate	Se bort fra skjærnekking
bnet (c/c)	600 mm	Valg av festemiddel	
c/cbindemiddel	100 mm	Festemiddel	Skrue
blast	5 m	d(skrue)	5
kmod	0,7	d(spiker)	3,5
ym	1,25	FfRk	1218 N
Begge side?	Ja!	FfRd	682,08 N
Randbjelke		Beregninger	
b	48 mm	Qd	73,15 kN
h	148 mm	Ci	1
fc0k	21 N/mm ²	FivRd	81,84 kN
E0,05	7400 N/mm ²	Ncd=Ntd	36,58 kN
		fc0d	11,76 N/mm
		Lk	3000 mm
		iy	42,772
		λy	70,139
		λrel	1,189
		ky	1,296
		kcy	0,552
		Amin	5635,04 mm ²
		hmin	117,4
		NRd	46,12 kN
		σ0d	5,15 N/mm ²
Kontroll av skiva			
	Plate/festemiddel		
FivRd>Qd	Ok!		
R.Kap	11,00 %		
Randbjelke			
σ0d<1	Ok!		
R.Kap	21,00 %		
Prosjekt Informasjon			
Prosjekt	For	Utført av	Dato
A Grand Win	Moelven	DIW	02.05.2021
Kontrollert skive:		Veggskiver 1.etg	

Kontroll av veggskive
etter
FORENKLET METODE A, NS-EN-1995-1-1 9.2.4.2



Figur kilde: Byggforsk: 520.238

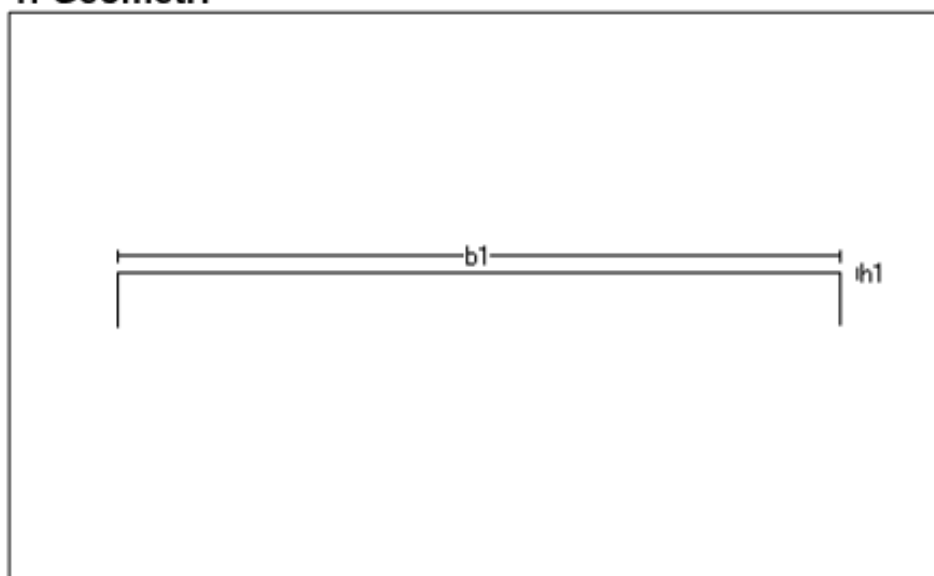
25 OS-prog snølast

Snølastberegning for 2 Etg. og 5. Etg

Titel Snølastberegning Bachelor			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 05-02-2021

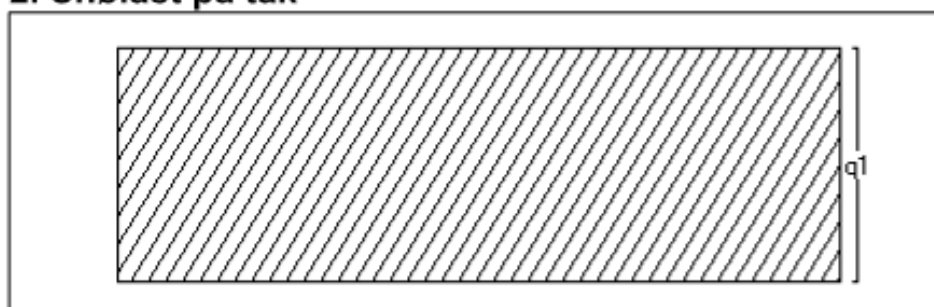
Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.6 Laget av Sletten Byggdata AS
Standard NS-EN 1991-1-3: Snølaster

1. Geometri



b_1 13500 mm
 h_1 0 mm

2. Snølast på tak



Last nr.: 1
 q_1 3,60 kN/m²

3. Snølastdata

Fylke	Oppland
Kommune	Gjøvik
Sted	
Byggets plassering (moh)	130 moh
Eksponeeringskoeffisient C_e	1
Termisk koeffisient C_t	1
Snølast, S:	4,5 kN/m ²

26 OS-prog vindlast 2.etg

Vindlast for 2. Etg Bygg

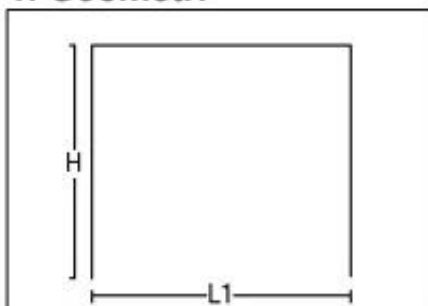
Titel Vindlastberegning Bachelor			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 05-02-2021

Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.6 Laget av Sletten Byggdata AS

Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster

Data er lagret på fil:

1. Geometri



H 6000 mm

L1 13500 mm

Byggets lengde, L2: 30000 mm

Takvinkel : 0,00 (grader)

Vertikalsnitt

2. Vindhastighet

Fylke: Oppland Kommune: Gjøvik Referansevindhastighet: 22 m/s

Byggested, høyde over havet (m): 130 Calt: 1

Returperiode (år):50 Cprob: 1

Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året

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

Basisvindhastighet: 22 m/s

Høyde Z over grunnivået: 6 m

BYGGSTEDETS TERRENGDATA

Terrengruhetskategori III: Sammenhengende småhusbebyggelse industriområder eller skogsområder.

Terrengruhetsfaktoren K_t : 0,22 Ruhetslengden Z_0 (m): 0,3 Z_{min} (m): 8 V_m (m/s): 15,89 C_r : 0,72

TOPOGRAFI: Ingen topografisk påvirkning.

Terrengformfaktor $C_o(z)$: 1 Turbulensfaktor K_i : 1

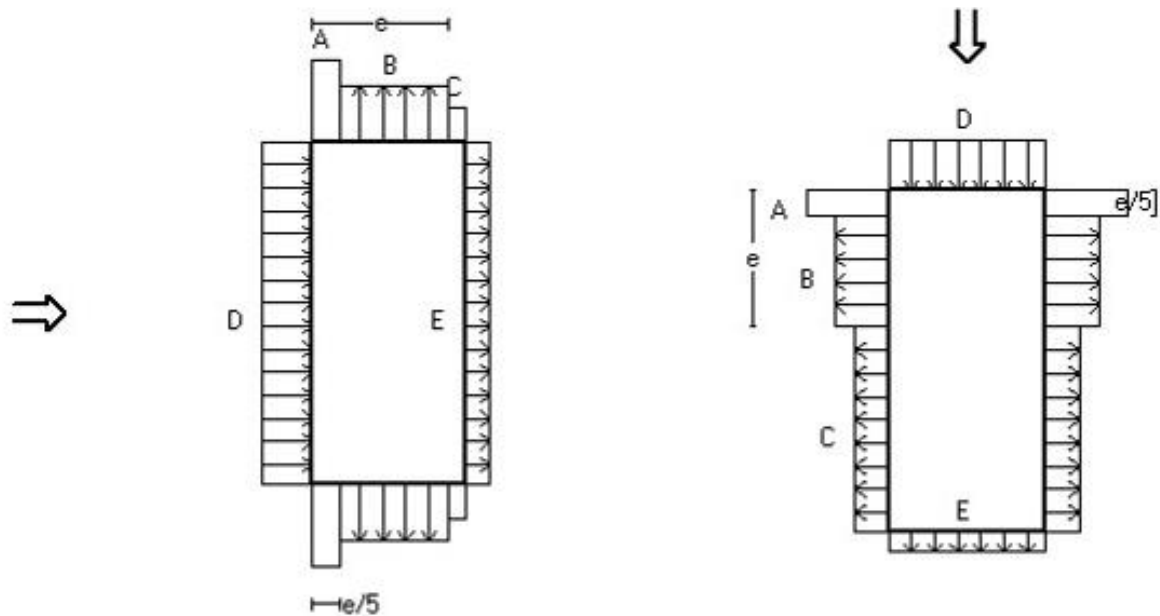
V_{kast} : 28,12 m/s

Q_{kast} : 0,494 kN/m²

Titel Vindlastberegning Bachelor			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 05-02-2021

3. Yttervegger

3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader. $e=12000$ mm

Vindretning 90 grader. $e=12000$ mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,73	-0,35
Utvendig last (kN/m ²)	-0,59	-0,40	-0,25	0,36	-0,17
Formfaktor $C_{pe,l}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,35
Utvendig last (kN/m ²)	-0,69	-0,54	-0,25	0,49	-0,17
Utstrekning (mm)	2400	9600	1500	30000	30000

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
Utvendig last (kN/m ²)	-0,59	-0,40	-0,25	0,35	-0,15
Formfaktor $C_{pe,l}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,30
Utvendig last (kN/m ²)	-0,69	-0,54	-0,25	0,49	-0,15
Utstrekning (mm)	2400	9600	18000	13500	13500

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

Beregn innvendig vindlast for $u=0.2$ overtrykk og $u=-0.3$ (undertrykk)

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m ²)	-0,15	0,10

Titel Vindlastberegning Bachelor			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 05-02-2021

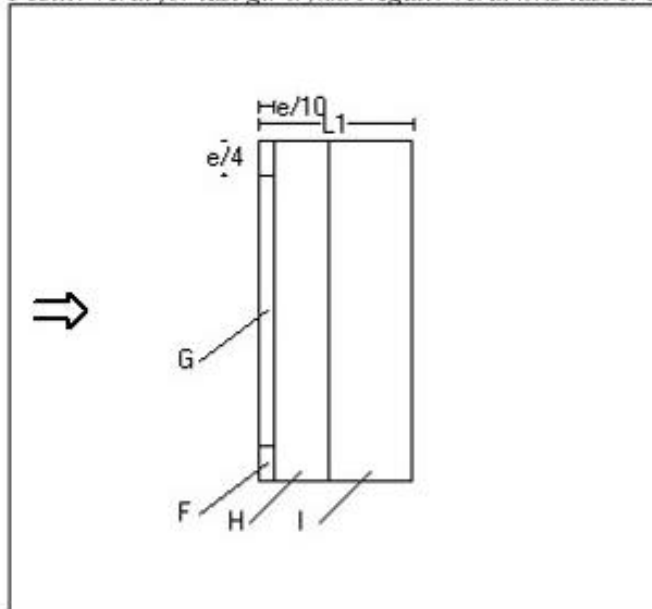
4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=13500 mm L2=30000 mm

C_{pe,10} Gjelder for hele bygget. (>=10m²)

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



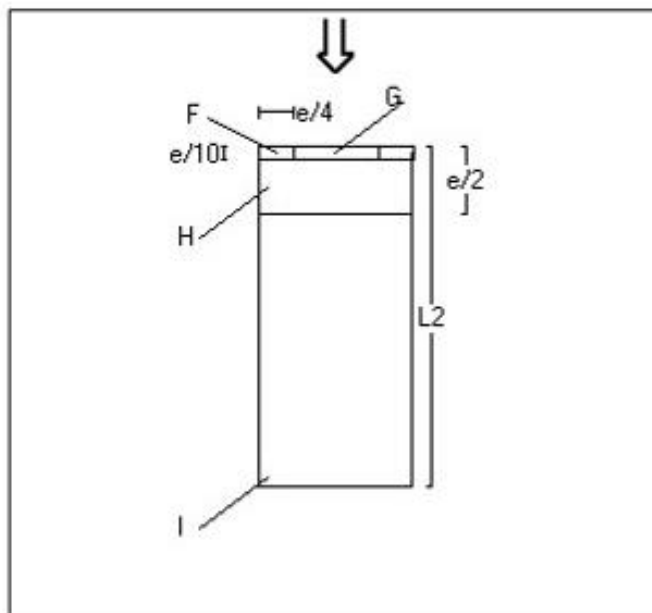
Utstrekning (mm)

e=12000

e/4=3000

e/10=1200

	C _{pe,10}	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-0,89	3000x1200
G	-1,20	-0,59	24000x1200
H	-0,70	-0,35	30000x4800
I	+/-0,20	+/-0,10	30000x7500



Utstrekning (mm)

e=12000

e/4=3000

e/10=1200

	C _{pe,10}	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-0,89	3000x1200
G	-1,20	-0,59	7500x1200
H	-0,70	-0,35	13500x4800
I	+/-0,20	+/-0,10	13500x24000

Titel Vindlastberegning Bachelor			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 05-02-2021

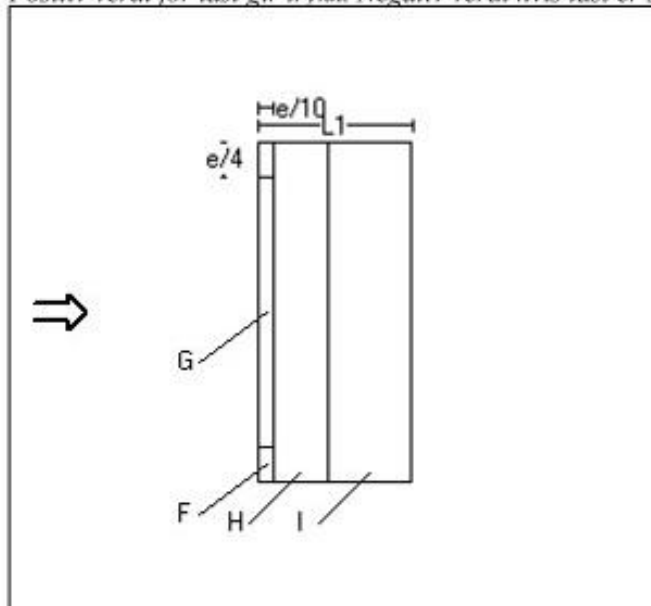
Taktype: Flatt tak

L1=13500 mm L2=30000 mm

$C_{pe,1}$ Gjelder for en lokal flate på 1m². Benyttes ved dimensjonering av limfuger, spikring, båndstål o.l.

Interpoleringsformel for belastet areal A mellom 1 og 10 m² : $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10} A$

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



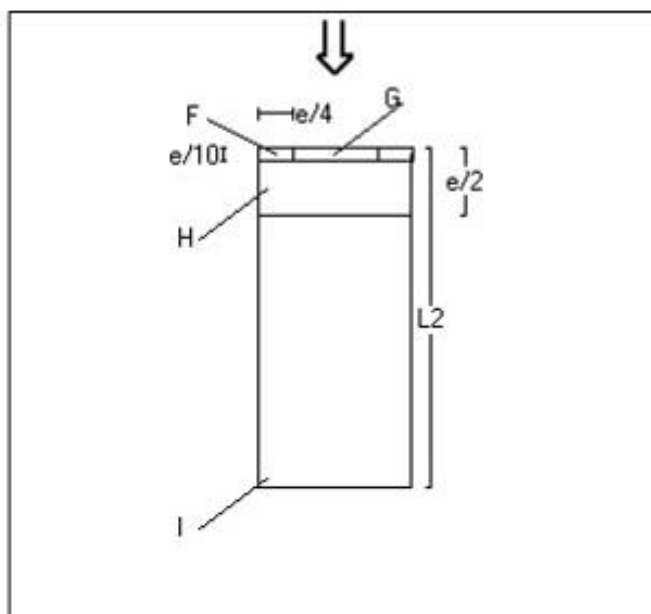
Utstrekning (mm)

e=12000

e/4=3000

e/10=1200

	C _{pe,1}	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-1,24	3000x1200
G	-2,00	-0,99	24000x1200
H	-1,20	-0,59	30000x4800
I	+/-0,20	+/-0,10	30000x7500



Utstrekning (mm)

e=12000

e/4=3000

e/10=1200

	C _{pe,1}	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-1,24	3000x1200
G	-2,00	-0,99	7500x1200
H	-1,20	-0,59	13500x4800
I	+/-0,20	+/-0,10	13500x24000

27 OS-prog vindlast 4.etg

Vindlastberegning for 4 Etg.

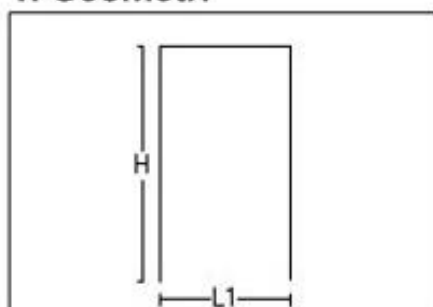
Titel Bachelor-Team Grand Win			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 30-03-2021

Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.6 Laget av Sletten Byggdata AS

Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster

Data er lagret på fil: C:\Users\Ola\NTNU\Bachelor-team Grand Win - General\Dimensjonering av Konstruksjon\OS - Prog Laster\Vindlast\Originalfil Vindlastberegning for 4. Etb.sls

1. Geometri



H 12000 mm

L1 13500 mm

Byggets lengde, L2: 30000 mm

Takvinkel : 0,00 (grader)

Vertikalsnitt

2. Vindhastighet

Fylke: Oppland Kommune: Gjøvik Referansevindhastighet: 22 m/s

Byggested, høyde over havet (m): 130 Calt: 1

Returperiode (år):50 Cprob: 1

Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året

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

Basisvindhastighet: 22 m/s

Høyde Z over grunnivået: 12 m

BYGGSTEDETS TERRENGDATA

Terrengruhetskategori III: Sammenhengende småhusbebyggelse industriområder eller skogsområder.

Terrengruhetsfaktoren K_t : 0,22 Ruhetslengden Z_0 (m): 0,3 Z_{min} (m): 8 V_m (m/s): 17,85 C_r : 0,81

TOPOGRAFI: Ingen topografisk påvirkning.

Terrengformfaktor $C_o(z)$: 1 Turbulensfaktor K_i : 1

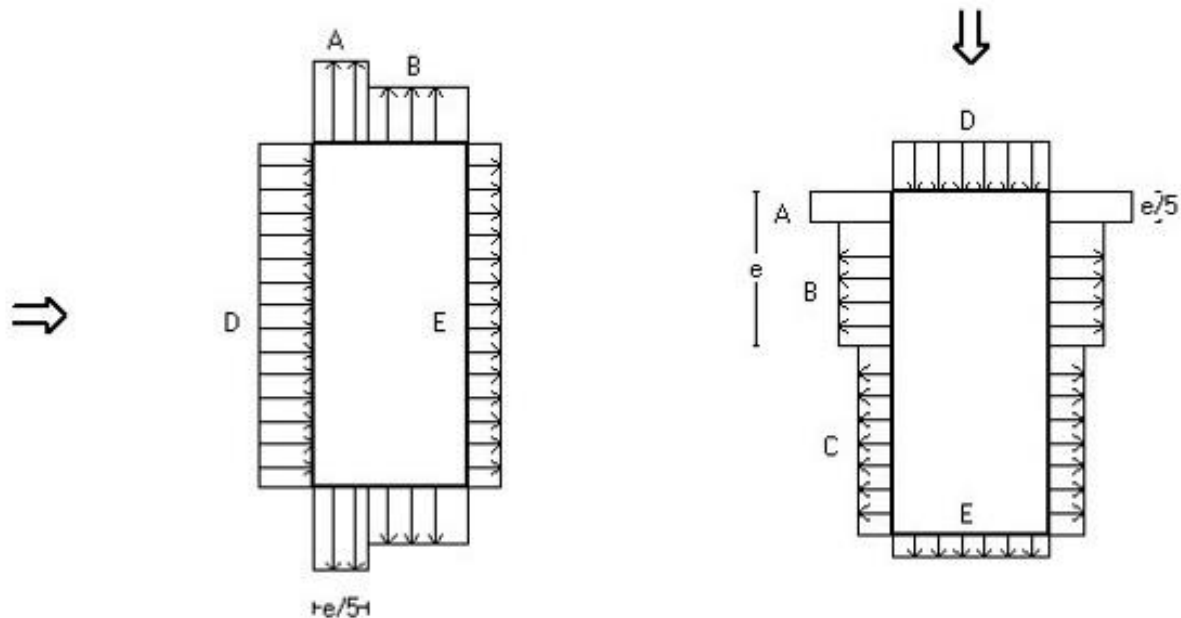
Vkast: 30,39 m/s

Qkast: 0,577 kN/m²

Tittel Bachelor-Team Grand Win			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 30-03-2021

3. Yttervegger

3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader. $e=24000$ mm

Vindretning 90 grader. $e=13500$ mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,79	-0,47
Utvendig last (kN/m ²)	-0,69	-0,46		0,45	-0,27
Formfaktor $C_{pe,l}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,47
Utvendig last (kN/m ²)	-0,81	-0,64		0,58	-0,27
Utstrekning (mm)	4800	8700		30000	30000

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,72	-0,34
Utvendig last (kN/m ²)	-0,69	-0,46	-0,29	0,42	-0,20
Formfaktor $C_{pe,l}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,34
Utvendig last (kN/m ²)	-0,81	-0,64	-0,29	0,58	-0,20
Utstrekning (mm)	2700	10800	16500	13500	13500

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

Beregn innvendig vindlast for $u=0.2$ overtrykk og $u=-0.3$ (undertrykk)

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m ²)	-0,17	0,12

Titel Bachelor-Team Grand Win			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 30-03-2021

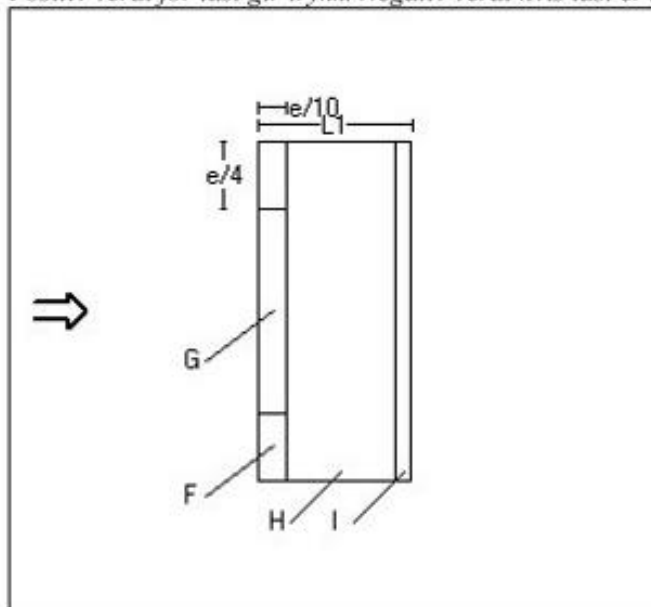
4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=13500 mm L2=30000 mm

Cpe,10 Gjelder for hele bygget. ($\geq 10m^2$)

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



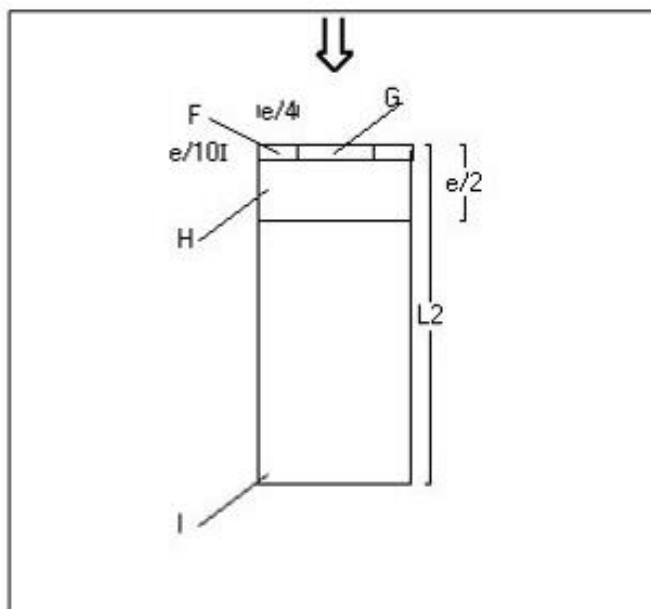
Utstrekning (mm)

$e=24000$

$c/4=6000$

$e/10=2400$

	Cpe,10	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-1,04	6000x2400
G	-1,20	-0,69	18000x2400
H	-0,70	-0,40	30000x9600
I	+/-0,20	+/-0,12	30000x1500



Utstrekning (mm)

$e=13500$

$c/4=3375$

$e/10=1350$

	Cpe,10	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-1,04	3375x1350
G	-1,20	-0,69	6750x1350
H	-0,70	-0,40	13500x5400
I	+/-0,20	+/-0,12	13500x23250

Tittel Bachelor-Team Grand Win			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 30-03-2021

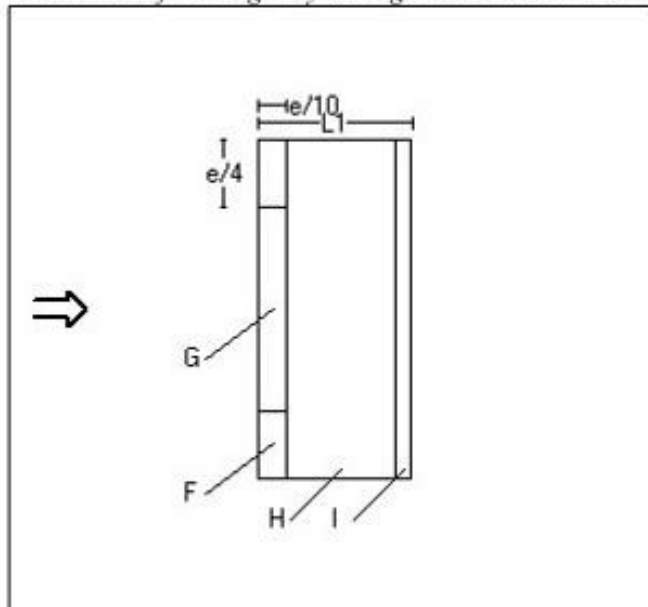
Taktype: Flatt tak

L1=13500 mm L2=30000 mm

Cpe,1 Gjelder for en lokal flate på 1m2. Benyttes ved dimensjonering av limfuger, spikring, båndstål o.l.

Interpoleringsformel for belastet areal A mellom 1 og 10 m2 : $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10}A$

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



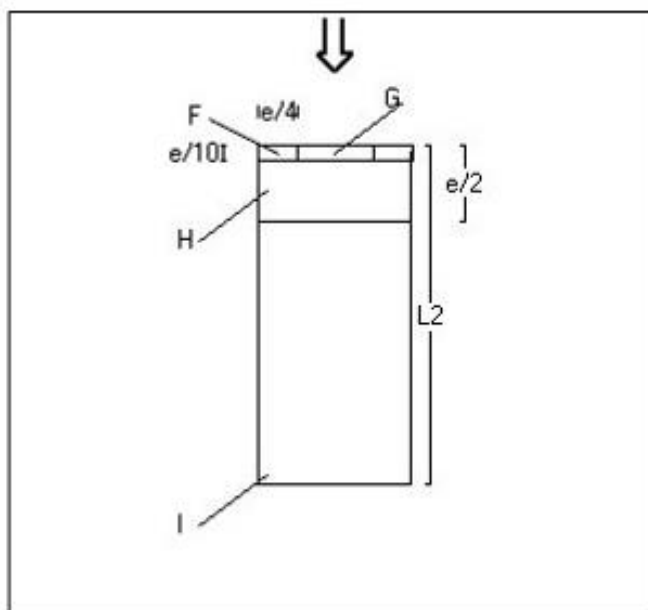
Utstrekning (mm)

$e=24000$

$e/4=6000$

$e/10=2400$

	Cpe,1	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-1,44	6000x2400
G	-2,00	-1,15	18000x2400
H	-1,20	-0,69	30000x9600
I	+/-0,20	+/-0,12	30000x1500



Utstrekning (mm)

$e=13500$

$e/4=3375$

$e/10=1350$

	Cpe,1	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-1,44	3375x1350
G	-2,00	-1,15	6750x1350
H	-1,20	-0,69	13500x5400
I	+/-0,20	+/-0,12	13500x23250

28 OS-prog vindlast 5.etg

Vindlast for 5. Etg Bygg

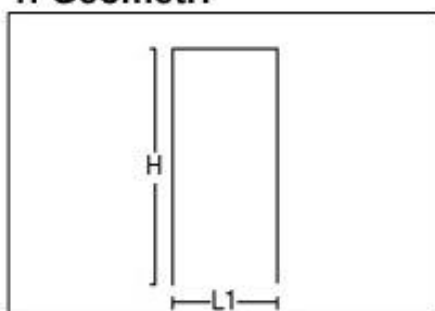
Titel Vindlastberegning Bachelor			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 05-02-2021

Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.6 Laget av Sletten Byggdata AS

Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster

Data er lagret på fil:

1. Geometri



H 15000 mm

L1 13500 mm

Byggets lengde, L2: 30000 mm

Takvinkel : 0,00 (grader)

Vertikalsnitt

2. Vindhastighet

Fylke: Oppland Kommune: Gjøvik Referansevindhastighet: 22 m/s

Byggested, høyde over havet (m): 130 Calt: 1

Returperiode (år): 50 Cprob: 1

Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året

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

Basisvindhastighet: 22 m/s

Høyde Z over grunnivået: 15 m

BYGGSTEDETS TERRENGDATA

Terrengruhetskategori III: Sammenhengende småhusbebyggelse industriområder eller skogsområder.

Terrengruhetsfaktoren K_t : 0,22 Ruhetslengden Z_o (m): 0,3 Z_{min} (m): 8 V_m (m/s): 18,93 C_r : 0,86

TOPOGRAFI: Ingen topografisk påvirkning.

Terrengformfaktor $C_o(z)$: 1 Turbulensfaktor K_i : 1

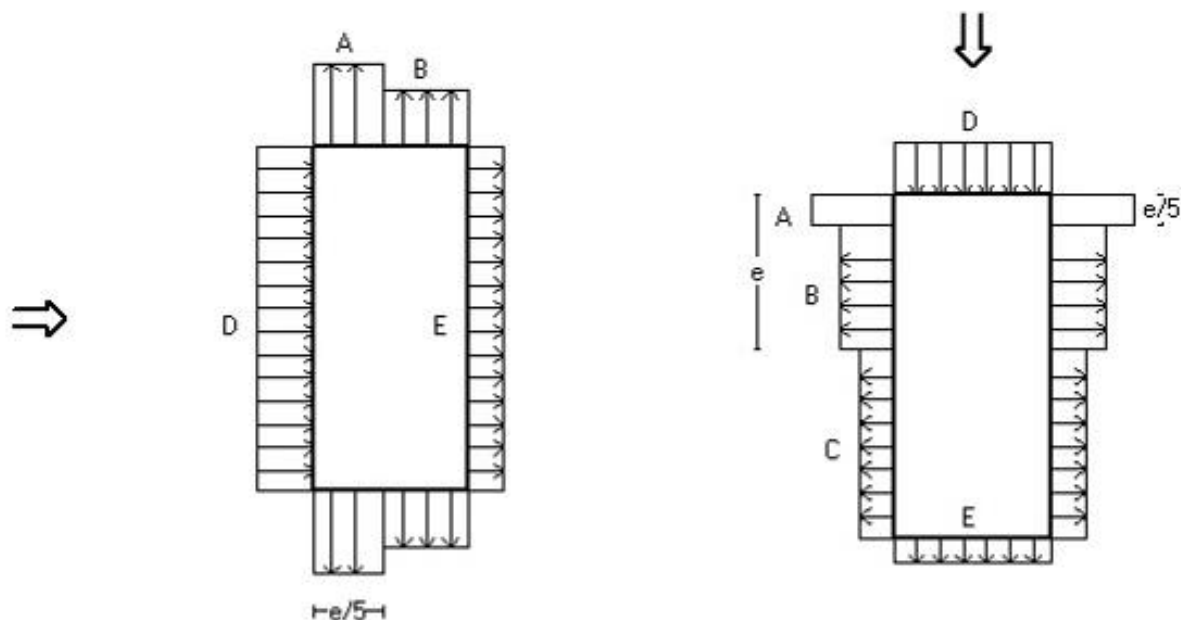
Vkast: 31,62 m/s

Qkast: 0,625 kN/m²

Tittel Vindlastberegning Bachelor			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 05-02-2021

3. Yttervegger

3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader. $e=30000$ mm

Vindretning 90 grader. $e=13500$ mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,80	-0,51
Utvendig last (kN/m ²)	-0,75	-0,50		0,50	-0,32
Formfaktor $C_{pe,l}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,51
Utvendig last (kN/m ²)	-0,87	-0,69		0,62	-0,32
Utstrekning (mm)	6000	7500		30000	30000

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,73	-0,37
Utvendig last (kN/m ²)	-0,75	-0,50	-0,31	0,46	-0,23
Formfaktor $C_{pe,l}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,37
Utvendig last (kN/m ²)	-0,87	-0,69	-0,31	0,62	-0,23
Utstrekning (mm)	2700	10800	16500	13500	13500

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

Beregn innvendig vindlast for $u=0.2$ overtrykk og $u=-0.3$ (undertrykk)

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m ²)	-0,19	0,12

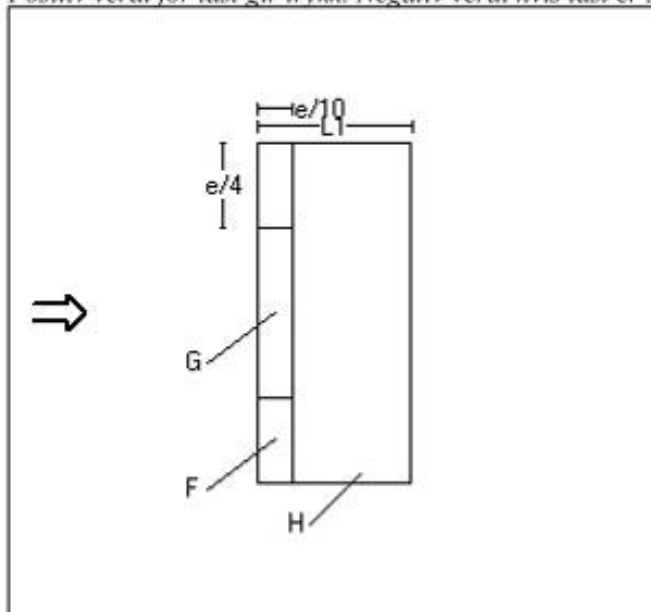
4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=13500 mm L2=30000 mm

C_{pe,10} Gjelder for hele bygget. (>=10m²)

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



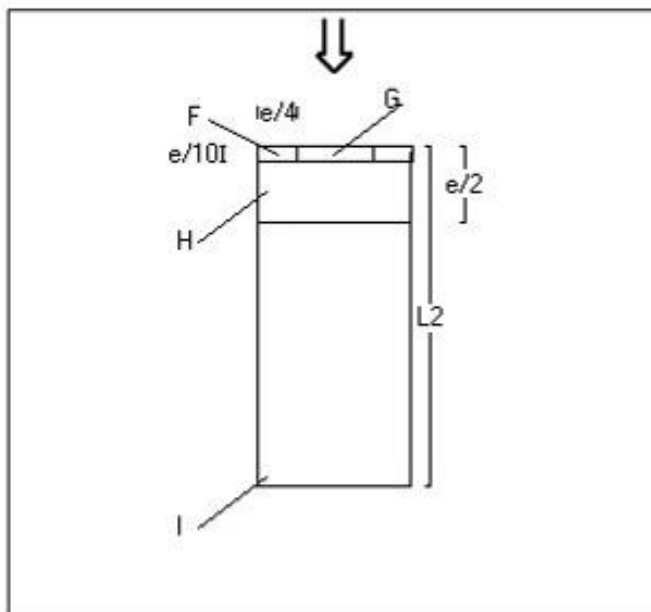
Utstrekning (mm)

e=30000

e/4=7500

e/10=3000

	C _{pe,10}	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-1,12	7500x3000
G	-1,20	-0,75	15000x3000
H	-0,70	-0,44	30000x10500



Utstrekning (mm)

e=13500

e/4=3375

e/10=1350

	C _{pe,10}	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-1,12	3375x1350
G	-1,20	-0,75	6750x1350
H	-0,70	-0,44	13500x5400
I	+/-0,20	+/-0,12	13500x23250

Titel Vindlastberegning Bachelor			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 05-02-2021

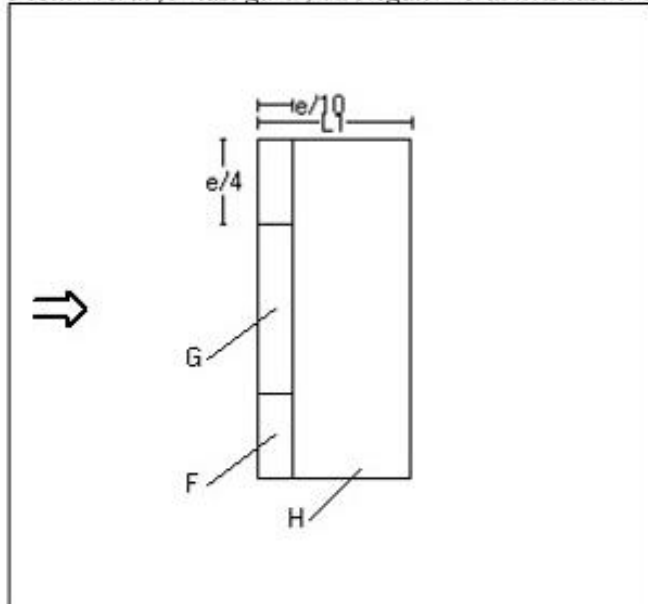
Taktype: Flatt tak

L1=13500 mm L2=30000 mm

$C_{pe,1}$ Gjelder for en lokal flate på 1m². Benyttes ved dimensjonering av limfuger, spikring, båndstål o.l.

Interpoleringsformel for belastet areal A mellom 1 og 10 m² : $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10} A$

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



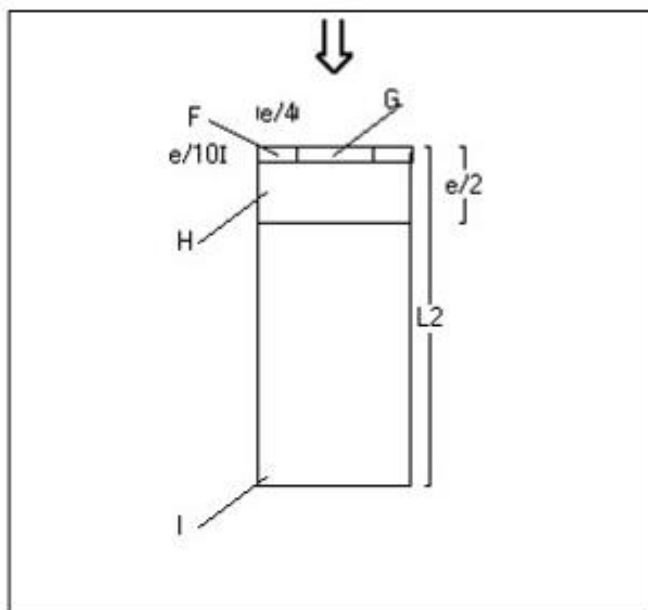
Utstrekning (mm)

e=30000

e/4=7500

e/10=3000

	C _{pe,1}	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-1,56	7500x3000
G	-2,00	-1,25	15000x3000
H	-1,20	-0,75	30000x10500



Utstrekning (mm)

e=13500

e/4=3375

e/10=1350

	C _{pe,1}	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-1,56	3375x1350
G	-2,00	-1,25	6750x1350
H	-1,20	-0,75	13500x5400
I	+/-0,20	+/-0,12	13500x23250

29 Egenlaster

29.1 Egenlaster for modeller med limtre drager

Etasjeskillet							
Egenlast for bjelker i gulv og etasjeskillet	Material	Last	$h_{(mm)}$	$b_{(lastfelt)}$	kN/m		
	Parkett	15	0,009	0,6	0,081		
	Sponplater	8	0,022	0,6	0,1056		
	Hardgips	9	0,015	0,6	0,081		
	Trefiberplate	4	0,036	0,6	0,0864		
	Sponplater	8	0,022	0,6	0,1056		
	Steinull	0,3	0,2	0,6	0,036		
	Bjelke	5	0,198	0,048	0,04752		
	Lekt	5	0,048	0,048	0,01152		
	Gips	9	0,026	0,6	0,1404		
	Sum kn/m	0,7					
Sum kn/m ²	1,17						
Tak							
Egenlast for bjelker i gulv og etasjeskillet	Material	Last	$h_{(mm)}$	$b_{(lastfelt)}$	kN/m		
	Taktekking	0,12	0,013	0,6	0,072		
	Steinull	0,3	0,05	0,6	0,009		
	Osblplater	5	0,018	0,6	0,054		
	Undertak	0,003	0,002	0,6	0,0018		
	Steinull	0,3	0,2	0,6	0,036		
	Bjelke	5	0,198	0,048	0,04752		
	Lekt	5	0,036	0,048	0,00864		
	Gips	9	0,026	0,6	0,1404		
	Sum kn/m	0,3694					
	Sum kn/m ²	0,6157					
Egenlast for bærende drager i tak og etasjeskillet							
Material	Last	$h_{(mm)}$	$b_{(lastfelt)}$	kN/m	Fra etasjeskillet	Fra Tak	
Limtre	5	0,333	0,14	0,2331	1,17	0,6157	
Lastfelt	3						
Drager i etg.sillet			Drager i tak				
Sum kn/m	3,7		Sum kn/m	2,1			
Sum kn/m ²	1,23		Sum kn/m ²	0,7			

29.2 Egenlaster for modeller med ståldrager

Etasjeskillet					
Egenlast for bjelker i gulv og etasjeskillet	Material	Last	$h_{(mm)}$	$b_{(lastfelt)}$	kN/m
	Parkett	15	0,009	0,6	0,081
	Sponplater	8	0,022	0,6	0,1056
	Hardgips	9	0,015	0,6	0,081
	Trefiberplate	4	0,036	0,6	0,0864
	Sponplater	8	0,022	0,6	0,1056
	Steinull	0,3	0,2	0,6	0,036
	Bjelke	5	0,198	0,048	0,04752
	Lekt	5	0,048	0,048	0,01152
	Gips	9	0,026	0,6	0,1404
	Sum kn/m	0,7			
	Sum kn/m ²	1,17			
Tak					
Egenlast for bjelker i gulv og etasjeskillet	Material	Last	$h_{(mm)}$	$b_{(lastfelt)}$	kN/m
	Taktekking	0,12	0,013	0,6	0,072
	Steinull	0,3	0,1	0,6	0,018
	Osblplater	5	0,018	0,6	0,054
	Undertak	0,003	0,002	0,6	0,0018
	Steinull	0,3	0,1	0,6	0,018
	Bjelke	5	0,198	0,048	0,04752
	Lekt	5	0,036	0,048	0,00864
	Gips	9	0,026	0,6	0,1404
	Sum kn/m	0,36			
	Sum kn/m ²	0,6			
	Egenlast for bærende drager i tak og etasjeskillet				
Material	Egenlast kN/m'	A mm ²	Fra etasjeskillet kN/m	Fra Tak	
Stål	78,5	7810	0,613085	1,17	0,6
Lastfelt	2,5				
Drager i etg.skiilet			Drager i tak		
Sum kn/m	3,5		Sum kn/m	2,1	
Sum kn/m ²	1,4		Sum kn/m ²	0,84	

29.3 Egenlaster for modeller med massivtre

Forddeling av egenlaster per sjikt i dekket				
Etasjeskillet	Densitet	Tykkelse	Bredde	Fordelt last
	kN/m^3	m	m	kN/m^2
Parkett		0,015	1	0,08
Gips	9	0,013	1	0,12
Sponplate	8	0,022	1	0,18
Steinull	0,3	0,125	1	0,04
Tilfarer ca. 2 pr/m	5	0,098	1	0,05
Massivtre	4,905	0,2	1	0,98
Sum egenvekt				1,44
Taket	Densitet	Tykkelse	Bredde	Fordelt last
	kN/m^3	m	m	kN/m^2
Tekning 2 lag		0,0088	1	0,09
Steinull	0,3	0,25	1	0,075
Massivtre	4,905	0,2	1	0,981
Sum egenvekt				1,15

29.4 U-verdi beregning for bindingsverk

Kalkulator for overslagsberegning av U-Verdi					
$U = \frac{1}{R} \frac{W}{m^2K}$ $R = \frac{m^2K}{W}$ $R = \frac{d}{\lambda}$ $\lambda = \frac{W}{mK}$ <p><i>d = tykkelse i meter</i></p>					
§14-2, 2, Tabell: Energiltak					
Krav fra TEK17	Tak	Vegg	Enhet		
Høyeste tillatte U-Verdi	0,13	0,18	W/m ² K		
Byggforsk 471.008 Beregning av U-Verdier					
Varmeovergangs- motstand	Overflate		Oppover	Horisontalt	Nedover
m ² K/W	Innvendig	R _{si}	0,10	0,13	0,17
	Utvendig	R _{se}	0,04	0,04	0,04
Sett inn tekniske egenskaper for hvert sjikt					
Kalkulering	d (m)	λ (W/mK)	R (m ² K/W)		
R ₁ Steinull	0,05	0,038	1,32		
R ₂ Osb-plate	0,018	0,13	0,14		
R ₃ Steinull	0,2	0,038	5,26		
R ₃ luft	0	0,025	0,00		
R ₄ Luft sjikt	0,036	0,025	1,44		
R ₅ Gips	0,023	0,21	0,11		
R ₇	0	1	0,00		
R ₈	0	1	0,00		
R ₉	0	1	0,00		
R ₁₀	0	1	0,00		
Innvendig	R _{si}		0,17		
Utvendig	R _{se}		0,04		
R _{tot}			8,48	m ² K/W	
U-Verdi			0,118	W/m ² K	

Sett inn tekniske egenskaper for hvert sjikt				
Kalkulering	d (m)	λ (W/mK)	R (m ² K/W)	
R ₁ Trefiberplate	0,018	0,07	0,26	
R ₂ Steinull	0,2	0,038	5,26	
R ₃ Gips	0,013	0,21	0,06	
R ₄	0	1	0,00	
R ₅	0	1	0,00	
R ₆	0	1	0,00	
R ₇	0	1	0,00	
R ₈	0	1	0,00	

R_9	0	1	0,00
R_{10}	0	1	0,00
Innvendig	R_{si}		0,13
Utvendig	R_{se}	471.008 (55)	0,13
R_{tot}			5,84 m ² K/W
U-Verdi			0,171 W/m ² K

29.5 U-verdi beregning for massivtre

Kalkulator for overslagsberegning av U-Verdi					
$U = \frac{1}{R} \frac{W}{m^2K}$ $R = \frac{m^2K}{W}$ $R = \frac{d}{\lambda}$ $\lambda = \frac{W}{mK}$ <p><i>d = tykkelse i meter</i></p>					
Krav fra TEK17				§14-2, 2, Tabell: Energiltak	
	Tak	Vegg	Enhet		
Høyeste tillatte U-Verdi	0,13	0,18	W/m ² K		
Varmeovergangs- motstand					
Byggforsk 471.008 Beregning av U-Verdier					
	Overflate		Oppover	Horisontalt	Nedover
m ² K/W	Innvendig	R _{si}	0,10	0,13	0,17
	Utvendig	R _{se}	0,04	0,04	0,04
U-Verdiberegning for Tak					
Sett inn tekniske egenskaper for hvert sjikt					
Kalkulering	d (m)	λ (W/mK)	R (m ² K/W)		
R ₁	0	1	0,00		
R ₂	0,25	0,038	6,58		
R ₃	0,2	0,13	1,54		
R ₄	0	1	0,00		
R ₅	0	1	0,00		
R ₆	0	1	0,00		
R ₇	0	1	0,00		
R ₈	0	1	0,00		
R ₉	0	1	0,00		
R ₁₀	0	1	0,00		
Innvendig	R _{si}		0,17		
Utvendig	R _{se}		0,04		
R _{tot}	8,33			m ² K/W	
U-Verdi	0,120			W/m ² K	
U-Verdiberegning for Vegg					
Sett inn tekniske egenskaper for hvert sjikt					
Kalkulering	d (m)	λ (W/mK)	R (m ² K/W)		
R ₁	0	1	0,00		
R ₂	0,2	0,038	5,26		
R ₃	0,06	0,13	0,46		
R ₄	0	1	0,00		
R ₅	0	1	0,00		
R ₆	0	1	0,00		
R ₇	0	1	0,00		

R_8	0	1	0,00
R_9	0	1	0,00
R_{10}	0	1	0,00
Innvendig	R_{si}		0,13
Utvendig	R_{se}		0,13
R_{tot}			5,98
			m^2K/W
U-Verdi			0,167
			W/m^2K

29.6 Valg av tversnitt etasjeskillet

Oppbygging av etasjeskillet på grunn av lydkrav i forskriften

Tillegg pga krav, lydklasse C gir:

Luftlyd mellom boenheter: $R'_w + C_{50-5000} \geq 54\text{dB}$

Trinnlyd mellom boenheter: $L'_{n,w} + C_{1,50-2500} \leq 54\text{dB}$

KILDE: NS 8175:2019

Bindingsverk:

Gulv:

Trinnlydisolerende gulv kombinert med vibrasjonsisolert himling

Parkett, 22 spon eller 13 mm gipsplate el. tilsvarende, 36 mm porøs trefiberplate og 22 mm sponplate eller spaltegulv.

Bjelkelag:

Minst 48x198 isolert med steinull.

Himling:

2x13 mm gips festet til lekt i lydbøyler

Kommentar:

Denne løsningen tilfredsstiller kravene til luftlyd og trinnlyd med henholdsvis verdiene: 56dB og 54dB.

Denne oppbygningen er valgt etter Byggforsk datablad: 522.512 tabell 71.

https://www.byggforsk.no/dokument/339/lydisolerende_etasjeskillere_med_trebjelkelag_maalte_verdier

Massivtre:

Byggforsk 522.891, Tabell 62 Fjærende sjikt av spesiell, elastisk polyuretan.

https://www.byggforsk.no/dokument/3367/etasjeskillere_i_massivtre#tab62

Dette tverrsnittet oppnår en luftlydisolasjon på 63, og en trinnlydisolasjon på 53. Disse verdiene er beregnet ut fra differansen mellom massivtrevverrsnitt på 160mm og 200mm. Dette tverrsnittet overholder da kravene.

Gulv:

Parkett på parkettunderlag, golvgipsplate 13mm, sponplate 22mm.

Isolerende sjikt over massivtre:

Mineralull 125mm, tilfarer 48x98 cc60, elastisk polyuretan 25mm (under tilfarer).

Dekke:

Massivtre 200mm

Himling:

Massivtre eksponert til fri luft.

30 CLT floor dimensjonering01

NTNU i Gjøvik

BYG3332 - Fleretasjes trehus
Høst 2020

Eksempel

Beregn tverrsnittsegenskaper (total effektiv bøystivhet $(EI)_{eff}$ og skjærstivhet $(GA)_{eff}$) for et 5-sjikt limt krysslågt massivtrelement (CLT) basert på Skjæranalogi metoden (av Kreuzinger)

og samtidig beregn og kontroller følgende:

- 1) kontroll styrke (bøyespenning og skjærspenning)
- 2) beregn nedbøyning og kontroll mot maksimum deformasjon
- 3) kontroll gulvvibrasjon ihht EK05 pkt 7.3

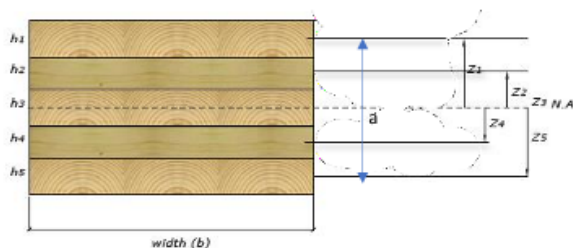
Forutsetninger:

- På grunn av at sjiktene er limt, antar vi 100% samvirke mellom sjiktene.
- Styrke og stivhet beregnes på grunnlag av en elementsbredde på 1000 mm.
- Ved beregning av styrke og stivhet **elements lengderetning**, er det tatt med **bidrag** fra tverrgående sjikt.

Beregning for eksemplet er gjort kun i elements lengderetning.

NB: Tilsvarende framgangsmåte benyttes også for å finne styrke og stivhet i elements tverrretning.

Elementet har følgende oppbygning og fasthetsklasser.



sjikt	retning	Tykkelse (mm)	fasthetsklasse
1	langsgående	32	C24
2	tverrgående	21	C14
3	langsgående	34	C14
4	tverrgående	21	C14
5	langsgående	32	C24

Materialvedier:

C24: $E_0=11000$, $G_0= 690$

C16: $E_0=8000$, $G_0= 500$

C14: $E_0=7000$, $G_0= 440$

Total tykkelse, $h_{total}= 140$ mm

Element har total tykkelse= 140 mm

Bredde b = 1000 mm

Løsningsforslag:

Stivhetsverdien i hvert sjikt:

sjikt	Tykkelse (mm)	fasthetsklasse	E-modul (MPa)		G-modul (MPa)	
1	32	C24	E_0	11000	$G_0=$	690
2	21	C14	$E_{90}= E_0/30=$	230	$G_R \approx G_0/10 =$	44
3	34	C14	$E_0=7000$	7000	$G_0=$	440
4	21	C14	$E_{90}= E_0/30=$	230	$G_R \approx G_0/10 =$	44
5	32	C24	$E_0=$	11000	$G_0=$	690

v/ Samsom A. Habtemichael

Beregning av den effektive bøyestivheten:

Sjikt	E-modul	Tykkelse (h _i) mm	z _i (mm)	(EI) _A =E _i b _i h ³ /12	(EI) _B =E _i A _i z _i ²	
1	11000	32	54	3,00E+10	1,03E+12	
2	230	21	27,5	1,78E+08	3,65E+09	
3	7000	34	0	2,29E+10	0,00E+00	N.A
4	230	21	27,5	1,78E+08	3,65E+09	
5	11000	32	54	3,00E+10	1,03E+12	
			Sum=	8,34E+10	2,06E+12	
				B _A =(EI) _A	B _B =(EI) _B	
				(EI) _{eff} =(EI) _A +(EI) _B =		2,144E+12 N.mm ²

Total bøyestivhet blir da summen av stivheten til bjelke A og B:

$$B_A = \sum_{i=1}^n E_i \cdot I_i = \sum_{i=1}^n E_i \cdot b_i \cdot \frac{h_i^3}{12}$$

$$B_A = 3.004 \times 10^{10} + 1.775 \times 10^8 + 2.293 \times 10^{10} + 1.775 \times 10^8 + 3.004 \times 10^{10}$$

$$B_A = 8.337 \times 10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$(EI)_{eff} = (EI)_A + (EI)_B = \sum_{i=1}^n E_i \cdot b_i \cdot \frac{h_i^3}{12} + b \cdot \sum_{i=1}^n E_i \cdot h_i \cdot z_i^2$$

$$(EI)_{eff} = B_A + B_B = 8.337 \times 10^{10} + 2.059 \times 10^{12}$$

$$(EI)_{eff} = 2.143 \times 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$B_B = \sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i \cdot z_i^2$$

$$B_B = 1.026 \times 10^{12} + 3.653 \times 10^9 + 0 + 3.653 \times 10^9 + 1.026 \times 10^{12}$$

$$B_B = 2.059 \times 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv E-modul for E-modul for element finnes ved å dele den effektive bøyestivheten med arealtregningsmomentet tilsvarende heltretversnitt, og vi får da:

$$E_{element} = \frac{(EI)_{eff}}{I} = \frac{(EI)_{eff}}{\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3}$$

b= 1000 mm
h= 140 mm

$$E_{element} = 9374 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{element} = \frac{(EI)_{eff}}{\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3} = \frac{(EI)_{eff}}{\frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 140^3} = \frac{2,144E12}{2,229E8} = 9374 \text{ N/mm}^2$$

Effektiv treghetsmoment:

$$I_{ef} = \frac{(EI)_{eff}}{E_1 \text{ (for lengderetning)}}$$

$$I_{ef} = 1,949E+08 \text{ mm}^4$$

b= 1000 mm
E₁ = E_{mean} = 11000 Mpa

(E-modul for sjikt i lengderetning, sjikt parallelt med aksiallast)

Effektiv motstandsmomentet, W_{ef}

$$S_{ef} = W_{ef} = \frac{I_{ef}}{h_{total}/2} = 2,784E+06 \text{ mm}^3$$

h_{total} = 140

Eller kan benyttes:

$$S_{eff} = \frac{2EI_{eff}}{E_1 h}$$

$$2,784E+06$$

Beregning av den effektive skjærstivheten:

$$(GA)_{eff} = \frac{a^2}{\left[\left(\frac{h_1}{2 \cdot G_1 \cdot b} \right) + \left(\sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i \cdot b_i} \right) + \left(\frac{h_n}{2 \cdot G_n \cdot b} \right) \right]}$$

$h_{total} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 = 140 \text{ mm}$ and $b = 1000 \text{ mm}$

$$a = h_{total} - \frac{h_1}{2} - \frac{h_n}{2} \quad \text{where } n = 5$$

$$(GA)_{eff} = \frac{a^2}{\left[\left(\frac{h_1}{2 \cdot G_1 \cdot b} \right) + \left(\sum_{i=2}^4 \frac{h_i}{G_i \cdot b_i} \right) + \left(\frac{h_5}{2 \cdot G_5 \cdot b} \right) \right]}$$

$$a = 140 - \frac{32}{2} - \frac{32}{2} = 108 \text{ mm}$$

$$(GA)_{eff} = \frac{a^2}{\left[\left(\frac{h_1}{2 \cdot G_1 \cdot b} \right) + \left(\frac{h_2}{G_2 \cdot b} + \frac{h_3}{G_3 \cdot b} + \frac{h_4}{G_4 \cdot b} \right) + \left(\frac{h_5}{2 \cdot G_5 \cdot b} \right) \right]}$$

Sjikt	G-modul	Tykkelse (h _i) mm	h/(G·b)
1	690	32	4,64E-05
2	44	21	4,77E-04
3	440	34	7,73E-05
4	44	21	4,77E-04
5	690	32	4,64E-05

$$\begin{aligned}
 h_{total} &= 140 \\
 a = h_{total} - h_1/2 - h_n/2 &= 108 \\
 \text{bredde (b)} &= 1000 \\
 (GA)_{eff} &= 1,08E+07 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$(GA)_{eff} = \frac{108^2}{\left[\left(\frac{32}{2 \cdot 690 \cdot 1000} \right) + \left(\frac{21}{44 \cdot 1000} + \frac{34}{440 \cdot 1000} + \frac{21}{44 \cdot 1000} \right) + \left(\frac{32}{2 \cdot 690 \cdot 1000} \right) \right]}$$

Then,

$$(GA)_{eff} = 1.082 \times 10^7 \text{ N}$$

Effektiv skjærmodul til element blir:

$$G_{element} = \frac{(GA)_{eff}}{a \cdot b}$$

$$G_{element} = 100$$

$$\begin{aligned}
 a &= 108 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$G_{element} = 100 \text{ N/mm}^2$$

1) Kontroll styrke og beregn nedbøyning for eksemplet ovenfor hvis elementet er belastet med følgende laster.

Anta frittøpplagt gulv med spennvidde (L) = 4500 mm og lasteffekter ihht EK05, klimmaklasse 1

Laster: for 1 meter stripp
 Egenlast, gk: 1,1 kN/m² eller 1,1 kN/m eller N/mm
 Nyttelast, qk: 2 kN/m² eller 2 kN/m eller N/mm
 Fra tabell for C24 har vi: L= 4500 mm

$$f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$$

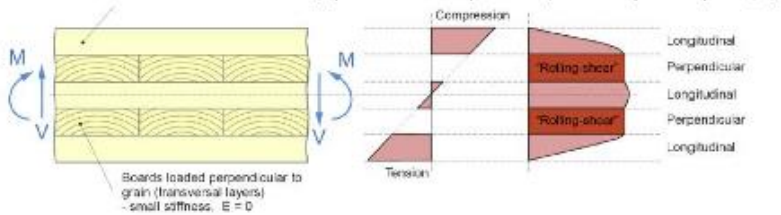
$$f_{v,k} = 4 \text{ MPa}$$

Styrke kontroll:

med $\gamma_m = 1,25$, $K_{mod} = 0,8$ blir dimensjonerende fastheter:

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_m} = \frac{0,8 \cdot 24}{1,25} = 15,36 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_m} = \frac{0,8 \cdot 4}{1,25} = 2,56 \text{ MPa}$$



Beregning:

Dimensjonerende lastkombinasjon for en stripp, b = 1 m:

$$E_d = 1,2 \cdot g + 1,5 \cdot q = 1,2 \cdot 1,1 + 1,5 \cdot 2,0 = 4,32 \text{ kN/m}$$

$$E_d = 4,32 \text{ kN/m}$$

Forenklede designmetoder for beregning av bøyings- og skjærstyrker av CLT-elementer som fungerer som gulv

Moment:

$$M_d = \frac{E_d \cdot L^2}{8} = \frac{4,32 \cdot 4,5^2}{8} = 10,935 \text{ kNm}$$

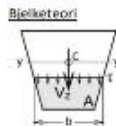
$$\sigma_d = \frac{M_d}{W_{ef}} = 3,93 \text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 15,6 \text{ N/mm}^2 \text{ OK!}$$

$$W_{ef} = 2,784 \text{E}+06 \text{ (se lengre opp)}$$

$$\sigma_d = 3,93 \text{ N/mm}^2 \text{ OK!}$$

Skjærkraft:

$$(Ib/Q)_d = \frac{(EI)_d}{\sum_{i=1}^{n/2} E_i h_i z_i}$$



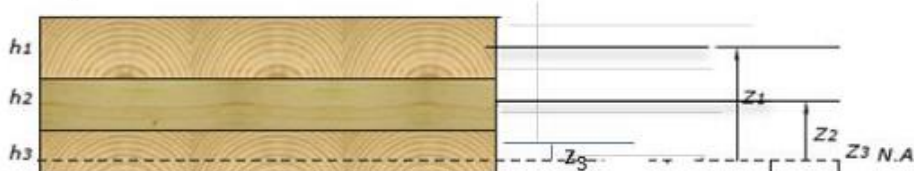
$$\tau = \frac{V}{I_y b} S$$

□ = S = arealmoment av A-flaten om y-aksen

$$\tau_d = \frac{QV_d}{Ib} = \frac{V_d}{(Ib/Q)} \leq f_{v,d} \text{ der } \tau_d \text{ er dimensjonerende skjærspenning, } V_d \text{ er skjærkraft,}$$

eller

$$\tau_d = \frac{3V_d}{2A_y} = \frac{3V_d}{2bh} \text{ for rektangulært tverrsnitt}$$



Sjikt	E-modul	Tykkelse (h _i) mm	z _i (mm)	E _i h _i z _i		
1	11000	32	54	1,90E+07		
2	230	21	27,5	1,33E+05		
3	7000	34	8,5	1,01E+06		
obs: sjiktene over N.A benyttes for beregning av maks skjærspenning						
			sum	2,02E+07		
bredde b= 1000						

$$(Ib/Q)_{ef} = \frac{EI_{ef}}{\sum_{i=1}^{n/2} E_i h_i z_i} = 1,064E+05 \text{ mm}^2$$

$$V_d = \frac{E_d \cdot L}{2} = \frac{4,32 \cdot 4,5}{2} = 9,72 \text{ kN}$$

$$V_d = 9,72 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{QV_d}{Ib} = \frac{V_d}{(Ib/Q)} = \frac{9720N}{1,064 \cdot 10^5 \text{ mm}^2} = 0,091 \text{ N/mm}^2 \leq f_{v,d} = 2,56 \text{ Ok!}$$

$$\tau_d = \mathbf{0,091 \text{ N/mm}^2}$$

Eller

For et CLT-panel med fem lag (se figur 6) kan det arealmoment, Q, for den delen av snittet over sentrumsaksen beregnes som:

$$\tau_d = \frac{V_d \cdot (EQ)}{(EI)_{ef} \cdot b}$$

$$(EQ) = \sum_{i=1}^{n/2} E_i A_i z_i = E_1 A_1 z_1 + E_2 A_2 z_2 + E_3 \frac{A_3 h_3}{2} \quad \text{bare deler over N.A}$$

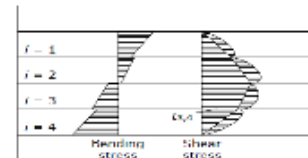
$$(EQ) = b \cdot (E_1 h_1 z_1 + E_2 h_2 z_2 + E_3 \frac{h_3 h_3}{2})$$

$$(EQ) = 1000 \cdot (11000 \cdot 32 \cdot 54 + 230 \cdot 21 \cdot 27,5 + 7000 \cdot \frac{34 \cdot 34}{2}) =$$

$$EQ = \mathbf{20152325000 \text{ Nmm}}$$

$$\tau_d = \frac{V_d \cdot (EQ)}{(EI)_{ef} \cdot b} = 0,091 \text{ N/mm}^2 \leq f_{v,d} = 2,56 \text{ Ok!}$$

$$\tau_d = \mathbf{0,091 \text{ N/mm}^2}$$



$$\sigma_{A,i} = \frac{M_{A,i}}{I_i} \cdot \left(\frac{h_i}{2}\right)$$

$$\sigma_{B,i} = \frac{N_{B,i}}{b_i \cdot h_i}$$

$$M_{A,i} = \frac{E_i I_i}{(EI)_A} \cdot M_A$$

$$N_{B,i} = \frac{E_i A_i z_i}{(EI)_B} \cdot M_B$$

Beregninger over kan gjøres vha av skjæranalogi metode (kreuziner) som er mer detaljert for bjelke A og B.

se ligningene i presentasjonsnotaten:

$$MA = 0,43 \text{ kNm}$$

$$MB = 10,51 \text{ kNm}$$

$$M_A = \frac{M}{(EI)_{ef}} \cdot (EI)_A \quad \text{For bjelke A}$$

$$M_B = \frac{M}{(EI)_{ef}} \cdot (EI)_B \quad \text{For bjelke B}$$

E-modul	Tykkelse (h _i) mm	z _i (mm)	M _{Ai} kNm	N _{Bi} kN	σ _{MA} (+ -)	σ _{NB}
11000	32	54	1,53E-01	9,70E+01	8,978E-01	3,030E+00
230	21	27,5	9,06E-04	6,78E-01	1,232E-02	3,227E-02
7000	34	0	1,17E-01	0	6,071E-01	0,000E+00
230	21	27,5	9,06E-04	6,78E-01	1,232E-02	-3,227E-02
11000	32	54	1,53E-01	9,70E+01	8,978E-01	-3,030E+00

Spenning i sjikt 5 $\sigma_{N1} = 3,03 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{N5} = 0,09 \text{ N/mm}^2$ $0,43$ For sjikt 1 og 5 = $\sigma_M = \sigma_{M1} + \sigma_{N1} = 3,93 \text{ N/mm}^2$

2) Nedbøyning:

$$w_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{wL^4}{(EI)_{\text{eff}}} + \frac{1}{8} \cdot \frac{wL^2k}{(GA)_{\text{eff}}}$$

Egenlast, gk: 1,1 N/mm
Nyttelast, qk: 2 N/mm

Deformasjon pga egenlast, g:

$$w_{g,k} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,1 \cdot (4500)^4}{2,1435 \cdot 10^{12}} + \frac{1}{8} \cdot \frac{1,1 \cdot 4500^2 \cdot 1,2}{1,08 \cdot 10^7}, \quad k=1,2$$

L= 4500	gk= 1,1 N/mm		
(E)eff= 2,14E+12	(GA)eff= 1,08E+07	Bøyedeforrasjon =	2,74 mm
wg,k = 3,05 mm		Skjærdeforrasjon =	0,31 mm

Deformasjon pga nyttelast, q:

$$w_{q,k} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,0 \cdot (4500)^4}{2,1435 \cdot 10^{12}} + \frac{1}{8} \cdot \frac{2,0 \cdot 4500^2 \cdot 1,2}{1,08 \cdot 10^7}, \quad k=1,2$$

L= 4500	qk= 2 N/mm		
(E)eff= 2,14E+12	(GA)eff= 1,08E+07	Bøyedeforrasjon =	4,98 mm
wq,k = 5,54 mm		Skjærdeforrasjon =	0,56 mm

lite skjær bidrag

Korttidsdeformasjon av karakterstisk last:

$w_{\text{ins}} = w_{g,k} + w_{q,k} = 8,59 < l/300 = 15 \text{ mm}$ **Ok!**

langtidsdeformasjon pga kryp

kdef = 0,85 for klimaklasse 1

$$w'_{\text{fin,g}} = w_{g,k} (1 + k_{\text{def}}) = 3,05(1 + 0,85) = 5,64 \text{ mm}$$

$$w'_{\text{fin,q}} = w_{q,k} (1 + \psi_2 k_{\text{def}}) = 5,54(1 + 0,3 \cdot 0,85) = 6,96 \text{ mm}$$

$w_{\text{fin}} = 5,64 + 6,95 = 12,60 \text{ mm} < l/300 = 15 \text{ mm}$ **Ok**

3) Vibrasjonskrav:

[ihht EK05: oppgave?](#)

Andre måter å kontrollere vibrasjon er:

[ihht Canada og USA massivtre håndbok:](#)

Vibrasjon kan kontrolleres i **to måter**:

- 1) Forenklet metode (Simplified method): Man finner tilatt spennvidde som oppfyller vibrasjonskrav.

$$l \leq \frac{1}{9,15} \frac{(EI_{app})^{0,293}}{(\rho A)^{0,122}} \quad \text{Egenlast, gk:} \quad 1,1 \text{ N/mm}$$

EI_{app} i N.m²

Den effektive bøyestivheten reduseres/ justeres til $(EI)_{app}$ for å ta hensyn til skjærdeformasjonen:

$(EI)_{app}$, kan beregnes:

$$(EI)_{app} = \frac{(EI)_{eff}}{1 + \frac{K_s (EI)_{eff}}{(GA)_{eff} L^2}}, \quad K_s = 11,5 \text{ (fra tabell for en fritt opplagt bjelke/dekke)}$$

$L = 4500$ $(EI)_{eff} = 2,14E+12$ $(GA)_{eff} = 1,08E+07$
 $(EI)_{app} = 1,93E+06 \text{ N-m}^2$

Forenklet metode for beregning av vibrasjonskontrollert spennvidde (l)

$$l \leq \frac{1}{9,15} \frac{(EI_{app})^{0,293}}{(\rho A)^{0,122}} \quad l \leq \frac{1}{9,15} \frac{(EI)_{app}^{0,293}}{(1,1 \cdot 100)^{0,122}}$$

ρA er massen av CLT = densitet x tverrsnitt areal =
 500 kg/m³ x 0,14 x 1 m = 70 + 40 (tilleggslast ihht NBI)
 Men det kan også tas kun egenvekt dvs 70 kg/m²

$l_s = 4,28 \text{ m}$ vibrasjon kontrollert spennvidde

- 2) Ved å oppfylle vibrasjon kriterierer

Eigenfrekvensen f_1 :

$$f_1 = \frac{3,14}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_{app}}{m}} = \frac{3,14}{2 \cdot 4,5^2} \sqrt{\frac{1,93 \cdot 10^6}{(1,1 \cdot 100) \text{ kg/m}^2}}$$

EI_{app} i N.m² $L = 4,5 \text{ m}$

$f_1 = 10,26095 \text{ Hz} > 8 \text{ Hz}$ OK obs: vibrasjonskriterier må oppfylles og gjøres på følgende måter

Kontroll stivheten ved beregning av nedbøyning, w

$$d = \frac{Pl^3}{48EI_{app}}, \quad P \text{ (punktlast 1 kN eller 1000 N), største tillatt nedbøyning } a = 1,5 \text{ mm fra EK05.}$$

$$= \frac{1000 \cdot 4500^3}{48 \cdot 1,93 \cdot 10^{12}} =$$

EI_{app} i N.mm²

$0,985 \text{ mm} < 1,5 \text{ mm}$ OK!

Sjekk designkriterium (vibrasjonskriterium): i henhold til Canadisk håndbok:

$$d = 0,985 \leq \frac{f^{1,43}}{39} = \frac{10,261^{1,43}}{39} = 0,716 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

