



# Bacheloroppgave

**IB303312 Bacheloroppgave Bygg**

**Dimensjonering og sammenligning av bæresystemer til boligblokk**

Kandidatnumre: 10014 og 10026

Totalantall sider inkludert forsiden: 236

Innlevert Ålesund, 20 mai 2019

## Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

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

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

5.	Jeg/vi er kjent med at høgskolen vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter <a href="#">høgskolens studieforskrift §31</a>	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av <a href="#">kilder og referanser på biblioteket sine nettsider</a>	<input checked="" type="checkbox"/>

## Publiseringsavtale

Studiepoeng: 20

Veileder: Terje Tvedt

### Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

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

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

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

**Jeg/vi gir herved NTNU i Ålesund en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering:**

ja  nei

**Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?**

ja  nei

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

**Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?**

ja  nei

**Er oppgaven unntatt offentlighet?**

ja  nei

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

**Dato: 20.05.2019**

## FORORD

Denne oppgaven er utarbeidet som en avsluttende hovedoppgave for konstruksjonsteknikk bygg ved Institutt for havromsoperasjoner og byggteknikk ved NTNU Ålesund våren 2019. Oppgaven ble valgt på bakgrunn av vårt ønske om å lære mer om ulike bæresystemer, samt hvor store forskjeller dette kan gi på en total byggekostnad da disse blir vurdert opp mot hverandre. Vi hadde også et ønske om å vurdere massivtre, som er forholdsvis nytt i byggebransjen, opp mot mer tradisjonelle bærekonstruksjoner.

Hensikten med oppgaven har vært å lære mer om det totale omfanget av et byggeprosjekt, og nødvendige beregninger for en konstruksjon som dette, der vi skulle finne ut hvilke bæresystem som ble rimeligst for en entreprenør og utføre.

Utgangspunktet for oppgaven er gitt av Veidekke AS avdeling Møre og Romsdal, og omhandler et boligblokkprosjekt på Emblem i Ålesund. Vi har her dimensjonert tre forskjellige bæresystem og vurdert disse opp mot hverandre med hovedfokus på pris.

Vi vil rette en stor takk til alle som har bidratt med hjelp, kompetanse og gode råd til oppgaven.

Takk til:

Per Henrik Rommetveit

Veidekke Entreprenør AS

Terje Tvedt

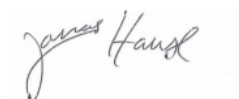
NTNU Ålesund

Kristian Normann

NTNU Ålesund

Vi vil videre også rette en ekstra takk til Elementpartner AS, TreFokus AS og personell ved Veidekke Entreprenør AS og NTNU Ålesund for god veiledning og informasjon underveis i oppgaven.

Ålesund 20.05.2019



---

Jonas Hauge



---

Sander Dahle

## INNHold

<b>SAMMENDRAG</b> .....	<b>1</b>
<b>TERMINOLOGI</b> .....	<b>2</b>
BEGREPER/FORKORTELSER .....	2
SYMBOLER OG NOTASJON .....	2
<b>1 INNLEDNING</b> .....	<b>5</b>
1.1 BESKRIVELSE AV BYGGET.....	5
1.2 PROBLEMSTILLING.....	5
<b>2 TEORETISK GRUNNLAG</b> .....	<b>6</b>
2.1 LOVVERK.....	6
2.1.1 <i>Plan- og bygningsloven</i> .....	6
2.1.2 <i>Forskrifter</i> .....	6
2.1.3 <i>Standarder</i> .....	6
2.2 TEKNISKE KRAV.....	7
2.2.1 <i>Etasjehøyde</i> .....	7
2.3 KLASSIFISERING .....	7
2.3.1 <i>Tiltaksklasse</i> .....	7
2.3.2 <i>Risikoklasse</i> .....	8
2.3.3 <i>Brannklasse</i> .....	8
2.3.4 <i>Pålitelighetsklasse</i> .....	9
2.4 MATERIALER .....	10
2.4.1 <i>Betong</i> .....	10
2.4.1.1 Generelt.....	10
2.4.1.2 Egenskaper.....	10
2.4.1.3 Armering.....	11
2.4.1.4 Prefabrikkerte betongelement .....	12
2.4.1.5 Hulldekker .....	12
2.4.1.6 Plattendekker .....	13
2.4.1.7 Påstøp .....	13
2.4.1.8 Plasstøpt betong .....	13
2.4.2 <i>Stål</i> .....	14
2.4.2.1 Generelt .....	14
2.4.2.2 Egenskaper.....	15
2.4.2.3 Fasthetsklasser .....	16
2.4.3 <i>Massivtre</i> .....	17
2.4.3.1 Generelt.....	17
2.4.3.2 Egenskaper .....	17
2.4.3.3 Bæreevne.....	18
2.5 BÆRESYSTEM .....	19
2.5.1 <i>Generelt</i> .....	19
2.5.2 <i>Bjelke</i> .....	19
2.5.3 <i>Søyle</i> .....	19
2.5.4 <i>Dekke/Plater</i> .....	20
2.5.5 <i>Fundamentering</i> .....	21
2.5.6 <i>Horisontal avstiving</i> .....	21
2.6 LASTER .....	22
2.6.1 <i>Egenlast</i> .....	22
2.6.2 <i>Nyttelast</i> .....	22
2.6.3 <i>Snølast</i> .....	23

2.6.4	Vindlast .....	23
2.6.5	Seismisk last/jordskjelv .....	24
2.7	PROGRAMVARE.....	25
2.7.1	Revit .....	25
2.7.2	Mathcad .....	25
2.7.3	Focus konstruksjon .....	25
2.7.4	Solibri model viewer .....	26
2.7.5	Ove Sletten .....	26
2.7.6	Calculatis .....	26
2.7.7	Synchro 4D.....	26
<b>3</b>	<b>METODE OG FREMMGANGSMÅTE .....</b>	<b>27</b>
3.1	BRUDDGRENSETILSTAND .....	27
3.2	BRUKSGRENSETILSTAND .....	28
3.3	LASTER .....	28
3.3.1	Permanente laster .....	28
3.3.2	Variable laster.....	29
3.3.3	Vindlast/Seismisk last.....	29
3.3.4	Snølast.....	30
3.3.5	Nyttelast .....	30
3.3.6	Egenlast.....	30
3.4	AREALREDUKSJONSAKTOR .....	31
3.5	ETASJEREDUKSJONSAKTOR.....	32
3.6	NEDBØYING .....	32
3.7	PREFABRIKKERTE ELEMENTER.....	33
3.7.1	Håndberegninger .....	33
3.7.2	Beregninger i Ove Sletten .....	34
3.7.3	Prisestimering .....	35
3.8	MASSIVTRE.....	36
3.8.1	Beregninger i Calculatis .....	36
3.8.2	Beregninger i Focus konstruksjon .....	37
3.8.3	Prisestimering .....	38
3.9	PLASSTØPT DEKKE MED SØYLE-BJELKE FORBINDELSE .....	39
3.9.1	Håndberegninger .....	39
3.9.2	Beregninger i Focus konstruksjon .....	40
3.9.3	Prisestimering .....	41
3.10	AKTUELLE STANDARDER.....	42
<b>4</b>	<b>RESULTATER.....</b>	<b>43</b>
4.1	PREFABRIKKERTE BETONGELEMENT .....	43
4.1.1	Bærende prefab-vegg 1etg (Øst).....	44
4.1.2	Hulldekker.....	52
4.1.3	Stålsøyler.....	64
4.1.4	Prisoverslag .....	70
4.2	MASSIVTRE.....	72
4.2.1	Etasjeskiller.....	73
4.2.2	Bærende vegg (Øst).....	77
4.2.3	Beregninger i Focus konstruksjon .....	81
4.2.4	Prisoverslag .....	83
4.3	PLASSTØPT DEKKE MED SØYLE-BJELKE FORBINDELSE .....	84

4.3.1	<i>Plasstøpt dekke</i> .....	85
4.3.2	<i>Stålbjelke</i> .....	90
4.3.3	<i>Stålsøyle</i> .....	94
4.3.4	<i>Beregninger i Focus konstruksjon</i> .....	101
4.3.5	<i>Prisoverslag</i> .....	103
4.4	SAMMENLIGNING AV RESULTATER .....	104
<b>5</b>	<b>DISKUSJON</b> .....	<b>105</b>
5.1	VALG AV LØSNINGER.....	105
5.2	ANDRE VURDERINGSKRITERIER .....	106
5.3	BEREGNINGER .....	108
5.4	PRSESTIMERING .....	109
5.5	OMFANG OG AVGRENSNINGER.....	111
<b>6</b>	<b>KONKLUSJON</b> .....	<b>113</b>
<b>7</b>	<b>REFERANSER</b> .....	<b>115</b>
<b>8</b>	<b>VEDLEGG</b> .....	<b>118</b>



## Figurliste

Figur 1 - Utklipp fra Revit arkitekt-modell.....	5
Figur 2 - Utsnitt betong, (glava.no).....	10
Figur 3 - Illustrasjon plattendekke .....	13
Figur 4 - Stålfigur, (byggforsk.no).....	14
Figur 5 - Massivtrefigur, (byggmesteren.as).....	17
Figur 6 - Varianter av massive treelementer, (byggforsk.no) .....	18
Figur 7 - Illustrasjon enveisplate, toveisplate og flatdekke .....	20
Figur 8 - M-N diagram, (Betongkonstruksjoner).....	33
Figur 9 - Utklipp fra Revit .....	43
Figur 10 - HD-diagram, (Spenncon).....	52
Figur 11 - Utklipp fra Revit .....	72
Figur 12 - Utklipp fra Revit .....	73
Figur 13 - Utklipp av tverrsnittsdata, (Calculatis) .....	73
Figur 14 - Utklipp av lastsituasjon, (Calculatis) .....	74
Figur 15 - Utklipp av skjær- og momentdiagram, (Calculatis).....	74
Figur 16 - Utklipp av utnyttelse, bøyespenning og skjær, (Calculatis).....	75
Figur 17 - Utklipp av utnyttelse og nedbøyning, (Calculatis).....	75
Figur 18 - Utklipp av nedbøyning massiv etasjeskiller, (Focus Konstruksjon).....	76
Figur 19 - Utklipp av kapasitetskontroll, (Focus Konstruksjon) .....	76
Figur 20 - Utklipp fra Revit .....	77
Figur 21 - Utklipp av tverrsnittdata, (Calculatis).....	77
Figur 22 - Utklipp av lastsituasjon, (Calculatis) .....	79
Figur 23 - Utklipp av skjær- og momentdiagram, (Calculatis).....	79
Figur 24 - Utklipp av utnyttelse, bøyespenning og skjær, (Calculatis).....	80
Figur 25 - Utklipp av skjær ved brann/forkulling, (Calculatis) .....	80
Figur 26 - Statisk modell, (Focus Konstruksjon).....	81
Figur 27 - Forskyvningsmodell og forskyvningskontroll, (Focus Konstruksjon) .....	81
Figur 28 - Kapasitetskontroll, (Focus Konstruksjon).....	82
Figur 29 - Utklipp fra Revit .....	84
Figur 30 - Illustrasjon av belastningsareal, (Revit).....	84
Figur 31 - Modell med armering, (Focus konstruksjon).....	88
Figur 32 - Armeringsrapport, (Focus Konstruksjon) .....	88

Figur 33 - Statisk modell, (Focus Konstruksjon).....	101
Figur 34 - Forskyvningsmodell, (Focus Konstruksjon).....	101
Figur 35 - Kapasitetskontroll, (Focus Konstruksjon).....	102

## Tabelliste

Tabell 1 - Tabell over risikoklasser, (dibk).....	8
Tabell 2 - Tabell over brannklasser, (Otec) .....	8
Tabell 3 - Inndeling av pålitelighetsklasser, (Konstruksjonssikkerhet og belastning) .....	9
Tabell 4 - Fasthetsverdier for valsede profiler, (Dimensjonering av stålkonstruksjoner) .....	16
Tabell 5 - Bygningskategorier, (Konstruksjonssikkerhet og belastning).....	22
Tabell 6 - Tabell for nyttelaster, (Konstruksjonssikkerhet og belastning).....	22
Tabell 7 - Formfaktor snø, (Konstruksjonssikkerhet og belastning) .....	23
Tabell 8 - Terrengruhetskategorier, (Konstruksjonssikkerhet og belastning).....	24
Tabell 9 - Lastfaktorer bruddgrensetilstand, (Konstruksjonssikkerhet og belastning) .....	27
Tabell 10 - Lastfaktorer bruksgrensetilstand, (Konstruksjonssikkerhet og belastning).....	28
Tabell 11 - Lastvarighetsklasser, (Limtreboka) .....	28
Tabell 12 - Tabell over tykkelser påstøp, (byggforsk.no).....	29
Tabell 13 - Tyngdetetthet betong, (byggforsk.no) .....	30
Tabell 14 - Tyngdetetthet metaller, (byggforsk.no).....	31
Tabell 15 - Krav til maksimal nedbøyning, (Konstruksjonssikkerhet og belastning) .....	32
Tabell 16 - Lastfaktor og pålitelighetsklasse, (Ove Sletten beregning) .....	34
Tabell 17 - Lastfaktor og pålitelighetsklasse, (Ove Sletten beregning).....	35
Tabell 18 - Materialdata, (Calculatis) .....	36
Tabell 19 - Lastgrupper, (Calculatis) .....	36
Tabell 20 - Lastgrupper, (Calculatis) .....	37
Tabell 21 - Utsnitt materialtyper, (Focus Konstruksjon) .....	37
Tabell 22 - Utsnitt lastkombinasjoner, (Focus Konstruksjon) .....	38
Tabell 23 - Utsnitt lastkombinasjoner, (Focus Konstruksjon) .....	40
Tabell 24 - Aktuelle standarder.....	42
Tabell 25 - Prissammenligning .....	104

## SAMMENDRAG

Bæresystemet til en bygning er den viktigste delen av bygningskroppen, og kan utføres i mange ulike materialer og løsninger. Ved valg av denne konstruksjonen er det viktig å foreta grundige vurderinger og prioritere vurderingskriteriene etter prosjektets hensikt.

Oppgaven tar utgangspunkt i å dimensjonere og sammenligne bæresystemer til bruk i større boligblokker. Prosjektet som er presentert i oppgaven er en boligblokk fra et boligkompleks utarbeid i samarbeid med Veidekke Entreprenør AS, som er oppdragsgiver for prosjektet. Vi har sammen med veileder og oppdragsgiver utarbeid en ønsket problemstilling, med mål om å velge den mest gunstige løsningen for prosjektet ut ifra gitte vurderingskriterier. Vi har i denne oppgaven valgt å legge hovedfokuset på pris ved valg av endelig løsning.

Beregningene i oppgaven ble utført i Focus konstruksjon, et modelerings- og dimensjoneringsprogram, Calculatis og Ove Sletten som begge er dimensjoneringsprogram. Vi har også kontrollert et utvalg av bygningsdeler ved hjelp av håndberegninger ført inn i Mathcad for å få et mer oversiktelig resultat.

Vi har i denne oppgaven presentert 3 forskjellige løsninger for bæresystem med dimensjonering og prisestimering. Løsningene vi har vurdert er prefabrikkerte betonglement, elementbygg i massivtre, og plastøpt betongdekke med søyle- og bjelkeforbindelse i stål. Disse resultatene er presentert med utregninger og tabeller i rapporten på bakgrunn av informasjonen vi har innhentet og valgene vi har tatt underveis i prosjektet.

Gjennom arbeidet med oppgaven har vi kommet frem til at plastøpt betong med søyle-bjelke forbindelser i stål er det mest lønnsomme tilfellet for bæresystemet for boligblokken. Dette tilfellet er dermed presentert i Synchro 4D og gir en visuell visning av løsningen med tilhørende fremdriftsplan.

## TERMINOLOGI

### *Begreper/forkortelser*

HD	Hulldekke
CLT	Cross laminated timber/ krysslaminert tre
LVL	Laminated Veneer Lumber/
Strekfasthet	Den høyeste strekkspenning et materiale kan ha før brudd
Trykkfasthet	Den høyeste trykkspenning et materiale kan ha før brudd
Duktilitet	Formbarheten til et materiale
Densitet	Tyngdetetthet ( $\text{kg/m}^3$ )
Varmekonduktivitet	Materialkonstant som angir stoffets evne til å lede varme.
Elastitetsmodul (E)	Forhold mellom spenning( $\sigma$ ) og tøyning ( $\epsilon$ )
Råkonstruksjon	Den bærende konstruksjonen til et bygg
DNMI	Det norske meteorologiske institutt
BIM	Building Information Model
NS	Norsk Standard
EN	Europeisk Standard
MPa	Mega-pascal
kg	kilogram
$\text{m}^2$	kvadratmeter
$\text{m}^3$	kubikkmeter
$\text{dm}^3$	kubikkdesimeter
S	Structural steel
VVS	Varme-, ventilasjons-, og sanitærteknikk
2D	Todimensjonal
3D	Tredimensjonal
YV	Yttervegg
IV	Innervegg
SW	Sandwichvegg
N	Newton
kN	Kilonewton

### *Symboler og Notasjon*

l	Spennvidde (m)
b	Bredde (m)
h	Høyde (m)
t	Tykkelse (m)
V	Volum ( $\text{m}^3$ )
s	Sekund
F	Punktlast (kN)
q	Jevnt fordelt nyttelast (kN/m)
g	Egenvekt ( $\text{kN/m}^3$ )
$S_k$	Basis snølast
S	Snølast
Q	Total fordelt last

R	Oplagerreaksjon (kN)
M	Moment (kNm)
$V_{Ed}$	Skjærkraft (kN)
N	Aksialkraft (kN)
$y_{max}$	Nedbøyning (mm)
x	Avstand til snitt (m)
E	Materialets elastisitetsmodul (N/m <sup>2</sup> )
$\mu$	Formfaktor snø
$C_e$	Eksponeringsfaktor
$C_t$	Termisk faktor
$v_b$	Basisvindhastighet
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet
$q_{p0}$	Grunnverdi for hastighetstrykk
z	Høyde over terrenget
$z_{min}$	Minimumshøyde over terrenget
k <sub>w</sub>	Vindlastfaktor
( $\sigma$ )	Spenning
( $\epsilon$ )	Tøyning
( $\varphi$ )	Kryp
( $\alpha_A$ )	Arealreduksjonsfaktor
$\alpha_n$	Etasjereduksjonsfaktor
$q_k$	Nyttelast (jevnt fordelt)
$\alpha_n$	Etasjereduksjon
A	Areal
$C_{nom}$	Armeringsoverdekning
XC <sub>1</sub>	Eksponeringsklasse
$M_{Ed}$	Dimensjonerende moment
$M_{Rd}$	Dimensjonerende momentkapasitet
cc	(mm) Senteravstand mellom armerings stenger
D	(mm) Armeringsdiameter. Dvs. Areal = $\pi \cdot r \cdot r$
$y_0$	Avstand til felles tyngdepunkt for tverrsnitt, fra valgt punkt
c	Avstand fra tyngdepunkt til de ulike delene, til det felels tyngdepunktet
$W_{el}$	Elastisk tverrsnittsmodul (mm <sup>3</sup> )
$W_{pl}$	Plastisk tverrsnittsmodul (mm <sup>3</sup> )
I	Annet arealmoment (mm <sup>4</sup> )
r	Forholdstall
$\chi_{LT}$	Vippingsfaktor
$C_{my}$	Ekvivalent momentfaktor
$k_{yy}$	Interaksjonsfaktor
$k_{zy}$	Interaksjonsfaktor
$\chi_y$	Knekkingsfaktor
$\lambda$	Relativ slankhet
$f_{ck}$	Karakteristisk trykkfasthet, betong
$f_{cd}$	Dimensjonerende trykkfasthet, betong
$\gamma_b$	Materialfaktor betong
$f_{yk}$	Karakteristisk trykkfasthet, stål
$f_{yd}$	Dimensjonerende trykkfasthet, stål
$\gamma_s$	Materialfaktor stål
$f_y$	Flytespenning stål

$\gamma_m$	Materialfaktor
$N_{Rd}$	Aksialkraftkapasitet
$\pi$	Phi
$B_1$	Lastkombinasjon
$B_2$	Lastkombinasjon
$\gamma$	Lastfaktor
$d_2$	Høyde fra tverrsnittets strekkrand til tyngdepunkt i strekkarmering
$d$	Tverrsnittets effektive høyde fra trykkrand til tyngdepunkt i strekkarmering
$e_0$	Minsteeksentrisitet (m)
$A_c$	Areal betongtverrsnitt
$A_s$	Armeringsmengde
$\phi$	Armeringsdiameter
B35	Betongkvalitet 35
$\Psi$	Momentfaktor for gaffellagret bjelke

# 1 INNLEDNING

## 1.1 Beskrivelse av bygget

Bygget i problemstillingen er en boligblokk på 4etg som er en del av et boligkompleks bestående av to blokker med underliggende garasjekjeller. Bygget ligger i skrående terreng og er utført med støttevegg i bakkant, som vist på utklippet under. Prosjektet er gitt av Veidekke Entreprenør avd. Ålesund, og i samarbeid med dem og veileder på skolen har vi formulert problemstillingene.



Figur 1 - Utklipp fra Revit arkitekt-modell

## 1.2 Problemstilling

1. Problemstilling 1 er å vurdere tre ulike bæresystem til en større boligblokk. Derunder bærende konstruksjon av betongelementer, massive og plasstøpt betongdekke med bjelke- søyleforbindelse i stål. Dette skal vurderes med hensyn til kostnad, ressursbehov, tidsbruk og gjennomføring av de ulike løsningene av prosjektet. Ut ifra dette skal vi kunne velge den mest gunstige løsningen for prosjektet.
2. Problemstilling 2 er å planlegge den valgte konstruksjonen med tanke på rigg- og fremdrift, samt visualisering av dette.

## **2 TEORETISK GRUNNLAG**

### **2.1 Lovverk**

#### **2.1.1 Plan- og bygningsloven**

Plan- og bygningsloven er det overordnede leddet for all byggevirkosomhet i Norge. Plan- og bygningsloven er en ramme- og fullmaktslov som gir hovedbestemmelsene for byggevirkosomheten blant annet om planer på riksnivå, fylkesplaner, kommuneplaner, reguleringsplaner og konsekvensutredninger. Loven inneholder også bestemmelser om ansvarsforhold i byggesaker, vann og kloakk, byggetillatelse, nabovarsel og kontroll av byggearbeid. (Larsen, 2008)

#### **2.1.2 Forskrifter**

Byggeforskriftene er det neste leddet i hierarkiet. Byggeforskriftene inneholder detaljbestemmelser om blant annet kartverk, bygningsdeler, installasjoner og konstruktive bestemmelser. (Larsen, 2008)

Forskriftene kan deles inn i tre deler; TEK17 som er forskriften om tekniske krav til byggverk, SAK 10, forskriften om byggesaksbehandling og DOK, forskrift om omsetning og dokumentasjon om produkter til byggverk. (SINTEF Byggforsk, 2017a)

#### **2.1.3 Standarder**

Norsk standard (NS) angir regler som skal brukes under prosjektering og utførelse av bygningskonstruksjoner. Norsk standard omfatter standarder for produkter, prosjektering og utførelse. Standardene er gitt ut av Standard Norge og blir i økende grad basert på europeiske standarder(EN). (Larsen, 2008)



## **2.2 Tekniske krav**

### **2.2.1 Etasjehøyde**

Tek stiller krav til at rom og annet oppholdsareal skal ha utforming, romhøyde og størrelse tilpasset sin funksjon. Ifølge veiledningen til TEK skal rom for varig opphold ha høyde på minimum 2,4m, mens rom som ikke er for varig opphold skal ha minimum 2,2m. Deler av et rom kan ha lavere høyde der dette ikke påvirker rommets funksjon. (Siri, 2017a)

## **2.3 Klassifisering**

### **2.3.1 Tiltaksklasse**

Oppgaver knyttet til tiltak deles inn i klasse 1, 2 eller 3 innenfor et eller flere fagområder basert på kompleksitet, vanskelighetsgrad og mulige konsekvenser mangler og feil kan få for helse, miljø og sikkerhet. (Creuna, 2017a)

Tiltaksklasse 1 omfatter tiltak eller oppgaver av liten kompleksitet og vanskelighetsgrad, der feil vil ha små konsekvenser. (Creuna, 2017b)

Tiltaksklasse 2 omfatter tiltak eller oppgaver av liten kompleksitet og vanskelighetsgrad, men der feil kan føre til middels til store konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet. Det kan også være oppgaver eller tiltak med middels kompleksitet og vanskelighetsgrad, men der mangler eller feil kan føre til små til middels konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet. (Creuna, 2017b)

Tiltaksklasse 3 omfatter tiltak eller oppgaver av middels kompleksitet og vanskelighetsgrad, men der mangler eller feil kan føre til store konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet, eller oppgaver med stor kompleksitet og vanskelighetsgrad. (Creuna, 2017).

### 2.3.2 Risikoklasse

Byggverk eller ulike bruksområder i et byggverk skal deles inn i risikoklasser ut fra den trussel en brann kan innebære for skade på liv og helse. Risikoklassen legges til grunn i prosjektering og utførelse for å sikre rømning og redning ved brann. (Creuna, 2017c)

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

Tabell 1 - Tabell over risikoklasser, (dibk)

### 2.3.3 Brannklasse

Brannklasser bestemmes ut fra den konsekvens en brann kan innebære for skade på liv, helse, samfunnsmessige interesser og miljøet. (Siri, 2017b). Byggverk eller ulike bygningsdeler deles inn i ulike brannklasser. Brannklassen settes også ut fra risikoklasser og antall etasjer i bygningen. (Byggforskserien, 2017)

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

Tabell 2 - Tabell over brannklasser, (Otec)

### 2.3.4 Pålitelighetsklasse

I NS-EN 1990 punkt B3.2 og NA.A1.3.1 er det definert pålitelighetsklasser for konstruksjoner. Disse klassene brukes til å beskrive forskjellene til krav til kontroll av prosjektering og utførelse for ulike konstruksjoner. Pålitelighetsklassene bestemmes ut fra hvilke konsekvens et sammenbrudd av hele eller deler av en konstruksjon vil få. (Årskog, 2010)

Pålitelighets-klasse	Bruddkonsekvens	Eksempler på konstruksjoner
1	Liten	Småhus, rekkehus, mindre lagerbygg, landbruksbygg, kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid.
2	Middels	Større boligbygg, skoler, kontor- og forretningsbygg, institusjonsbygg, fiskerihavner, kaier, industrianlegg, tårn.
3	Stor	Byggverk for større menneskemengder: tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre og lignende. Dammer, veg- og jernbanebruer, marine konstruksjoner for petroleumsindustri.
4	Særlig stor	Atomreaktorer. Lager for radioaktivt avfall.

Tabell 3 - Inndeling av pålitelighetsklasser, (Konstruksjonssikkerhet og belastning)

## 2.4 Materialer

### 2.4.1 Betong



Figur 2 - Utsnitt betong, (glava.no)

#### 2.4.1.1 Generelt

Betong er et materiale som i lang tid har vært brukt innen byggebransjen på grunn av stor styrke, god formbarhet og anvendbarhet. I tillegg er betong et materiale som har god brannmotstand og bestandighet mot nedbryting fra miljøet. Dette gjør materialet svært gunstig for ulike bruksområder innen bygg, da det kan leveres og settes sammen på mange ulike måter.

Materialet er satt sammen av sement, stein, sand, vann, tilsetningsmaterialer og tilsetningsstoff. Stein og sand, som utgjør det vi kaller tilslag, er opp mot 70% av betongen, mens resterende 30% er det vi kaller sementlimet (vann og sement). Tilsetningsmaterialene kan være flygeaske, silikastøv eller slagg. Ulike sammensetninger av bestanddelene gjør det mulig å lage betong med de egenskapene og styrkene man ønsker. (Magne Maage, 2015, p. 12)

#### 2.4.1.2 Egenskaper

Betong har god trykkfasthet, men dårlig strekkfasthet (3-5 MPa). Derfor legger man inn armeringsstål i betongkonstruksjonene der man trenger strekkstyrke og duktilitet.

Armeringsstålet gir da betongen gode mekaniske egenskaper som gjør materialet brukbart på flere områder. (Magne Maage, 2015, p. 37)

Densiteten for herdet betong er 2000–2600 kilo per kubikkmeter ( $\text{kg/m}^3$ ), avhengig av sammensetning og tilslagstype. Betongens varmekonduktivitet vil avhenge av densitet, fuktinnhold, tilslagets egenskaper og mengden armering i betongen. Det er dermed viktig å

tenke på plassering av betongkonstruksjoner i forhold til isolasjonssjikt for å hindre kuldebroer i varme konstruksjoner. (Thue, 2018a)

Betongkvaliteten beskrives med trykkfasthetsklasse som består av prefikset B og et påfølgende tall som angir trykkfasthet. For eksempel står B25 for betong med karakteristisk trykkfasthet på 25 MPa etter 28 døgn. (SINTEF Byggforsk, 2016). Også betongens deformasjon/tøyning etter lastpåvirking er viktig å ha kunnskap til for å vurdere kvaliteten. Dette er avhengig av last og fasthet/stivhet på betongen. Stivheten beskrives ved hjelp av Elastitetsmodulen E, som er forholdet mellom spenning( $\sigma$ ) og tøyning ( $\epsilon$ ). Ved langvarig påkjenning får betong en tilleggsdeformasjon som er avhengig av last/spenning og Elastisitetsmodulen. Denne deformasjonen kaller vi kryp( $\varphi$ ). Over tid vil også betongen tørke ut og krympe. Dette fører til svinntøyninger i betongen som man må ta høyde for. (Magne Maage, 2015)

### 2.4.1.3 Armering

Armert betong er i dag et av de viktigste bygningsmaterialet som blir brukt i konstruksjoner. (Sørensen, 2013). Armeringsstålet blir lagt inn for å styrke betongen med tanke på strekkrefter. Dette da betong tåler høyt trykk, men så godt som ingen strekkpåkjenning (strekkapasitet 0,15‰).

Det mest typiske armeringsstålet i dag er av kamstål, og leveres i to kvaliteter. B500B og B500C, hvor tallet 500 angir karakteristisk flytegrense i N/mm<sup>2</sup>, og siste bokstav angir duktilitetsklasse.(Thue, 2014)

Stålet legges inn med god forankring mellom stålet og betongen for å oppnå heft, slik vi får mange små riss i stedet for ett stort. Dette har stor betydning for både bæreevne, deformasjon, duktilitet og bestandighet av konstruksjonen.

Vi skiller oftest mellom slakkarmert, spennarmert og fiberarmert betong. Slakkarmering er armering som legges på forhånd og støpes inn i betongen uten å bli påført krefter. Motsatt av dette er spennarmering som spennes opp før konstruksjonen belastes, og da gir betongen trykkspenning som kompenseres med strekkspenningene. Under denne metoden har vi både førspent betong (oppspent før montasje) og etterspent betong (spennes opp etter støpning). Fiberarmering består av stålfibre eller lignende som legges inn i betongen. Denne metoden gir en mer ukontrollert styrke, og begrenses i bruk. (Magne Maage, 2015)

#### **2.4.1.4 Prefabrikkerte betongelement**

Betongelement som er støpt og herdet på et annet sted enn det endelige bruksstedet kalles prefabrikkert. Framstillingen skjer da oftest på fabrikk under kontrollerte forhold som reduserer faren for feil og påvirkning fra klimaet under støpning. Man får da også vesentlig mindre påvirkning av byggfukt enn ved tradisjonelle plasstøpte konstruksjoner.

Metoden gir lave kostnader, kort byggetid og høy kvalitet. Dette krever imidlertid mer planlegging i prosjekteringen med tanke på transport, montasje og utførelse da vekten og størrelsen på elementene kan bli svært store.

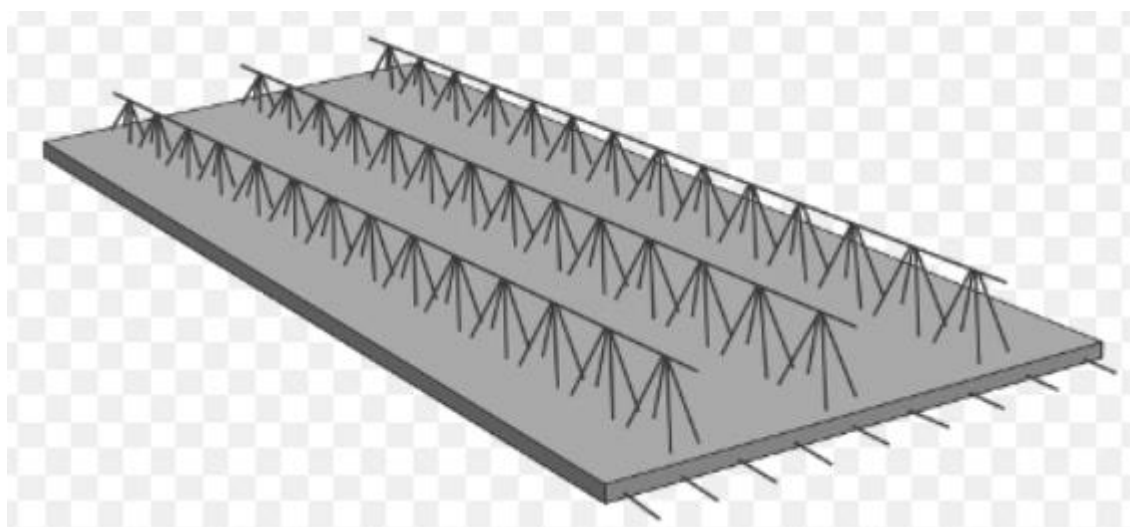
Det finnes mange ulike prefabrikkerte betongelement med både slakk- og spennarmering, typisk til bruk i bærende element som bjelker, søyler, takelement, veggelement og golvelement. (Magne Maage, 2015)

#### **2.4.1.5 Hulldekker**

Hulldekker er en helt spesiell type betongelement som er veldig mye brukt i dagens byggebransje. Hulldekker er relativt smale dekkelementer, med åpne kanaler langsgående inn i tverrsnittet. Elementene er armert med forspente spennetau i stål. Lengden på spennene kan variere fra 6-18m, mens standard bredde er 1200mm. Tykkelsen varierer fra 200-500mm avhengig av ønsket kapasitet og spennvidde. Hulldekkelementene er gode konstruksjonselementer fordi kanalene gir stor reduksjon i vekt, og forspenningene gir god utnyttelse av betongens trykkfasthet. (Magne Maage, 2015)

### 2.4.1.6 Plattendekker

Et tradisjonelt plattendekke er et prefabrikkert betongdekke med armering, som støpes i fabrikk. Plattendekkene heises deretter på plass på byggplassen hvor resten av armeringen blir festet til eksisterende armering. Videre kan eventuelt teknisk utsyr som elektro og ventilasjon legges, før dekkene blir støpt sammen til et ferdig dekke på stedet. Et standard dekke prefabrikkeres i 5cm tykke elementer på 2,4x6 meter. Plattendekker er veldig tidsbesparende med tanke på at mye av armeringen allerede er lagt. I tillegg sparer man mye tid med tanke på at forskalingsarbeidet på byggplass blir redusert betraktelig. (Sandnes og Jærbetong, 2016)



Figur 3 - Illustrasjon plattendekke

### 2.4.1.7 Påstøp

Når hulldekker monteres vil de ofte krumme noe opp på grunn av spenningskreftene. Da kan golvene avrettes med en påstøp eller med annen avrettningsmasse som for eksempel selvutjevne sparkelmasse. Armert påstøp er i del fleste tilfeller dyrere enn sparkel, men forsterker skivevirkningen i dekket. Påstøp bidrar også i større grad til lastfordeling og har større slitestyrke enn sparkel. Armert påstøp bør helst ha en tykkelse på 100mm, men kan utføres helt ned i 60mm. (Magne Maage, 2015)

### 2.4.1.8 Plasstøpt betong

Plasstøpt betong er når betongkonstruksjonen blir støpt og utført på byggeplass, og er den mest tradisjonelle metoden for betong. Det kreves her mer ressurser og tid til utførelsen enn ved prefabrikerte betongelement, da forarbeidet med armering og forskaling er mer

tidskrevende. Også herdningsprosessen må tas hensyn til før bruk. Samtidig gir metoden mulighet til å utfordre konstruksjonens slankhet og er i mange tilfeller mer økonomisk enn å bygge med element.

Plasstøping av betong kan brukes til de fleste bærende konstruksjonsdelene, og gir en stor frihet til utforming av konstruksjonen. Dette utføres både med slakkarmert, spennarmert og fiberarmert betong, eller blanding av disse. (Magne Maage, 2015)

## 2.4.2 Stål



Figur 4 - Stålfigur, (byggforsk.no)

### 2.4.2.1 Generelt

Stål har et stort bruksområde, og konkurrerer ofte mot betong, tre, aluminium og andre materialer. Stål har gode styrkeegenskaper, og vi kan derfor ofte se slanke konstruksjonselementer i stål. Stål er i utgangspunktet et dyrt materiale, og kan bare konkurrere på pris dersom egenskapene blir godt utnyttet. Beregninger i stål er forholdsvis omfattende og avanserte fag, og krever i mange tilfeller høy kompetanse. Stål er en legering av jern med opp til 2,1% karbon, men konstruksjonsstål har et betydelig lavere innhold. (Eie, 2010)



### 2.4.2.2 Egenskaper

Stål har høy styrke, noe som muliggjør store spennvidder uten at konstruksjonens egenvekt blir nevneverdig stor. Stål er lett både å bygge og rive, og gir en stor nøyaktighet siden det finnes gode metoder for å føye delene sammen. I tillegg vil byggeprosessen gå raskt siden de fleste deler må prefabrikeres. (Eie, 2010)

Ulempene med stål er at det er utsatt for korrosjon der stålet er i kontakt med fukt, noe som virker negativt både for styrke og utseende. Stål mister også styrke ved oppvarming med tanke på bæring under brannpåvirkning, og på grunn av små dimensjoner blir det lett store deformasjoner og svingninger i konstruksjonen ved belastning. (Eie, 2010)

Konstruksjonsstål klassifiseres ofte som:

- vanlig konstruksjonsstål
- rustrege stål
- rustfritt stål
- støpestål

Klassifisering gir en viss informasjon om stålets generelle egenskaper, men ikke tilstrekkelig nok med tanke på bestilling eller annen identifikasjon av materialet. Stålet spesifiseres derfor etter stålsort (fasthetsklasse) og stålkvalitet. (Larsen, 2013)

### 2.4.2.3 Fasthetsklasser

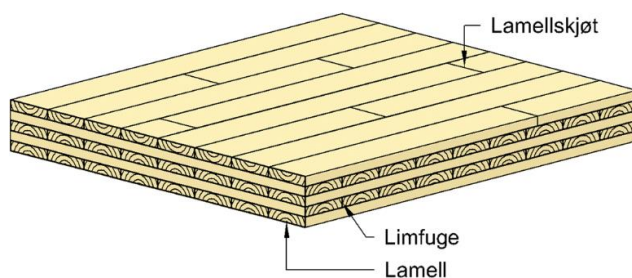
Fasthetsklassen til stål refererer til strekkfastheten til materialet. Dimensjoneringsreglene i NS-EN 1993-1-1 gjelder for materialer i standardiserte fasthetsklasser. Vanlig konstruksjonsstål har flytespenning mellom 235-460MPa, og navngis med bokstaven S (Structural steel) deretter et tresifret tall som er flytespenningen, for eksempel S355. Flytespenningen blir oppgitt i N/mm<sup>2</sup> for ståltykkelse mindre enn 40mm. For høyfast stål finnes flytegrenser helt opp til 960MPa. (Eie, 2010)

Tabell 2.3 Nominelle fasthetsverdier for valsede profiler (NS-EN 1993-1-1)

Standard og stålsort	Nominell tykkelse av plateelement $t$ mm			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
<b>NS-EN 10025-2</b>				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 460	440	550	410	550
<b>NS-EN 10025-3</b>				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
<b>NS-EN 10025-4</b>				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
<b>NS-EN 10025-5</b>				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
<b>NS-EN 10025-6</b>				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Tabell 4 - Fasthetsverdier for valsede profiler, (Dimensjonering av stålkonstruksjoner)

### 2.4.3 Massivtre



Figur 5 - Massivtrefigur, (byggmesteren.as)

#### 2.4.3.1 Generelt

I Norge er det lange tradisjoner for å sette opp bygg i tre, og gjennom årene er det bygget opp mye kompetanse på området. (Standard Norge, 2017)

Massivtre eller CLT (cross laminated timber/ krysslaminert tre) har hatt en stor utvikling og bruksendring i Norge de siste tiårene. Fra tidlig alder ble dette mest brukt i brokonstruksjoner før utviklingen i senere tid har ført materialet også inn i boligbyggingen. Mest på grunn av en stor utvikling og forskning i Europa som har gjort materialet konkurransedyktig mot de gamle tradisjonelle trekonstruksjonene. I Norge er bruken av massivtre i god fremdrift, da som bærende elementer i tak, vegger, etasjeskille eller lignende bæringer. Dette enten som hele massivtrekonstruksjoner eller i kombinasjon med andre konstruksjonstyper. (SINTEF Byggforsk, 2001)

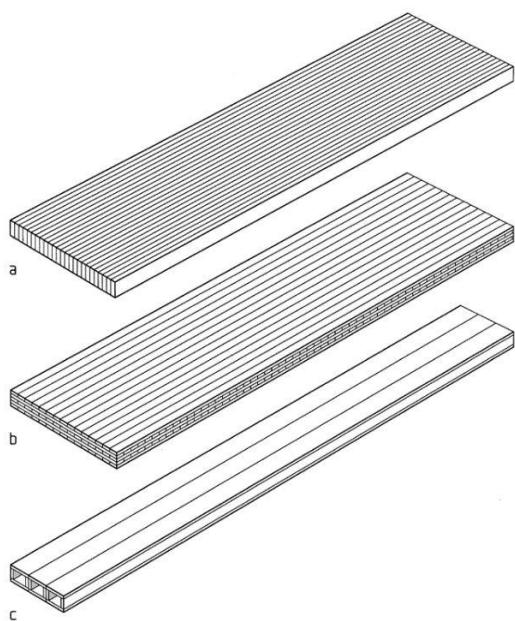
#### 2.4.3.2 Egenskaper

Massivtre er satt sammen av planker eller lameller til bygningselementer for bruk til blant annet etasjeskillere, vegger, tak og balkonger. Dette i ulike varianter og sammensetninger etter formål. I bygninger er det mest vanlig med krysslagte lameller som limes sammen, eventuelt også med spiker, skruer, stålstag eller tredybler for ekstra hold. (SINTEF Byggforsk, 2017b)

Av fordeler gir massive treelement lav vekt, kort byggetid, lav varmeledningsevne og gode miljøaspekt. Dette mens brann, lyd og sammenføring er mer utfordrende enn for andre konstruksjonsmaterialer. (Kolbein Bell, 2017)

Elementene som blir brukt til bygningsformål kan deles opp i tre hovedkategorier:

- Bordstabelementer: Elementer med kantstilte (stående) lameller
- Flersjiktselementer: Elementer med kryssede lameller
- Hulromselementer: Elementer med ikke-massivt tverrsnitt



Figur 6 - Varianter av massive treelementer, (byggforsk.no)

- a. Bordstabelement
- b. Flersjiktselement
- c. Hulromselement

### 2.4.3.3 Bæreevne

Vegger, etasjeskillere og tak av massivtreelementer er en mye brukt løsning da det gir stor bæreevne og god brannmotstand (TEK § 7-23). Dette er svært egnet til bygninger med flere etasjer, der bindingsverk ville gitt begrensninger for bæringen. (SINTEF Byggforsk, 2017b) Elementene kommer i ulike tykkelser (vanligst 50mm- 500mm), bredder (opp til 3m) og lengder (12m-18m), som begrenses mest utfra transportmuligheter til området. Bæreevnen bestemmes og deklarerer spesielt for hver enkelt bygningsdel etter dimensjoneringer. Dette alt fra tykkelse på lameller, antall lag, elementtykkelse og øvrige dimensjoner. På denne måten blir hver bygningsdel skreddersydd til prosjektet, samtidig som man har mulighet til å velge CE-merkede standardprodukter med gitte egenskaper. (SINTEF Byggforsk, 2017b)

## 2.5 **Bæresystem**

### 2.5.1 **Generelt**

Bæresystemet til en bygning har som funksjon å overføre krefter fra konstruksjonen og omgivelsene gjennom konstruksjonskroppen og ned til fundamentet som står på fjell eller stabile masser. På denne måten får man en kontrollert kraftoverføring og konstruksjonen blir stående slik den skal. Valg av bæresystem blir valgt etter ulike vurderinger av det aktuelle prosjektet. (Larsen, 2008) Dette som bla:

- Økonomi
- Tid
- Ressursbehov
- Arkitektur
- Funksjonskrav

### 2.5.2 **Bjelke**

Bjelken er en konstruksjonskomponent som primært bærer ytre tverrlaster, det vil si vertikale laster. De indre snittkreftene er momentet  $M$ , og skjærkraften  $V$ . Bjelken er det mest vanlige konstruksjonselementet både i tre-, stål- og betongkonstruksjoner. Formen på tverrsnittet av en bjelke vil variere ut fra hvilket materiale det er. Stålbjelker kan utføres som blant annet valsede I-bjelker, eller som sveiste profil. Betongbjelker kan utføres plasstøpt som vil si at det blir forskalet, armert og støpt på byggestedet. En annen løsning for betong er prefabrikkerte element, som blir produsert i fabrikk. For trebjelker er rektangeltverrsnittet dominerende. Disse bygges som regel opp av att en rekke lameller limes sammen. (Larsen, 2008)

### 2.5.3 **Søyle**

Søyler finner vi oftest som vertikale, bærende og trykkpåkjennte elementer i en konstruksjon. Søylene kan stå helt fritt og bære konstruksjoner over seg, men kan også være en del av en bærende vegg. (Eie, 2010)

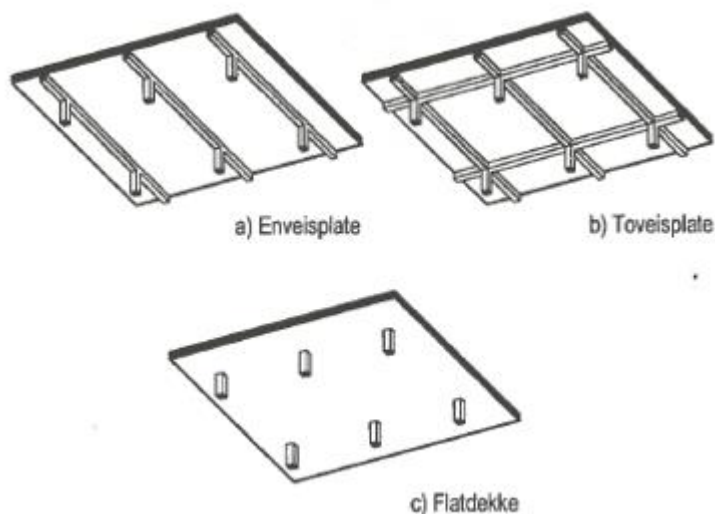
Søyler kan også bli produsert i både betong, tre og stål, og tverrsnittet kan variere ut fra hvilket materiale som blir brukt.

Søylar påkjennes som regel av aksialkraft  $N$ , og et bøyemoment  $M$ . Innersøylar i et bygg vil som regel kunne påkjennes av et bøyemoment begge veier. Disse søylene har derfor som regel symmetrisk tverrsnitt. (Sørensen, 2013)

#### 2.5.4 Dekke/Plater

Platen er et todimensjonalt konstruksjonselement med liten tykkelse i forhold til øvrige dimensjoner. Platen er belastet med laster normalt på sitt eget plan. Platen bærer en ytre last til opplagene ved bøyning. I bygninger er plater i betong eller tre mest vanlig, men i skip, fly og lignende er også stål vanlig. Vi skiller mellom tre hovedtyper plater, enveisplate, toveisplate og flatdekke. Enveisplate er bjelke-søylesystem med bjelkene parallelt i en retning. Toveisplater er likt enveisplate, men her går bjelkene i kryss, altså i begge retningene. Flatdekke er når dekket blir lagt direkte på søylene uten bjelker. (Larsen, 2008)

Skiven er også et todimensjonalt konstruksjonselement. Forskjellen er at skiver også blir brukt til å ta opp horisontale krefter, som vind. Ellers har de akkurat samme funksjon som en plate. (Larsen, 2008)



Figur 7 - Illustrasjon enveisplate, toveisplate og flatdekke

### 2.5.5 Fundamentering

Fundament er den delen av et byggverk som overfører alle lastene og vekten til bygget ned til grunnen. Fundamentet skal utformes slik at det får tilstrekkelig bæreevne uten at store setninger og deformasjoner oppstår i undergrunnen eller bygget. (Thue, 2018b)

Fundamentering bør baseres på geotekniske undersøkelser og beregninger. Kommunale etater har ofte data fra grunnundersøkelser i ulike områder. Da kan man fastslå dybden til fjell, grunnvannsforhold, fasthet av løsmassen som alle er viktig å tenke på for fundamenteringen. Bæreevnen til grunnen kan man beregne med bakgrunn i undersøkelsene, og blir gitt i  $\text{kN/m}^2$  (SINTEF Byggforsk, 2017b)

Når jordarter blir utsatt for større belastning enn den tidligere har hatt, for eksempel fra et fundament, vil det kunne oppstå setninger. De største setningene oppstår i jordarter med mye vann. (SINTEF Byggforsk, 2017b)

En annen problemstilling man må ta hensyn til med tanke på fundamentering er telehiv. Tele i grunnen vil si at vannet i jorda fryser, og ekspansjonen gjør at jorden vil heve seg. Da vil det bli en bevegelse i grunnen under fundamentet, noe som ikke er ønskelig. Dette kan unngås ved at fundamentet føres under telegrensen, eventuelt med markisolasjon. (SINTEF Byggforsk, 2017b)

### 2.5.6 Horisontal avstiving

Horisontallastene på bygg skyldes stort sett vindlast og jordskjelv, i tillegg kan jordtrykk på konstruksjoner som står under jorden virke som horisontalkrefter. Når vindkreftene opptas ved skivevirkning i dekkene, må disse igjen fastholdes av vertikale bæresystemer i form av veggskiver, heis- og trappesjakter eller fagverk. For å forhindre rotasjon av bygget kan ikke de vertikale skivene plasseres vilkårlig i bygget. (Larsen, 2008)

## 2.6 Laster

### 2.6.1 Egenlast

Egenlasten vil som regel være en permanent last fra bygningsdeler, og deres egenvekt. Fast installert utstyr som heiser, rulletrapper og varme- og ventilasjonsutstyr betraktes også som egenlast. Maskiner og fast produksjonsutstyr betraktes som nyttelast og skal ikke regnes med her. Ved beregning av egenlasten av sammensatte bygningsdeler benyttes dimensjoner og tyngdetettheter for hver enkelt del. (Larsen, 2008)

### 2.6.2 Nyttelast

Nyttelast i bygninger vil normalt være personlaster, møbler og annet inventar, maskiner og kjøretøyer. Disse lastene består av jevnt fordelte laster, og eventuelle punktlaster. Disse lastene har en verdi som avhenger av type bygg, og hvilken kategori det er i. (Larsen, 2008)

Kategorien til et bygg bestemmes ut fra tabellen under.

Kategori	Spesifikk bruk	Eksempel
A	Rom for inne- og hjemmeaktiviteter	Rom i boligbygg og hus, rom og avdelinger i sykehus, soverom i hoteller og gjestgiverier, kjøkken og toaletter
B	Kontorarealer	
C	Arealer hvor personer kan samles	C1: Arealer med bord osv; skoler, kafeer, restauranter, leserom, resepsjoner C2: Arealer med faste seter; kirker, teatre, konferanserom, forelesningssaler, forsamlingsaler C3: Arealer uten hindring for personer i bevegelse; museer, utstillingsrom, ankomstarealer i offentlige bygg, hoteller mm C4: Arealer for fysisk aktivitet; dansesaler, gymnastikkrom, scener mm C5: Arealer som lett overfylles; konsertsaler, idrettshaller inkl tribuner, utendørs idrettsanlegg
D	Forretningsarealer	D1: Arealer for detaljhandel, varehus, bok og papirhandel D2: Arealer belastet med paller og papir mm

Tabell 5 - Bygningskategorier, (Konstruksjonssikkerhet og belastning)

Ut fra hvilken kategori bygget er, vil nyttelastene bli bestemt ut fra følgende tabell:

Belastet areal		$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_k$ (kN)	$q_{t,k}$ (kN/m)
Kategori A	generelt	2,0	2,0	1,0
	trapper	3,0	2,0	1,0
	balkonger	4,0	2,0	1,0
Kategori B		3,0	2,0	1,0
Kategori C	C1	3,0	4,0	1,0
	C2	4,0	4,0	1,5
	C3	5,0	4,0	1,5
	C4	5,0	7,0	1,5
	C5	5,0	4,0	3,0
Kategori D	D1	5,0	4,0	1,5
	D2	5,0	7,0	1,5

Tabell 6 - Tabell for nyttelaster, (Konstruksjonssikkerhet og belastning)



### 2.6.3 Snølast

Snølasten på tak er en kombinasjon av byggestedets klima, høyde over havet, byggets form og takets varmegjennomgang og tekkingsmaterialer. (Larsen, 2008) I standarden er det i hovedsak karakteristisk snølast på mark og takets geometri som blir tatt hensyn til for å bestemme karakteristisk snølast på tak. (Årskog, 2010)

Snømengden varierer stort fra landsdel til landsdel. I det nasjonale tillegget NS-EN 1991-1-3 er det gitt 50årslast på mark for alle kommunene i landet. Snølasten på mark bestemmes fra grunnverdi for snølast i kommunen, og et eventuelt tillegg dersom byggestedets høyde er over høydegrensen for området. (Årskog, 2010)

Snølast på tak vil sjeldent bli den samme som snølasten på bakken. Årsaken til dette er at det alltid vil være et vinddrag i luften. På lesiden av skråtak eller lignende vil det derimot kunne samles opp en del snø, og lasten vil dermed kunne bli større enn på bakken. For å ta hensyn til de forskjellige takformers geometri, innføres det en såkalt formfaktor  $\mu$ .

I tillegg finnes det to faktorer  $C_e$ , eksponeringsfaktor, og  $C_t$ , termisk faktor.  $C_e$  er 1 dersom ikke annet kan dokumenteres, og for tak med normal varmeisolasjon er  $C_t$  også lik 1. (Årskog, 2010)

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

Tabell 7 - Formfaktor snø, (Konstruksjonssikkerhet og belastning)

### 2.6.4 Vindlast

Basert på vindmålinger har DNMI (Det norske meteorologiske institutt) bestemt referansevindhastigheten,  $v_{b,0}$ , for alle norske kommuner, som danner grunnlaget for beregning av vindhastighet på et byggested. Referansevindhastigheten er definert som midlere hastighet over en 10 minutters periode i et punkt 10m over et antatt flatt område.

Basisvindhastigheten  $v_b$  finnes ved å modifisere  $v_{b,0}$  for andre vindretninger, årstider, høyde over havet, og andre returperioder der dette er nødvendig. (Larsen, 2008)

Ved beregning av basisvinden  $v_b$  innføres det korreksjoner for vindretningen, årstidsvariasjoner, høyde over havet, og eventuelt den akseptable sannsynligheten for overskridelse av maksimalhastigheten. For lavere strøk i landet vil korreksjonsfaktorene til

basisvinden kunne settes lik 1. Basisvindehastigheten vil da bli lik referansehastigheten. Det vil si at  $v_{b,0} = v_b$ . (Årskog, 2010)

Terrenget rundt en bygning, altså terrengruhet og topografi, kan ha stor betydning for hvor stor vindhastigheten mot bygget blir. Terrengruhet vil i denne sammenhengen si typen av vegetasjon i tillegg til høyden på bygninger og lignende. Stor terrengruhet vil bremse vindstyrkene. (Årskog, 2010) Terrengruheten er i standarden delt i fem kategorier, som vist i tabellen under.

Kategorinummer	Terrengruhetskategori	$k_r$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
0	Åpent opprørt hav	0,16	0,003	2
I	Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker	0,17	0,01	2
II	Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær	0,19	0,05	4
III	Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder	0,22	0,3	8
IV	Byområde der minst 15 % av arealet er dekket med bygninger og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m. Barskogområder	0,24	1,0	16

Tabell 8 - Terrengruhetskategorier, (Konstruksjonssikkerhet og belastning)

Fra tabellen ser vi at hastigheten øker med høyden  $z$  over terrenget, fra en viss høyde  $z_{min}$ .

For å beregne  $q_0$ , grunnverdien for hastighetstrykk, trenger vi vindlastfaktoren  $k_w$  som avhenger av terrengruheten og referansehøyden. Denne hentes fra diagram. I tillegg trengs referansevindhastigheten for området. (Årskog, 2010)

Når vinden blåser mot en vegg i en bygning vil den gi en belastning både på innsiden og utsiden av veggen. Vindlasten på veggene skal beregnes med en formfaktor, i tillegg til grunnverdien for hastighetstrykk. Her skiller man mellom utvendig og innvendig vindlast, og det har også forskjellige formfaktorer. Utvendig formfaktor avhenger også størrelsen på det belastede arealet, og soneinndelingen av en bygning. (Årskog, 2010)

## 2.6.5 Seismisk last/jordskjelv

Jorden beveger seg, og hver eneste dag støter jordplater mot hverandre. Dette fører til bølgebevegelser som gir små rystelser. Jordskjelv skjer vanligvis ved at to sider av en sprekk i jorden glipper i forhold til hverandre. Når sprekken i jordskorpen gir etter, spretter de til en ny posisjon med mindre energi. Energien som frigjøres blir oppfattet som seismiske bølger som beveger seg raskt gjennom jordskorpen og forårsaker rystelser på overflaten. (Norsar, 2019)

## **2.7 Programvare**

### **2.7.1 Revit**

Revit er et modellerings- og analyseprogram utviklet av Autodesk for modellering og analyse av bygningskomponenter og systemer. Revit tilbyr BIM-funksjonalitet for arkitekter, teknisk arbeid innen byggteknikk, VVS og elektro som gjør at ulike fagfelt kan jobbe på samme plattform, og hente ut den informasjonen som er nødvendig med kontinuerlig oppdatering fra alle fagfelt. Revit gir mulighet til å hente ut arbeidstegninger, armeringstegninger, detaljtegninger og snittegninger i 2D. (Autodesk Inc, 2019)

### **2.7.2 Mathcad**

Matchcad blir brukt av dagens ingeniører til å beregne, dokumentere og dele sine beregninger for konstruksjoner digitalt. Mathcads brukermiljø og arbeidsflate integrerer standard matematisk notasjon, tekst og grafer i samme dokument. Mathcad har et enkelt arbeidsmiljø for rask innskriving av tekst og matematisk uttrykk, med aktive beregninger som oppdateres i det samme du har skrevet inn et nytt uttrykk eller forandret på eksisterende parameterverdier. (Alfasoft, 2019)

### **2.7.3 Focus konstruksjon**

Focus konstruksjon er et analyseprogram som bruker elementmetoden for å beregne konstruksjoner. Du kan modellere en enkelt bygningsdel, eller mer komplekse modeller i 2D eller 3D. I Focus konstruksjon kan man modellere med materialene stål, tre og betong. Programmet inneholder en rekke standardmodeller, men man kan også bestemme egne profiler, materialer og sammensetninger. Dimensjoneringen går ut ifra eurokodene med nasjonale tillegg for både Norge og Sverige. (Fokus Software AS, 2018)

#### **2.7.4 Solibri model viewer**

Solibri model viewer er en programvare som visualiserer modeller fra IFC-filer og Solibri Model Checker filer. Med sin høye brukervennlighet gjør programmet det enkelt å analysere modellene i 3D og legge til kommentarer underveis. Det er også mulighet for å kjøre krasjtest for de ulike fagene i prosjektet for å kvalitetssikre modellen. (Solibri Inc, 2019) (Symetri, 2019)

#### **2.7.5 Ove Sletten**

Ove Sletten programmene er en samling av dataprogrammer som er utviklet av Sletten Byggdata og tidligere Sivilingeniør Ove Sletten. Programmene består av en pakke med ulike datasett for dimensjonering av betongkonstruksjoner i henhold til norske standarder. Dimensjoneringen omfatter flatdekke, K-bjelke, V-skive, BTsnitt, E-bjelke og lastberegning med formfaktorer fra NS-EN 1991-1-3 og NS-EN 1991-1-4. (Sletten Byggdata AS, 2019)

#### **2.7.6 Calculatis**

Calculatis er et online beregningsprogram fra Stora Enso for konstruksjonsdeler av tre. Her kan man designe alt fra etasjeskillere, tak, søyler, bjelker, bjelkesystem, støtter og CLT/LVL elementer. Ved å legge inn de påkjennende lastene på konstruksjonsdelene, kan man hente ut rapporter av kapasiteten og utnyttelsen av de aktuelle bygningsdelene. Programmet kan også utføre termisk- og kondensasjons-analyser samt branndesign. (Stora Enso, 2019)

#### **2.7.7 Synchro 4D**

Synchro er et planleggingsverktøy levert av NTI. Synchro gir deg mulighet til å se hvordan prosjektplanen og 3D visualisering av prosjektet henger sammen. I Synchro kan man planlegge aktiviteter, varighet, logikk og sammenhengen mellom disse i et visuelt digitalt miljø. Programmet gjør at man kan se hva som skal bli gjort av hvem, hvilket utstyr som kreves og hvilken arbeidspakke de tilhører. Dermed kan fremdriften følges og oppdateres enkelt underveis. (NTI, 2019)

### 3 METODE OG FREMMGANGSMÅTE

#### 3.1 Bruddgrensetilstand

Ifølge NS-EN 1990 skal følgende to dimensjonerende situasjoner betraktes for hvert lasttilfelle: vedvarende og forbigående situasjoner i ordinær bruddgrensetilstand, og ulykkessituasjoner. (Larsen, 2008)

Ved å regne i bruddgrensetilstanden kontrollerer vi at de mest ugunstige lastvirkningene ikke gir brudd eller forskyvninger som kan sammenlignes med brudd. Konstruksjonen må altså ikke overskride gitte bruddkriterier i den ordinære bruddgrensetilstanden. (Årskog, 2010)

Når det ikke er åpenbart hvilken variabel last som er dominerende, bør hver variabel last betraktes som den dominerende. Det er for å finne det mest ugunstige tilfellet, altså den største lastkombinasjonen, som brukes videre i dimensjoneringen. (Larsen, 2008)

Lastkombinasjoner som skal påvises	Permanente laster		Dominerende variable last Q1	Øvrige variable laster Qi
	Ugunstig	Gunstig		
	$Y_{Gj,sup}$	$Y_{Gj,inf}$	$Y_{Q1\psi 0,1}$	$Y_{Qi\psi 0,1}$
B1 (Ligning 6.10a)	1,35	1,0	1,05	1,05 (0,90)*
B2 (Ligning 6.10b)	1,20	1,0	1,50	1,05 (0,90)*

Tabell 9 - Lastfaktorer bruddgrensetilstand, (Konstruksjonssikkerhet og belastning)

Dersom vindlast eller temperaturlast er øvrige variable laster skal verdien 0,90 benyttes. Nyttelast på tak, unntatt snølast, skal ikke inkluderes i lastkombinasjon dersom denne nyttelasten tilhører kategorien øvrige variable laster. (Årskog, 2010)

### 3.2 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstanden er det konstruksjonens funksjonsdyktighet som skal kontrolleres.

Under vanlig bruk kan for eksempel golvet nedbøyning kontrolleres. I bolighus kan ikke nedbøyningene og svingningene være større enn at folk føler seg trygge på det.

Ved beregning av funksjonsdyktighet trengs det egentlig ikke noen sikkerhet på lastene siden det er de virkelige lastene som skal kontrolleres. (Årskog, 2010)

Lastkombinasjoner	Permanent e laster	Domineren de last	Øvrige variable laster
	$\gamma_{Gj}$	$\gamma_{Ql}$	$\gamma_i$
Karakteristisk	1,0	1,0	0,7
Ofte forekommende	1,0	0,7	0,6
Tilnærmet permanent	1,0	0,6	0,6

Tabell 10 - Lastfaktorer bruksgrensetilstand, (Konstruksjonssikkerhet og belastning)

### 3.3 Laster

Lastvarighetsklasse	Størrelsesorden for samlet varighet av karakteristisk last	Eksempel på belastning
Permanent last	mer enn 10 år	egenvekt
Langtidslast	6 måneder – 10 år	lagring
Halvårslast	1 uke – 6 måneder	nyttelast på gulv og trafikklast <sup>a</sup>
Korttidslast	mindre enn 1 uke	snølast <sup>b</sup> og trafikklast på bruer
Øyeblikklast	mindre enn 10 sekund	vindlast <sup>b</sup> og ulykkeslast

<sup>a</sup> Trafikklast fra hensatte kjøretøyer/biler skal betraktes som halvårslast.  
<sup>b</sup> Under særskilte forhold vil det være riktig å vurdere; snølast som halvårslast, og vindlast som korttidslast.

Tabell 11 - Lastvarighetsklasser, (Limtreboka)

#### 3.3.1 Permanente laster

Permanente laster er laster som virker på samme sted og med samme verdi på en konstruksjon over lengre tid. Et godt eksempel på en permanent last er egenvekt av de ulike materialene, siden de vil opptre med lik verdi over lengre tid. Egenlasten beregnes ut fra volumet til bygningsdelen og dens tyngdetetthet. Volumet er enkelt og finne siden tverrsnittene og lengden kan beregnes med ganske stor nøyaktighet. Siden egenlasten kan beregnes ganske nøyaktig trenger ikke lastfaktoren  $\gamma$  for permanente laster å være så stor. (Årskog, 2010)

### 3.3.2 Variable laster

Variabel last er en last som varierer med tiden. Denne lasten kan virke hvor som helst på konstruksjonen. For lastvirkningen som undersøkes må den variable lasten plasseres mest mulig ugunstig i dimensjoneringen. Nyttelaster, snølast og vindlast er de typiske variable lastene vi har. (Årskog, 2010)

### 3.3.3 Vindlast/Seismisk last

Vi har ikke dimensjonert for vindlast og seismisk last i oppgaven vår. Ved å velge tykk nok påstøp på dekkene vil disse virke som skiver, som blir koblet opp mot vindkryss i hjørnene og heissjakten i bakkant av bygget. Dette vil kunne gi tilstrekkelig horisontalavstiving for både vind- og seismisk last.

For å oppnå skivevirkning i dekkene for tilfellet med prefabrikkerte element og massivtre velger vi å legge en påstøp på dekkene. Dette er for å ta opp horisontalkreftene som vil virke på bygget, som vindlast og seismisk last. Vi valgte armert påstøp på 80mm tykkelse for betongelementene, og 60mm for massivtreelementene ut fra følgende tabell.

Anbefalte tykkelser, t, for påstøp

Flytende påstøp		Fast forankret påstøp	
Uarmert	Armert	Uarmert	Armert
Areal < 5–6 m <sup>2</sup> t > 50 mm	Areal < 10 m <sup>2</sup> t = 50–60 mm <sup>1)</sup>	Ca. 50 mm	t <sub>nom</sub> > 70 mm <sup>3)</sup>
	Areal > 10 m <sup>2</sup> t > 80 mm <sup>2)</sup>		

1) Bruk jordfuktig mørtel.

2) Tynnere golv har lettere for å skåle seg og dessuten få kraftig ("vill") opprissing.

3) Minste tykkelse på små partier bør ikke være under 50 mm.

Tabell 12 - Tabell over tykkelser påstøp, (byggforsk.no)

### 3.3.4 Snølast

Snølasten blir bestemt ut fra tabell for ulike områder i landet. Der finner vi en grunnverdi for karakteristisk snølast for Ålesund som vi bruker videre. Se vedlegg 5. Fra tabell for formfaktor snø i teoretisk del finner vi formfaktor for tak som vi bruker til å redusere snølasten. Taket det er snakk om i oppgaven er flatt, som gir oss at reduksjonsfaktoren blir  $\mu_1 = 0.8$  for takvinkel  $0^\circ < \alpha < 30^\circ$ . Snølasten beregnes videre ut fra belastningsarealet til konstruksjonsdelen.

### 3.3.5 Nyttelast

Boligblokken ligger i kategori A og vi finner nyttelasten for blokken ut fra tabell for karakteristisk nyttelast. For nyttelastene må også reduksjonsfaktor for areal eller etasjer benyttes. Disse brukes ikke samtidig, derfor blir den som gir størst reduksjon brukt. Areal- og etasjereduksjon benyttes bare dersom kravene for at disse skal brukes er oppfylt. Videre bestemmes nyttelasten ut fra belastningsarealet i hvert tilfelle.

### 3.3.6 Egenlast

Egenlasten bestemmes ut fra tyngdetettheten til de ulike materialene i hver bygningsdel. Tyngdetettheten for de ulike materialene finner vi fra tabeller og dataprogram. For betong og stål henter vi tyngdetetthetene direkte fra tabeller. Tyngdetetthetene til massivtre er hentet ut fra dimensjoneringsprogrammet til Stora Enso som heter Calculatis. Tyngdetetthetene blir beregnet ut fra hvilken type massivtreelement vi velger og vil derfor variere. Vi må deretter beregne volumet til de ulike bygningsdelene for å finne belastningsbidragene til den bygningsdelen vi dimensjonerer.

Materiale	Tyngdetetthet kN/m <sup>3</sup>
Uarmert betong	24
Armert betong	25
Spesialbetong med lette tilslag LC 1,0–LC 2,0	11–22

Tabell 13 - Tyngdetetthet betong, (byggforsk.no)



## 25 Metaller

Materiale	Tyngdetetthet kN/m <sup>3</sup>
Stål	77-78,5
Aluminium	27
Kobber	87-89
Bly	112-114
Sink	71-72
Messing	83-85

Tabell 14 - Tyngdetetthet metaller, (byggforsk.no)

### 3.4 Arealreduksjonsfaktor

Arealreduksjonsfaktoren  $\alpha_A$  kan brukes til å redusere den jevnt fordelte nyttelasten,  $q_k$ . Denne reduksjonsfaktoren tar hensyn til at det på et stort gulvareal er mindre sannsynlig at hele gulvarealet er belastet med maksimal nyttelast samtidig. For brukskategoriene A-E kan en sette:

$$\alpha_A = 5 \frac{\Psi_0}{7} + \frac{15}{A} \leq 1,0 \text{ (Årskog, 2010)}$$

Ifølge NS-EN 1990 er  $\Psi_0=0,7$  for brukskategoriene A-D, mens  $\Psi_0=1,0$  for brukskategori E. (Årskog, 2010)

For brukskategoriene A-D blir da arealreduksjonsfaktoren:

$$\alpha_A = 0,5 + \frac{15}{A} \leq 1,0$$

A er her arealet oppgitt i m<sup>2</sup> som belaster den konstruksjonsdelen vi dimensjonerer.

### 3.5 Etasjereduksjonsfaktor

Etasjereduksjonsfaktoren  $\alpha_n$ , blir brukt når fundamentene og de nederste søylene skal dimensjoneres. Disse må ta nyttelasten fra alle overliggende etasjer. I bygninger med flere enn to etasjer kan man da i brukskategoriene A-D redusere nyttelasten i det overliggende etasjene, ut fra det resonnement at det er mindre sannsynlig at flere etasjer har full nyttelast samtidig. Derfor multipliserer vi nyttelasten med en etasjereduksjonsfaktor  $\alpha_n$  som bestemmes ut fra: (I bygningskategori E er  $\alpha_n=1,0$ )(Årskog, 2010)

$$\alpha_n = \frac{[2+(n-2)*0,7]}{n}$$

n = antall etasjer over den belastede konstruksjonsdelen.

### 3.6 Nedbøying

Nedbøyingkravet vil i mange tilfeller bestemme tverrsnittets størrelse, og blir brukt for å kontrollere ulike profil. Nedbøyingkravet avhenger av konstruksjonstype og bruksområde, og vil som regel være beskrevet som  $\Delta/L$  av spennvidden. (Larsen, 2008)

Konsekvenser	Lastsituasjon som brukes	Anbefalte største tillatte nedbøyningsverdier
Konstruksjon der nedbøying fører til skader	karakteristisk	fastsettes i det enkelte prosjekt
Konstruksjoner der det stilles krav på grunn av bruk eller utstyr	ofte forekommende	fastsettes i det enkelte prosjekt
Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav	tilnærmet permanent	L/200 – L/250

Tabell 15 - Krav til maksimal nedbøying, (Konstruksjonssikkerhet og belastning)

### 3.7 Prefabrikkerte elementer

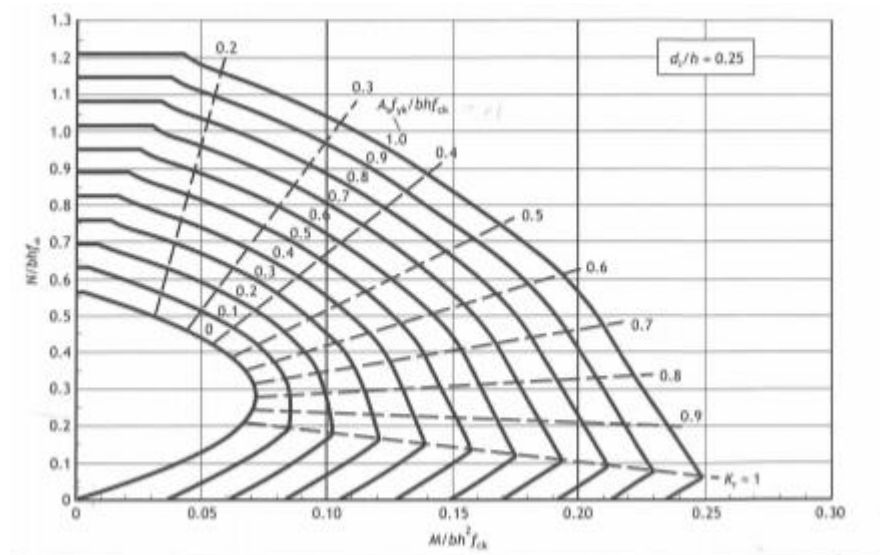
For å bestemme armeringsmengde og kapasitet til de mest belastede bygningsdelene gjorde vi håndberegninger etter NS-EN 1990. Vi beregnet en bærende vegg, en stålsøyle og hulldekkene for hånd og førte dette inn i Mathcad for systematisk oppsett.

Konstruksjonsdelene ble så kontrollert ved bruk av Ove Sletten programmene før vi prisestimerte den totale bærekonstruksjonen. Konstruksjonen ble også modellert opp i Revit for visualisering.

#### 3.7.1 Håndberegninger

##### Bærende prefab-vegg:

Vi beregnet den mest belastede vegg i boligblokken, det vil si den vegg med flest etasjer over seg, og med størst belastningsareal i hver etasje. Belastningsarealet fant vi ved å regne på et snitt på 2.4m av vegg. Ut ifra egenvekt, snølast og nyttelast kontrollert med lastkombinasjonene B1 og B2 fra alle etasjene over, fant vi aksialkraften som vil virke på vegg. For å finne momentet som vil virke på vegg regnet vi både på minsteeksentrisitet, og med fullt utnyttet nyttelast på ene siden av vegg og med ingenting på den andre siden. Ut fra M-N diagrammet ble det ikke noe krav til armering, derfor brukte vi krav til minste armering fra NS-EN 1992-1-1 for å finne nødvendig armeringsmengde for vegg.



Figur 8 - M-N diagram, (Betongkonstruksjoner)

### Stålsøyle:

Stålsøylen vi dimensjonerte er den mest belastede søylen i systemet. Vi beregnet belastningsarealet som vil påvirke søylen, med nyttelast, egenlast og snølast fra etasjene over med lastkombinasjonene for bruddgrensetilstand. På den måten fant vi aksiallasten i søylen. For å finne momentet brukte vi crossberegninger på søylen og bjelken. Tilslutt ble søylen kontrollert for interaksjon med tanke på bi-aksial bøyning og aksialkraft.

### Hulldekker:

Ved beregninger av hulldekker regnet vi på egenvekten av påstøpen, nyttelasten og snølasten for det belastede arealet. Snølasten ble større enn nyttelasten og den ble brukt videre i beregningen. Ingen av hulldekkene vil bli påvirket av både snølast og nyttelast, derfor ble verst tenkelig tilfelle, altså størst last, valgt. Vi beregnet deretter lastene etter lastkombinasjoner for bruksgrensetilstand. Bruksgrensetilstand ble brukt siden lastene i diagrammet for hulldekker var oppgitt slik.

### 3.7.2 Beregninger i Ove Sletten

For kontroll av håndberegningene av den bærende vegg og hulldekkene benyttet vi beregningsprogrammene i Ove Sletten. Ved å føre inn teknisk informasjon om konstruksjonsdelene og lastene på dem, fikk vi beregnet ut data om påvirkningene som deretter vurderes opp mot håndberegningene.

### Bærende prefab-vegg:

Vi benyttet her dataprogrammet for BTSNITT og la inn informasjon om dimensjon på bærende vegg og dekke, antall etasjer, innspenninger/opplagring og materialdata. Dekker med takteking/påstøp førte vi inn som permanent last og snø/nyttelast som variabel last. Dette sammen med valg av lastfaktorer og pålitelighetsklassen for konstruksjonsdelen utfra standardene som vist under.

Pålitelighetsklasse: 2				
Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,35	1,20
Variabel last (P)	0,30	0,30	1,05	1,50
Sidelast (Q)	0,30	0,30	1,05	1,50

PSI-Faktor:  
Kategori A - Bolig  
Krav maks.nedbøyning:  
Alminnelige bruks-/estetiske krav

Tabell 16 - Lastfaktor og pålitelighetsklasse, (Ove Sletten beregning)

Med dette fikk vi beregnet ut armeringsforslag, momentkontroll, skjærkontroll, risskontroll og lastpåvirkning på vegg for 3 ulike lasttilfeller av den variable lasten.

### Hulldekke:

Vi benyttet her dataprogrammet for E-BJELKE med hulldekkeprofiler. For hulldekker på tak beregnet vi først snølasten for to hulldekke på til sammen 2,4m med lastberegning i Ove Sletten programmet. Dette ble så ført inn som variabel last sammen med antatt last fra takteking som permanent last. For beregning av hulldekker i underetasjene satte vi inn nyttelast som variabel last og 80mm påstøp på dekke som permanent last. Egenlasten av selve hulldekket tas automatisk med som last etter at profilet velges utfra ønsket dimensjon og opplagring utfra standarder.

Lastfaktorene og pålitelighetsklassen for konstruksjonsdelen satte vi så utfra standardene, som vist i figuren under.

#### 1.4 Lastfaktor og pålitelighetsklasse

	Lastfaktor		BENYTTES:	
	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgr. B1	Bruddgr. B2
Permanent last	1,00	1,00	1,35	1,20
Variabel last	0,30	0,50	1,05	1,50
Pålitelighetsklasse	2			
PSI -faktor	Kategori A : Boliger			
Krav til maks. nedbøyning	Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav			
Formsug ved avforming	0.00 kN/m			

Tabell 17 - Lastfaktor og pålitelighetsklasse, (Ove Sletten beregning)

Programmet utførte da kontroller av profilet som momentkontroll, risskontroll, skjærkraftkontroll, samt beregning av nedbøyning og opplagerkrefter for konstruksjonsdelen.

### 3.7.3 Prisestimering

For å beregne prisen på den bærende konstruksjonen av betongelement, hentet vi ut mengder og størrelser av de ulike konstruksjonsdelene fra Revit-figuren. Hulldekker, innervegger og yttervegger prises utfra kvadratmeter material( $m^2$ ), mens påstøpen på hulldekkene beregnes som kubikkmeter ( $m^3$ ) utfra arealet til dekket. Stålsøyler og stålbjelker ble hentet ut som mengde kubikkdesimeter ( $dm^3$ ), før omgjøring til kilogram (kg) utfra tyngdetettheten til stål og tyngdeakselerasjonen.

Materialpriser som videre ble brukt til den endelige prisestimeringen av bærekonstruksjonen, er innhentet fra ulike entreprenører eller leverandører. I prisene er også transport og montasje medberegnet.

### 3.8 **Massivtre**

For å bestemme dimensjoner og kapasitet til de mest belastede bygningsdelene i massivtrekonstruksjonen benyttet vi beregningsprogram som støtter denne typen konstruksjonsmaterialer. Vi beregnet en bærende massivtrevegg og et massivtredekke i Calculatis, samt modellerte opp et utsnitt av konstruksjonen i Focus konstruksjon for å kontrollere bærekonstruksjonen som helhet. Dette før vi prisestimerte den totale bærekonstruksjonen. Konstruksjonen ble også modellert opp i Revit for visualisering.

#### 3.8.1 **Beregninger i Calculatis**

I Calculatis modellerte vi opp lastsituasjonen for de mest belastede bygningsdelene. Dette med påført håndberegnete laster og rett opplagring av den enkelte bygningsdelen. Siden programmet ikke har norsk standard, benyttet vi den finske standarden som utgangspunkt og endret den slik den tilfredsstiller norske krav. Materialverdiene for massivtre materialet vi brukte er vist under.

material values										
material	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$f_{r,k \text{ min}}$	$E_{0, \text{mean}}$	$G_{\text{mean}}$	$G_{r, \text{mean}}$
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
Massivtre Bachelor	28.00	22.00	0.40	26.00	2.70	4.00	1.25	13,000.00	810.00	50.00

Tabell 18 - Materialdata, (Calculatis)

#### **Etasjeskiller:**

For etasjeskilleren i konstruksjonen modellerte vi opp et massivtredekke på 2m\*7,2m i «CLT panel» modulen. Her påførte vi snølast som variabel last og egenlast av dekket og påstøpen som permanent last. Dette med innlagte lastfaktorer som vist under:

load case category	Typ	duration	$\gamma_{\text{sup}}$	$\gamma_{\text{inf}}$	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$	direction	variable load spanwise independent	for fire design
egenlast	G	permanet	1.2	1	1	1	1	local	<input checked="" type="checkbox"/>	$\Psi_2$
Snølast	Q	short term	1.5	1	1	1	1	local	<input checked="" type="checkbox"/>	$\Psi_2$

Tabell 19 - Lastgrupper, (Calculatis)

Ut fra dette testet vi ut ulike massivtredekker for å finne den rette sammensetningen og tykkelsen som dimensjon for dekket vårt. Programmet beregnet og sjekket da moment og skjær for ulike lastkombinasjoner av utvalget, samt skjæranalyse, deformasjonsanalyse og nedbøyning etter standardene. Som tillegg sjekkes også dette for en eventuell forkulling ved brann.

### Bærende vegg:

For den bærende veggen fra konstruksjonen vi dimensjonerte, modellerte vi opp et utsnitt på 2m\*2,68m i «header analysis» modulen. Her påførte vi snølast og nyttelast som variabel last fra overliggende etasjer, og egenlasten fra dekker, påstøp og bærende vegger som permanent last. Dette med innlagte lastfaktorer som vist under:

load case category	Typ	duration	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$	direction	variable load spanwise independent	for fire design
* egenlast	G	permanet	1.2	1	1	1	1	local	<input checked="" type="checkbox"/>	$\Psi_2$
* Nyttelast	Q	medium term	1.5	1	1	1	1	local	<input type="checkbox"/>	$\Psi_2$
* Snølast 2	Q	short term	1.05	1	1	1	1	local	<input type="checkbox"/>	$\Psi_2$

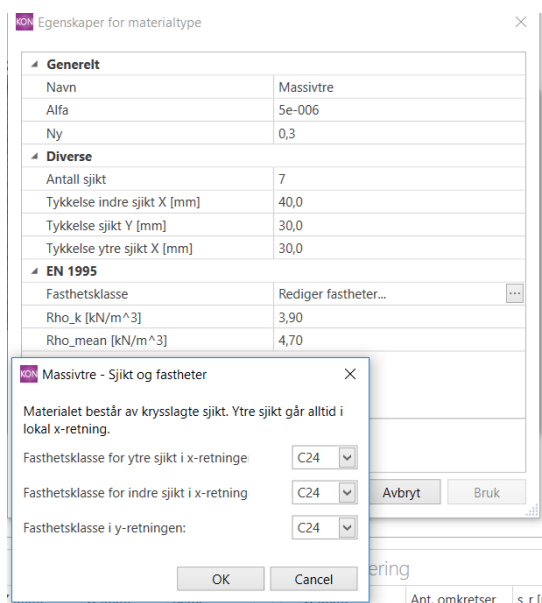
Tabell 20 - Lastgrupper, (Calculatis)

Med dette kunne vi teste ulike sammensetninger og tykkelser som dimensjon for den bærende veggen. Programmet beregnet og sjekket da moment og skjær for ulike lastkombinasjoner av utvalget, samt skjæranalyse, deformasjonsanalyse og nedbøyning etter standardene. Som tillegg sjekkes også dette for en eventuell forkulling ved brann.

### 3.8.2 Beregninger i Focus konstruksjon

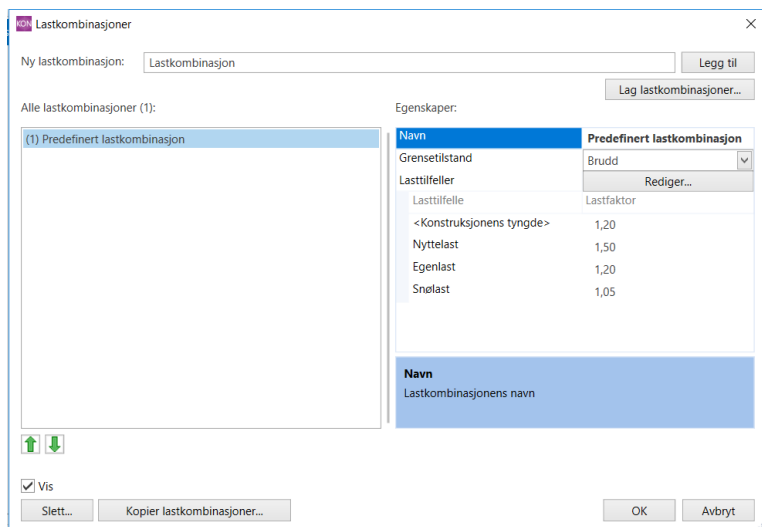
I Focus konstruksjon modellerte vi opp et utsnitt av konstruksjonen for kontroll. Programmet baseres på eurokodene med nasjonale tillegg for Norge som velges ved oppstart av «nytt prosjekt» på startsidene.

Vi opprettet her en materialtype for massivtre som passet våre valg av material fra Calculatis. Dette er vist under:



Tabell 21 - Utsnitt materialtyper, (Focus Konstruksjon)

Etter modellering av utsnittet, påførte vi lastene med egendefinerte lastkombinasjoner rett i konstruksjonen. Snølast på toppdekket og nyttelast på dekkene i underetasjene som variabel last, mens påstøp ble lagt inn som permanent egenlast på alle dekkene. Konstruksjonens tyngde tar programmet med i beregningene selv.



Tabell 22 - Utsnitt lastkombinasjoner, (Focus Konstruksjon)

Focus konstruksjon analyserer så konstruksjonen og sjekker den opp mot kravene. Dette gis så ut grafisk og i tabellform som resultat, og kan settes sammen i en egendefinert rapport. Herunder alt fra momentkontroll, skjærkraftkontroll, kapasitetskontroll og forskyvninger.

### 3.8.3 Prisestimering

For massivtre fikk vi pris på ferdig monterte elementer med innregnet kostnad for produksjon og frakt. Denne prisen ble oppgitt per kubikkmeter ( $m^3$ ). For å finne mengdene til de ulike bygningsdelene i massivtre gikk vi ut fra Revit-modellen vi hadde laget. Dimensjoneringen gav oss de riktige dimensjonene som vi satte rett inn i Revit. Dermed ble mengden ganske nøyaktig, og vi kunne enkelt finne prisen for komponentene og totalprisen da vi satte de inn i Excel.



### **3.9 Plasstøpt dekke med søyle-bjelke forbindelse**

For å bestemme armeringsmengde og kapasitet til de mest belastede bygningsdelene gjorde vi håndberegninger etter NS-EN 1990. Vi beregnet en bærende stålsøyle, en stålbjelke og plasstøpt dekke for hånd og førte dette inn i Mathcad for systematisk oppsett. For å kontrollere bærekonstruksjonen som helhet, modellerte vi opp et utsnitt i Focus konstruksjon. Dette før vi prisestimerte den totale bærekonstruksjonen. Konstruksjonen ble også modellert opp i Revit for visualisering.

#### **3.9.1 Håndberegninger**

##### **Søyle:**

For å finne aksiallasten i søylen tok vi hensyn til alle laster og egenvekter fra de belastede arealene i etasjene over. For å finne momentet brukte vi crossmetoden, med full nyttelast på den ene siden av søylen, og ingen nyttelast på den andre siden. Siden bjelken ligger over flere søyler så vi på den ene enden som fast innspent i utregningen. Søylen ble tilslutt kontrollert for interaksjon mellom bi-aksial bøying og knekking.

##### **Bjelke:**

For å dimensjonere bjelken regnet vi ut lastene som vil virke ut fra egenvekt, snølast og nyttelast. Også her vil snølast bli dominerende, og den blir brukt i videre dimensjonering. Vi brukte lastkombinasjoner og fant det maksimale momentet for bjelken. Vi regnet bare på et spenn av bjelken, og ser derfor på den ene enden som fast innspent siden den egentlig vil ligge kontinuerlig videre. Vi fant deretter momentkapasiteten til bjelken og kontrollerte de opp mot hverandre. Siden bjelken vil bli fastspent i betongdekket ser vi bort fra vipping for bjelken.

Vi sjekket også for nedbøying, og regnet da alle lastene i bruksgrensetilstand.

For å ta opp aksiallastene i bjelken rett under søylen måtte vi også legge inn avstivere for å hindre at steget i bjelken skal knekke ut. Da beregnet vi nødvendig størrelse til avstiverne, slik at alle aksialkreftene fra etasjene over blir tatt opp. Aksialkraften er den samme som vi regnet ut for søylen.

### Dekke:

Belastningsarealet til dekke med tilhørende laster ble bestemt som tidligere, og kontrollert for lastkombinasjoner i bruddgrenstilstand som for de andre tilfellene. Deretter ble trykksonens momentkapasitet bestemt. Siden platen ligger kontinuerlig over flere bjelker, vil vi få strekk både på under- og oversiden av dekket. Vi regnet på to statiske system, det ene med fritt opplagt på begge sider for å finne maksimalt moment på undersiden, og den andre som fast innspent på ene siden for å finne maksimalt moment på oversiden. Dette momentet ble likt for begge tilfellene, så armeringen vi beregnet ble likt både i over- og underkant av dekket. Dette er bare lengdearmering, ikke armering på tvers.

### 3.9.2 Beregninger i Focus konstruksjon

For å kontrollere den bærende konstruksjonen av stålsøyler, stålbejelker og plaststøpt dekke benyttet vi Focus konstruksjon. Vi modellerte her opp et utsnitt av konstruksjonen med bjelker, søyler og dekker, utfra listen med standardprofil og materialertyper. Deretter ble det påført snø- og nyttelast direkte på dekkene. Focus konstruksjon har innebygde eurokoder for valgte områder, og vi trengte her bare å føre inn ønskede lastkombinasjoner som vist under.

Alle lastkombinasjoner (1):

(1) Predefinert lastkombinasjon

Egenskaper:

Navn	Predefinert lastkombinasjon
Grensetilstand	Brudd <input type="button" value="v"/>
Lasttilfeller	<input type="button" value="Rediger..."/>
Lasttilfelle	Lastfaktor
<Konstruksjonens tyngde>	1,00
Vindlast	1,00
Nyttelast	1,50
Snølast	1,50
Egenlast	1,20

**Navn**  
Lastkombinasjonens navn

Tabell 23 - Utsnitt lastkombinasjoner, (Focus Konstruksjon)

Etter dette valgte vi ønsket armeringsstørrelse og avstand, og kunne kjøre analysen. Utfra analysen fikk vi hente ut ønskede diagrammer og analyser etter eurokode 2 og 3, samt egendefinert rapport fra analysen an modellen.

### 3.9.3 Prisestimering

Prisene for bærende konstruksjon med søyle/bjelke- forbindelser i stål og plasstøpt dekke er for det meste hentet fra vår oppdragsgiver Veidekke. Prisene for stålkonstruksjonen med produksjon, frakt og montering er i likhet med tilfellet med prefabrikkerte element hentet fra Spenncom. Denne prisen er oppgitt pr kg. Derfor hentet vi ut mengdene av stål fra Revit-modellen med riktige dimensjoner, og regnet disse om til kg for å finne den nøyaktige prisen. For dekket fikk vi oppdelte priser fra Veidekke. De gav oss priser på dekkeforskaling (pr.m<sup>2</sup>), kantforskaling (pr.m<sup>2</sup>), overflatebehandling (pr.m<sup>2</sup>), utstøping av betong (pr.m<sup>3</sup>) og armeringsmengde (pr.kg). Alle disse prisene inkluderte alt av arbeid helt til ferdig resultat. Vi tok også her ut mengdene fra Revit og fikk nøyaktige mengder som gjorde det greit å finne pris for hver del av oppgavene, og tilslutt en samlet pris for alt.

### 3.10 Aktuelle standarder

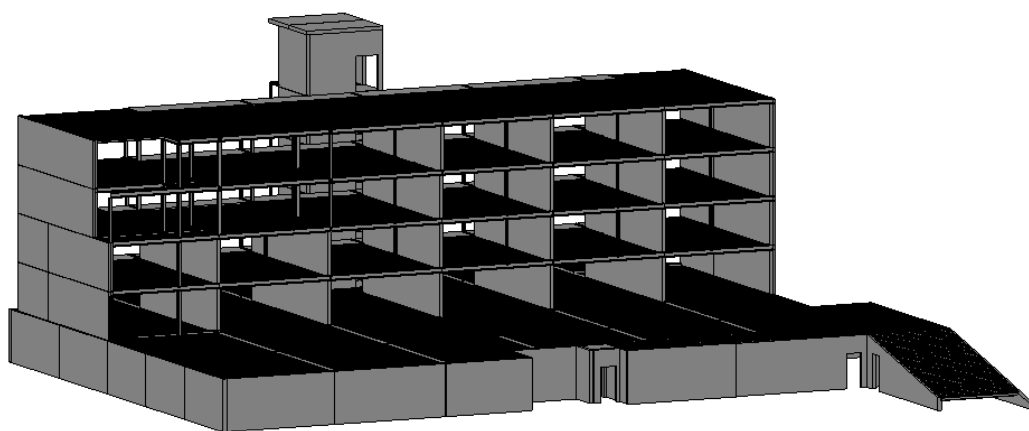
Aktuelle Standarder		
Standard	Tittel	Utgitt
NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner- Del 1-3 Allmenne laster -Snølaster	2018
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4 Almenne laster- Vindlast	2009
NS-EN 1991-1-1/2002+NA2019	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1 Almenne laster- Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger	2019
NS-EN 1990: 2002+A1:2005+NA:2016	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	2016
NS-EN 1992-1-1:2004 + A1:2014+NA:2018	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner- Del 1-1 Allmenne regler og regler for bygninger	2018
NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016	Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	2016
NS-EN 1993-1-1: 2005+A1:2014+NA:2015	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner- Del -1-1: Almenne regler og regler for bygninger	2015
NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010	Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner- Del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger.	2010
NS-EN 13670:2009+NA:2010	Utførelse av betongkonstruksjoner	2010
NS-EN 13369: 2018	Almenne regler for prefabrikkerte beongprodukter	2018
NS-EN 206:2013+A1:2016+NA:2017	Betong- Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar	2017

Tabell 24 - Aktuelle standarder

## 4 RESULTATER

Vi har valgt å beregne de mest belastede og kritiske konstruksjonsdelene for de tre ulike konstruksjonene. Dette er gjort for hånd i Mathcad og ved bruk av ulike programmer for kontroll. Prisingen av konstruksjonene er basert på priser for ferdig montert/utført fra ulike leverandører. Disse ligger vedlagt i vedlegg 13-19.

### 4.1 Prefabrikkerte betongelement



*Figur 9 - Utklipp fra Revit*

Vi valgte her å dimensjonere et statisk system med bærende betongvegger og hulldekker. 3. og 4. etasje på vestsiden av blokken er utført med stålbjelker av hatteprofil opplagt på stålsøyler. Hulldekkene er av typen HD200 med påstøp for skivevirkning og er opplagt på bærende vegger/bjelker. På figuren er også parkeringskjeller, heissjakt og svalgang med, disse er ikke med i dimensjoneringen.

### 4.1.1 Bærende prefab-vegg 1etg (Øst)

Håndberegninger:

#### Dimensjonering av bærende prefab-vegg 1etg (Øst)

Belastningsareal:

$$b := (1.2 + 1.2)\text{m} = 2.4\text{m} \quad l := (3.6 + 3.6)\text{m} = 7.2\text{m} \quad h := 2.68\text{m}$$

$$A := b \cdot l = 17.28\text{m}^2$$

Dimensjonerende laster:

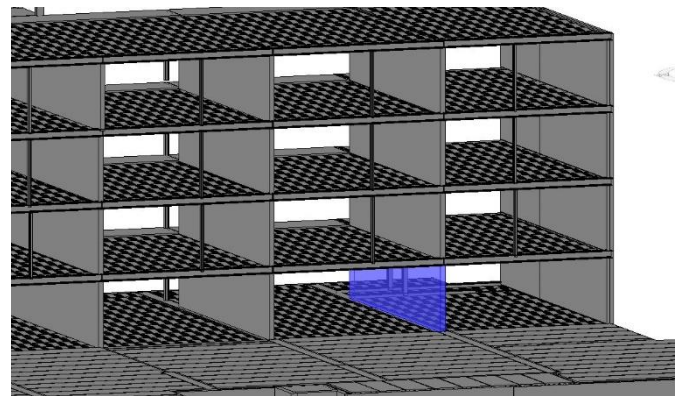
Egenvekt HD200:  $g_e := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Egenvekt påstøp:  $g_p := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Egenvekt Betongvegger:  $g_b := 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Nyttelast (Kategori A):  $q_k := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Snølast (Ålesund):  $sk_0 := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$



Snølast

Formfaktor  $\mu_f := 0.8$  for tak med fall  $0^\circ < 30^\circ$

$$sk := sk_0 \cdot A \cdot 0.8 = 41.472 \cdot \text{kN}$$

Nyttelast

$$n := 3$$

$$\text{Etasjereduksjon: } \alpha_n := \frac{[2 + [(n - 2) \cdot 0.7]]}{n} = 0.9$$

$$q := q_k \cdot A = 34.56 \cdot \text{kN}$$

Egenvekt:

$$G_e := g_e \cdot A = 51.84 \cdot \text{kN}$$

$$G_p := g_p \cdot A \cdot 0.08\text{m} = 34.56 \cdot \text{kN}$$

$$G_b := g_b \cdot b \cdot h \cdot 0.2\text{m} = 32.16 \cdot \text{kN}$$

Pålitelighetsklasse 2 fra tabell 2.2 side 13 i lastkompendium  
Reduksjonsfaktor  $k_L = 1.0$  fra tabell 4.2 side 23 i lastkompendium

Belastninger:	Antall etasjer	$\alpha_n$	Kar. Last (kN)	$k_L$	$\gamma$	B1 (kN)	B2 (kN)
$G_e + G_p = 86.4 \text{ kN}$	4		345.6		1.35, 1.2	466,56	414,72
$G_b = 32.16 \text{ kN}$	3		96.48		1.35, 1.2	130,25	115,78
$q = 34.56 \text{ kN}$	3	0.9	93.312		1.05, 1.5	97,98	139,97
$S_k = 41.47 \text{ kN}$	1		41.47		1.05, 1.05	43,54	43,54
					SUM:	738,33	714,01

Velger da B1:  $N_{Ed} := 738.33 \text{ kN}$

Moment:

Værst tenkelig tilfelle:

Belastningsareal  $A_v := 2.4 \text{ m} \cdot 3.6 \text{ m} = 8.64 \text{ m}^2$   $A_h := 2.4 \text{ m} \cdot 3.6 \text{ m} = 8.64 \text{ m}^2$

Egenvekter

Påstøp:  $G_{pvh} := g_p \cdot A_v \cdot 0.08 \text{ m} = 17.28 \cdot \text{kN}$

Hulldেকে:  $G_{hvh} := g_e \cdot A_v = 25.92 \cdot \text{kN}$

Totalt:  $G_{evh} := G_{pvh} + G_{hvh} = 43.2 \cdot \text{kN}$

Nyttelast: (Bare venstre side)

$q_v := q_k \cdot A_v = 17.28 \cdot \text{kN}$

Totale laster:

Venstre side:  $B_{1v} := (G_{evh} \cdot 1.35) + (G_{pvh} \cdot 1.05) = 76.464 \cdot \text{kN}$

$B_{2v} := (G_{evh} \cdot 1.2) + (G_{pvh} \cdot 1.5) = 77.76 \cdot \text{kN}$

Høyre side:  $B_{1h} := G_{evh} \cdot 1.35 = 58.32 \cdot \text{kN}$

$B_{2h} := G_{evh} \cdot 1.2 = 51.84 \cdot \text{kN}$

Moment:  $a := 0.06 \text{ m}$  ( $a = \text{avstand fra opplegg til senter bærevegg}$ )

Venstre:  $M_v := B_{2v} \cdot a = 4.666 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Høyre:  $M_h := B_{1h} \cdot a = 3.499 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Totalt moment:  $M_t := M_v - M_h = 1.166 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Eksponeeringsklasse XC1 (betong inne i bygninger). Velger  $c_{nom} = 25\text{mm}$  ut fra tabell 2b fra NS3473, 100års levetid og lite korrosjonsømfintlig armering. Prøver med armering 20mm og bøyle 8mm.

$$d_2 := 25\text{mm} + 10\text{mm} + 8\text{mm} = 43 \cdot \text{mm} \quad h_1 := 200\text{mm}$$

$$\frac{d_2}{h_1} = 0.215 \quad \text{Bruker derfor diagram for } d_2/h=0.25 \quad h_2 := 200\text{mm} \quad b_2 := 2400\text{mm}$$

$$f_{ck} := 35\text{MPa}$$

$$n_1 := \frac{N_{Ed} \cdot 10^3}{b \cdot h_2 \cdot f_{ck} \cdot 10^3} = 0.044$$

Dette er for små verdier til m-n diagrammet,  $w=0$

$$m_1 := \frac{M_t}{b_2 \cdot h_2^2 \cdot f_{ck}} = 3.471 \times 10^{-4}$$

Moment med minsteeksentrisitet (fra Betongkonstruksjoner s 96)

$$e_0 := 0.02\text{m}$$

$$e_0 = \max\{h/30, 20\text{mm}\} \text{ der } 20\text{mm} \text{ er størst.}$$

Moment :

$$M_e := N_{Ed} \cdot e_0 = 14.767 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Eksponeeringsklasse  $X_{C1}$  (betong inne i bygninger), tabell 2B NS 3473, 100års levetid, lite korrosjonsømfintlig armering. Bruker derfor samme  $c_{nom}$  og tester med samme armering som tilfellet over. Dermed blir det samme diagram,  $d_2/h$ .

$$n_2 := \frac{N_{Ed}}{h_2 \cdot b_2 \cdot f_{ck}} = 0.044$$

Dette gir oss  $w=0$  ut fra

$$m_2 := \frac{M_e}{h_2^2 \cdot b \cdot f_{ck}} = 4.395 \times 10^{-3}$$

Krav til minste armering betongvegg:

$$\text{Areal betongtversnitt: } A_c := b_2 \cdot h_2 = 4.8 \times 10^5 \cdot \text{m}^2$$

Vertikalarmering :

$$A_{S_{Vmin}} := 0.002 \cdot A_c = 960 \cdot \text{m}^2 \quad \text{Armeringsmengde per } 2.4\text{m}$$

$$A_{S_{Vminpm}} := \frac{A_{S_{Vmin}}}{2.4\text{m}} = 400 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Horisontalarmering :

$$A_{S_{Hmin}} := 0.001 \cdot A_c = 480 \cdot \text{m}^2 \quad \text{Armeringsmengde per } 2.4\text{m}$$

$$A_{S_{Hminpm}} := \frac{A_{S_{Hmin}}}{2.4\text{m}} = 200 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Velger å se bort fra tverrarmering.

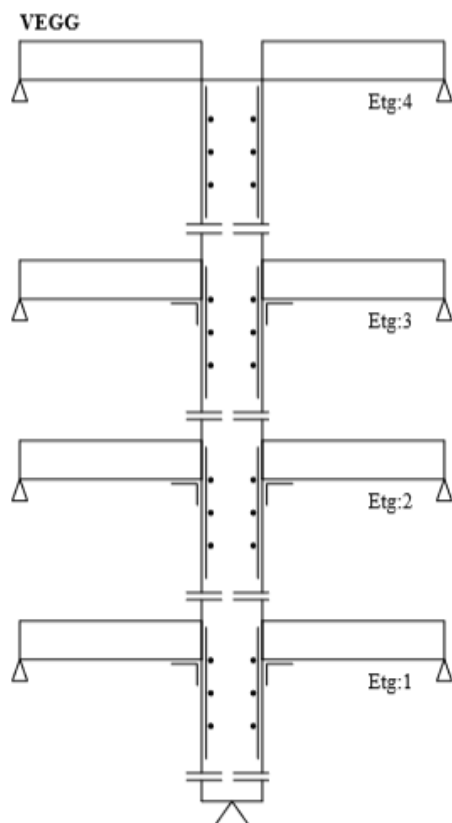
Valgt armering gir oss da bærende veggelement som holder lastene og momentene.



**Beregninger i Ove Sletten:**

Titel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 18-03-2019

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.3.6 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008



Geometri for vegg og dekker. Alle mål i mm

Etasje	Vegg		Dekke venstre side		Dekke høyre side	
	Høyde	Tykkelse	Lengde	Tykkelse	Lengde	Tykkelse
4	2680	200	7200	280	7200	280
3	2680	200	7200	280	7200	280
2	2680	200	7200	280	7200	280
1	2680	200	7200	280	7200	280

Innspenningsdata. Xv og Xh er oppleggsbredder på veggen for øverste dekke (mm)

Ev og Eh er eksentrisiteter fra oppleggspunkt dekke til midt i veggen (mm)

Etasje	Dekke venstre side				Dekke høyre side			
	Randbetingelse	Innsp. dekke-vegg	Ev	Xv	Randbetingelse	Innsp. dekke-vegg	Eh	Xh
4	Fri	Fri	110	0	Fri	Fri	110	0
3	Fri	Fri	110		Fri	Fri	110	
2	Fri	Fri	110		Fri	Fri	110	
1	Fri	Fri	110		Fri	Fri	110	

Tittel			Side
			2
Prosjekt	Ordre	Sign	Date
			18-03-2019

Veggarmring								
Etasje	Venstre kant				Høyre kant			
	Vert. arm.	Hor. arm.	Ytt. lag	Overdekn. (mm)	Vert. arm.	Hor. arm.	Ytt. lag	Overdekn. (mm)
4	ø 7 c 190	ø 7 c 200	Vertikal	35	ø 7 c 190	ø 7 c 200	Vertikal	35
3	ø 7 c 190	ø 7 c 200	Vertikal	35	ø 7 c 190	ø 7 c 200	Vertikal	35
2	ø 7 c 190	ø 7 c 200	Vertikal	35	ø 7 c 190	ø 7 c 200	Vertikal	35
1	ø 7 c 190	ø 7 c 200	Vertikal	35	ø 7 c 190	ø 7 c 200	Vertikal	35

Materialdata			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeringsklasse	XC3
Materialfaktor betong	1,50	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,15	Dimensjonerende levetid 50 år	
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)	<b>Minimum overdekning</b>	
Densitet kg/m <sup>3</sup>	2400	Min. krav	25
Sement i fasthetsklasse	N	Toleranse	10
Armering flytegrense	500	Min. nominell overdekning	35
Skjærarmring flytegrense	500		
Relativ fuktighet	40%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28		
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	200		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt (1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=10mm. 2.Def grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde. 3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			
Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	34100	Kryptall, FI 0_28	1,71
Trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	19,8	Kryptall, FI 28_5000	2,20
Middelverdi av strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	3,21	Svinntøyning, 0_28	-,00012
Strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,27	Svinntøyning, 28_25000	-,00035

Pålitelighetsklasse: 2					
Lastfaktorer	Brukgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,35	1,20	PSI-Faktor: Kategori A - Bolig Krav maks.nedbøyning: Alminnelige bruks-/estetiske krav
Variabel last (P)	0,30	0,30	1,05	1,50	
Sidelast (Q)	0,30	0,30	1,05	1,50	

Dersom vi sammenligner resultatene fra Ove sletten og håndberegningene ser vi at dette er ganske likt.  $\phi$  7 c190mm som Ove sletten foreslår gir til sammen en omtrentlig armeringsmengde på 385mm<sup>2</sup>/m for vertikalarmeringen. For håndberegningene fant vi denne til å være 400mm<sup>2</sup>/m og dette ser ut til å stemme bra.

Horisontalarmeringen med  $\phi$  7 c200mm gir en armeringsmengde på ca 308mm<sup>2</sup>/m, mens vi i håndberegningene fikk 200mm<sup>2</sup>/m. Dette er noe ulikt, men det er mest sannsynlig fordi vi i Ove Sletten bruker standard armeringsnett, og forslag til armering blir deretter. Det kan også tenkes at programmet kompenserer med litt mindre vertikalarmering, men mer horisontalarmering slik at dette skal passe inn med typene armeringsnett som produseres.

Tittel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 18-03-2019

**Lastdata**

	Egt:4	<b>Venstre dekke</b>	Perm.	Variabel
		Jevnt fordelt (kN/m <sup>2</sup> )	11,58	7,17
	Egt:3	<b>Høyre dekke</b>	Perm.	Variabel
		Jevnt fordelt (kN/m <sup>2</sup> )	11,58	7,17
	Egt:2	<b>Vegg</b>	Variabel	
		Jevnt fordelt (kN/m <sup>2</sup> )	0	
	Egt:1	<b>Venstre dekke</b>	Perm.	Variabel
		Jevnt fordelt (kN/m <sup>2</sup> )	16,08	6
	Egt:1	<b>Høyre dekke</b>	Perm.	Variabel
		Jevnt fordelt (kN/m <sup>2</sup> )	16,08	6
	Egt:1	<b>Vegg</b>	Variabel	
		Jevnt fordelt (kN/m <sup>2</sup> )	0	

Skisse av laster: Permanent og variabel last er summert. Konsoll- og vert.last i overkant er ikke inntegnet.  
 Jevnt fordelt sidelast på vegg virker IKKE i begge retninger  
 Positiv retning er nedover for vertikal last og mot høyre for horisontal last

Etasje	moment gir strekk på venstre side				moment gir strekk på høyre side			
	M-maks kNm	N kN	M-tillegg kNm	M/Md	M-min kNm	N kN	M-tillegg kNm	M/Md
4	5,19	-138,8	0,00	0,20	-5,19	-138,8	0,00	0,19
3	7,44	-372,1	0,12	0,18	-8,27	-413,4	-0,12	0,18
2	11,92	-595,9	0,26	0,21	-12,55	-627,5	-0,23	0,21
1	16,91	-845,7	0,35	0,24	-16,74	-836,9	-0,12	0,23

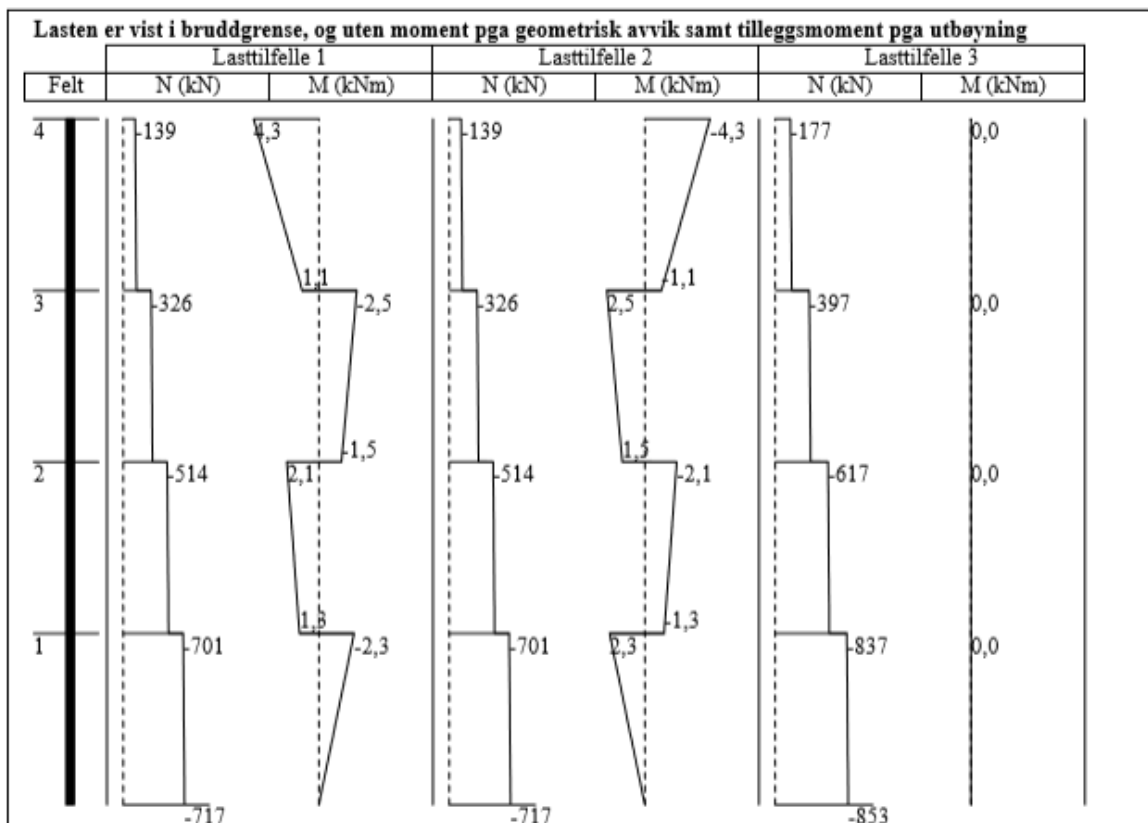
Tittel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 18-03-2019

**Skjærkontroll**      Krav til tverrarmring: Se NS-EN 1992-1-1 9.6.4

Etasje	V-maks kN	V/Vcd	Stat. nødv. skjærarm. mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>	Min skjærarm. mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>	Største utbøyning i bruksgrense. mm
4	0,8	0,01	0	0	0
3	1,1	0,01	0	0	0
2	1,1	0,01	0	0	0
1	0,2	0,00	0	0	0

**Risskontroll i bruksgrense**

Etasje	moment gir strekk på venstre side				moment gir strekk på høyre side			
	M-maks kNm	N kN	M-tillegg kNm	w/wd	M-min kNm	N kN	M-tillegg kNm	w/wd
4	0,85	-91,1	0,00	0,00	-0,85	-91,1	0,00	0,00
3	0,28	-240,5	0,00	0,00	-0,46	-254,4	0,00	0,00
2	0,28	-386,0	0,00	0,00	0,00	-391,8	0,00	0,00
1	0,00	-532,6	0,00	0,00	0,00	-525,2	0,00	0,00



Tittel			Side 5
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 18-03-2019

**Last pr meter på veggbankett, uten lastfaktoren (bruksgrense)**

	Permanent last	Variabel last		
		Lasttilfelle 1	Lasttilfelle 2	Lasttilfelle 3
Vertikal (kN)	-484,3	-90,6	-90,6	-181,2
Moment (kNm)	0,0	0,0	0,0	0,0
Horisontal (kN)	0,0	0,6	-0,6	0,0

### 4.1.2 Hulldekker

#### Håndberegninger:

Ved valg av riktig dimensjon av hulldekke regnet vi ut lasten i bruksgrensetilstanden, og brukte den i diagrammet som vist under. Vi ser at den potensielt maksimale lasten vil bli med snølast i tillegg til påstøpen, og bruker den som grunnlag for avgjørelsen.

Valg av hulldekker:

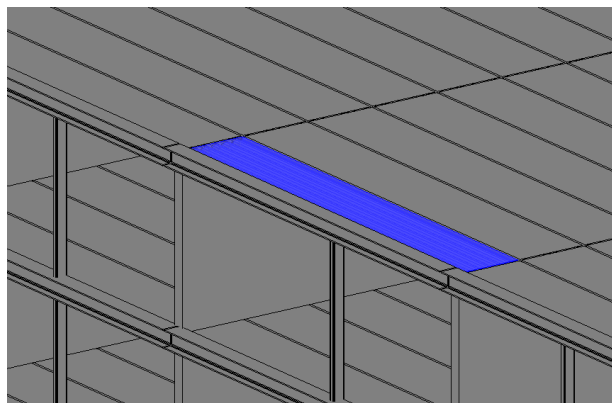
Diagrammet for valg av hulldekker vil ha lastene i bruksgrensetilstand. Bruker lastfaktor 1.0 for alle verdier.

Belastninger :

$$\text{Påstøp : } \quad s_p := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad G_p := s_p \cdot 0.08\text{m} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Nyttelast : } \quad q_k := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Snølast : } \quad s_k := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad S_L := s_k \cdot 0.8 = 2.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



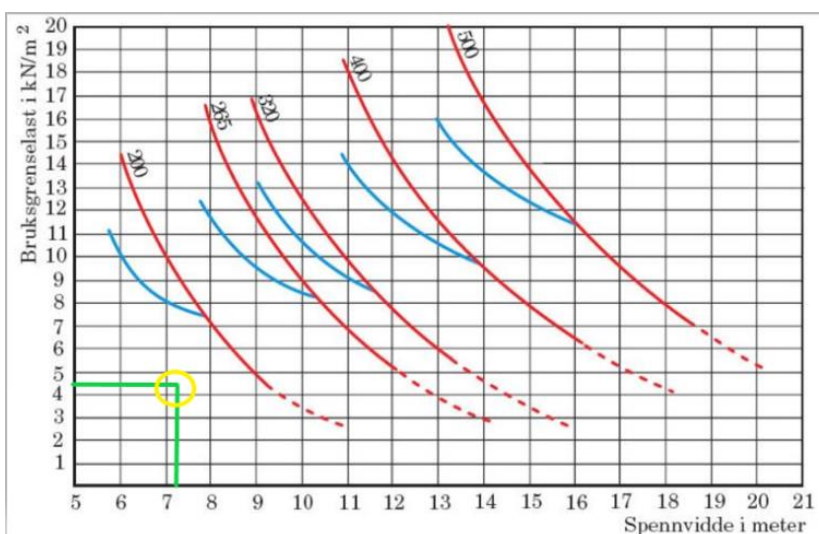
Total belastning:

Med nyttelast:

$$G_t := q + G_p = 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Med snølast:

$$G_{t1} := G_p + S_L = 4.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



Figur 10 - HD-diagram, (Spenncon)

Siden vi har valgt hulldekke ut fra diagram over laster og spenn, har vi ikke regnet mer på nedbøyning og momentkapasitet for disse. Diagrammet tar hensyn til dette.

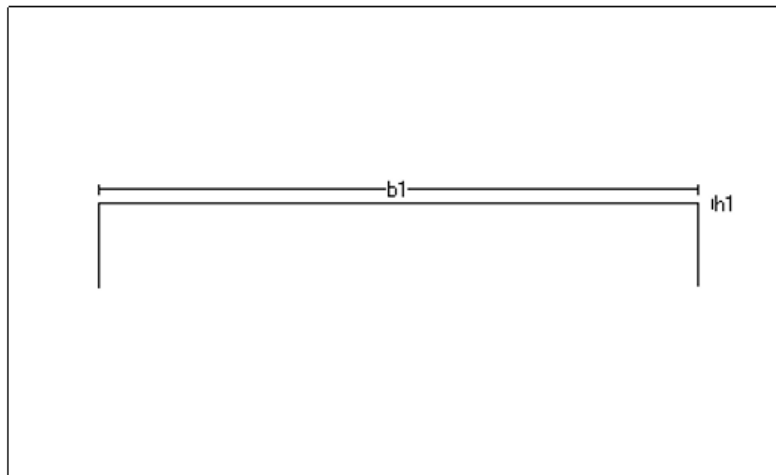
**Beregninger i Ove Sletten:**

**Huldekker tak**

Tittel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 18-03-2019

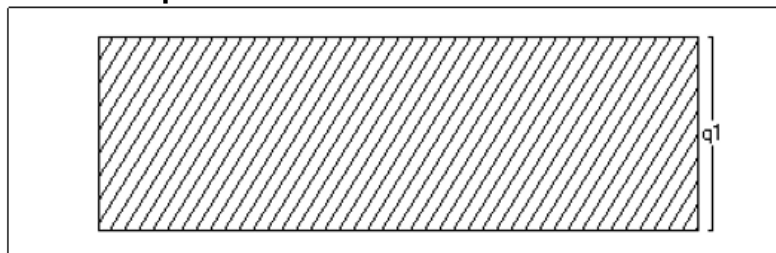
Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.4 Laget av Sletten Byggdata AS  
Standard NS-EN 1991-1-3: Snølaster

**1. Geometri**



$b_1$  7200 mm  
 $h_1$  0 mm

**2. Snølast på tak**



Last nr.:1  
 $q_1$  2,40 kN/m<sup>2</sup>

**3. Snølastdata**

Fylke	Møre og Romsdal
Kommune	Ålesund
Sted	Ålesund
Byggets plassering (moh)	
Eksponeringskoeffisient $C_e$	1
Termisk koeffisient $C_t$	1
Snølast, $S$ :	3 kN/m <sup>2</sup>

Tittel Standard betongelement fra Spenncon - Trondheim			Side 1
Prosjekt SD200, A60	Ordre	Sign	Dato 18-03-2019

Dataprogram: E-BJELKE versjon 6.5.8 Laget av Sletten Byggdata  
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016

## INNHOLD

- 1.0 Materialdata
- 1.1 Tverrsnitt-figur med armering
- 1.2 Armeringsdata
- 1.3 Bjelkeprofil og utragerlengder
- 1.4 Lastfaktorer og pålitelighetsklasse
- 1.5 Spennkabler
- 1.6 Lastdata
- 5.1 Utløftingskontroll
- 5.2 Momentkontroll
- 5.3 Risskontroll
- 5.4 Skjærarmering
- 5.6 Forankringsarmering
- 6.1 Nedbøyning
- 7.1 Oppleggskrefter
- 8.1 Brannteknisk dimensjonering

### 1.0 Materialdata

Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	<b>Data vedr. spennarmert element</b>	
Materialkoeffisient betong	1,5	Strekfasthet N/mm <sup>2</sup> (f <sub>pk</sub> )	1860
Materialkoeffisient stål	1,15	0.1 % strekkgrense N/mm <sup>2</sup> (f <sub>p0.1k</sub> )	1700
Betongkvalitet	B45(C45/55)	Forlengelse ved største belastning (euk)	0,037
Densitet (kg/m <sup>3</sup> )	2400	Spennarmering. Emodul	200000
Sement i fasthetsklasse ( R / N / S)	R	Sylindertrykkfasthet ved avspenning (f <sub>ckj</sub> )	36
Armering flytegrense	500	Sylindertrykkfasthet ved transport(f <sub>ckj</sub> )	40
Bøyler flytegrense	500	Betongens alder ved avspenning (døgn)	1
Relativ fuktighet i lagringsperioden %	70		
Relativ fuktighet i ferdig bygg %	40	Eksponeeringsklasser	uk:XC1 ok:XC1
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28	Korrosjonsømfintlig armering	
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (EN1992-1-1 3.1.4(5))	360	Dimensjonerende levetid	50
Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	36300	<b>Min. overdekning (mm)</b>	<b>uk ok</b>
Dimensjonerende trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	25,5	*)Min. krav for spennarmering	25 25
Aksial strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	4	Toleranse	5 5
Dimensjonerende strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,51	Nominell overdekning	30 30
		*)Krav til overdekning for bøyler er 10 mm mindre	
Kryptall, FI 0_28	0,71	Svinn <sub>tøyning</sub> , 0_28	-0,00008
Kryptall, FI 28_9000	1,61	Svinn <sub>tøyning</sub> , 0_9000	-0,00052

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620:  $D \geq 16$  mm ( $D = 22$  mm)
2. Det grove tilslaget  $\geq 50\%$  av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet



Tittel Standard betongelement fra Spenncon - Trondheim			Side 2
Prosjekt SD200, A60	Ordre	Sign	Dato 18-03-2019

### 1.1 Tverrsnitt

	<b>Antall hull</b>	6	
	<b>b</b>	1170	mm
	<b>h</b>	200	mm
	<b>b1</b>	145	mm
	<b>b2</b>	145	mm
	<b>h1</b>	145	mm
	<b>h2</b>	0	mm
	<b>u</b>	30	mm
	<b>Zt</b>	102	mm
	<b>Areal</b>	1,35E+05	mm <sup>2</sup>
	<b>Ic</b>	6,49E+08	mm <sup>4</sup>
	<b>Sc</b>	4,32E+06	mm <sup>3</sup>
	<b>Wo</b>	6,61E+06	mm <sup>3</sup>
	<b>Wu</b>	6,37E+06	mm <sup>3</sup>
	<b>bw</b>	305	mm
Symboler: Se NS-EN 1992 (6.4)			

### 1.2 Armeringsdata

Kant	Lag nr	Kantavstand	Slakkarmering	Spennarmering
uk	1	45		7d 11.3- 100 mm <sup>2</sup>

### 1.3 Bjelkeprofil

	<b>L</b>	7200	mm
	<b>h1</b>	200	mm
	<b>h2</b>	200	mm
	Elementvekt: 2.4 tonn		
	Utkragerlengde (mm)		

### Utkragerlengde (mm)

	Venstre ende	Høyre ende
Utløfting	1000	1000
Lagring	500	500
Transport	500	500
Ferdig montert	100	100

Minste effektive oppleggsbredde: 80 mm

### 1.4 Lastfaktor og pålitelighetsklasse

	Lastfaktor			BENYTTES:	
	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgr. B1	Bruddgr. B2	
Permanent last	1,00	1,00	1,35	1,20	
Variabel last	0,30	0,50	1,05	1,50	
Pålitelighetsklasse	2				
PSI -faktor	Kategori A : Boliger				
Krav til maks. nedbøyning	Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav				
Formsug ved avforming	0.00 kN/m				

Titel Standard betongelement fra Spenncon - Trondheim			Sida 3
Prosjekt SD200, A60	Ordre	Sign	Dato 18-03-2019

Elementets romvekt	2500 kg/m <sup>3</sup>
Horisontalkraft i oppleggspunkt (H/N)	0,20

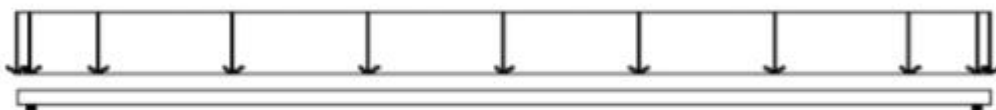
### 1.5 Spennkabler

Spennkraft pr kabel i ok, m. standard diameter	120,0	kN	(1197 N/mm <sup>2</sup> )	d=11,30 mm
Spennkraft pr kabel i uk, m. standard diameter	120,0	kN	(1197 N/mm <sup>2</sup> )	d=11,30 mm
Avspenning: MYK				

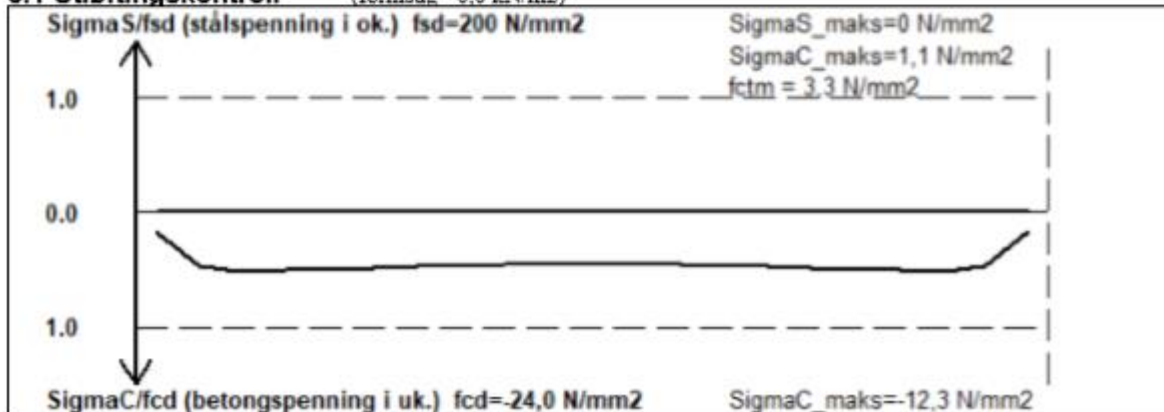
### 1.6 Egenvekt, permanent last og nyttelast

Jevnt fordelt last (kN/m)

	v. utkrager	midtfelt	h. utkrager
Egenvekt	3,37	3,37	3,37
Permanent last	0,50	0,50	0,50
Variabel last	2,40	2,40	2,40

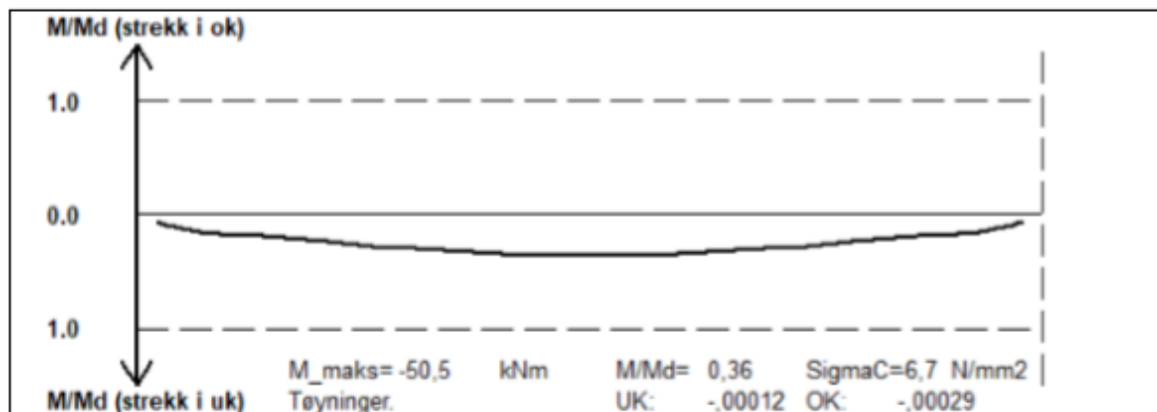


### 5.1 Utløftingskontroll (formsug = 0,0 kN/m<sup>2</sup>)



Titel Standard betongelement fra Spenncon - Trondheim			Side 4
Prosjekt SD200, A60	Ordre	Sign	Dato 18-03-2019

## 5.2 Momentkontroll



## 5.3 Risskontroll

Maks rissvidde=,000 mm    Tillatt rissvidde=,260 mm

### 5.4.1 Skjærkraftkontroll

Avst. til v. ende (mm)	Maks skjærkraft (kN)	Redusert skjærkraft (kN)	Vrd,max trykk kap. (kN)	Vrd,c ** (kN)	Statisk nødvendig skjærarmer. (mm <sup>2</sup> /m)
240	-27,7	-27,4	283,8	77,1	0
500	-25,6	-25,6	297,0	95,2	0
832	-22,8	-22,8	297,0	102,8	0
1000	-21,4	-21,4	297,0	106,2	0
1178	-20,0	-20,0	297,0	106,2	0
1524	-17,1	-17,1	297,0	106,2	0
1870	-14,3	-14,3	297,0	106,2	0
2216	-11,4	-11,4	297,0	106,2	0
2908	-5,7	-5,7	297,0	106,2	0
3600	0,0	0,0	297,0	106,2	0
4292	5,7	5,7	297,0	106,2	0
4984	11,4	11,4	297,0	106,2	0
5330	14,3	14,3	297,0	106,2	0
5676	17,1	17,1	297,0	106,2	0
6022	20,0	20,0	297,0	106,2	0
6200	21,4	21,4	297,0	106,2	0
6368	22,8	22,8	297,0	102,8	0
6700	25,6	25,6	297,0	95,2	0
6960	27,7	27,4	283,8	77,1	0

(\*\*)Beregningene forutsetter faste opplegg vertikalt. (Ikke moment på tvers av elementet.)

(\*\*)EN 1168 4.3.3.2.2.3 er benyttet

Skjærarmeringen helningsvinkel med bjelkeakse: 90 grader

Trykkdiagonalens helningsvinkel med bjelkeakse: 45 grader

## 5.6 Forankringsarmering (på grunn av skjærkraft og horisontalkraft i oppleggspunkt)

Beregningene forutsetter fctd ved avspenning

Forankringskraft i v. ende, underkant	0,0	kN
---------------------------------------	-----	----

Titel Standard betongelement fra Spenncon - Trondheim			Side 5
Prosjekt SD200, A60	Ordre	Sign	Dato 18-03-2019

Forankringskraft i h. ende, 0,0 kN  
underkant

### 6.1 Nedbøyning (mm)

(G1=eigenvekt av bjelken G2=påført permanent last P=variabel last)			
	V. utkrager	Midtfelt	H. utkrager
Avforming		-9	
G1: ved montasje		-13	
G1+G2: ved montasje		-12	
G1+G2+P.langtidsdel ved montasje		-12	
G1+G2 etter lang tid		-18	
G1+G2+P langtidsdel etter lang tid		-16	
G1+G2+P <sub>-</sub> total etter lang tid		-16	

### 7.1 Oppleggskrefter (kN) (alle lastfaktorer = 1 i bruksgrense)

	----- Bruksgrense -----			----- Bruddgrense -----		
	Permanent last	Variabel	All last	Permanent last	Variabel	All last
v. opplegg	13,9	8,6	22,6	16,7	13,0	29,7
h. opplegg	13,9	8,6	22,6	16,7	13,0	29,7

### 8.1 Brannteknisk dimensjonering, basert på NS-EN 1992-1-2 og NS-EN 1168

#### Tverrsnitt data

Tykkelse	h= 200	mm
Areal	A <sub>c</sub> = 134982	mm <sup>2</sup>
Bredde	b= 1170	mm
1 armeringslag i uk		
lag nr 1: Armeringsdybde	a <sub>1</sub> = 45	mm
Indre momentarm	z <sub>1</sub> = 148	mm
armeringsareal	A <sub>s1</sub> = 702	mm <sup>2</sup>

#### Temperatur og reduksjonsfaktorer for spennarmering. Med brannmotstand: REI 120

Dim. spenning ved t=20 grader: f<sub>s</sub> = f<sub>p0.1k</sub> ≤ 0.9\*f<sub>pk</sub> (se materialdata) f<sub>s</sub> = 1674 N/mm<sup>2</sup>

armeringslag nr 1	t <sub>1</sub> = 433	grader	EN 1992-1-2 fig A.2
reduksjonsfaktor	kp <sub>1</sub> = 0,364		EN 1992-1-2 fig 5.1, kurve 3
Dim. spenning (kp <sub>1</sub> *f <sub>s</sub> )	f <sub>s1</sub> = 610	N/mm <sup>2</sup>	

#### Kontroll av utnyttelse i mest påkjente snitt

Krav til brannmotstand etter EN 1168, tabell G.1 er oppfylt  
Lastfaktor for egenlast: 1.0 Lastfaktor for nyttelast: 0,30

Momentkontroll: M<sub>fi</sub>: moment fra påførte laster: M<sub>d,fi</sub>: tverrsnittets momentkapasitet ved brann  
M<sub>fi</sub> = 28 kNm M<sub>d,fi</sub> = f<sub>s1</sub>\*A<sub>s1</sub>\*z<sub>1</sub> = 63 kNm M<sub>fi</sub>/M<sub>d,fi</sub> = 0,44 < 1 OK

Skjærkontroll: V<sub>fi</sub>: skjærkraft fra påførte laster: V<sub>rdc,fi</sub>: tverrsnittets skjærkapasitet ved brann

Avstand fra v.ende til kontrollsnitt for skjærkraft: 240 mm

Reduksjonsfaktor for skjærkapasitet (EN 1168 tabell G.2) kp<sub>V</sub> = 0,60

V<sub>rdc</sub> = 77 kN V<sub>rdc,fi</sub> = V<sub>rdc</sub>\*kp<sub>V</sub> = 46 kN

V<sub>fi</sub> = 15 kN V<sub>fi</sub>/V<sub>rdc,fi</sub> = 0,33 < 1 OK

EN 1168 tabell G.2 forutsetter at det er lagt inn forankringsarmering i fuge eller hull: 220 mm<sup>2</sup>/element

Maksimal nedbøyning for hulldekke tak blir 18mm som er innenfor kravet på L/300=24mm.

Derfor er hulldekke på 200 nok i taket.

## Huldekker dekke

Titel Standard betongelement fra Spenncon - Trondheim			Side 1
Prosjekt SD200, A60	Ordre	Sign	Dato 18-03-2019

Dataprogram: E-BJELKE versjon 6.5.8 Laget av Sletten Byggdata  
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016

### INNHold

- 1.0 Materialdata
- 1.1 Tverrsnitt-figur med armering
- 1.2 Armeringsdata
- 1.3 Bjelkeprofil og utkragerlengder
- 1.4 Lastfaktorer og pålitelighetsklasse
- 1.5 Spennkabler
- 1.6 Lastdata
- 5.1 Utleftingskontroll
- 5.2 Momentkontroll
- 5.3 Risskontroll
- 5.4 Skjærarmering
- 5.6 Forankringsarmering
- 6.1 Nedbøyning
- 7.1 Oppleggskrefter
- 8.1 Brannteknisk dimensjonering

### 1.0 Materialdata

Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	<b>Data vedr. spennarmert element</b>	
Materialkoeffisient betong	1,5	Strekkefasthet N/mm <sup>2</sup> (f <sub>pk</sub> )	1860
Materialkoeffisient stål	1,15	0.1 % strekkgrense N/mm <sup>2</sup> (f <sub>p0.1k</sub> )	1700
Betongkvalitet	B45(C45/55)	Forlengelse ved største belastning (euk)	0,037
Densitet (kg/m <sup>3</sup> )	2400	Spennarmering. Emodul	200000
Sement i fasthetsklasse ( R / N / S)	R	Sylindertrykkfasthet ved avspenning (f <sub>ckj</sub> )	36
Armering flytegrense	500	Sylindertrykkfasthet ved transport(f <sub>ckj</sub> )	40
Bøyler flytegrense	500	Betongens alder ved avspenning (døgn)	1
Relativ fuktighet i lagringsperioden %	70	Eksponeeringsklasser	uk:XC1 ok:XC1
Relativ fuktighet i ferdig bygg %	40	Korrosjonsømfintlig armering	
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28	Dimensjonerende levetid	50
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (EN1992-1-1 3.1.4(5))	360		
Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	36300	<b>Min. overdekning (mm)</b>	<b>uk ok</b>
Dimensjonerende trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	25,5	*)Min. krav for spennarmering	25 25
Aksial strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	4	Toleranse	5 5
Dimensjonerende strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,51	Nominell overdekning	30 30
		*)Krav til overdekning for bøyler er 10 mm mindre	
Kryptall, FI 0_28	0,71	Svinntøyning, 0_28	-0,00008
Kryptall, FI 28_9000	1,61	Svinntøyning, 0_9000	-0,00052

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D<sub>max</sub> ≤ 16 mm (D = 22 mm)
2. Det grove tilslaget ≥ 50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

Titel Standard betongelement fra Spenmcon - Trondheim			Side 2
Prosjekt SD200, A60	Ordre	Sign	Dato 18-03-2019

### 1.1 Tverrsnitt

	<b>Antall hull</b>	6	
	<b>b</b>	1170	mm
	<b>h</b>	200	mm
	<b>b1</b>	145	mm
	<b>b2</b>	145	mm
	<b>h1</b>	145	mm
	<b>h2</b>	0	mm
	<b>u</b>	30	mm
	<b>Zt</b>	102	mm
	<b>Areal</b>	1,35E+05	mm <sup>2</sup>
	<b>Ic</b>	6,49E+08	mm <sup>4</sup>
	<b>Sc</b>	4,32E+06	mm <sup>3</sup>
	<b>Wo</b>	6,61E+06	mm <sup>3</sup>
	<b>Wu</b>	6,37E+06	mm <sup>3</sup>
<b>bw</b>	305	mm	
Symboler: Se NS-EN 1992 (6.4)			

### 1.2 Armeringsdata

Kant	Lag nr	Kantavstand	Slakkarmering	Spennarmering
uk	1	45		7d 11.3- 100 mm <sup>2</sup>

### 1.3 Bjelkeprofil

	<b>L</b>	7200	mm
	<b>h1</b>	200	mm
	<b>h2</b>	200	mm
	Elementvekt: 2,4 tonn		

#### Utkragerlengde (mm)

	Venstre ende	Høyre ende
Utløfting	1000	1000
Lagring	500	500
Transport	500	500
Ferdig montert	100	100

Minste effektive oppleggsbredde: 80 mm

### 1.4 Lastfaktor og pålitelighetsklasse

	Lastfaktor		BENYTTES:	
	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgr. B1	Bruddgr. B2
Permanent last	1,00	1,00	1,35	1,20
Variabel last	0,30	0,50	1,05	1,50
Pålitelighetsklasse	2			
PSI -faktor	Kategori A : Boliger			
Krav til maks. nedbøyning	Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav			
Formsug ved avforming	0.00 kN/m			

Titel Standard betongelement fra Spenncon - Trondheim			Side 3
Prosjekt SD200, A60	Ordre	Sign	Date 18-03-2019

Elementets romvekt	2500 kg/m <sup>3</sup>
Horisontalkraft i oppleggspunkt (H/N)	0,20

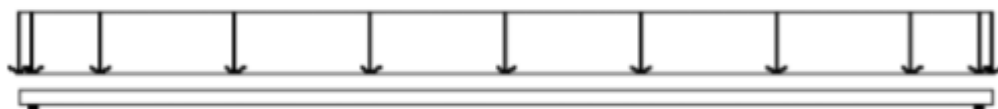
### 1.5 Spennkabler

Spennkraft pr kabel i ok, m. standard diameter	120,0	kN	(1197 N/mm <sup>2</sup> )	d=11,30 mm
Spennkraft pr kabel i uk, m. standard diameter	120,0	kN	(1197 N/mm <sup>2</sup> )	d=11,30 mm
Avspenning: MYK				

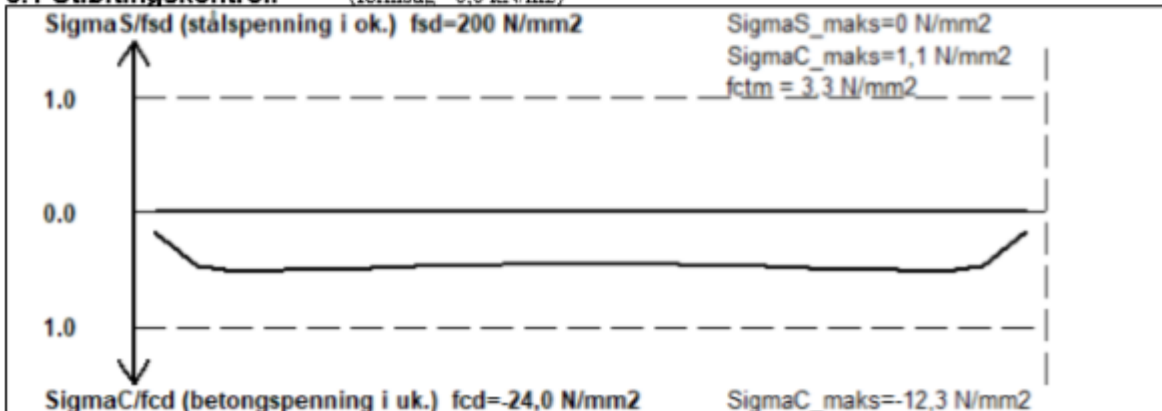
### 1.6 Egenvekt, permanent last og nyttelast

Jevnt fordelt last (kN/m)

	v. utkrager	midtfelt	h. utkrager
Egenvekt	3,37	3,37	3,37
Permanent last	2,00	2,00	2,00
Variabel last	2,00	2,00	2,00

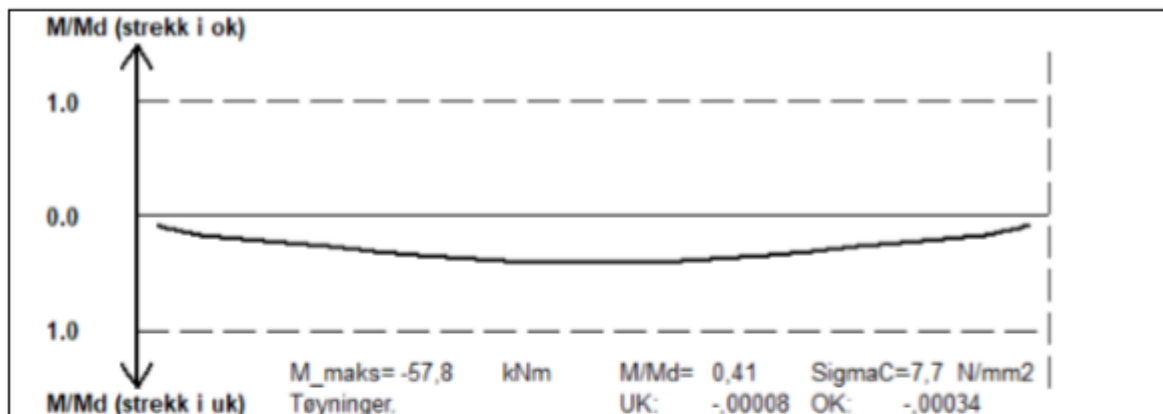


### 5.1 Utløftingskontroll (formsug = 0,0 kN/m<sup>2</sup>)



Titel Standard betongelement fra Spenncon - Trondheim			Side 4
Prosjekt SD200, A60	Ordre	Sign	Date 18-03-2019

## 5.2 Momentkontroll



## 5.3 Risskontroll

Maks rissvidde = ,000 mm    Tillatt rissvidde = ,260 mm

### 5.4.1 Skjærkraftkontroll

Avst. til v. ende (mm)	Maks skjærkraft (kN)	Redusert skjærkraft (kN)	Vrd,max trykk kap. (kN)	Vrd,c ** (kN)	Statisk nødvendig skjærarmer. (mm <sup>2</sup> /m)
240	-31,8	-31,3	283,8	77,1	0
500	-29,3	-29,3	297,0	95,2	0
832	-26,2	-26,2	297,0	102,8	0
1000	-24,6	-24,6	297,0	106,2	0
1178	-22,9	-22,9	297,0	106,2	0
1524	-19,6	-19,6	297,0	106,2	0
1870	-16,3	-16,3	297,0	106,2	0
2216	-13,1	-13,1	297,0	106,2	0
2908	-6,5	-6,5	297,0	106,2	0
3600	0,0	0,0	297,0	106,2	0
4292	6,5	6,5	297,0	106,2	0
4984	13,1	13,1	297,0	106,2	0
5330	16,3	16,3	297,0	106,2	0
5676	19,6	19,6	297,0	106,2	0
6022	22,9	22,9	297,0	106,2	0
6200	24,6	24,6	297,0	106,2	0
6368	26,2	26,2	297,0	102,8	0
6700	29,3	29,3	297,0	95,2	0
6960	31,8	31,3	283,8	77,1	0

(\*\*)Beregningene forutsetter faste opplegg vertikalt. (Ikke moment på tvers av elementet.)

(\*\*)EN 1168 4.3.3.2.2.3 er benyttet

Skjærarmeringen helningsvinkel med bjelkeakse: 90 grader

Trykkdiagonalens helningsvinkel med bjelkeakse: 45 grader

## 5.6 Forankringsarmering (på grunn av skjærkraft og horisontalkraft i oppleggspunkt)

Beregningene forutsetter fctd ved avspenning

Forankringskraft i v. ende, underkant	0,0	kN
---------------------------------------	-----	----



Titel Standard betongelement fra Spenncon - Trondheim			Side 5
Prosjekt SD200, A60	Ordre	Sign	Dato 18-03-2019

Forankringskraft i h. ende, 0,0 kN  
underkant

### 6.1 Nedbøyning (mm)

(G1=eigenvekt av bjelken G2=påført permanent last P=variabel last)			
	V. utkrager	Midtfelt	H. utkrager
Avforming		-9	
G1: ved montasje		-13	
G1+G2: ved montasje		-10	
G1+G2+P.langtidsdel ved montasje		-10	
G1+G2 etter lang tid		-13	
G1+G2+P langtidsdel etter lang tid		-11	
G1+G2+P <sub>-</sub> total etter lang tid		-11	

### 7.1 Oppleggskrefter (kN) (alle lastfaktorer = 1 i bruksgrense)

	----- Bruksgrense -----			----- Bruddgrense -----		
	Permanent last	Variabel	All last	Permanent last	Variabel	All last
v. opplegg	19,3	7,2	26,5	23,2	10,8	34,0
h. opplegg	19,3	7,2	26,5	23,2	10,8	34,0

### 8.1 Brantteknisk dimensjonering, basert på NS-EN 1992-1-2 og NS-EN 1168

#### Tverrsnitt data

Tykkelse	h= 200	mm
Areal	A <sub>c</sub> = 134982	mm <sup>2</sup>
Bredde	b= 1170	mm
1 armeringslag i uk		
lag nr 1: Armeringsdybde	a <sub>1</sub> = 45	mm
Indre momentarm	z <sub>1</sub> = 148	mm
armeringsareal	A <sub>s1</sub> = 702	mm <sup>2</sup>

#### Temperatur og reduksjonsfaktorer for spennarmering. Med brannmotstand: REI 120

Dim. spenning ved t=20 grader: f<sub>s</sub> = f<sub>p0.1k</sub> ≤ 0.9\*f<sub>pk</sub> (se materialdata) f<sub>s</sub> = 1674 N/mm<sup>2</sup>

armeringslag nr 1	t <sub>1</sub> = 433	grader	EN 1992-1-2 fig A.2
reduksjonsfaktor	kp <sub>1</sub> = 0,364		EN 1992-1-2 fig 5.1, kurve 3
Dim. spenning (kp <sub>1</sub> *f <sub>s</sub> )	f <sub>s1</sub> = 610	N/mm <sup>2</sup>	

#### Kontroll av utnyttelse i mest påkjente snitt

Krav til brannmotstand etter EN 1168, tabell G.1 er oppfylt

Lastfaktor for egenlast: 1.0 Lastfaktor for nyttelast: 0,30

Momentkontroll: M<sub>fi</sub>: moment fra påførte laster: M<sub>d,fi</sub>: tverrsnittets momentkapasitet ved brann

M<sub>fi</sub> = 37 kNm M<sub>d,fi</sub> = f<sub>s1</sub>\*A<sub>s1</sub>\*z<sub>1</sub> = 63 kNm M<sub>fi</sub>/M<sub>d,fi</sub> = 0,58 < 1 OK

Skjærkontroll: V<sub>fi</sub>: skjærkraft fra påførte laster: V<sub>rdc,fi</sub>: tverrsnittets skjærkapasitet ved brann

Avstand fra v.ende til kontrollsnitt for skjærkraft: 240 mm

Reduksjonsfaktor for skjærkapasitet (EN 1168 tabell G.2) kp<sub>V</sub> = 0,60

V<sub>rdc</sub> = 77 kN V<sub>rdc,fi</sub> = V<sub>rdc</sub>\*kp<sub>V</sub> = 46 kN

V<sub>fi</sub> = 20 kN V<sub>fi</sub>/V<sub>rdc,fi</sub> = 0,43 < 1 OK

EN 1168 tabell G.2 forutsetter at det er lagt inn forankringsarmering i fuge eller hull: 220 mm<sup>2</sup>/element

Etasjeskillerne i bygget er også beregnet i Ove sletten. Disse vil ha mindre maksimal last enn hulldekkene for tak siden nyttelasten er mindre enn snølasten. Nedbøyningen blir her 13mm som også er innenfor kravet på L/300=24mm.

### 4.1.3 Stålsøyler

Håndberegninger:

Firkantsøyler, 3tg midt, mest belastet:

Belastet Areal:

$$A := (3.58\text{m} \cdot 2)(3.184\text{m} + 2.325\text{m}) = 39.444\text{m}^2$$

Snølast: (bare 1etg)

Reduksjonsfaktor for flatt tak:  $\mu_1 := 0.8$

$$s_k := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad s_{kl} := s_k \cdot A \cdot \mu_1 = 94.667\text{kN}$$

Nyttelast: (bare 1etg)

Arealreduksjon:  $\alpha_A := 0.5 + \frac{15\text{m}^2}{A} = 0.88$

$$q := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q_1 := q \cdot A \cdot \alpha_A = 69.444\text{kN}$$

E genvekt: (2etg)

$$t_{\text{påstep}} := 0.08\text{m}$$

$$E_{\text{påstep}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad E_p := E_{\text{påstep}} \cdot t_{\text{påstep}} \cdot A = 78.889\text{kN}$$

$$E_{\text{hulldekk}} := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad E_{\text{HD}} := E_{\text{hulldekk}} \cdot A = 118.333\text{kN}$$

$$V_{\text{bjelke}} := 0.095\text{m}^3$$

$$E_{\text{bjelke}} := 78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad E_b := V_{\text{bjelke}} \cdot E_{\text{bjelke}} = 7.41\text{kN}$$

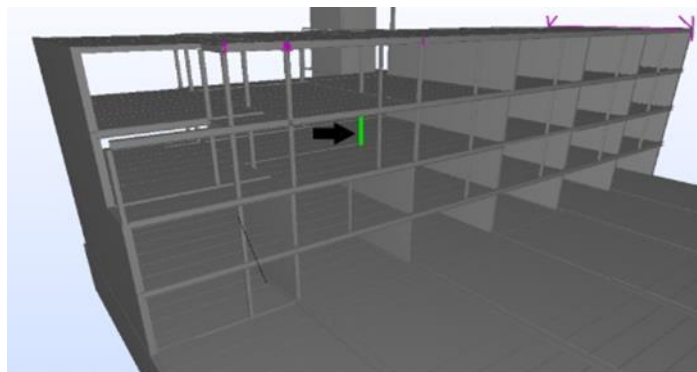
$$E_{1\text{etg}} := E_p + E_{\text{HD}} + E_b = 204.632\text{kN}$$

$$E_{\text{tot}} := E_{1\text{etg}} \cdot 2 = 409.264\text{kN}$$

$$B1: \quad q_{Ed1} := E_{\text{tot}} \cdot 1.35 + s_{kl} \cdot 1.05 + q_1 \cdot 1.05 = 724.824\text{kN}$$

$$B2: \quad q_{Ed2} := E_{\text{tot}} \cdot 1.2 + s_{kl} \cdot 1.5 + q_1 \cdot 1.05 = 706.034\text{kN}$$

B1 > B2, bruker  $q_{Ed1}$  videre som aksiallast.



Felles tyngdepunkt for ståbjelke:

Arealer for de ulike delene:

Avstand fra toppen til tyngdepunkt for hver del:

$$A_1 := 184\text{mm} \cdot 10\text{mm} = 1.84 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$y_1 := 5\text{mm}$$

$$A_2 := 184\text{mm} \cdot 20\text{mm} = 3.68 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$y_2 := 20\text{mm}$$

$$A_3 := 190\text{mm} \cdot 8\text{mm} = 1.52 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$y_3 := 105\text{mm}$$

$$A_4 := 190\text{mm} \cdot 8\text{mm} = 1.52 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$y_4 := 105\text{mm}$$

$$A_5 := 440\text{mm} \cdot 20\text{mm} = 8.8 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$y_5 := 210\text{mm}$$

$$y_0 := \frac{(A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 + A_3 \cdot y_3 + A_4 \cdot y_4 + A_5 \cdot y_5)}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5} = 129.608\text{mm}$$

Treghetsmoment for ståbjelke:

Avstand fra tyngdepunkt til de ulike delene, til det felles tyngdepunktet:

$$c_1 := 129.6\text{mm} - 105\text{mm} = 24.6\text{mm}$$

$$c_2 := 129.6\text{mm} - 15\text{mm} = 114.6\text{mm}$$

$$c_3 := 220\text{mm} - 10\text{mm} - 129.6\text{mm} = 80.4\text{mm}$$

$$I_1 := \left[ \left[ \left( \frac{1}{12} \right) \cdot 8\text{mm} \cdot (190\text{mm})^3 + c_1^2 \cdot 190\text{mm} \cdot 8\text{mm} \right] \cdot 2 \right] = 1.099 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_2 := \left[ \left( \frac{1}{12} \right) \cdot 184\text{mm} \cdot (30\text{mm})^3 + (c_2)^2 \cdot 184\text{mm} \cdot 30\text{mm} \right] = 7.291 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_3 := \left[ \left( \frac{1}{12} \right) \cdot 440\text{mm} \cdot (20\text{mm})^3 + (c_3)^2 \cdot 440\text{mm} \cdot 20\text{mm} \right] = 5.718 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{tot}} := I_1 + I_2 + I_3 = 1.411 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$A_{\text{totb}} := 184\text{mm} \cdot 30\text{mm} + 190\text{mm} \cdot 8\text{mm} \cdot 2 + 440\text{mm} \cdot 20\text{mm} = 1.736 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$W_{\text{el}} := \frac{I_{\text{tot}}}{y_0} = 1.088 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Jevnt fordelte laster på bjelken i crosssystemet:

Laster :

$$\text{Nyttelast : } q_b := q \cdot 3.58\text{m} \cdot 2 = 14.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

E genlast :

$$\text{Påstøp : } \varepsilon_{pb} := \varepsilon_{\text{påstøp}} \cdot t_{\text{påstøp}} \cdot 3.58\text{m} \cdot 2 = 14.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Hulldekke : } \varepsilon_{HDb} := \varepsilon_{\text{hulldekke}} \cdot 3.58\text{m} \cdot 2 = 21.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Bjelke : } \varepsilon_{b1} := A_{\text{totb}} \cdot \varepsilon_{\text{bjelke}} = 1.354 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Totalt : } \varepsilon_{\text{totb}} := \varepsilon_{pb} + \varepsilon_{HDb} + \varepsilon_{b1} = 37.154 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{B1b : } q_{Ed1b} := \varepsilon_{\text{totb}} \cdot 1.35 + q_b \cdot 1.05 = 65.194 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{B2b : } q_{Ed2b} := \varepsilon_{\text{totb}} \cdot 1.2 + q_b \cdot 1.5 = 66.065 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B1_b < B2_b, \text{ bruker } q_{Ed2b} = 66.065 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Finne moment i stålsøyle:

Informasjon :

Søyle :

$$A_s := 5440 \text{ mm}^2$$

$$I_s := 2661 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W_{els} := 296 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$E := 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$L_s := 2.65 \text{ m}$$

Bjelke :

$$A_b := 17360 \text{ mm}^2$$

$$I_b := 14.1 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$W_{elb} := 1.088 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$L_{b1} := 4.65 \text{ m}$$

$$L_{b2} := 6.368 \text{ m}$$

Forholdstall :

$$r_{AB} := \frac{\left( \frac{I_b}{L_{b1}} \right)}{\left( \frac{I_b}{L_{b1}} + \frac{I_b}{L_{b2}} + \frac{I_s}{L_s} \right)} = 0.485$$

$$r_{AC} := \frac{\left( \frac{I_b}{L_{b2}} \right)}{\left( \frac{I_b}{L_{b1}} + \frac{I_b}{L_{b2}} + \frac{I_s}{L_s} \right)} = 0.354$$

$$r_{AD} := \frac{\left( \frac{I_s}{L_s} \right)}{\left( \frac{I_b}{L_{b1}} + \frac{I_b}{L_{b2}} + \frac{I_s}{L_s} \right)} = 0.161$$

Kontroll :

$$\text{Tot : } r_{AB} + r_{AC} + r_{AD} = 1.0 \quad \text{OK!}$$

Innspenningsmomenter bjelke:

$$M_{AB} := \frac{(q_E d^2 b \cdot L_{b1}^2)}{8} = 178.561 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{AC} := \frac{(q_E d^2 b \cdot L_{b2}^2)}{8} = 334.878 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

	Stav AB	Stav AC	Stav AD
	r <sub>AB</sub> =0,5274	r <sub>AC</sub> =0,3851	r <sub>AD</sub> =0,0875
Multiplikasjonsfaktor: 178,561kNm=1,0	1	0	0
ΔM1	-0,485	-0,354	-0,161
M <sub>AB</sub> , M <sub>AC</sub> .....Σ=	0,515	-0,354	-0,161
1) i kNm	91,959	-63,211	-28,748
Multiplikasjonsfaktor 334,878kNm =1,0	0	-1	0
ΔM2	0,485	0,354	0,161
M <sub>AB</sub> , M <sub>AC</sub> , .....Σ=	0,485	-0,646	0,161
2) i kNm	162,416	-216,332	53,916
Σ 1) + 2) i kNm	254,375	-279,541	25,168

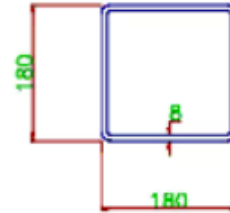
Dette gir oss at momentet i søyla er lik momentet fra stav AD, altså 25.168kNm

Kontroll firkantsøyler:

Knekk lengde :  $L_k := 2.65\text{m}$        $\gamma_m := 1.05$        $f_y := 355\text{MPa}$

$i_s := 70\text{mm}$

$$\lambda := \frac{L_k}{i_s} \cdot \pi \cdot \left(\frac{f_y}{E}\right)^{0.5} = 0.495$$



Hult tverrsnitt varmvalset gir oss kurve a, fra tabell 5.2.

Dette gir  $\chi_y := 0.93$  Siden profilet er dobbelsymmetrisk vil  $\chi_y$  og  $\chi_z$  være lik.

Fra figur 3, knekkingsfaktor vedlegg eksamen

$\psi := 0$  Tabell 6.1 s 225 i Dimensjonering av stålkonstruksjoner.

$C_{my} := 0.6 + 0.4\psi = 0.6$  Tabell 7.2 s 256 i Dimensjonering av stålkonstruksjoner.

$N_{Ed} := 724.824\text{kN}$        $N_{Rd} := \frac{(f_y \cdot A_s)}{\gamma_m} = 1.839 \times 10^6\text{N}$

$M_{yEd} := 25.168\text{kN}\cdot\text{m}$        $\chi_{LT} := 1.0$

Tverrsnittsklasse :  $c_t := 164\text{mm}$        $t_t := 8\text{mm}$        $\frac{c_t}{t_t} = 20.5$        $\bar{\epsilon}_m := \left(\frac{235\text{MPa}}{f_y}\right)^{0.5} = 0.814$

$\left(\frac{c_t}{t_t} < \epsilon \cdot 33\right)$  Profilet ligger i tverrsnittsklasse 1, kan derfor se bort fra lokal buckling.

$k_{yy} := C_{my} \left[ 1 + 0.6\lambda \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}}\right) \right] = 0.676$        $k_{zy} := 0.8 \cdot k_{yy} = 0.54$

1 :  $\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{yEd}}{\chi_{LT} \cdot W_{els} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} = 0.594 > 1$       **Ok !**

2 :  $\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{yEd}}{\chi_{LT} \cdot W_{els} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} = 0.56 > 1$       **Ok !**

Ser her at søylen er langt innenfor kravene, og bare er litt over halvveis utnyttet.

#### 4.1.4 Prisoverslag

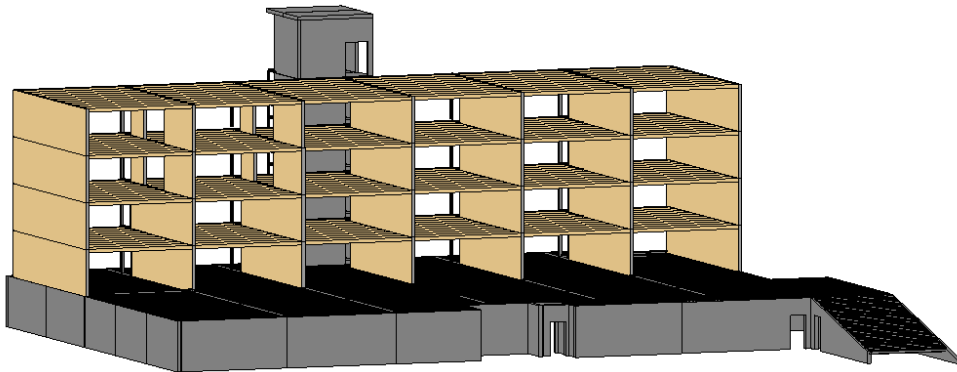
Kostnadsestimering Betongelement						
<b>Mengde material</b>						
<b>Hulldekke (HD200)</b>		Areal		Prr etg	Antall etg	Sum areal (m <sup>2</sup> )
Areal nr1 fra Øst	Del1	6.95m*1.2m	8.34m <sup>2</sup>	9	4	300,24
	Del2	4.62m*1.85m	8.55m <sup>2</sup>	1	4	34,20
Areal nr2 fra Øst	Del1	7.16m*1.2m	8.59m <sup>2</sup>	9	4	309,24
Areal nr3 fra Øst	Del1	7.16m*1.2m	8.59m <sup>2</sup>	9	4	309,24
Areal nr4 fra Øst	Del1	7.04m*1.2m	8.45m <sup>2</sup>	9	4	304,20
Areal nr5 fra Øst	Del1	6.92m*1.2m	8.3m <sup>2</sup>	9	4	298,80
Areal nr6 fra Øst	Del1	6.83m*1.2m	8.2m <sup>2</sup>	7	4	229,60
	Del2	2.37m*1.963m	4.65m <sup>2</sup>	1	2	9,30
	Del3	6.95m*1.9m	13.2m <sup>2</sup>	1	2	26,40
					<b>TOTAL</b>	<b>1821,22</b>
<b>YV 300 (SW)</b>		Areal		Antall etg	Sum areal (m <sup>2</sup> )	
Øst	Del1	7.95m*2.88m	22.896m <sup>2</sup>	4	91,584	
	Del2	4.65m*2.88m	13.392m <sup>2</sup>	4	53,568	
Vest	Del1	8.57m*2.88m	24.68m <sup>2</sup>	2	49,360	
	Del2	4.21m*2.88m	12.12m <sup>2</sup>	2	24,240	
	Del3	10.59m*2.88m	30.5m <sup>2</sup>	2	61,000	
				<b>TPTAL</b>	<b>279,752</b>	
<b>IV 200 (KW)</b>		Areal		Antall etg	Sum areal (m <sup>2</sup> )	
	Del1	10.8m*2.68m	28.944m <sup>2</sup>	16	463,104	
				<b>TOTAL</b>	<b>463,104</b>	
<b>Stålbjelker</b>	Type	Sum mengde (dm <sup>3</sup> )				
Tak	HEB300	616dm <sup>3</sup>	616,00			
	THP/HSQ 220	2*194dm <sup>3</sup>	388,00			
Dekke 4etg	HEB300	772dm <sup>3</sup>	772,00			
	THP/HSQ 220	2*194dm <sup>3</sup>	388,00			
Dekke 3etg	HEB300	775dm <sup>3</sup>	775,00			
Dekke 2etg	HEB300	672dm <sup>3</sup>	672,00			
		<b>TOTAL</b>	<b>3611,000</b>			
<b>Stålsøyler</b>	Type	Sum mengde (dm <sup>3</sup> )				
4etg	180*180(8mm)	16*14dm <sup>3</sup>	224,00			
3etg	180*180(8mm)	17*14dm <sup>3</sup>	238,00			
2etg	180*180(8mm)	10*14dm <sup>3</sup>	140,00			
1etg	180*180(8mm)	5*14dm <sup>3</sup>	70,00			
		<b>TOTAL</b>	<b>672,00</b>			
<b>Omgjøring stålbjelker</b>					Tyngdetetthet stål: 77–78,5 KN/m <sup>3</sup>	
3611dm <sup>3</sup>	= 3,611m <sup>3</sup>	3,611m <sup>3</sup> *78,5KN/m <sup>3</sup> = 283,46KN			1 N = 1 kg · m/s <sup>2</sup>	
		283,46*10 <sup>3</sup> N/9,81m/s <sup>2</sup> = 28895,36Kg				
<b>Omgjøring stålsøyler</b>						
672dm <sup>3</sup>	= 0,672m <sup>3</sup>	0,672m <sup>3</sup> *78,5KN/m <sup>3</sup> = 52,752KN				
		52,752*10 <sup>3</sup> N/9,81m/s <sup>2</sup> = 5377,37Kg				
<b>Påstøp</b>	SUM Areal (m <sup>2</sup> )	Tykkelse (m)	Volum (m <sup>3</sup> )			
	1821,22	0,08	145,70			
			<b>TOTAL</b>	<b>145,70</b>		



Materialpriser med montasje/transport					
Post	Leverandør	Salgspris pr enhet			
		m <sup>2</sup>	tonn	kg	m <sup>3</sup>
SW vegger (300mm)	Elementpartner	kr 2 308	kr 4 197		
Skillevegger (200mm)	Elementpartner	kr 1 802	kr 3 605		
	Isachsen AS	kr 2 550			
HD-200	Elementpartner	kr 858			
	Isachsen AS	kr 1 380			
Stålsøyler	Elementpartner			kr 38	
	Spenncon			kr 38	
Stålbjelker	Spenncon			kr 21	
Påstøp	Veidekke				
Overflatearbeid	Veidekke	kr 55			
Armering (påstøp)	Veidekke	kr 89,9			
Betong (B35)	Veidekke				kr 1 806,6

Prisestimat material med montasje/transport					
Material	Mengde	Pris			Sum
		kr/m <sup>2</sup>	kr/kg	kr/m <sup>3</sup>	
Hulldykke (HD200)	1821,22 m <sup>2</sup>	858			kr 1 562 607
YV 300 (SW)	279,752 m <sup>2</sup>	2308			kr 645 668
IV 200 (KW)	463,104 m <sup>2</sup>	1802			kr 834 513
Stålsøyler	5377,37 kg		38		kr 204 340
Stålbjelker	28895,36 kg		21		kr 606 803
Påstøp					
Overflatearbeid	1821,22 m <sup>2</sup>	55			kr 100 167
Armering (påstøp)	1821,22 m <sup>2</sup>	89,9			kr 163 728
Betong (B35)	145,7 m <sup>3</sup>			1806,6	kr 263 222
				TOTAL	kr 4 381 048

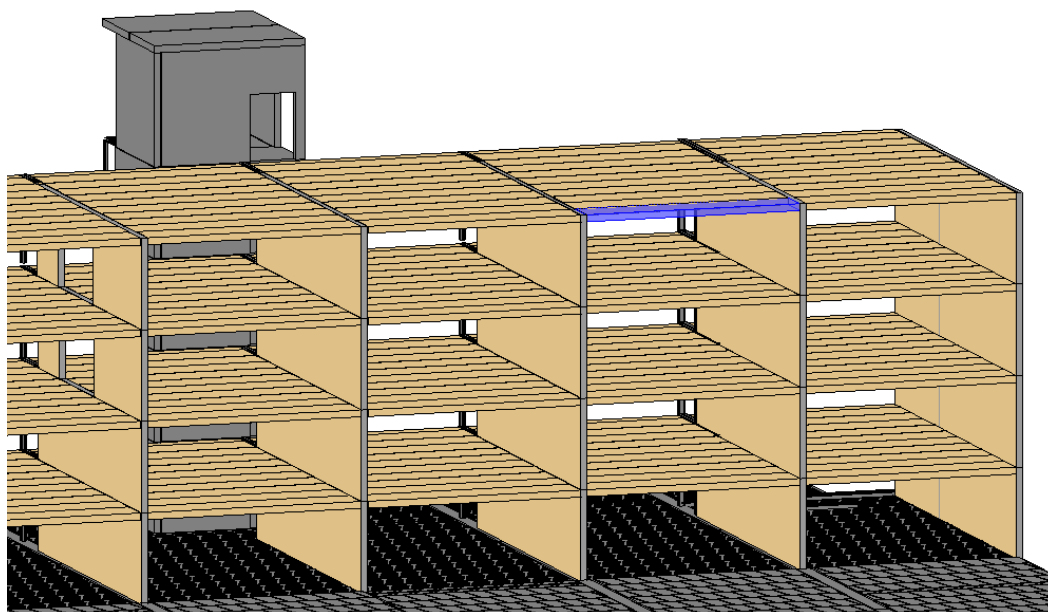
## 4.2 Massivtre



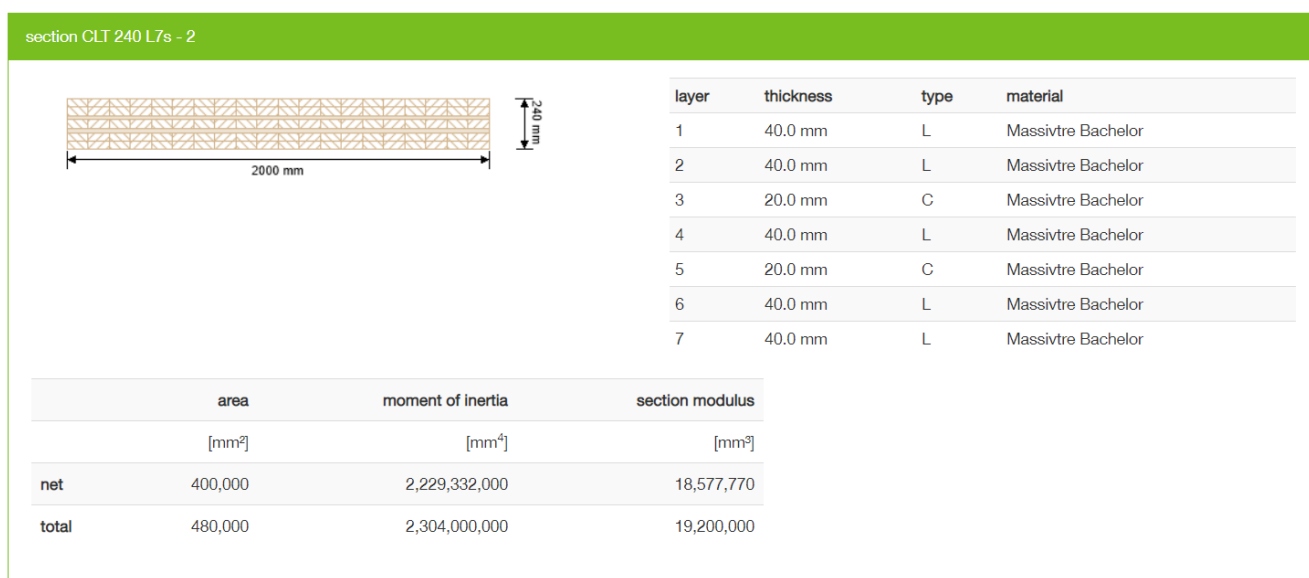
*Figur 11 - Utklipp fra Revit*

Vi valgte her å dimensjonere et statisk system med bærende massivtrevegger og -dekker. 3. og 4. etasje på vestsiden av blokken er utført med utsparinger i bærende vegg for å vise at det er mulig å oppnå tilnærmet lik romløsning. Dekkene er utført med påstøp for skivevirkning og er opplagt på bærende vegger. På figuren er også parkeringskjeller, heissjakt og svalgang med, disse er ikke med i dimensjoneringen.

## 4.2.1 Etasjeskiller



Figur 12 - Utklipp fra Revit



Figur 13 - Utklipp av tverrsnittsdata, (Calculatis)

Vi har her valgt en massiv etasjeskiller av 7 lags CLT med tykkelse 240mm. Denne er valgt utfra standarddimensjonene til Stora Enso, som er en verdensledende massivtreprodusent.

**Håndberegninger:**

**Beregninger av Massivtreelement:**

Etasjeskiller: (element 2m\*7.2m)

Belastninger : Påstøp:  $g_p := 0.06m \cdot 2m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = 3 \cdot \frac{kN}{m}$

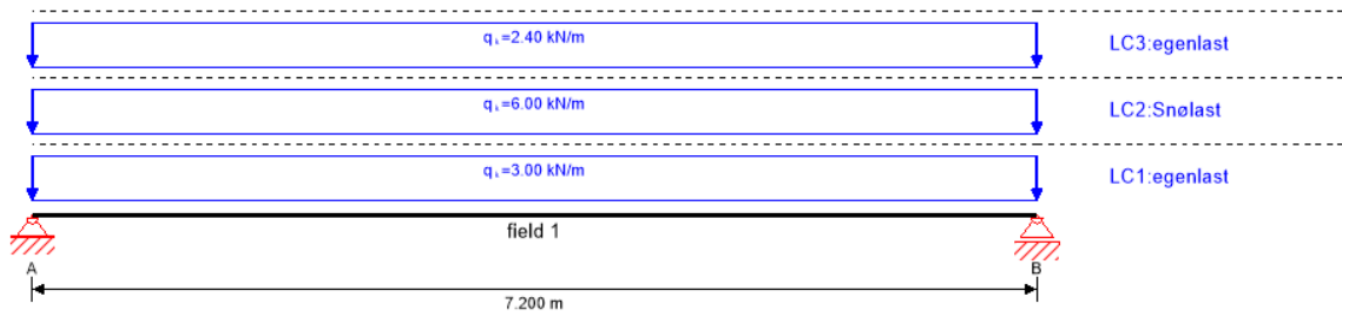
Snølast:  $q_k := 2m \cdot 3 \frac{kN}{m^2} = 6 \cdot \frac{kN}{m}$

Egenvekt dekke:  $5 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.24m \cdot 2m = 2.4 \frac{kN}{m}$

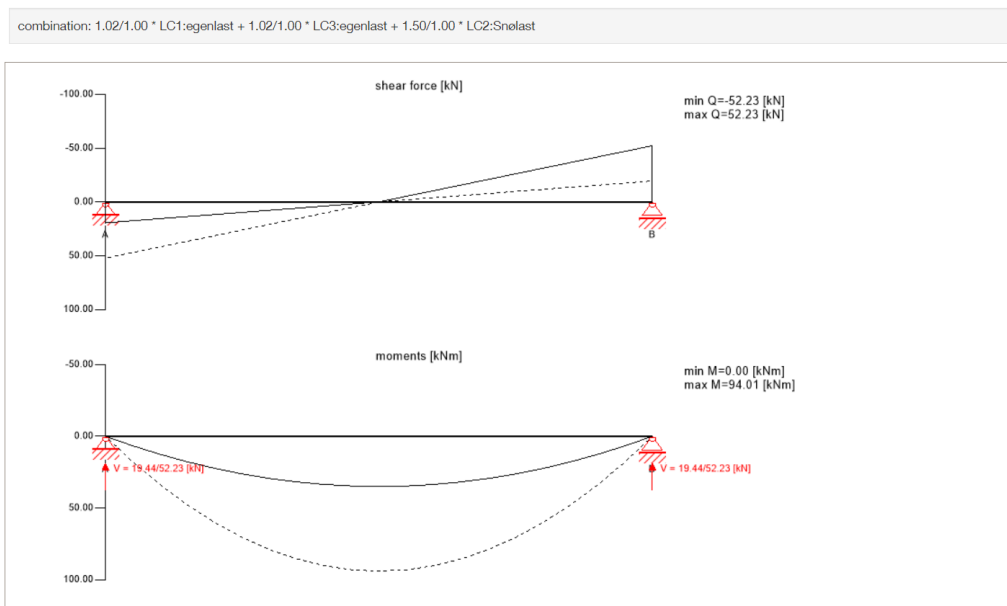
Utregninger i Calculatis gir oss et 84% utnyttet tverrsnitt ved bruk av "CLT 240 L7s - 2" av typen C24 spruce.

OK Se Calculatis utregning

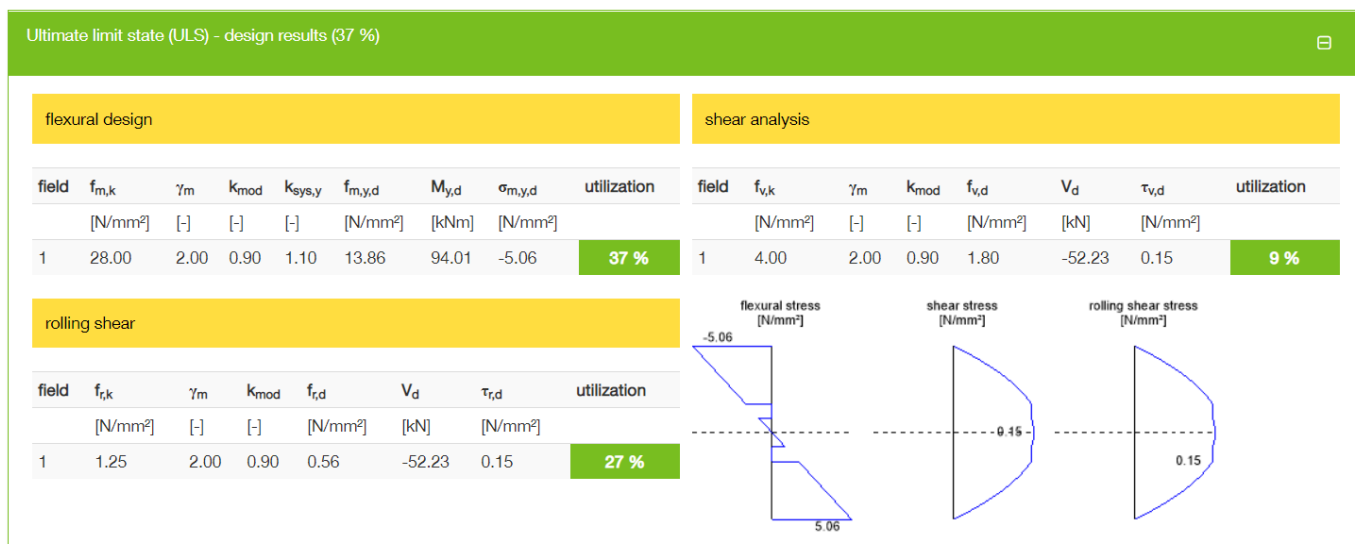
**Beregninger i Calculatis:**



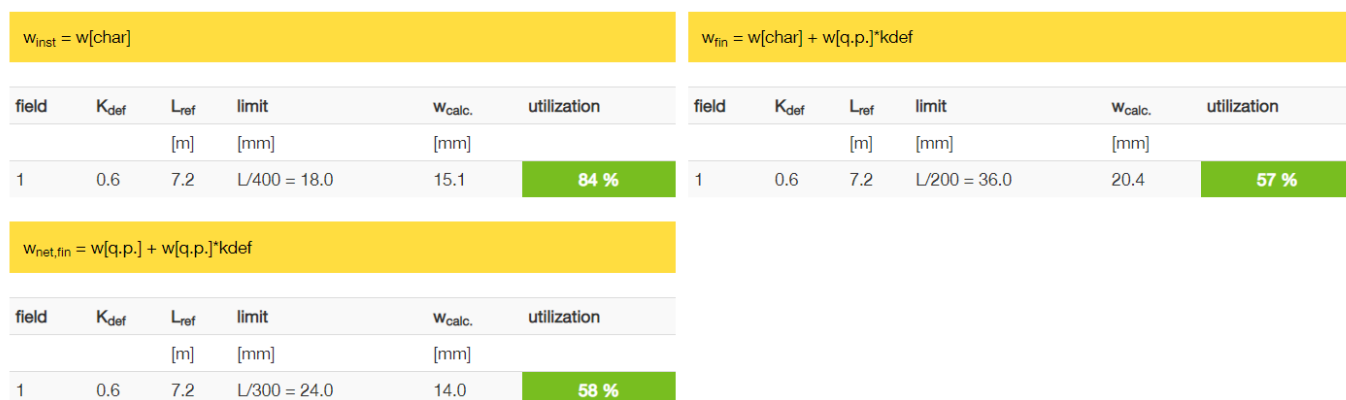
Figur 14 - Utklipp av lastsituasjon, (Calculatis)



Figur 15 - Utklipp av skjær- og momentdiagram, (Calculatis)



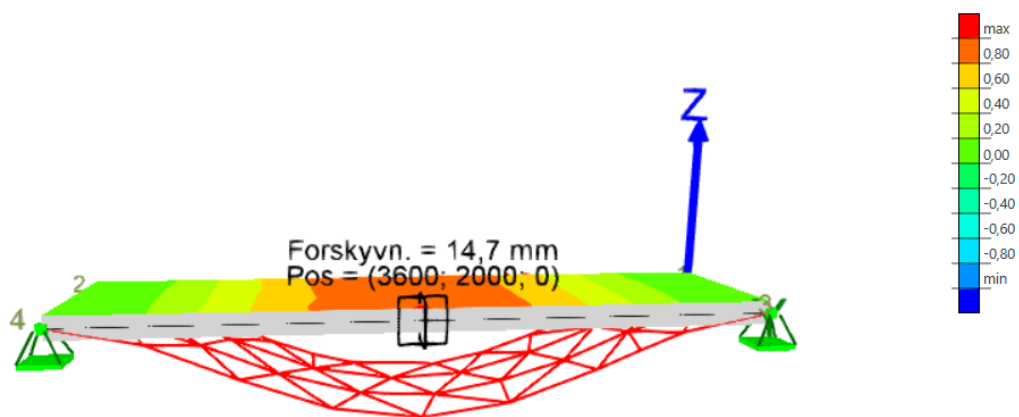
Figur 16 - Utklipp av utnyttelse, bøyespenning og skjær, (Calculatis)



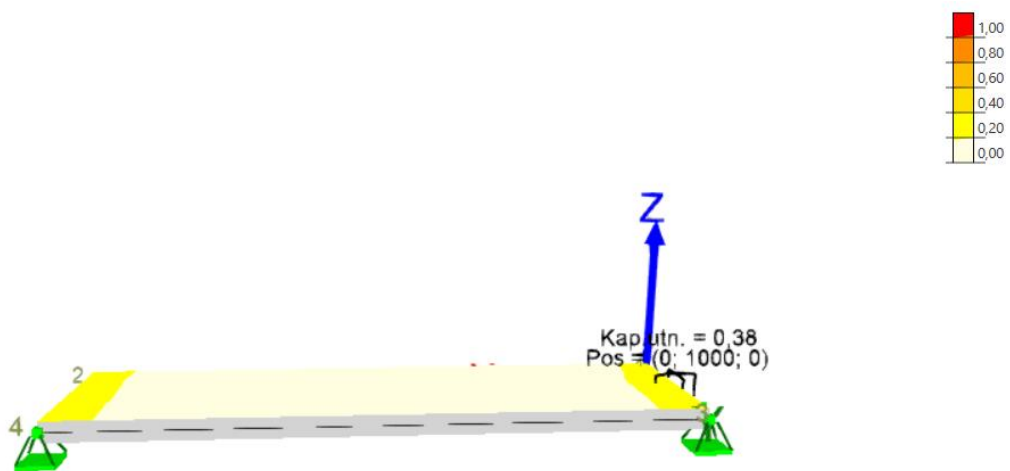
Figur 17 - Utklipp av utnyttelse og nedbøyning, (Calculatis)

Som vist over er største utnyttelse av etasjeskilleren på 84% og gjelder eventuell nedbøyning ved forkulling i forbindelse med brann. Dette i henhold til krav om  $L/400 = 18\text{mm}$ , og anses da som godkjent. Vi ser at både moment og skjær i etasjeskilleren er godt innenfor kravene. Se vedlegg 6 for detaljerte Calculatis-beregninger.

### Beregninger i Focus konstruksjon:



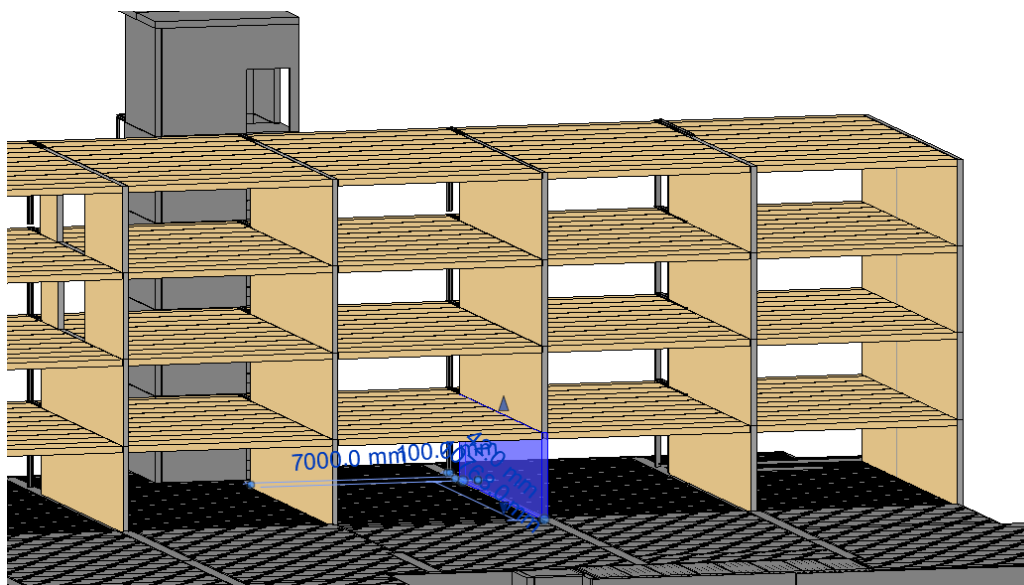
Figur 18 - Utklipp av nedbøyning massiv etasjeskiller, (Focus Konstruksjon)



Figur 19 - Utklipp av kapasitetskontroll, (Focus Konstruksjon)

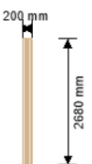
For kontroll modellerte vi opp etasjeskilleren og påførte lastene i Focus konstruksjon. Vi ser at Største nedbøyning blir 14,7mm, altså ca. det samme som Calculatis viser ( $W_{net.fin}$ ) og er innenfor kravene. Kapasitetsutnyttelse av tverrsnittet utfra standardene er her 38%.

### 4.2.2 Bærende vegg (Øst)



Figur 20 - Utklipp fra Revit

section CLT 200 L7s



layer	thickness	type	material
1	20.0 mm	L	Massivtre Bachelor
2	40.0 mm	C	Massivtre Bachelor
3	20.0 mm	L	Massivtre Bachelor
4	40.0 mm	C	Massivtre Bachelor
5	20.0 mm	L	Massivtre Bachelor
6	40.0 mm	C	Massivtre Bachelor
7	20.0 mm	L	Massivtre Bachelor

	area	moment of inertia	section modulus
	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>4</sup> ]	[mm <sup>3</sup> ]
net	214,400	128,325,600,000	95,765,340
total	536,000	320,813,900,000	239,413,300

Figur 21 - Utklipp av tverrsnittdata, (Calculatis)

Vi har her valgt en massiv bærevegg av 7 lags CLT med tykkelse 200mm. Denne er valgt utfra standarddimensjonene til Stora Enso, som er en verdensledende massivtreprodusent.

## Håndberegninger:

Bærende vegg Øst : (element 2m\*2.68m)

Belastninger :            Etasjeskiller(4etg):            CLT 240: 2.4kN/m / 2m = 1.2kN/m<sup>2</sup>

$$g_e := 7.2\text{m} \cdot 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 8.64 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Påstøp(4etg):             $g_{p1} := 7.2\text{m} \cdot 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 10.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$\text{Total}_1 := (g_{p1} + g_e) \cdot 4 = 77.76 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Overliggende vegger(3etg):    Prøver CLT 200 L7s

$$g_v := 2.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Total}_2 := g_v \cdot 3 = 8.04 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyttelast(3etg):

$$q := 7.2\text{m} \cdot 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 14.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Etasjereduksjon 0.9

$$\text{Total}_3 := q \cdot 3 \cdot 0.9 = 38.88 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Snølast:

$$s := 0.8 \cdot 7.2\text{m} \cdot 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 17.28 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Formfaktor tak 0.8

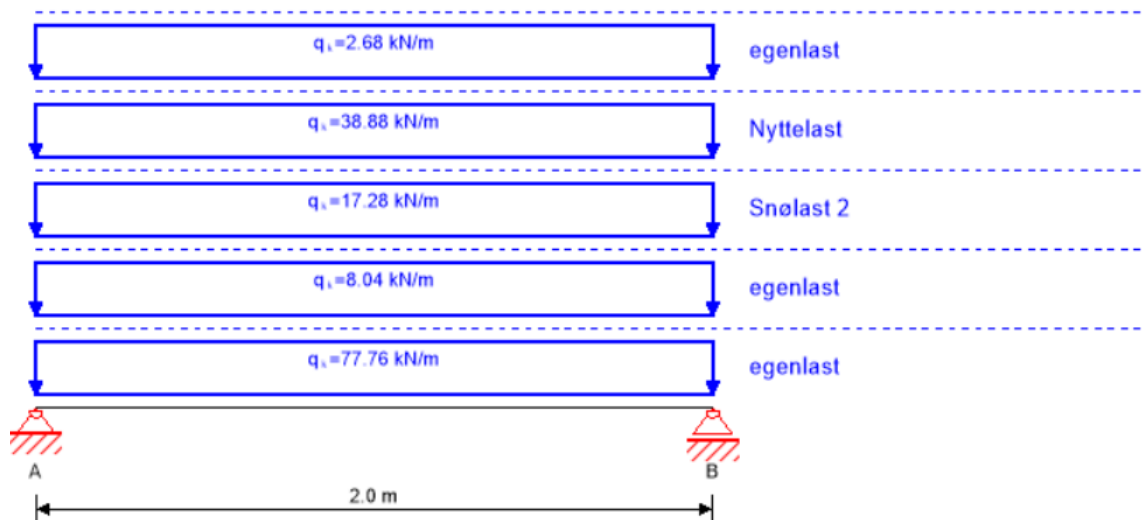
$$\text{Total}_4 := s = 17.28 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Utrekninger i Calculatis gir oss et 39% utnyttet tverrsnitt ved bruk av "CLT 200 L7s" av typen C24 spruce.

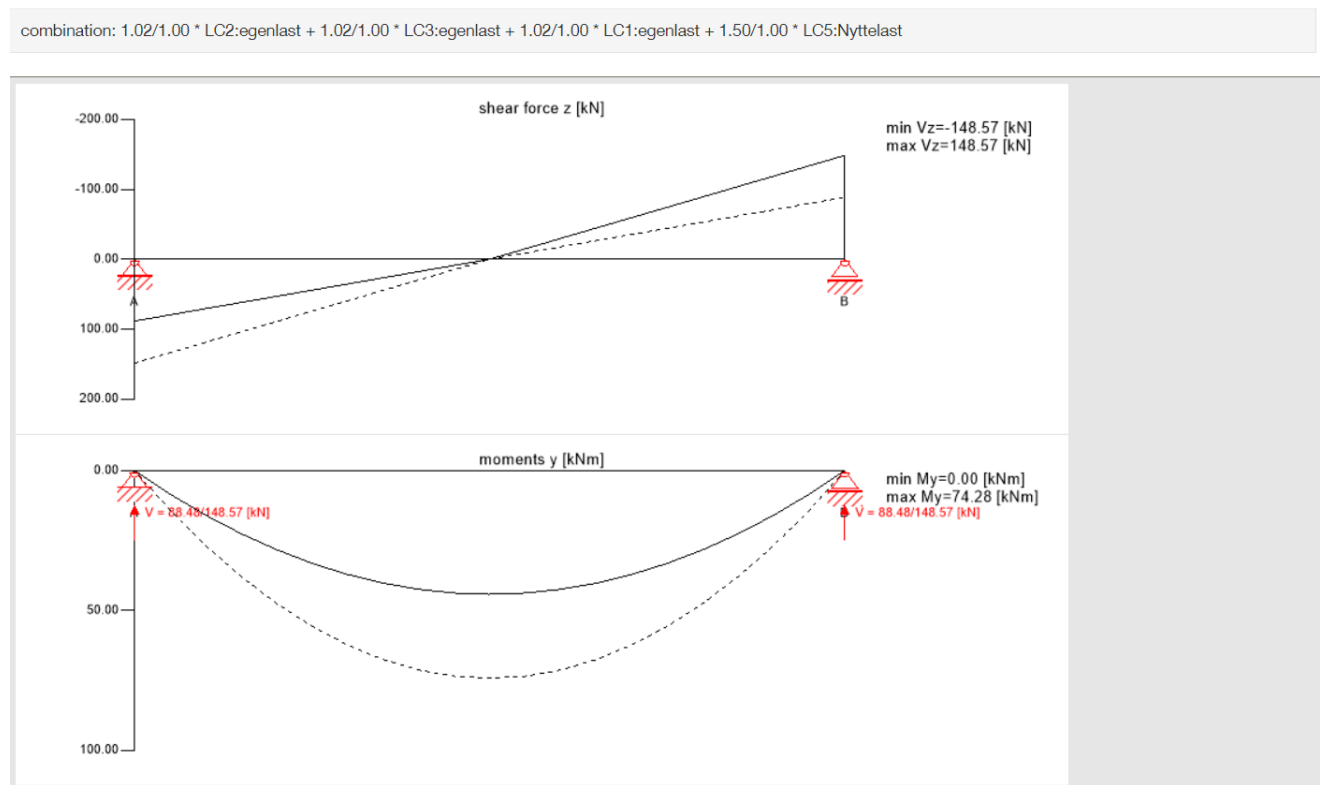
OK Se Calculatis utregning



**Beregninger i Calculatis:**



Figur 22 - Utklipp av lastsituasjon, (Calculatis)



Figur 23 - Utklipp av skjær- og momentdiagram, (Calculatis)

Ultimate limit state (ULS) - design results (32 %)

flexural design

dist.	$f_{m,k}$	$f_{c,k}$	$f_{t,k}$	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$k_{sys,y}$	$k_{\eta m}$	$k_i$	$f_{m,y,d}$	$f_{c,d}$	$f_{t,d}$
[m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1.0	28.00	26.00	22.00	2.00	0.80	1.00	1.00	1.00	11.20	10.40	8.80

dist.	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	utilization
[m]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
1.0	74.28	0.00	0.00	0.00	0.78	0.00	0.00	0.00	7 %

shear design in plane of CLT - gross section

dist.	$f_{v,IP,Gross,k}$	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$f_{v,IP,Gross,d}$	$V_d$	$\tau_{IP,Gross,d}$	utilization
[m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kNm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
0.0	3.50	2.00	0.80	1.40	148.57	0.42	30 %

shear design in plane of CLT - net section

dist.	$f_{v,IP,Net,k}$	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$f_{v,IP,Net,d}$	$V_{Net,d}$	$\tau_{v,IP,Net,d}$	utilization
[m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kNm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
0.0	8.00	2.00	0.80	3.20	148.57	1.04	32 %

torsional shear design in plane of CLT - in face glued surfaces

$f_{v,T,Node,k}$	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$f_{v,T,Node,d}$	$V_{s,d}$	$I_p$	$\tau_{T,Node,d}$	utilization
[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kNm]	[mm <sup>4</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
2.50	2.00	0.80	1.00	148.57	84375010.00	0.19	19 %

Figur 24 - Utklipp av utnyttelse, bøyepening og skjær, (Calculatis)

shear design in plane of CLT - net section

dist.	$f_{v,IP,Net,k}$	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$k_{fi}$	$f_{v,IP,Net,d}$	$V_{Net,d}$	$\tau_{v,IP,Net,d}$	utilization
[m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kNm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
0.0	8.00	1.00	1.00	1.00	8.00	144.64	3.11	39 %

Figur 25 - Utklipp av skjær ved brann/forkulling, (Calculatis)

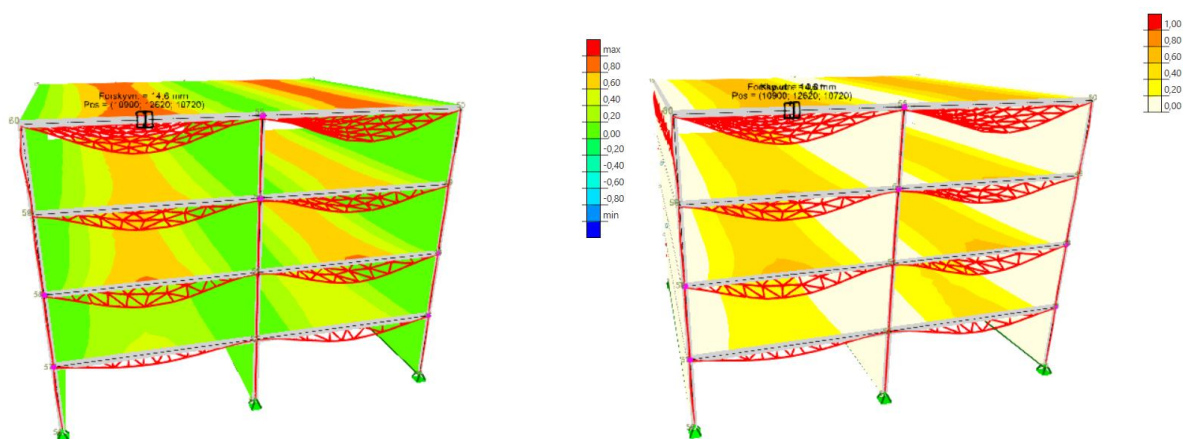
Som vist over er største utnyttelse av den bærende vegg på 39% og gjelder skjærpåvirkning ved forkulling i forbindelse med brann. Dette i henhold til standardene og anses da som meget godkjent. Vi ser at både moment og skjær i vegg er godt innenfor kravene. Se vedlegg 7 for detaljerte Calculatis-beregninger.

### 4.2.3 Beregninger i Focus konstruksjon



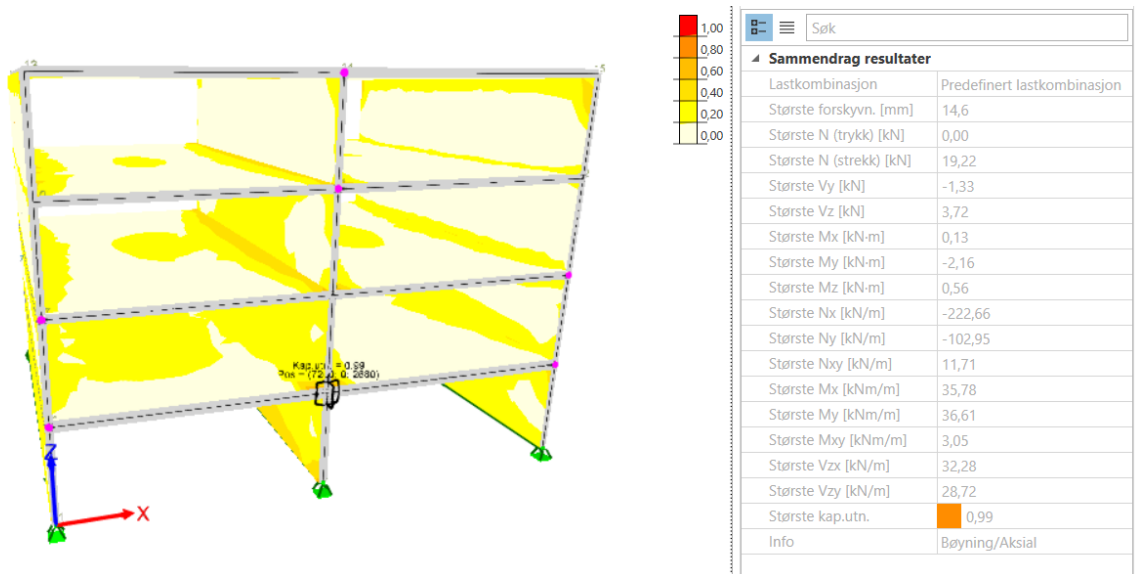
Figur 26 - Statisk modell, (Focus Konstruksjon)

I Focus konstruksjon har vi modellert opp et utsnitt av konstruksjonen for å kontrollere konstruksjonsdelenes kapasitet etter påført last som helhet. Vi får her ut resultat for konstruksjonen som er beregnet ut fra eurokodene og norsk standard.



Figur 27 - Forskyvningsmodell og forskyvningskontroll, (Focus Konstruksjon)

Største forskyvning i konstruksjonen er 14,6 mm nedbøyning av dekke på tak. Dette er innenfor kravet på  $L/400 = 18\text{mm}$ , og tilsvarer ca. 81% utnyttelse av forskyvningskapasitet.



Figur 28 - Kapasitetskontroll, (Focus Konstruksjon)

Kapasitetskontrollen fra Focus konstruksjon viser utnyttelsen av konstruksjonens bygningsdeler i sammenheng. Den største utnyttelsen i konstruksjonen er på 0,99 og er i den bærende vegg i midten av utsnittet. Dette fordi vi her har største belastning og sammenføyningen mellom dekke/vegg fører til stor kraftoverføring. Se vedlegg 8 for detaljert resultatrapport fra Focus konstruksjon.

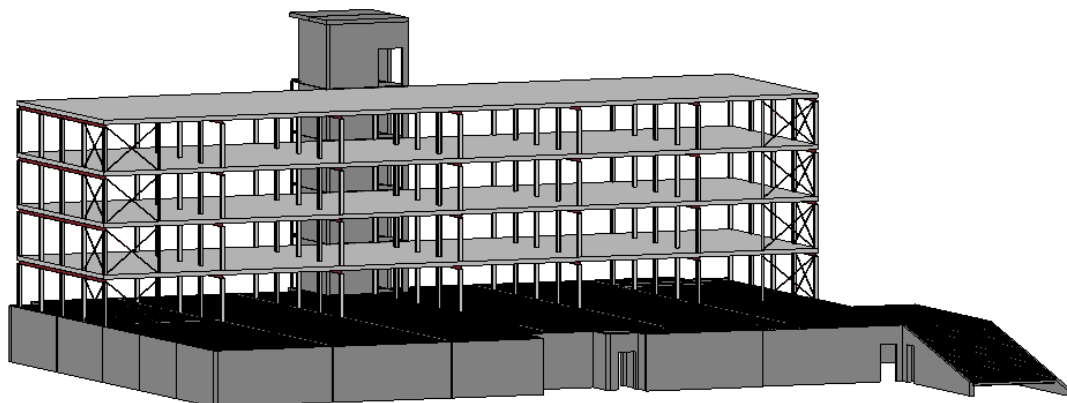
## 4.2.4 Prisoverslag

Kostnadsestimering Massivtre									
Mengde material									
Etasjeskiller (240mm)		Areal		Pr etg	Antall etg	Sum areal (m <sup>2</sup> )	Tykkelse(m)	Volum (m <sup>3</sup> )	
Areal nr1 fra Øst	Del1	6.95m*1.2m	8.34m <sup>2</sup>		9	4	300,24	0,24	72,058
	Del2	4.62m*1.85m	8.55m <sup>2</sup>		1	4	34,20	0,24	8,208
Areal nr2 fra Øst	Del1	7.16m*1.2m	8.59m <sup>2</sup>		9	4	309,24	0,24	74,218
Areal nr3 fra Øst	Del1	7.16m*1.2m	8.59m <sup>2</sup>		9	4	309,24	0,24	74,218
Areal nr4 fra Øst	Del1	7.04m*1.2m	8.45m <sup>2</sup>		9	4	304,20	0,24	73,008
Areal nr5 fra Øst	Del1	6.92m*1.2m	8.3m <sup>2</sup>		9	4	298,80	0,24	71,712
Areal nr6 fra Øst	Del1	6.95m*1.2m	8.34m <sup>2</sup>		9	4	300,24	0,24	72,058
	Del2	6.95m*1.85m	12.86m <sup>2</sup>		1	4	51,44	0,24	12,346
							1907,60	<b>TOTAL</b>	<b>457,824</b>
YV (200mm)		Volum (m <sup>3</sup> )		Antall etg	SUM Volum (m <sup>3</sup> )				
Øst	Del1		2,651		4	10,600			
	Del2		4,63		4	18,520			
Vest	Del1		7,42		4	29,670			
				<b>TOTAL</b>		<b>58,790</b>			
IV (200mm)		Volum (m <sup>3</sup> )		Antall	SUM Volum (m <sup>3</sup> )				
	Del1 (u/utspr.)		6,25		16,00	99,92			
	Del2 (m/utspr.)		4,75		4,00	18,99			
				<b>TOTAL</b>		<b>118,91</b>			
Påstøp		SUM Areal (m <sup>2</sup> )	Tykkelse (m)	Volum (m <sup>3</sup> )					
		1907,60	0,06	114,46					
				<b>TOTAL</b>		<b>114,46</b>			

Materialpriser med montasje/transport						
Post	Leverandør	Salgspris pr enhet				
		m <sup>2</sup>	tonn	kg	m <sup>3</sup>	
<b>Massivtre</b>	Norsk Massivtre AS				kr 10 000	
	Nordisk Massivtre AS				kr 8 000	
<b>Påstøp</b>	Veidekke					
Overflatearbeid	Veidekke	kr 55				
Armering (påstøp)	Veidekke	kr 89,9				
Betong (B35)	Veidekke				kr 1 806,6	

Prisestimat material med montasje/transport					
Material	Mengde	Pris			Sum
		kr/m <sup>2</sup>	kr/kg	kr/m <sup>3</sup>	
Etasjeskiller 240	457,824 m <sup>3</sup>			10 000	kr 4 578 240
YV 200	58,79 m <sup>3</sup>			10 000	kr 587 900
IV 200	118,91 m <sup>3</sup>			10 000	kr 1 189 100
<b>Påstøp</b>					
Overflatearbeid	1907,6 m <sup>2</sup>	55			kr 104 918
Armering (påstøp)	1907,6 m <sup>2</sup>	89,9			kr 171 493
Betong (B35)	114,46 m <sup>3</sup>			1806,6	kr 206 776
				<b>TOTAL</b>	kr 6 838 427

### 4.3 *Plasstøpt dekke med søyle-bjelke forbindelse*



Figur 29 - Utklipp fra Revit

Vi valgte her å dimensjonere et statisk system med plasstøpt dekke, opplagt på søyle-bjelke system. Bjelkene og søylene er valgt av stål for å bevare etasjehøyden i konstruksjonen. På figuren er også parkeringskjeller, heissjakt og svalgang med, disse er ikke med i dimensjoneringen.



Figur 30 - Illustrasjon av belastningsareal, (Revit)

### 4.3.1 Plasstøpt dekke

#### Håndberegninger:

Dimensjonering av plate:

B35 B500NC

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa} \quad f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b := 1.5 \quad \gamma_s := 1.15$$

$$\alpha_b := 0.85$$

$$f_{cd} := \alpha_b \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_b} = 19.833 \text{ MPa} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$$

Laster :

Egenlast :

$$g_{dekk} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad t := 0.250 \text{ m} \quad g_d := g_{dekk} \cdot t \cdot 1 \text{ m} = 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyttelast :

$$q_k := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q := q_k \cdot 1 \text{ m} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Snølast : Takvinkel  $0 < \alpha < 30$ :  $\mu_1 := 0.8$

$$s_{k0} := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad s_k := s_{k0} \cdot 0.8 \cdot 1 \text{ m} = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Siden snølast er størst, og snølast og nyttelast ikke opptrer samtidig på samme plate, bruker vi snølasten i de videre beregningene, værst tenkelige.

$$B1 : \quad q_{Ed1} := g_d \cdot 1.35 + s_k \cdot 1.05 = 10.957 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B2 : \quad q_{Ed2} := g_d \cdot 1.2 + s_k \cdot 1.5 = 11.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B2 > B1, \text{ bruker } q_{Ed2} = 11.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ videre}$$

Trykksonens momentkapasitet:

Prøver armering  $\phi 20$ :  $c_{nom} := 35\text{mm}$  Eksponeringsklasse XC1

$d_{\phi 20} := 20\text{mm}$   $k := 0.275$   $b := 1000\text{mm}$   $L_d := 7.2\text{m}$

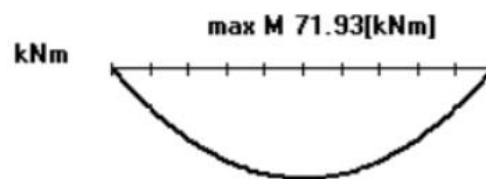
$$d := t - c_{nom} - \frac{d_{\phi 20}}{2} = 205\text{mm}$$

$$M_{R,d} := k \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 229.211\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{E,d} := \frac{(q_E d^2 \cdot L_d^2)}{8} = 71.928\text{kN}\cdot\text{m}$$

$M_{R,d} > M_{E,d}$ , bare strekkarmering i overkant og underkant påkrevd.

Armering underkant:



Momentdiagram der vi ser på platen som fritt opplagt for å få størst mulig moment, og er da sikker på at vi er på sikker side.

$$M_{E,du} := \frac{(q_E d^2 \cdot L_d^2)}{8} = 71.928\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$A_{\phi 20} := \pi \cdot (10\text{mm})^2 = 314.159\text{mm}^2$$

$$c_1 := 0.17$$

$$z := \left[ 1 - c_1 \cdot \left( \frac{M_{E,du}}{M_{R,d}} \right) \right] \cdot d = 194.064\text{mm}$$

Valg av antall jern  $\phi 20$ :

$$A_s := \frac{M_{E,du}}{f_{yd} \cdot z} = 852.474\text{mm}^2$$

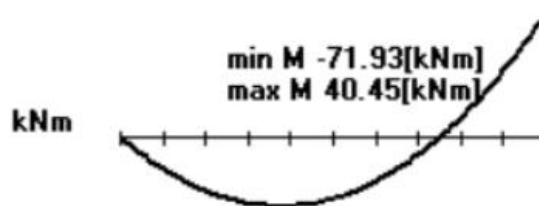
$$n := \frac{A_s}{A_{\phi 20}} = 2.714$$

Dette betyr at vi velger 3 jern per meter av platen.

Dette er nødvendig armeringsmengde per meter plate. NB: Dette er kun lengdearmering, ikke armering på tvers.



Armering overkant:



$$M_{E,do} := \frac{(q_E d^2 \cdot L_d^2)}{8} = 71.928 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$z_1 := \left[ 1 - c_1 \cdot \left( \frac{M_{E,do}}{M_{R,d}} \right) \right] \cdot d = 194.064 \text{ mm}$$

$$A_{s,o} := \frac{M_{E,d}}{f_{yd} \cdot z_1} = 852.474 \text{ mm}^2$$

Dette er nødvendig armeringsplate per meter plate.

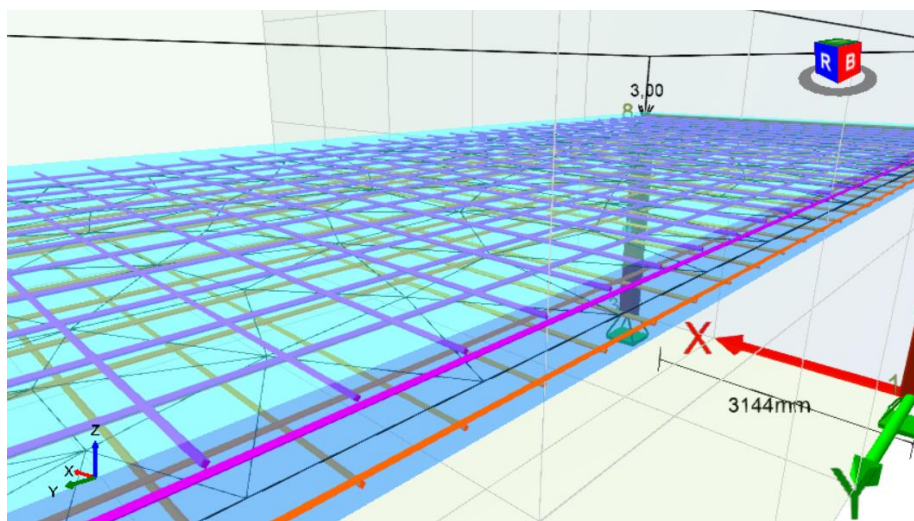
NB : Dette er kun lengdearmering, ikke armering på tvers.

Valg av antall jern  $\phi 20$ :

$$n_o := \frac{A_{s,o}}{A_{\phi 20}} = 2.714 \quad \text{Velger da 3 jern per meter av platen.}$$

Vi regnet her med armering  $\phi 20$  for både over- og underkant av platen. I Focus konstruksjon valgte vi  $\phi 16$  i samråd med oppdragsgiver. Håndberegninger med  $\phi 16$  armering ville gitt en litt mindre armeringsmengde både for over- og underkant, men dette er snakk om en liten endring og vi velger derfor å la utregningen med  $\phi 20$  stå. Merk at dette bare er nødvendig lengdearmering, ikke armering på tvers.

## Beregninger i Focus konstruksjon:



Figur 31 - Modell med armering, (Focus konstruksjon)

### 1.1. ARMERING

#### 1.1.2. Nødvendig arealarmering - skall

Sk Nr.	PosX [mm <sup>2</sup> ]	PosY [mm <sup>2</sup> ]	ASUx [mm <sup>2</sup> ]	ASUy [mm <sup>2</sup> ]	ASOx [mm <sup>2</sup> ]	ASOy [mm <sup>2</sup> ]	ASx [mm <sup>2</sup> ]	ASy [mm <sup>2</sup> ]	ASUnx [mm <sup>2</sup> ]	ASUny [mm <sup>2</sup> ]	ASOnx [mm <sup>2</sup> ]	ASOny [mm <sup>2</sup> ]	ASnx [mm <sup>2</sup> ]	ASny [mm <sup>2</sup> ]	Kap
1	-1572	-3600	804	804	804	804	1608	1608	0	0	804	804	804	804	0,50
1	-1572	3600	804	804	804	804	1608	1608	0	0	804	804	804	804	0,50
1	1572	-3600	804	804	804	804	1608	1608	0	0	804	804	804	804	0,52
1	1572	3600	804	804	804	804	1608	1608	0	0	804	804	804	804	0,50
1	943	3600	804	804	804	804	1608	1608	0	0	804	804	804	804	0,63

Kolonne:	Forklaring:
PosX	- X-koordinat i skallets lokale koordinatsystem
PosY	- Y-koordinat i skallets lokale koordinatsystem
ASUx	- innlagt lengdearmring i underkant i x-retning
ASUy	- innlagt lengdearmring i underkant i y-retning
ASOx	- innlagt lengdearmring i overkant i x-retning
ASOy	- innlagt lengdearmring i overkant i y-retning
ASx	- innlagt lengdearmringsareal totalt i x-retningen
ASy	- innlagt lengdearmringsareal totalt i y-retningen
ASUnx	- nødvendig lengdearmringsareal i x-retningen i underkant
ASUny	- nødvendig lengdearmringsareal i y-retningen i underkant
ASOnx	- nødvendig lengdearmringsareal i x-retningen i overkant
ASOny	- nødvendig lengdearmringsareal i y-retningen i overkant
ASnx	- nødvendig lengdearmringsareal totalt i x-retningen
ASny	- nødvendig lengdearmringsareal totalt i y-retningen
Kap	- Kapasitetsutnyttelse

Figur 32 - Armeringsrapport, (Focus Konstruksjon)

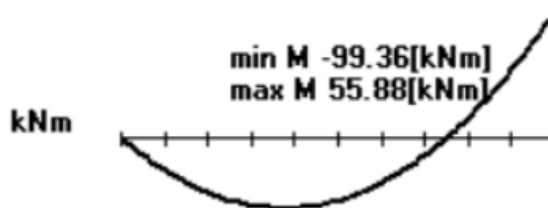
I Focus forenklet vi beregningene litt og legger samme armeringsmengde både i over- og underkant i begge retninger. Handberegningene gav oss et resultat på  $853\text{mm}^2/\text{m}$  på lengdearmeringen. I Focus ble resultatet litt mindre med  $804\text{mm}^2/\text{m}$ . Merk at disse bare er for ene siden, og legger dermed samme i både over- og underkant av platen. Årsaken til at nødvendig armering ble mindre i Focus har en sammenheng med at de også tar hensyn til armeringen som ligger på tvers, det gjorde vi ikke i håndberegningene. Vi bruker resultatene fra Focus som grunnlag for prisestimeringen.

### 4.3.2 Stålbjelke

Dimensjonering bjelke:

$$L_d := 7.2\text{m}$$

$$L_b := 3.144\text{m}$$



Laster:

$$\text{Nyttelast : } q_k := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q := q_k \cdot L_d = 14.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Snølast : } s_{k0} := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \mu := 0.8$$

$$s_k := s_{k0} \cdot L_d \cdot \mu = 17.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenlast :

$$\text{Dekke : } g_{\text{dekke}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad t := 0.25\text{m}$$

$$g_d := g_{\text{dekke}} \cdot t \cdot L_d = 45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Bjelke : } g_{\text{bjelke}} := 78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad A_b := 0.00538\text{m}^2$$

$$g_b := g_{\text{bjelke}} \cdot A_b = 0.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Totalt : } g_{db} := g_d + g_b = 45.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Bruker også her snølast i videre beregninger siden den gir størst påvirkning, og snølast og nyttelast ikke opptrer på samme bygningsdel.

$$B1 : q_{E,d1} := g_{db} \cdot 1.35 + s_k \cdot 1.05 = 79.461 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B2 : q_{E,d2} := g_{db} \cdot 1.2 + s_k \cdot 1.5 = 80.424 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B2 > B1, \text{ bruker } q_{E,d2} = 80.424 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{E,db} := \frac{(q_{E,d2} \cdot L_b^2)}{8} = 99.371\text{kN}\cdot\text{m}$$

**Momentkapasitet bjelke:**

Siden bjelken vil bli faststøpt i platen kan vi i dette tilfellet se bort fra vipping. Setter da følgende verdier:

$$\chi_{LT} := 1.0 \quad f := 1.0 \quad \text{Hentet fra statiske tabeller for HEA200:}$$

$$f_y := 355 \text{ MPa} \quad \gamma_m := 1.05 \quad W_{yel} := 38.86 \cdot 10^4 \text{ mm}^3 \quad W_{ypl} := 42.95 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

Elastisk momentkapasitet:

$$M_{bR,del} := \left( \frac{\chi_{LT}}{f} \right) \cdot \left( \frac{f_y}{\gamma_m} \right) \cdot W_{yel} = 131.384 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Plastisk momentkapasitet:

$$M_{bR,dpl} := \left( \frac{\chi_{LT}}{f} \right) \cdot \left( \frac{f_y}{\gamma_m} \right) \cdot W_{ypl} = 145.212 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{bR,del} > M_{Ed} \quad \text{OK!}$$

$$M_{bR,dpl} > M_{Ed} \quad \text{OK!}$$

Siden momentkapasiteten både plastisk og elastisk til bjelken er større enn momentet som vil virke er den OK så langt.

**Kontroll nedbøying av bjelke:**

Laster :(regnet ut lenger opp)

$$\text{Nyttelast : } q = 14.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Snølast : } s_k = 17.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenlast :

$$\text{Dekke : } g_d = 45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Bjelke : } g_b = 0.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Totalt : } g_{db} = 45.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Regner på bjelke i øverste etasje siden snølasten er større enn nyttelasten, og de ikke opptrer på samme bjelke. Snølast gir værst tenkelig tilfelle.

Regner nedbøying i bruksgrensetilstand, så lastfaktorene blir:

$$\gamma_G := 1.0 \quad \gamma_Q := 0.7$$

$$q_{Ed} := g_{db} \cdot \gamma_G + s_k \cdot \gamma_Q = 57.516 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Maksimal nedbøying:

$$E := 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa} \quad I := 36.92 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad \text{Hentet fra statiske tabeller for HEA 200}$$

$$y_{\max} := \frac{(q_{Ed} L b^4)}{185 \cdot E \cdot I} = 3.918 \text{ mm}$$

Krav til nedbøying:

$$\frac{L b}{300} = 10.48 \text{ mm}$$

$$y_{\max} = 3.918 \text{ mm} < 10.48 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Avstivere for å hindre at steget i bjelken knekker ut over søylene: (bjelke i 1etasje)

$$H_A := 160\text{mm} \quad B_A := 18\text{mm} \quad L_k := 190\text{mm} - 10\text{mm} - 10\text{mm} = 170\text{mm}$$

$$A_A := H_A \cdot B_A = 2.88 \times 10^3 \text{mm}^2 \quad f_y := 355\text{MPa} \quad E := 2.1 \cdot 10^5 \text{MPa}$$

$$I := \left(\frac{1}{12}\right) \cdot H_A^3 \cdot B_A = 6.144 \times 10^6 \text{mm}^4 \quad \gamma_m := 1.05$$

$$i := \sqrt{\frac{I}{A_A}} = 46.188\text{mm}$$

$$\lambda := \left(\frac{L_k}{i \cdot \pi}\right) \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.048$$

Dette gir ingen verdi fra diagram for knekking, dermed:

$$\chi := 1$$

$$N_{Rdc} := \frac{(\chi \cdot f_y \cdot A_A)}{\gamma_m} = 973.714\text{kN}$$

Med avstivere blir:

$$N_{Rdc} = 973.714\text{kN} > N_{Ed} = 949.533\text{kN} \text{ dermed er søyla OK!}$$

$N_{Ed}$  vil her være den samme som  $N_{Ed}$  for søyla, bruker derfor den.

Ved å sette inn avstivere med størrelse som vist over hindrer vi at steget knekker ut i bjelken der det blir stor kraftoverføring, det vil si fra søylene over på bjelken i 1.etg.

### 4.3.3 Stålsøyle

Aksiallast søyle for plasstøpt dekke:

Belastet Areal: Siden arealet er mindre enn 30m<sup>2</sup> trenger vi ikke ta hensyn til arealreduksjon.

$$A_b := 7.2m \cdot 3.144m = 22.637m^2$$

$$n := 3$$

Laster: Etasjereduksjon :  $\alpha_n := \frac{[2 + (n - 2) \cdot 0.7]}{n} = 0.9$

Snølast :

$$s_{k0} := 3.0 \frac{kN}{m^2}$$

$$s_k := s_{k0} \cdot 0.8 \cdot A_b = 54.328kN$$

Nyttelast :

$$q_{k0} := 2.0 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_k := q_{k0} \cdot \alpha_n \cdot A_b = 40.746kN$$

Egenlast :

Dekke :

$$g_{dekke} := 25 \frac{kN}{m^3}$$

$$t_{dekke} := 0.25m$$

$$g_d := g_{dekke} \cdot t_{dekke} \cdot A_b = 141.48kN$$

Bjelke :

$$g_{bjelke} := 78 \frac{kN}{m^3}$$

$$A_{bjelke} := 0.00538m^2$$

$$L_{bjelke} := 3.144m$$

$$g_b := g_{bjelke} \cdot A_{bjelke} \cdot L_{bjelke} = 1.319kN$$

Totalt Dekke og bjelke:

$$g_{db} := g_d + g_b = 142.799kN$$

Søyle :

$$g_{søyle} := 78 \frac{kN}{m^3}$$

$$A_{søyle} := 0.00749m^2$$

$$H_{søyle} := 2.45m$$

$$g_s := g_{søyle} \cdot A_{søyle} \cdot H_{søyle} = 1.431kN$$

Belastning	Antall etasjer	Etasjereduksjon; $\alpha_n$	Karakteristisk last (kL)	Total last (kN)
Dekke+bjelke: $g_{db}=142.8kN$	4	0	571,24	571,24
Søyle: $g_s=1.431kN$	3	0	4,293	4,293
Nyttelast: $q_k=40.747kN$	3	0,9	110,017	110,017
Snølast: $s_k=54.329kN$	1	0	54,329	54,329



Dimensjonering av stålsøyle for plasstøpt betong

Søyle : 200x200x10 varmvulset

$$A_s := 6460 \text{ mm}^2$$

$$I_s := 44.71 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{els} := 447 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pls} := 531 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$L_s := 2.45 \text{ m}$$

Bjelke HEA 200:

$$A_b := 5380 \text{ mm}^2$$

$$I_{yb} := 36.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{yelb} := 389 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{yp1b} := 430 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$L_b := 3.144 \text{ m}$$

Laster :

Nyttelast :

$$q_k := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q_1 := q_k \cdot 7.2 \text{ m} = 14.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenlast :

$$\text{Dekke :} \quad g_{\text{dekke}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad t_{\text{dekke}} := 0.25 \text{ m} \quad g_d := g_{\text{dekke}} \cdot t_{\text{dekke}} \cdot 7.2 \text{ m} = 45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Bjelke :} \quad g_{\text{bjelke}} := 78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad A_b := 0.00538 \text{ m}^2 \quad g_b := g_{\text{bjelke}} \cdot A_b = 0.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Totalt :} \quad g_{db} := g_b + g_d = 45.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Sjekker med full nyttelast på venstre side, og ingen nyttelast på høyre side. Dette er for å finne maksimalt moment i søylen.

Venstre side:

$$B1v : \quad q_{Ed1v} := g_{db} \cdot 1.35 + q_1 \cdot 1.05 = 76.437 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B2v : \quad q_{Ed2v} := g_{db} \cdot 1.2 + q_1 \cdot 1.5 = 76.104 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B1v > B2v \text{ bruker derfor } q_{Ed1v} = 76.437 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Høyre side:

$$B1h : \quad q_{Ed1h} := g_{db} \cdot 1.35 = 61.317 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B2h : \quad q_{Ed2h} := g_{db} \cdot 1.2 = 54.504 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B1h > B2h \text{ bruker derfor: } q_{Ed1h} = 61.317 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Egenlast total: } g_e := 571.24\text{kN} + 4.293\text{kN} = 575.533\text{kN}$$

$$\text{Nyttelast total: } q := 110.017\text{kN}$$

$$\text{Snølast total: } s_{\text{tot}} := 54.329\text{kN}$$

$$B1: \quad q_{E d1} := g_e \cdot 1.35 + q \cdot 1.05 + s_{\text{tot}} \cdot 1.05 = 949.533\text{kN}$$

$$B2: \quad q_{E d2} := g_e \cdot 1.2 + q \cdot 1.5 + s_{\text{tot}} \cdot 1.05 = 912.711\text{kN}$$

B1 > B2, bruker  $q_{E d1} = 949.533\text{kN}$  som aksiallast i søylen til videre beregninger.

Dimensjonering av stålsøyle for plasstøpt betong

Søyle : 200x200x10 varmvulset

$$A_s := 6460 \text{ mm}^2$$

$$I_s := 44.71 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{els} := 447 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pls} := 531 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$L_s := 2.45 \text{ m}$$

Bjelke HEA 200:

$$A_b := 5380 \text{ mm}^2$$

$$I_{yb} := 36.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{yelb} := 389 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{yplb} := 430 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$L_b := 3.144 \text{ m}$$

Laster :

Nyttelast :

$$q_k := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q_1 := q_k \cdot 7.2 \text{ m} = 14.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenlast :

$$\text{Dekke :} \quad g_{\text{dekke}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad t_{\text{dekke}} := 0.25 \text{ m} \quad g_d := g_{\text{dekke}} \cdot t_{\text{dekke}} \cdot 7.2 \text{ m} = 45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Bjelke :} \quad g_{\text{bjelke}} := 78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad A_{\text{bjelke}} := 0.00538 \text{ m}^2 \quad g_b := g_{\text{bjelke}} \cdot A_{\text{bjelke}} = 0.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Totalt :} \quad g_{\text{db}} := g_b + g_d = 45.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Sjekker med full nyttelast på venstre side, og ingen nyttelast på høyre side. Dette er for å finne maksimalt moment i søylen.

Venstre side:

$$B1v : \quad q_{Ed1v} := g_{\text{db}} \cdot 1.35 + q_1 \cdot 1.05 = 76.437 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B2v : \quad q_{Ed2v} := g_{\text{db}} \cdot 1.2 + q_1 \cdot 1.5 = 76.104 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B1v > B2v \text{ bruker derfor } q_{Ed1v} = 76.437 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Høyre side:

$$B1h : \quad q_{Ed1h} := g_{\text{db}} \cdot 1.35 = 61.317 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B2h : \quad q_{Ed2h} := g_{\text{db}} \cdot 1.2 = 54.504 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B1h > B2h \text{ bruker derfor: } q_{Ed1h} = 61.317 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$r_{AB} := \frac{\frac{3 \cdot I_{yb}}{L_b}}{\frac{3 \cdot I_{yb}}{L_b} + \frac{4 \cdot I_{yb}}{L_b} + \frac{3 \cdot I_s}{L_s}} = 0.257$$

$$r_{AC} := \frac{\frac{4 \cdot I_{yb}}{L_b}}{\frac{3 \cdot I_{yb}}{L_b} + \frac{4 \cdot I_{yb}}{L_b} + \frac{3 \cdot I_s}{L_s}} = 0.343$$

$$r_{AD} := \frac{\frac{3 \cdot I_s}{L_s}}{\frac{3 \cdot I_{yb}}{L_b} + \frac{4 \cdot I_{yb}}{L_b} + \frac{3 \cdot I_s}{L_s}} = 0.4$$

$$r_{AB} + r_{AC} + r_{AD} = 1 \quad \text{OK!}$$

Innspenningsmoment bjelke AB:

$$M_{AB} := \frac{\left( q_E d 1 v \cdot L_b^2 \right)}{8} = 94.444 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Innspenningsmoment bjelke AC:

$$M_{AC} := \frac{\left( q_E d 1 h \cdot L_b^2 \right)}{12} = 50.508 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Tabell for cross:

	Stav AB r <sub>AB</sub> =0,257	Stav AC r <sub>AC</sub> =0,343	Stav AD r <sub>AD</sub> =0,4
Multiplikasjonsfaktor 94,4kNm	1	0	0
ΔM1	-0,257	-0,343	-0,4
M <sub>AB</sub> , M <sub>AC</sub> , .....Σ	0,743	-0,343	-0,4
1) i kNm	70,139	-32,379	-37,76
Multiplikasjonsfaktor 50,5kNm	0	-1	0
ΔM2	0,257	0,343	0,4
M <sub>AB</sub> , M <sub>AC</sub> , .....Σ	0,257	-0,657	0,4
2) i kNm	12,979	-33,179	20,2
Σ 1)+2) kNm:	83,118	-65,558	-17,56

Kontroll for søylen med aksialkraft og moment:

$$f_y := 355 \text{ MPa} \quad \gamma_m := 1.05 \quad A_s = 6.46 \times 10^3 \text{ mm}^2 \quad I_s = 4.471 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$W_{el s} = 4.47 \times 10^5 \text{ mm}^3 \quad i_s := 77.2 \text{ mm} \quad L_k := 2.45 \text{ m} \quad E := 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$W_{pl s} = 5.31 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$N_{Ed} := 949.533 \text{ kN} \quad M_{Ed} := 17.652 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll tverrsnittsklasse:

$$c_1 := 200 \text{ mm} \quad t := 10 \text{ mm} \quad \epsilon_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_y}} = 0.814$$

$$\frac{c_1}{t} = 20 \quad 33 \cdot \epsilon = 26.849$$

$$\frac{c_1}{t} > 33 \cdot \epsilon \quad \text{profilen ligger i tverrsnittsklasse 1, kan dermed se bort fra lokal buckling.}$$

På grunn av kvadratisk tversnitt kan vi se bort fra vipping for søylen. Setter derfor:

$$\chi_{LT} := 1.0$$

$$\lambda := \frac{L_k}{i_s \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.415$$

Varmvalset tversnitt gir oss kurve a fra tabell for valg av kurve.

$$\chi_y := 0.95 \quad \chi_z := 0.95 \quad \text{på grunn av dobbelsymmetrisk tversnitt.}$$

$$\psi := 0 \quad \text{Tabell for momentfaktor for gaffellagret bjelke.}$$

$$C_{my} := 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.6$$

Siden  $\lambda_v$  er mindre enn 1, bruker vi følgende formel for  $k_{yy}$ :

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left( 1 + 0.6 \cdot \lambda \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} \cdot A_s} \right) = 0.668$$

$$k_{zy} := k_{yy} \cdot 0.8 = 0.535$$

Bruker elastisk verdi for W:

$$1) \quad \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} \cdot A_s} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{els} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} = 0.536 \quad \text{0.536 < 1.0, OK!}$$

$$2) \quad \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} \cdot A_s} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{els} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} = 0.52 \quad \text{0.52 < 1.0, OK!}$$

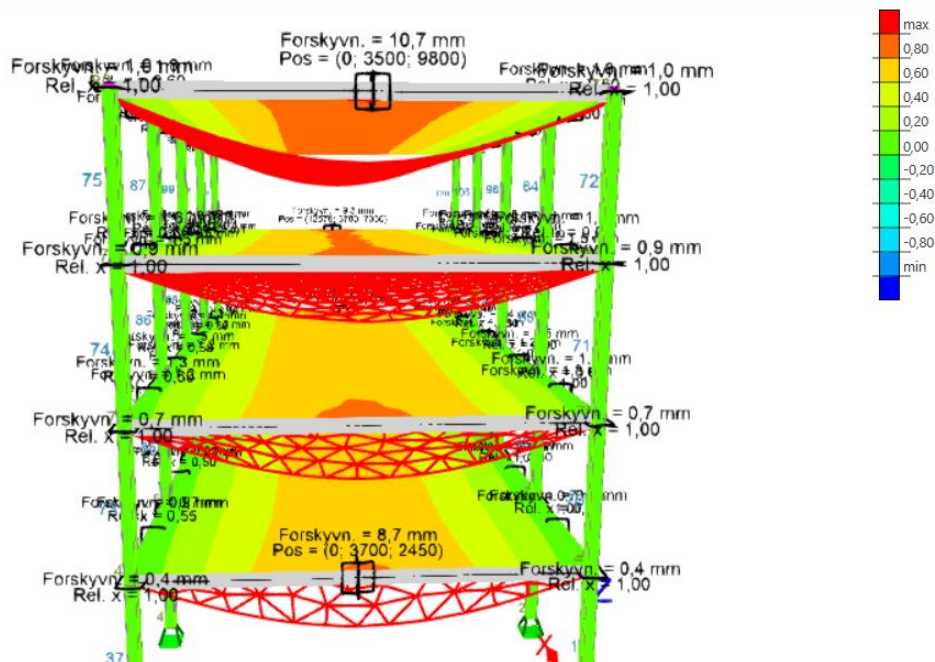
Søylen er dermed godkjent for aksiallasten og momentet.

### 4.3.4 Beregninger i Focus konstruksjon



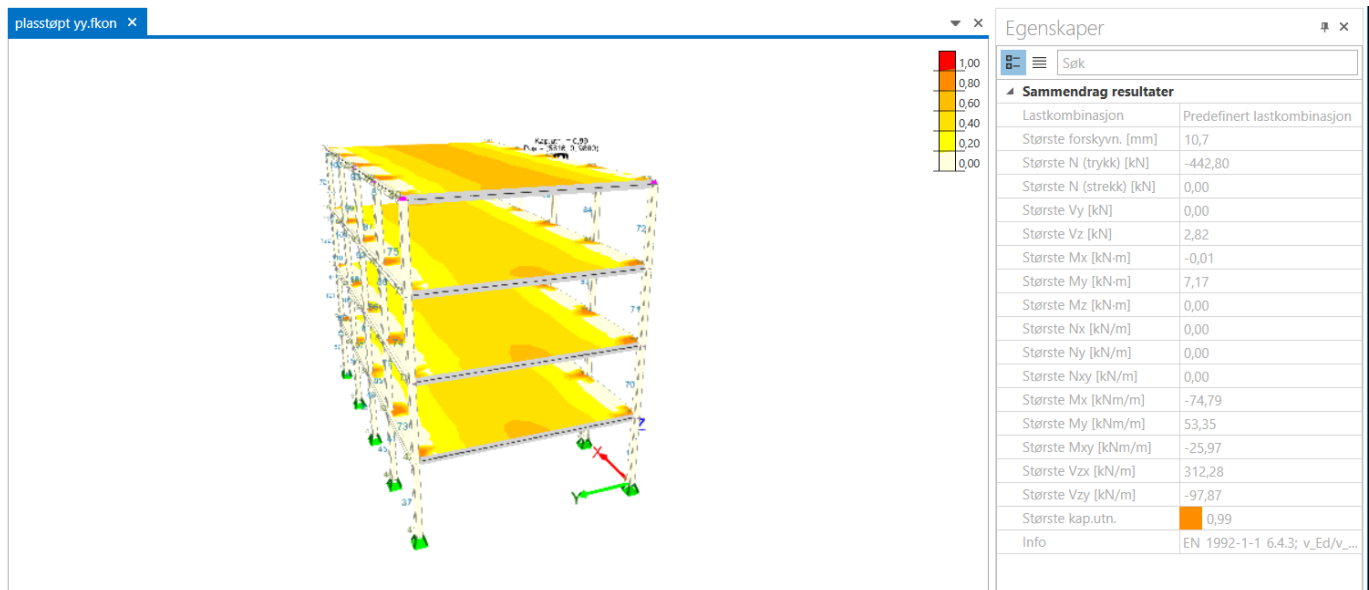
Figur 33 - Statisk modell, (Focus Konstruksjon)

I Focus konstruksjon har vi modellert opp et utsnitt av konstruksjonen for å kontrollere konstruksjonsdelenes kapasitet etter påført last som helhet. Vi får her ut resultat for konstruksjonen som er beregnet ut fra eurokodene og norsk standard.



Figur 34 - Forskyvningsmodell, (Focus Konstruksjon)

Største forskyvning/nedbøyning i konstruksjonen er 10,7mm i toppdekket. Dette er innenfor kravet på  $L/300 = 7200\text{mm}/300 = 24\text{mm}$ .



Figur 35 - Kapasitetskontroll, (Focus Konstruksjon)

Kapasitetskontrollen fra Focus konstruksjon viser at konstruksjonens største utnyttelse er på 0,99, og er i betongdekket over den midterste søylen til høyre på figuren over. Dette på grunn av stor trykkpåkjenning fra den bærende bjelken under, og anses som godkjent. Se vedlegg 9 for detaljert resultatrapport fra Focus konstruksjon.



### 4.3.5 Prisoverslag

Kostnadsestimering Plasstøpt					
<b>Mengde material</b>					
Dekkeforskaling	Areal (m <sup>2</sup> )	Pr etg	Antall etg	Sum areal (m <sup>2</sup> )	
	551,60	1	4	2206,40	
			<b>TOTAL</b>	<b>2206,40</b>	
Kantforskaling	Areal (m <sup>2</sup> )	Pr etg	Antall etg	Sum areal (m <sup>2</sup> )	
(Omkrets*høyde forskaling)	33,576	1	4	134,30	
			<b>TOTAL</b>	<b>134,30</b>	
Overflatebehandling	Areal (m <sup>2</sup> )	Pr etg	Antall etg	Sum areal (m <sup>2</sup> )	
	551,6	1	4	2206,40	
			<b>TOTAL</b>	<b>2206,40</b>	
Armering lengderetning	Type	Sum pr utsnitt (m <sup>3</sup> )	Antall utsnitt pr etg	Antall etg	Sum Volum (m <sup>3</sup> )
	Ø16	0,0116	24	4	1,114
Armering tverretning	Ø16	0,00528	24	4	0,507
			<b>TOTAL</b>	<b>1,621</b>	
Omgjøring stål	1,621m <sup>3</sup> *78,5KN/m <sup>3</sup> =127,17KN				
	127,17*10 <sup>3</sup> N/9,81m/s <sup>2</sup> = 12963,3Kg			Tyngdetetthet stål: 77–78,5 KN/m <sup>3</sup>	
				1N = 1kg · m/s <sup>2</sup>	
Stålsøyler	Type	Pr søyle (m <sup>3</sup> )	Antall søyle pr etg	Antall etg	Sum Volum (m <sup>3</sup> )
	200*200*10 VF HUP	0,019	35	4	2,66
			<b>TOTAL</b>	<b>2,66</b>	
Omgjøring stål	2,66m <sup>3</sup> *78,5KN/m <sup>3</sup> =208,81KN				
	208,81*10 <sup>3</sup> N/9,81m/s <sup>2</sup> = 21285,42Kg				
Stålbjelker	Type	Pr bjelke (kg)	Antall bjelker pr etg	Antall etg	Sum (kg)
	HEA 200	539,84	7	4	15115,52
			<b>TOTAL</b>	<b>15115,52</b>	
Betogndekke, 250mm (B3)	Volum pr dekke (m <sup>3</sup> )	Antall etg	Sum Volum (m <sup>3</sup> )		
	137,9	4	551,6		
		<b>TOTAL</b>	<b>551,6</b>		

Materialpriser med montasje/transport					
Post	Leverandør	Salgspris pr enhet			
		m <sup>2</sup>	tonn	kg	m <sup>3</sup>
Dekkeforskaling	Veidekke	kr 529			
Kantforskaling	Veidekke	kr 184			
Overflatebehandling	Veidekke	kr 73			
Armering	Veidekke			kr 17	
Betong B35	Veidekke				kr 1 858
Stålsøyler	Elementpartner			kr 38	
	Spenncon			kr 38	
Stålbjelker	Spenncon			kr 21	
<b>Prisestimat material med montasje/transport</b>					
Material	Mengde	Pris			Sum
		kr/m <sup>2</sup>	kr/kg	kr/m <sup>3</sup>	
Dekkeforskaling	2206,4 m <sup>2</sup>	529			kr 1 167 186
Kantforskaling	134,3 m <sup>2</sup>	184			kr 24 711
Overflatebehandling	2206,4 m <sup>2</sup>	73			kr 161 067
Armering (påstøp)	12963,3 kg		17		kr 220 376
Betong (B35)	551,6 m <sup>3</sup>			1858	kr 1 024 872,8
Stålsøyler	21285,42 kg		38		kr 808 846
Stålbjelker	15115,52 kg		21		kr 317 426
				<b>TOTAL</b>	kr 3 724 485
					Med 10% tillegg for rigg:
				<b>TOTAL</b>	kr 4 096 934

#### 4.4 Sammenligning av resultater

Under har vi samlet allerede presenterte resultat for priser for de tre tilfellene. Tabellen viser totalprisene med ferdig utført arbeid for de tre ulike løsningene.

Prissammenligning	
Konstruksjonstype	Total pris ferdig utført
<b>Prefabrikerte betongelement</b>	kr 4 381 048,00
<b>Massivtre</b>	kr 6 838 427,00
<b>Plasstøpt dekke med søyle-bjelke forbindelse</b>	kr 4 096 934,00

Tabell 25 - Prissammenligning

## 5 DISKUSJON

### 5.1 Valg av løsninger

Ved bestemmelse av sammensetningen av de tre konstruksjonene i oppgaven ble ulike alternativer og materialer vurdert før de endelige konstruksjonene ble dimensjonert. Vi la her til grunn å utvikle konstruksjoner med tilnærmet lik funksjon og statisk oppbygging.

For tilfellet med prefabrickerte betongelement fikk vi en god modell fra vår veileder. Vi valgte her å bruke dimensjonene fra tegningen, og regnet videre på disse. Modellen var utført med elementvegger i de nedre delene av bygget, men de to øverste etasjene på vestsiden av bygget var utført med kvadratiske hulprofil 180x180x8mm i stål. Ved kapasitetskontroll av disse søylene viste det seg at vi bare fikk litt over 50% utnyttelse av søylene, og vi kunne her ha utfordret slankheten på stålprofilen mer. Vi valgte uansett å bruke dimensjonene på søylene som allerede var tegnet inn for å beholde en liten sikkerhetsmargin, siden vi i beregningene ikke har dimensjonert for vind- og seismisk last. Vi anser dette som en grei løsning selv om den totale prisen av konstruksjonen kanskje blir høyere. Veggene i bygget er plassert rett over hverandre, noe som er en bra løsning for å overføre de horisontale kreftene ned i fundamentene, og videre ned i grunnen. Dette gjør at det også er greit å regne på lastene siden de går gjennom en felles akse.

Ved valg av løsning til plasstøpt konstruksjon vurderte vi flere muligheter til oppbygging av dekket. Et av alternativene vi vurderte var flatdekke, det vil si dekke støpt med bæringen i etteroppspent armering som støpes inn i platen. Da hadde vi ikke trengt bjelker i systemet og kunne her spart en del på byggehøyden per etasje. Årsaken til at vi ikke valgte den typen løsning var i hovedsak at dette krever ganske avanserte beregninger, og beregninger vi ikke har kompetanse på. For flatdekke må man regne bæringen i to retninger, noe som kan være forholdsvis komplisert.

Et annet alternativ til dekke vi vurderte var å bruke plattendekker. Dette ville vært veldig tidsbesparende, da forskalings- og armeringsarbeidet ville minket betraktelig. I forhold til dimensjoneringen av dekket har vi ikke regnet på denne type dekke før, men vi mener selv vi skal ha nok kunnskap til å få ut brukbare resultater på dette området. Plattendekker vil være en mellomting mellom plasstøpt dekke og prefabrickerte betongelement da dekkene er delvis prefabrickert, men krever en del arbeid med utstøping på byggeplass for å få et ferdig resultat. Dette var hovedårsaken til at vi valgte å se bort fra plattendekker. Vi ville få frem et klart

skille mellom prefabrikkert- og plasstøpt betong i oppgaven vår, slik at vi kunne vurdere de to tilfellen opp mot hverandre.

Vi valgte tilslutt å gå for et plasstøpt dekke med bjelke-søyleforbindelser i stål. Her har vi valgt å legge søylene rett over hverandre i alle etasjer, og med samme plassering som de bærende veggene for de to andre tilfellene. Ved å legge søylene over hverandre sikrer vi god geometri i bygget, og gjør dimensjoneringen enklere. Vi valgte kvadratiske hulprofil på 200x200x10mm for søylene og HEA 200 for bjelkene. Vi ser på dette som en god løsning for konstruksjonen for vårt tilfelle.

For løsningen med konstruksjon av Massivtre valgte vi tidlig å benytte massive dekker opplagret på massive vegger. Dette for å få en full massivtrekonstruksjon, selv om det like gjerne kunne bli utført med bærende stålsøyler og stålbjelker istedenfor massivtrevegger. Vi ønsket med dette å få et klart skille mellom de tre konstruksjonene og samtidig lære om bruken av det relativt nye tre-produktet til større bygninger. Ved selve dimensjonering oppdaget vi tidlig at det kritiske området her lå på nedbøyningen av selve dekket, noe som førte til at vi måtte øke dekketykkelsen fra 200mm til 240mm for å holde kravene.

## **5.2 Andre vurderingskriterier**

Bakgrunnen for valg av løsning i oppgaven baseres mest på den totale kostnaden for konstruksjonen som da også innebærer frakt og montasje av alle bygningsdelene, altså ferdig reist konstruksjon. Dette kommer enkelt frem gjennom prisestimeringen som vi har gjort for de ulike konstruksjonene. Det står nærmere beskrevet under kap 5.3, Prisestimering.

For valg av løsning er det også en del andre kriterier vi kunne vurdert for å få et mer nøyaktig resultat. Et eksempel på dette er byggetekniske krav og spesifikasjoner, som lyd- og brannkrav. Veggene for både tilfellet med massivtre og prefabrikkerte betongelement vil kunne oppfylle en rekke av disse kravene uten særlig mye mer arbeid. For brann vil både massivtre og betong være gode, men med tanke på lyd vil det kreve mer arbeid for å få veggene i massivtre til å oppfylle kravene. Dette gjelder både skilleveggene og etasjeskillerene i konstruksjonen.

For konstruksjonen med plasstøpt betong og stålsøyler vil ingen av disse kravene i utgangspunktet oppfylles for skilleveggene i bygget. Dette vil kreve ekstra etterarbeid, med tanke på at det må bygges solide skillevegger som skal stå imot brann og lyd. Stålsøylene og stålbjelkene må også kles inn og isoleres godt siden stål leder varme bra med tanke på en

eventuell brann. Plasstøpte dekker vil derimot ha samme funksjon som dekkene i prefabrikkert betong med tanke på lyd og brann.

I samtaler med veileder i Veidekke nevnte de at praktisk sett ville de mest sannsynlig støpt plasstøpte skillevegger inne i bygget, istedenfor å ha stålsøyler slik vi har valgt. Dette for å ivareta byggtekniske krav. Det ville for deres del vært billigere og enklere og gjennomføre. Vi valgte allikevel å bruke stålsøyler siden vi allerede hadde beregnet og regnet på det, og for å vise en annen måte man kan bygge opp konstruksjonen.

Disse bygningsfysiske kravene er noe vi har sett bort fra i oppgaven. Vi valgte bare å se på den bærende råkonstruksjonen til bygget. Om vi i tillegg skulle sett på bygningsfysikken for alle de tre tilfellene ville omfanget av oppgaven blitt for stort. Det er derimot liten tvil om at dette er viktige kriterier å vurdere for å få den mest optimale løsningen for et slikt bygg.

Et annet aspekt ved valg av konstruksjon som bedriften må ta hensyn til, er egne erfaringer og tilgang til ressurser og arbeidskraft. Et eksempel på dette kan være at bedriften har mange store pågående prosjekt samtidig, og derfor har lite arbeidskraft tilgjengelig til de forskjellige prosjektene. Da vil det i mange tilfeller være lønnsomt og nødvendig å leie inn bedrifter, som for eksempel ved å velge å bygge med prefabrikkerte betongelement ferdig montert. Da vil ikke kravene til arbeidskraft fra egen bedrift være like stor. Plasstøpte betongdekker er derimot noe de fleste entreprenørfirma gjør selv, og krever veldig mye arbeid med forskaling, armering og utstøping.

Vi har heller ikke tatt hensyn til tilgang på arbeidskraft og erfaringer i oppgaven vår. Dette vil variere veldig i forhold til andre prosjekter bedriften driver med, i tillegg til at det vil variere fra bedrift til bedrift. Vi har derfor ikke lagt dette til grunn for vårt valg av løsning da vi vil at valget skal være tatt på et litt mer generelt grunnlag, uavhengig av andre prosjekt og bedrift.

Ved valg av konstruksjonsløsning til modellene våre, ble ulike løsninger vurdert før de endelige valgene. Hovedfokuset lå på å modellere de tre konstruksjonene så like som mulig, med tanke på det statiske systemet og planløsningen. Dette for å få tilnærmet de samme spennene og mengdene å regne på, slik at sammenligning av sluttresultatene var mulig. En ulempe med å fokusere på dette, kan være at vi da ikke utnytter den optimale løsningen for de ulike materialene i konstruksjonen.

### 5.3 *Beregninger*

I oppgaven har vi gjort beregninger for hånd i Mathcad og i ulike dataprogram for de mest belastede bygningsdelene i konstruksjonene. Vi valgte her ønskede dimensjoner for så å beregne om de holdt kravene. Vi møtte tidlig problemer med å kontrollere beregningene som var gjort for hånd med de i dataprogrammene, da programmene ikke alltid gav ut sammenlignbare resultater. Programmene tok ofte utgangspunkt i større deler av konstruksjonen samtidig, i forhold til håndberegningene hvor vi tok hver bygningsdel for seg selv. Dette gjorde det utfordrende å tolke og vurdere resultatene opp mot hverandre, og vi måtte prøve oss frem med ulike dataprogram før vi greide å hente ut nødvendig data for å vurdere resultatene opp mot hverandre. Vi gikk da bort fra å bruke Eurocode express som vi hadde tenkt å bruke fra starten av. Vi brukte Focus konstruksjon og Ove Sletten sine dimensjoneringsprogram istedenfor Eurocode express fordi resultatene her var enklere å sammenligne. I Focus konstruksjon kunne vi også dimensjonere for massivtre, noe vi ikke kan i Eurocode express. Dermed ble det lettere for oss å kunne sammenligne data for de ulike tilfellene om vi brukte samme program. Det gikk også ganske greit å sammenligne resultatene fra Focus konstruksjon opp mot Calculatis for massivtreberegningene.

For konstruksjonen med prefabrikkerte betongelement brukte vi Ove Sletten programmene for å kontrollere bygningsdelene. Resultatene som programmet gav oss stemte rimelig godt overens med håndberegningene vi gjennomførte for konstruksjonsdelene. En av grunnene til at resultatene varierer noe, kan være at oppleggene i Ove Sletten er fremstilt litt annerledes enn vi regner med for hånd. Stålsøylene i konstruksjonen ble bare dimensjonert for hånd for å sjekke at de holder belastningen.

Den plasstøpte konstruksjonen ble kontrollert med beregningsprogrammet Focus konstruksjon der vi modellerte opp dekket og konstruksjonen som helhet. Dette gav oss også gode resultat for konstruksjonens bæreevne og påvirkning etter påført last som vurderes opp mot håndberegningene. Også her viste det seg at Ove Sletten og håndberegningene gav oss omtrent de samme armeringsmengdene i dekket. Stålbjelkene og stålsøylene alene beregnet vi bare for hånd, men den totale modelleringen i Focus av konstruksjonen viser at systemet holder kravene.

For konstruksjonen av massivtreelement gjorde vi ingen beregninger for hånd da dette er svært komplisert og et område vi har lite kunnskap om. Massivtre er et relativt nytt og ukjent byggmateriale til bruk i større bygninger som i oppgaven vår, noe som gjorde det vanskelig å

finne informasjon og kunnskap om dimensjonering rundt dette. Dette kan være en svakhet i beregningene. Vi benyttet da de to beregningsprogrammene Calculatis og Focus konstruksjon for å dimensjonere bygget i massivtre, siden disse støtter dimensjonering av dette materialet. Dimensjonene av konstruksjonsdelene som ble godkjent i Calculatis ble overført til Focus konstruksjon, der den totale konstruksjonen ble kontrollert opp mot kravene. Resultatene her ble rimelig like, noe som godkjenner konstruksjonen som helhet.

Vi valgte tidlig å ikke gjennomføre beregninger for vindlast og seismisk last. Dette var for å avgrense oppgaven. Både vind- og seismisk last er tidkrevende beregninger, noe som er hovedgrunnen til at vi ikke regnet på det. I tillegg hadde ikke programmene vi brukte i utregningene gode nok beregningsgrunnlag for å få ut disse dataene. Vi har derimot tatt hensyn til dette i oppgaven ved å legge armert påstøp på dekkene for tilfellene med massivtreelementer og prefabrikkert betong for å oppnå skivevirkning i dekkene. Plasstøpt dekke vil også oppnå den samme skivevirkningen. Dekkene er videre tenkt koblet til horisontale avstivere som vindkryss og heissjakt. Vi kunne også ha støpt en plastøpt horisontal vegg som vil ha samme effekt som vindkryssene med tanke på horisontalavstivning. Vi mener derfor at vi har tatt høyde for disse lastene uten å regne nøyaktig på dem, selv om det her vil være en viss usikkerhet.

#### **5.4 Prisestimering**

For å skaffe priser til de tre ulike tilfellene hadde vi kontakt med ulike leverandører over mail og telefon. Svarene vi fikk var veldig varierende, noe som gjør at nøyaktigheten på pris vil være noe usikker.

For tilfellet med betongelement hadde vi kontakt med Elementpartner, hvor vi fikk veldig god hjelp. De hadde regnet på en løsning for hele prosjektet, og kunne dermed gi oss rimelig nøyaktige priser og tidsbruk til fremdriftsplanen. De oppga priser per areal av de ulike bygningskomponentene som hulldekker, yttervegger og innervegger. Dette var priser inkludert frakt til området og ferdig montert. Dermed var det her mulig å regne ut et nøyaktig prisestimat for konstruksjonen med prefabrickerte betongelement.

Massivtre var det vanskeligste tilfellet å finne nøyaktige priser til. Vi sendte ut mail til flere aktører men alle som svarte var usikre på en nøyaktig pris for vårt tilfelle. Vi endte tilslutt med en kubikkpris for ferdig monterte element i massivtre. Dette gjorde at vi kunne anslå en ca. pris. Massivtre er det tilfellet i oppgaven vår med størst usikkerhet med tanke på pris.

Dette har en sammenheng med at det ikke er veldig mange som har kunnskap og erfaring fra området siden det er relativt nytt, i tillegg til at vi ikke har kontakter som har denne kunnskapen.

Den plasstøpte konstruksjonen var også grei å finne nøyaktig pris til. Da vår oppdragsgiver Veidekke bidro med priser og gode erfaringer fra området. Vi måtte her regne de forskjellige prisene for forskaling, armering, utstøping og overflatebehandling hver for seg. Siden vi bryter dette ned til mindre deler, vil prisen her bli forholdsvis nøyaktig. Vi fikk også oversikt over antall timer for de ulike arbeidsoppgavene som vi kunne bruke i en fremdriftsplan. Vi brukte de samme monteringsprisene for stål som ved prefabrikkerte elementer siden det var de mest nøyaktige prisene vi klarte å skaffe.

I prissammenligningen, som var den delen vi la mest vekt på i vår vurdering, var det plasstøpt betong med stålbjelker og stålsøyler som kom best ut. I prisgrunnlaget vi fikk fra Veidekke var det oppgitt at vi kunne legge til 12-18% for risiko og fortjeneste på disse prisene. Veidekke mente dette var et tillegg vi kunne se bort fra, siden de som totalentreprenører ville lagt til det samme for tilfellene med betongelement og massivtreelement.

Med tanke på pris har vi sett bort fra det byggetekniske og sett på det konstruksjonsmessige ved bygget. Prisene til de ulike tilfellene vil i stor grad kunne variere med tanke på å oppfylle tekniske krav til for eksempel lyd, brann, rominndeling og energi som nevnt tidligere. Dette er krav vi ikke har tatt hensyn til for de ulike konstruksjonene, og vil kunne gi store prisendringer. Vi synes ikke dette var relevant for vår oppgave, og har derfor ikke tatt høyde for det. Dette ville gjort oppgaven veldig detaljert, og vi ville ikke hatt tid til å vurdere de tre tilfellene så nøyaktig som en slik beregning krever.

Skulle vi tatt hensyn til disse kravene, er det sannsynlig at det ville lønt seg å støpe plasstøpte vegger, istedenfor søyle- og bjelkesystem som vi har valgt for det plasstøpte tilfellet. En slik konstruksjon vil oppfylle kravene til brann og lyd uten noe mer arbeid, kontra et søyle-bjelkesystem der vi måtte ha brukt riktig kledning og isolasjon for å oppnå de samme resultatene. Dette vil i mange tilfeller bli dyrere og mer tidkrevende enn å støpe med en gang. Siden det bare er bæresystemet vi skal vurdere har vi ikke vurdert dette noe nærmere.



## 5.5 *Omfang og avgrensninger*

Da vi startet med oppgaven fikk vi utdelt tegninger for hele prosjektet, det vil si to boligblokker med sammenhengende underjordisk parkeringskjeller imellom. I samråd med veileder og oppdragsgiver valgte vi å avgrense oppgaven til å se på ulike alternativer for bæresystemet for den største boligblokken.

Vi valgte å se bort fra parkeringskjelleren som ligger under jorden. Denne vurderingen gjorde vi på bakgrunn av at det vil være vanskelig å utføre parkeringskjeller mot grunn på andre måter. På tegningene vi har fått er denne utført med elementvegger, betongsøyler, plate mot grunn og overliggende hulldekker. En annen måte kunne vært plastøpt betongvegger som vil kunne gi omtrent de samme egenskapene. Derimot vil en løsning med massivtre under terreng bli vanskelig, og siden det er de tre tilfellene vi skal vurdere, valgte vi å se bort fra parkeringskjelleren i oppgaven. Vi valgte da også å se bort fra fundamentet til bygget, siden det ligger i sammenheng med parkeringskjelleren. Dette er en vesentlig del av en konstruksjonsoppgave, og kan være uheldig for det totale omfanget av oppgaven.

Et annet aspekt i oppgaven vi også har valgt å se bort ifra er dimensjonering av utkragerbalkonger, svalgang i bakkant av bygget, heissjakt og eventuelle vindkryss i bygget. Dette er gjort i samarbeid med veileder og oppdragsgiver for å avgrense mengden av dimensjoneringen. Balkongene ville i dette tilfellet kunne blitt utført med egen bæring i utkant av bygget, istedenfor en sammenhengende bæring i dekket. Dette ville blitt en enklere løsning i forhold til dimensjonering og utførelse. I forhold til svalgangen ble denne utelukket fra oppgaven da denne burde vurderes opp mot direkte påkjenning av fukt og eventuell brannpåkjenning. Som nevnt tidligere er ikke horisontal avstiving dimensjonert for i oppgaven. Derfor ble heissjakten og vindkryssene ikke direkte dimensjonert i forhold til bygget. Dette kan være et svakt punkt for oppgaven da noen av konstruksjonstypene for bæresystemet kunne fått en høyere totalpris etter dimensjonering for horisontale krefter.

Da vi startet på oppgaven, tenkte vi i utgangspunktet å ta med tidsbruk og gjennomføring i vurderingen av bæresystemet. Dette viste seg etter hvert å bli en stor utfordring. For betongelement og plastøpt betong hadde dette vært fullt mulig å finne et beregningsgrunnlag til disse to tilfellene, da vi her fikk god hjelp. For massivtre viste dette seg derimot å bli vanskelig. For tilfellet med massivtre var det som nevnt over vanskelig å skaffe noe nevneverdig informasjon, og derfor valgte vi å se bort fra tidsbruk og gjennomføring som en del av vurderingskriteriene. For å kunne måle de tre tilfellene opp mot hverandre er vi

avhengige av å få god informasjon som er mulig å sammenligne. Dette vil kanskje svekke oppgaven med tanke på at de ulike måtene å bygge på vil kunne passe bedre/dårligere i forhold til vårt prosjekt med tanke på tidsbruk og gjennomføring.

I forhold til problemstilling 2 med visualisering av fremdrift og planlegging av rigg har vi også måtte avgrenset oppgaven litt. Visualisering av fremdriften til prosjektet gikk greit da vi her fikk god hjelp fra oppdragsgiver til å bestemme tidsbruken for de forskjellige bygningsdelene i plasstøpt betong. Dette var også greit å fremstille ved hjelp av Synchro 4D. Med tanke på rigg så vi for oss å regne litt på plassering av kran og andre forhold for å optimalisere byggetiden for prosjektet. Dette måtte vi etter hvert slå fra oss da tiden ikke strakk til. I tillegg blir dette ofte planlagt ut fra erfaringer fra tidligere prosjekt, noe vi ikke har.

## 6 KONKLUSJON

Gjennom arbeidet med denne oppgaven har vi dimensjonert og sammenlignet tre ulike bærende konstruksjoner til en større boligblokk.

Vi gjorde i startfasen beslutninger i samsvar med veileder og bedrift om å konsentrere oppgaven til den bærende konstruksjonen til boligblokken. Løsningene tok da utgangspunkt i tegningene vi fikk utlevert fra bedriften, samt våre egne ønsker om å øke kunnskapen rundt bruken av massivtre kontra tradisjonelle konstruksjoner til større bygninger. Dette skapte da grunnlaget for problemstillingen til oppgaven med dimensjoneringen og sammenligningen av bæresystem. Samt visualisering av det endelige resultatet, noe som fremstiller oppgavens sluttresultat på en god måte.

Vi møtte flere utfordringer underveis i oppgaven. Selv om vi følte vi hadde en konkret og god problemstilling, slet vi i startfasen med å sette opp en plan og oversikt over arbeidet som skulle gjøres. Dette var mye på grunn av at vi ikke visste hvor lang tid dimensjoneringen av de tre tilfeller ville ta. Vi ønsket selvfølgelig å ha med mest mulig detaljer, men innså etter hvert at vi ikke hadde tid til å gjøre det så detaljert som vi først tenkte. Vi hadde også litt problemer med å konkretisere hvilke arbeidsoppgaver som måtte løses for at oppgaven skulle besvares på en god måte. Dette ble en del klarere da vi begynte å prosjektere, dimensjonere og modellere de tre tilfellene. Da begynte ting i oppgaven å falle på plass, noe som gjorde det enklere for oss å se helheten av arbeidet vi skulle gjennomføre og hvilke avgrensninger vi måtte foreta.

Selve dimensjoneringen, som er en betydelig del av oppgaven, bydde også på løpende utfordringer. Dette spesielt med tanke på dimensjonering av massivtre konstruksjonen, siden dette er et material vi ikke har dimensjonert før og dets egenskaper er noe ukjent. Derfor ble denne konstruksjonen bare dimensjonert ved hjelp av dimensjoneringsprogram, noe som førte til at dimensjoneringen her tok lengre tid enn vi først antok. Vi er uansett fornøyd med resultatene dette gav oss, og føler vi sitter igjen med et stort læringsutbytte rundt dette fagfeltet som vi kan ta med oss videre ut i arbeidslivet.

En viktig vurdering med tanke på valg av bæresystem er å velge den løsningen som passer best, i forhold til vurderingskriteriene vi selv har valgt i oppgaven. Det er viktig å forstå at det kan være mer hensiktsmessig med andre typer løsninger dersom man prioriterer vurderingskriteriene annerledes. I tillegg er det viktig å se på helheten til prosjektet for å utvikle den mest riktige løsningen for det spesifikke tilfellet.

For denne oppgaven var det konstruksjonen med plasstøpt betongdekke og søyle-bjelke forbindelse i stål som kom best ut. Dette etter sammenligningen av de tre konstruksjonene der prisvurdering på ferdig oppsatt bærekonstruksjon var lagt i hovedfokus. Her ble konstruksjonen med plasstøpt betong den billigste løsningen med en total kostnad på 4 096 934,-. Vi anser dermed denne løsningen som mest hensiktsmessig for prosjektet ut ifra våre vurderinger. Konstruksjonen ble dermed fremstilt ved hjelp av visualiseringsprogrammet Synchro 4D med tilhørende gantt-diagram (se vedlegg 30) over fremdriften i byggeprosessen. Dette er noe vi mener setter fokus på og viser hvordan digitalisering av prosesser i byggeprosjekter kan bidra til effektivisering og innsparinger på flere områder. (Se vedlegg 31 vedlagt på minnepenn.)

Dagens Entreprenører i den norske byggebransjen styres stadig mer av pris og tid. Dette er viktige aspekt som vi nyutdannede ingeniører vil oppleve og må forholde oss til i arbeidslivet. Vi mener imidlertid det er viktig for byggbransjen å ta godt imot nyutdannede med nye visjoner og løsninger for å utvikle bransjen i tråd med dagens muligheter. Dette er noe vi gjennom oppgaven mener å ha fått større innblikk i og kan ta med som en god erfaring videre ut i arbeidslivet.

## 7 REFERANSER

Alfasoft. (2019). Mathcad Norge - Software for dokumentasjon av dine beregninger.

Retrieved March 27, 2019, from

<https://www.alfasoft.com/no/produkter/matematikk/mathcad.html>

Årskog. (2010). *Konstruksjonssikkerhet og belastning* (Vol. 3).

Autodesk Inc. (2019). Sammenlign Revit vs. Revit LT | Autodesk. Retrieved March 28, 2019,

from <https://www.autodesk.no/compare/revit-vs-revit-lt>

Byggforskserien. (2017). 321.022 Oversikt over krav og løsninger ved brannteknisk

prosjektering av bygninger - Byggforskserien. Retrieved February 1, 2019, from

[https://www.byggforsk.no/dokument/3307/oversikt\\_over\\_krav\\_og\\_loesninger\\_ved\\_brannteknisk\\_prosjektering\\_av\\_bygninger](https://www.byggforsk.no/dokument/3307/oversikt_over_krav_og_loesninger_ved_brannteknisk_prosjektering_av_bygninger)

Creuna. (2017a). Direktoratet for byggkvalitet. Retrieved February 5, 2019, from

<https://dibk.no/byggeregler/sak/3/9/9-3/>

Creuna. (2017b). Direktoratet for byggkvalitet. Retrieved February 5, 2019, from

<https://dibk.no/byggeregler/sak/3/9/9-4/>

Creuna. (2017c). Direktoratet for byggkvalitet. Retrieved February 1, 2019, from

<https://dibk.no/byggeregler/tek/3/11/i/11-2/>

Eie. (2010). *Stålkonstruksjoner* (Vol. 1). nki forlaget.

Fokus Software AS. (2018). Focus Konstruksjon. Retrieved March 27, 2019, from Focus

Software AS website: <https://www.focus.no/focus-konstruksjon/>

Kolbein Bell. (2017). *Dimensjonering av trekonstruksjoner*. Fagbokforlaget.

Larsen. (2008). *Konstruksjonsteknikk* (Vol. 2). Fagbokforlaget.

Larsen. (2013). *Dimensjonering av stålkonstruksjoner* (Vol. 2). Fagbokforlaget.

Magne Maage. (2015). *Betong. Regelverk, teknologi og utførelse* (Vol. 1). Byggenæringens forlag.

Norsar. (2019). Hva er et jordskjelv - jordskjelv.no. Retrieved April 10, 2019, from

<https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/hva-er-et-jordskjelv/>

NTI. (2019). SYNCHRO PRO. Retrieved April 3, 2019, from

<https://www.nti.biz/no/produkter/flere-produkter/synchro/>

Sandnes og Jærbetong. (2016). Plattendekke. Retrieved May 2, 2019, from

<https://sjbetong.no/produkter/plattendekke>

SINTEF Byggforsk. (2001). 520.205 Massive treelementer. Typer og bruksområder -

Byggforskserien. Retrieved February 1, 2019, from

[https://www.byggforsk.no/dokument/3009/massive\\_treelementer\\_typer\\_og\\_bruksomraaader](https://www.byggforsk.no/dokument/3009/massive_treelementer_typer_og_bruksomraaader)

SINTEF Byggforsk. (2016). 572.205 Betong. Typer, egenskaper og bruksområder -

Byggforskserien. Retrieved February 8, 2019, from

[https://www.byggforsk.no/dokument/5157/betong\\_typer\\_egenskaper\\_og\\_bruksomraader#11](https://www.byggforsk.no/dokument/5157/betong_typer_egenskaper_og_bruksomraader#11)

SINTEF Byggforsk. (2017a). *Innføring i byggereglene TEK17*.

SINTEF Byggforsk. (2017b). *Trehus* (Vol. 5).

Siri. (2017a). Direktoratet for byggkvalitet. Retrieved February 1, 2019, from

<https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/12/ii/12-7/>

Siri. (2017b). Direktoratet for byggkvalitet. Retrieved February 1, 2019, from

<https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-3/>

Sletten Byggsata AS. (2019). Sivilingeniør Ove Sletten. Retrieved April 3, 2019, from

<http://www.ove-sletten.no/programmer.htm>

Solibri Inc. (2019). Solibri Model Viewer. Retrieved March 27, 2019, from Solibri website:

<https://www.solibri.com/solibri-model-viewer>

Sørensen. (2013). *Betongkonstruksjoner* (Vol. 2). Fagbokforlaget.

Standard Norge. (2017). Ny standard for bygging i tre | standard.no. Retrieved February 1,

2019, from [https://www.standard.no/nyheter/nyhetsarkiv/bygg-anlegg-og-eiendom/2017/utforelse-av-trekonstruksjoner/?gclid=EAiaIQobChMlr4Df-52a4AIVWOaaCh0JDAX\\_EAAYASAAEgKJvvD\\_BwE](https://www.standard.no/nyheter/nyhetsarkiv/bygg-anlegg-og-eiendom/2017/utforelse-av-trekonstruksjoner/?gclid=EAiaIQobChMlr4Df-52a4AIVWOaaCh0JDAX_EAAYASAAEgKJvvD_BwE)

Stora Enso. (2019). Calculatis. Retrieved April 3, 2019, from

<https://www.storaenso.com/en/products/wood-products/calculatis>

Symetri. (2019). Shape the future. Retrieved April 3, 2019, from Shape the future website:

<http://www.symetri.no/produkter-og-loesninger/produkter/solibri-model-checker/>

Thue, J. V. (2014). armeringsstål. In *Store norske leksikon*. Retrieved from

<http://snl.no/armeringsst%C3%A5l>

Thue, J. V. (2018a). betong. In *Store norske leksikon*. Retrieved from <http://snl.no/betong>

Thue, J. V. (2018b). fundament. In *Store norske leksikon*. Retrieved from

<http://snl.no/fundament>

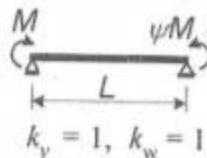

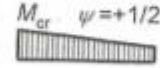

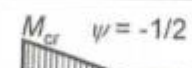
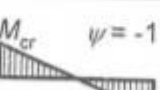
Vi har brukt referanseprogrammet Zotero.

## 8 VEDLEGG

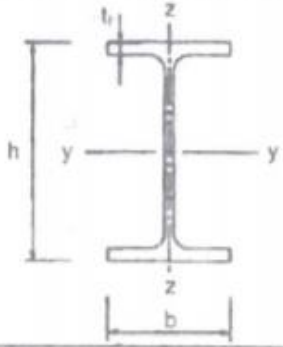
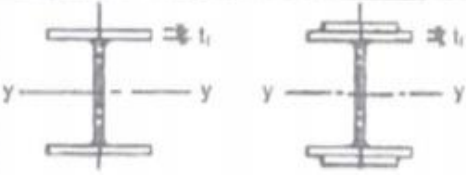

Vedlegg 1 - Momentfaktor for gaffellagret bjelke med stavendemomenter .....	119
Vedlegg 2 - Tabell for valg av knekkurve .....	120
Vedlegg 3 - Kurve for bøyningknekkning for sentrisk trykk .....	121
Vedlegg 4 - Armerings tabell .....	122
Vedlegg 5 - Tabell for karakteristisk snølast .....	123
Vedlegg 6 - Detaljberegninger fra Calculatis, massivtre etasjeskiller .....	124
Vedlegg 7 - Detaljberegninger fra Calculatis, massivtre bærende vegg øst .....	131
Vedlegg 8 - Rapport fra Focus Konstruksjon, massivtre konstruksjon.....	138
Vedlegg 9 - Rapport Focus Konstruksjon, plasstøpt konstruksjon.....	159
Vedlegg 10 - Teknisk tabell stål, 180x180x8 kvadratisk hulprofil .....	178
Vedlegg 11 - Teknisk tabell stål, 200x200x10 kvadratisk hulprofil .....	179
Vedlegg 12 - Tenkisk tabell stål, HEA 200 .....	180
Vedlegg 13 - Dokumentasjon på pris fra Elementpartner .....	181
Vedlegg 14 - Dokumentasjon på pris fra Isachsen .....	183
Vedlegg 15 - Dokumentasjon på pris fra norsk Massivtre AS .....	185
Vedlegg 16 - Dokumentasjon på pris fra Nordisk Massivtre .....	186
Vedlegg 17 - Dokumentasjon på tidsbruk montering fra Elementpartner.....	187
Vedlegg 18 - Dokumentasjon på pris og tidsbruk montasje fra Veidekke .....	188
Vedlegg 19 - Dokumentasjon på pris fra Spenncon .....	190
Vedlegg 20 – Forprosjekt og avtale NTNU/bedrift .....	191
Vedlegg 21 - LOG Uke 2-5.....	203
Vedlegg 22 - LOG Uke 6-8.....	204
Vedlegg 23 - LOG Uke 9-11.....	206
Vedlegg 24 - LOG Uke 12-13.....	208
Vedlegg 25 - LOG Uke 14-15.....	210
Vedlegg 26 - LOG Uke 16-18.....	212
Vedlegg 27 - LOG Uke 19-20.....	215
Vedlegg 28 - Antatt fremdriftsplan ved oppstart .....	218
Vedlegg 29 - Plantegninger .....	219
Vedlegg 30 - Fasadetegninger.....	222
Vedlegg 31 - Situasjonsplan.....	224
Vedlegg 32 - Gantt diagram over fremdrift.....	225
Vedlegg 33 – Synchro 4D video over fremdrift/rigg vedlagt på minnepenn. (AVI-fil, må åpnes i VLC eller lignende)	



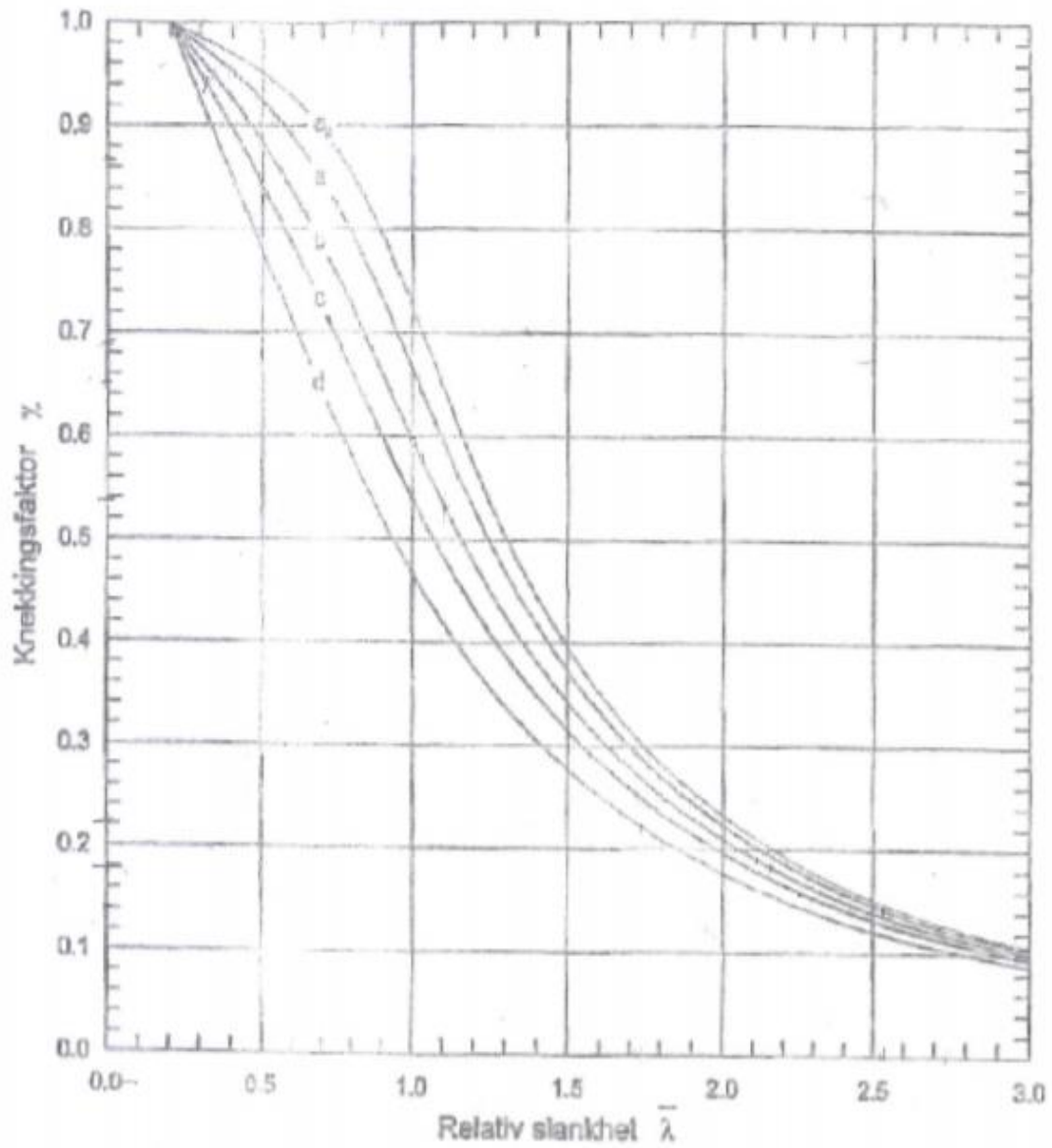
**Vedlegg 1 - Momentfaktor for gaffellagret bjelke med stavendemomenter**

		$k_2$	$C_3$ $-0,9 \leq \psi_f \leq 0$	$C_3$ $0 \leq \psi_f \leq 0$
 <p><math>k_y = 1, k_w = 1</math></p>	$M_{cr} \quad \psi = +1$ 	1 0,5	1,0 1,02	1,0 1,02
	$M_{cr} \quad \psi = +1/2$ 	1 0,5	1,0 1,0	1,0 1,0
	$M_{cr} \quad \psi = 0$ 	1 0,5	1,0 1,0	1,0 1,0
	$M_{cr} \quad \psi = -1/2$ 	1 0,5	1,0 0,95	0,85 $0,75 - \psi_f$
	$M_{cr} \quad \psi = -1$ 	1 0,5	$-\psi_f$ $0,125 - 0,7 \cdot \psi$	$-\psi_f$ $-0,125 - 0,7 \cdot \psi$

**Vedlegg 2 - Tabell for valg av knekkurve**

Tverrsnitt	Begrensninger	Bøye-akse	Knekkurve		
			S235 S275 S355 S420	S460	
Valsede I-profiler 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	Y - Y z - z	a b	a <sub>0</sub> a <sub>0</sub>
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	Y - Y z - z	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	Y - Y z - z	b c	a a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	Y - Y z - z	d d	c c
Sveiste I-tverrsnitt 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	Y - Y z - z	b c	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	Y - Y z - z	c d	c d	
Hultverrsnitt 	Varmvalset	Alle	a	a <sub>c</sub>	
	Kaldvalset	Alle	c	c	

### Vedlegg 3 - Kurve for bøyingsknekking for sentrisk trykk



## Vedlegg 4 - Armerings tabell

KAMSTÅL – B500NC – 12,0 m – NS 3576-3:2005						
Dimensjon $\varphi^k$ mm	Byggemål $\varphi^k$ mm	Tverrsnitts- areal mm <sup>2</sup>	Omkrets mm	Masse – kg/m		Lengder pr. kran-bunt å 1500 kg
				Handelsvekt	Teknisk vekt	
8	10	50,3	25,1	0,403	0,395	620*
10	12	78,5	31,4	0,629	0,617	198
12	15	113,0	37,7	0,906	0,888	138
16	20	201,0	50,3	1,610	1,580	77
20	25	314,0	62,8	2,520	2,470	49
25	30	491,0	78,5	3,930	3,851	31
32	40	804,0	101,0	6,440	6,309	19

\*) Lengde å 6,0m

EKVIVALENT DIAMETER							
Antall stenger i bunt	Stangdiameter i mm						
	8	10	12	16	20	25	32
2	11,3	14,1	17,0	22,6	28,3	35,4	45,2
3	13,9	17,3	20,8	27,7	34,6	43,3	55,0
4	16,0	20,0	24,0	32,0	40,0	50,0	55,0

REGULÆRE NETT – B500NA – 2,0 x 5,0 m – NS 3576-4:2005													
Type	Avstand mellom		Tråddiameter		Antall		Endeutstikk		Ståltverrsnitt		Masse		Antall pr. bunt
	lengde-tråder	tvver-tråder	lengde-tråder	tvver-tråder	lengde-tråder	tvver-tråder	lengde-tråder	tvver-tråder	lengde-tråder	tvver-tråder	pr. nett	pr. m <sup>2</sup>	
	mm	mm	mm	mm	stk.	stk.	mm	mm	mm <sup>2</sup> /m	mm <sup>2</sup> /m	kg	kg	stk.
P091	100	100	3,4	3,4	20	50	50	50	91	91	14,2	1,42	70
K131	150	150	5,0	5,0	14	33	76	25	131	131	21,0	2,10	50
K189	150	150	6,0	6,0	14	33	76	25	189	189	30,2	3,02	40
K257	150	150	7,0	7,0	14	33	76	25	257	257	41,1	4,11	30
K335	150	150	8,0	8,0	14	33	76	25	335	335	53,7	5,37	20
K402*	125	125	8,0	8,0	16	40	63	87	402	402	66,0	6,60	15
K503	100	100	8,0	8,0	20	50	50	50	503	503	79,0	7,90	15

\*) K402 har bredde på 2050mm.

VEKTER STÅLPLATER		STÅLBETEGNELSER				
Tykkelse mm	Vekt pr. m <sup>2</sup>	DIN	NS-EN 10025:1991	Flytspenning, $f_y$ N/mm <sup>2</sup>	Strekfasthet, $f_u$ N/mm <sup>2</sup>	Maks. godstykkelse mm
10	80	St.37-2	S235JR	235	360	16
				225	360	40
				215	320	63
12	96	St.44-2	S275JR	275	420	16
				265	420	40
				255	380	63
15	120	St.52-3	S355JO	355	510	16
				345	510	40
				335	420	63
20	160				(Sveis)	

### BØYEDIAMETER NETT:

K131 – K335 => ø17 mm.

K503 => ø25 mm.

## Vedlegg 5 - Tabell for karakteristisk snølast

### Tilleggstabell for snølast.

Grunnverdien for snølast  $s_{k0}$  for et lite utvalg av landets kommuner. Fra (6).  
For enkelte kommuner er det angitt en maksimalverdi for  $s_k$ .

Grunnverdien for karakteristisk snølast økes med  $\Delta s_k$  for hver 100 m fra og med beregnet høydegrense  $H_g$ .

Fylke/kommune	$s_{k0}$ kN/m <sup>2</sup>	Fylke/kommune	$s_{k0}$ kN/m <sup>2</sup>	Fylke/kommune	$s_{k0}$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Østfold:</b>		<b>Telemark:</b>		<b>Møre og Romsdal:</b>	
$\Delta s_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$		$\Delta s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$		$\Delta s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$	
Fredrikstad	2,5	Porsgrunn	4,0	Ulstein	3,0
Sarpsborg	3,0	Notodden	4,0	Ålesund	3,0
Rakkestad	3,0	Tinn	4,5	Rauma	4,5
<b>Akershus:</b>		<b>Aust-Agder:</b>		<b>Sør-Trøndelag:</b>	
$\Delta s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$		$\Delta s_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$ og $1,0 \text{ kN/m}^2$		$\Delta s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$	
Ås	3,5	Grimstad	4,5	Oppdal	4,5
Aurskog-Høland	3,0	Bygland	4,5	Hitra	2,5
Eidsvoll	4,5	Bykle, $\Delta s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$	5,0	Trondheim	3,5
<b>Oslo:</b>		<b>Vest-Agder:</b>		<b>Nord-Trøndelag:</b>	
0 – 150 m.o.h.	3,5	$\Delta s_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$ og $1,0 \text{ kN/m}^2$		Kystkommuner $\Delta s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$	
151 – 250 m.o.h.	4,5			Innlandskommuner $\Delta s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$	
251 – 350 m.o.h.	5,5	Kristiansand	4,0	Meråker	4,5
>350 m.o.h.	6,5	Hægebostad	4,5	Steinkjær	3,5
		Sirdal	3,0	Namsos	4,0
<b>Hedmark:</b>		<b>Rogaland:</b>		<b>Nordland:</b>	
$\Delta s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$		$\Delta s_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$ og $1,0 \text{ kN/m}^2$		$\Delta s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$	
Kongsvinger	3,5	Eigersund	2,0	Andøy	4,5
Hamar	3,5	Stavanger	1,5	Bodø	4,0
Tynset	4,0	Suldal	2,5	Narvik	4,5
<b>Oppland:</b>		<b>Hordaland:</b>		<b>Troms:</b>	
$\Delta s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$		$\Delta s_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$ og $1,0 \text{ kN/m}^2$		$\Delta s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$	
Jevnaker	4,0	Bømlo	1,5	Harstad	5,0
Gjøvik	4,5	Bergen	2,0	Tromsø	6,0
Dovre	4,0	Ulvik	3,0	Storfjord	5,0
<b>Buskerud:</b>		<b>Sogn og Fjordane:</b>		<b>Finnmark:</b>	
$\Delta s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$		$\Delta s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$		$\Delta s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$	
Drammen	3,5	Flora	2,5	Hammerfest	5,0
Flå	3,5	Jølster	3,5	Kautokeino	4,0
Ål	4,5	Sogndal	2,5	Berlevåg	4,0
<b>Vestfold:</b>					
$\Delta s_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$					
Larvik	4,0				
Tønsberg	4,0				

## Vedlegg 6 - Detaljberegninger fra Calculatis, massivtre etasjeskiller

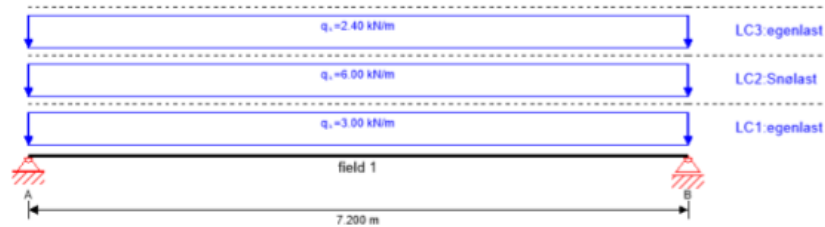
NTNU Ålesund Jonas Hauge

project  
element

Massivtre konstruksjon  
Etasjeskiller NO

page 1  
date 11.04.2019

### system



global utilization ratio						84 %			
ULS	37 %	ULS fire	20 %	SLS	84 %	SLS vibration	0 %	support	-1 %

### section: CLT 240 L7s - 2

layer	thickness	orientation	material
1	40.0 mm	0°	Massivtre Bachelor
2	40.0 mm	0°	Massivtre Bachelor
3	20.0 mm	90°	Massivtre Bachelor
4	40.0 mm	0°	Massivtre Bachelor
5	20.0 mm	90°	Massivtre Bachelor
6	40.0 mm	0°	Massivtre Bachelor
7	40.0 mm	0°	Massivtre Bachelor
$t_{CLT}$	<b>240.0 mm</b>		

### section fire: CLT 240 L7s - 2

layer	thickness	orientation	material		
1	40.0 mm	0°	Massivtre Bachelor		
2	40.0 mm	0°	Massivtre Bachelor		
3	20.0 mm	90°	Massivtre Bachelor		
4	40.0 mm	0°	Massivtre Bachelor		
5	20.0 mm	90°	Massivtre Bachelor		
6	13.0 mm	0°	Massivtre Bachelor		
$t_{CLT}$	<b>173.0 mm</b>				
fire resistance class: R 60					
fire protection layering : no additional fire protection					
$k_0$	$d_0$	$d_{char,0,h}$	$d_{ef,h}$	$d_{char,0,v}$	$d_{ef,v}$
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	7	60.0	67.0	0.0	0.0

### material values

material	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$f_{v,k \min}$	$E_{0,mean}$	$G_{mean}$	$G_{r,mean}$
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
Massivtre Bachelor	28.00	22.00	0.40	26.00	2.70	4.00	1.25	13,000.00	810.00	50.00

### load



NTNU Ålesund Jonas Hauge

project  
element

Massivtre konstruksjon  
Etasjeskiler NO

page 2  
date 11.04.2019

load case groups										
	load case category	Typ	duration	Kmod	$\gamma_{int}$	$\gamma_{sup}$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	
LC1	egenlast	G	permanet	0.6	1	1.2	1	1	1	1
LC2	Snølast	Q	short term	0.9	1	1.5	0.7	0.5	0.2	
LC3	egenlast	G	permanet	0.6	1	1.2	1	1	1	

LC1:egenlast	
<b>continous load</b>	
field	load at start
	[kN/m]
1	3.00

LC2:Snølast	
<b>continous load</b>	
field	load at start
	[kN/m]
1	6.00

LC3:egenlast	
<b>continous load</b>	
field	load at start
	[kN/m]
1	2.40

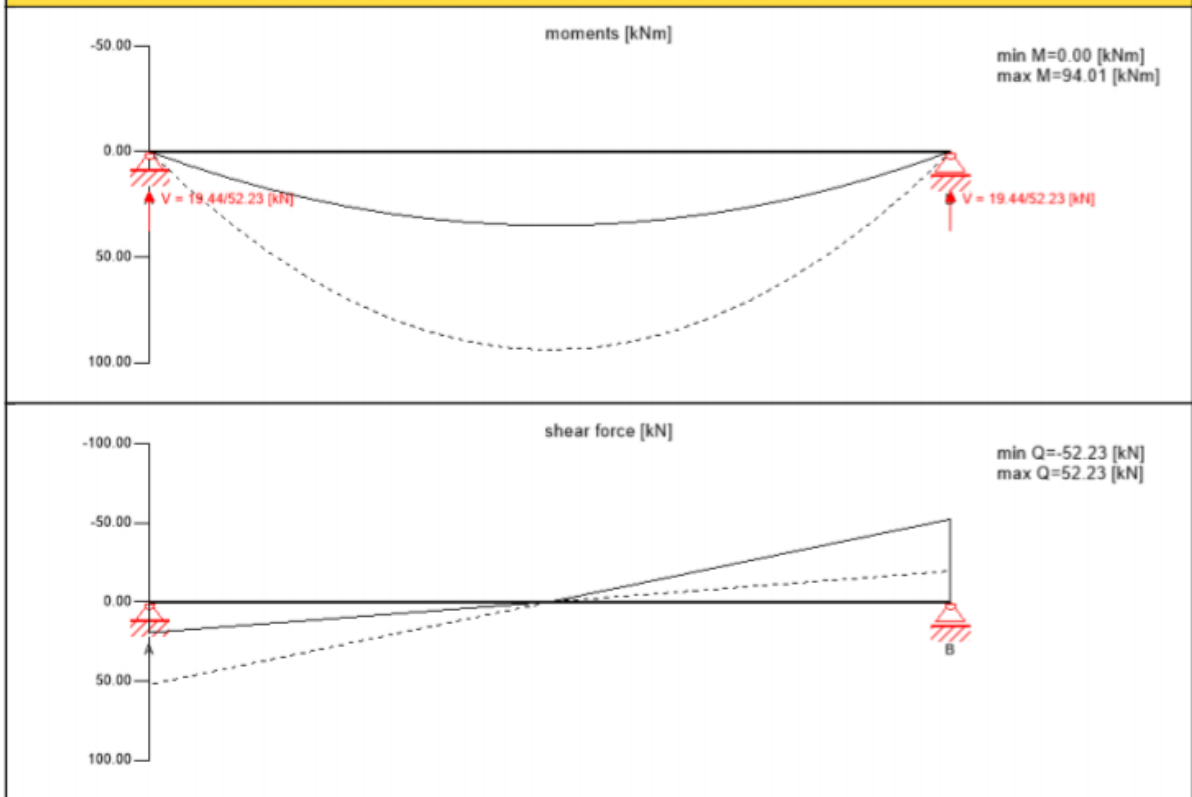
ULS combinations	
	combination rule
LCO1	$1.20/1.00 * LC1 + 1.20/1.00 * LC3$
LCO2	$1.02/1.00 * LC1 + 1.02/1.00 * LC3 + 1.50/1.00 * LC2$

ULS combinations fire	
	combination rule
LCO3	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC3$
LCO4	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.20 * LC2$

SLS characteristic combination	
	combination rule
LCO5	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC3$
LCO6	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC3 + 1.00/0.00 * LC2$

SLS quasi-permanent combination	
	combination rule
LCO7	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC3$
LCO8	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.20 * LC2$

Ultimate limit state (ULS) - design results



ULS flexural design

field	dist. [m]	$f_{m,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\gamma_m$ [-]	$k_{mod}$ [-]	$k_{sys,y}$ [-]	$f_{m,y,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$M_{y,d}$ [kNm]	$\sigma_{m,y,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	ratio	
1	3.6	28.00	2.00	0.90	1.10	13.86	94.01	-5.06	37 %	LCO2

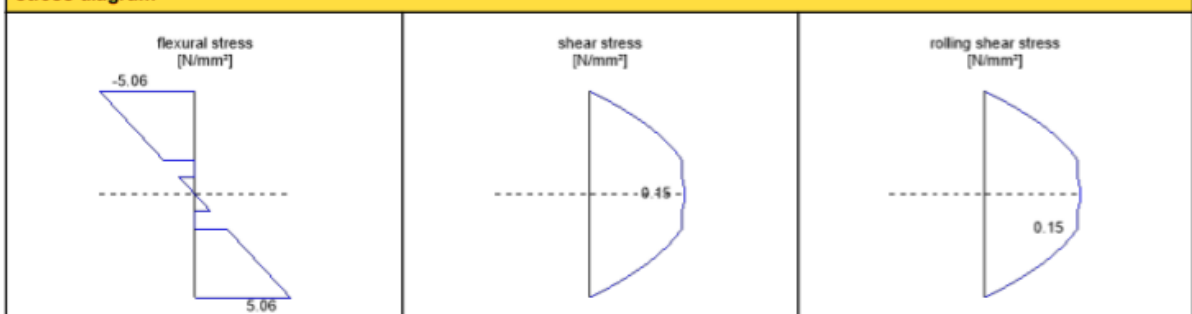
ULS shear analysis

field	dist. [m]	$f_{v,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\gamma_m$ [-]	$k_{mod}$ [-]	$f_{v,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$V_d$ [kN]	$\tau_{v,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	ratio	
1	7.2	4.00	2.00	0.90	1.80	-52.23	0.15	9 %	LCO2

ULS rolling shear

field	dist. [m]	$f_{r,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\gamma_m$ [-]	$k_{mod}$ [-]	$f_{r,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$V_d$ [kN]	$\tau_{r,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	ratio	
1	7.2	1.25	2.00	0.90	0.56	-52.23	0.15	27 %	LCO2

stress diagram





NTNU Ålesund Jonas Hauge

project  
element

Massivtre konstruksjon  
Etasjeskeller NO

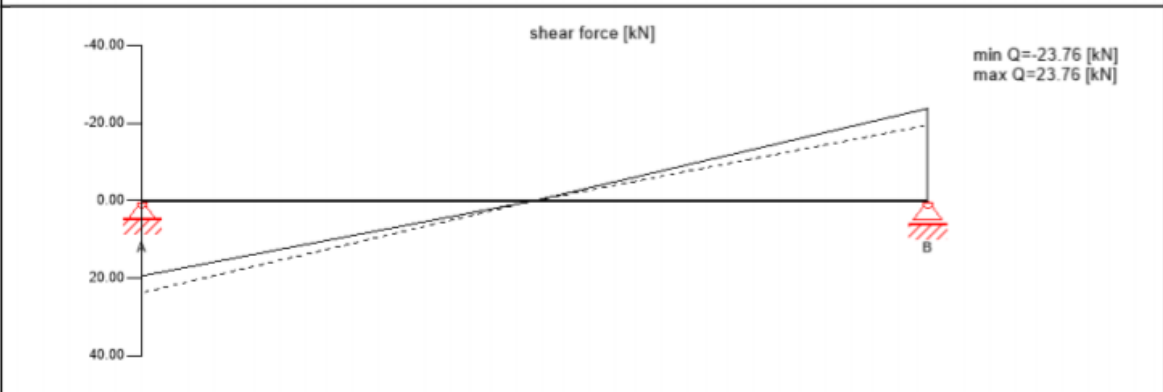
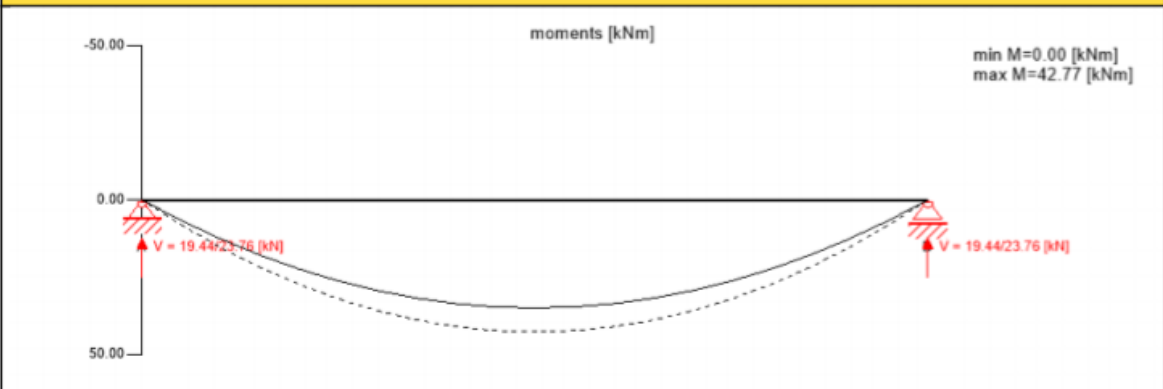
page 4  
date 11.04.2019

flexural stress analysis			
$M_{y,d} =$	94.01 kNm	$f_{m,k} =$	28.00 N/mm <sup>2</sup>
$N_{t,d} =$	0.00 kN	$\gamma_m =$	2.00 -
		$k_{mod} =$	0.90 -
		$k_{sys,y} =$	1.10 -
		$k_{hm} =$	1.00 -
		$k_s =$	1.00 -
$\sigma_{t,d} =$	0.00 N/mm <sup>2</sup>	$f_{t,d} =$	9.90 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{m,y,d} =$	-5.06 N/mm <sup>2</sup>	$f_{m,y,d} =$	13.86 N/mm <sup>2</sup> ✓
utilization ratio			37 %

shear stress analysis			
$V_d =$	- kN	$f_{v,k} =$	4.00 N/mm <sup>2</sup>
	52.23	$\gamma_m =$	2.00
		$k_{mod} =$	0.90
$\tau_{v,d} =$	0.15 N/mm <sup>2</sup>	$f_{v,d} =$	1.80 N/mm <sup>2</sup> ✓
utilization ratio			9 %

rolling shear analysis			
$V_d =$	-52.23 kN	$f_{r,k} =$	1.25 N/mm <sup>2</sup>
		$\gamma_m =$	2.00 -
		$k_{mod} =$	0.90 -
$\tau_{r,d} =$	0.15 N/mm <sup>2</sup>	$f_{r,d} =$	0.56 N/mm <sup>2</sup> ✓
utilization ratio			27 %

Ultimate limit state (ULS) fire design - results



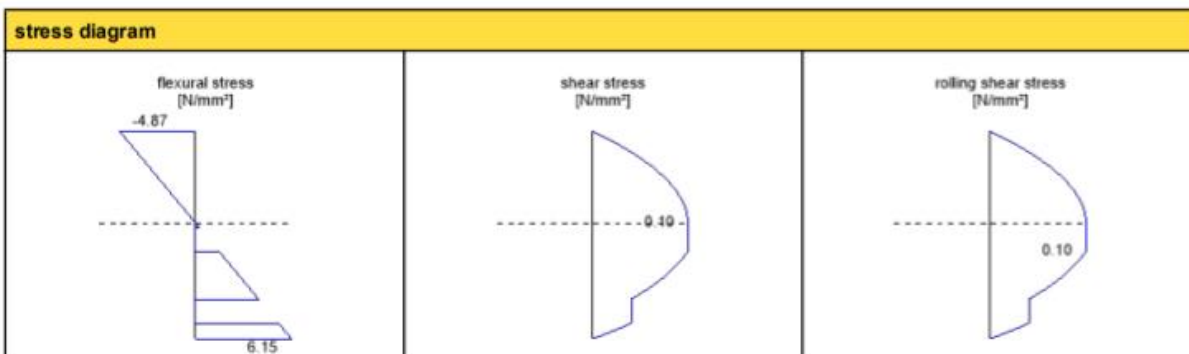
ULS fire flexural design

field	dist.	$f_{m,k}$	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$k_{sys,y}$	$k_s$	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	ratio	
	[m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kNm]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
1	3.6	28.00	1.00	1.00	1.10	1.00	30.80	42.77	6.15	20 %	LCO4



ULS fire shear analysis										
field	dist.	$f_{v,k}$	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$k_{\alpha}$	$f_{v,d}$	$V_d$	$\tau_{v,d}$	ratio	
	[m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
1	7.2	4.00	1.00	1.00	1.00	4.00	-23.76	0.10	3 %	LCO4

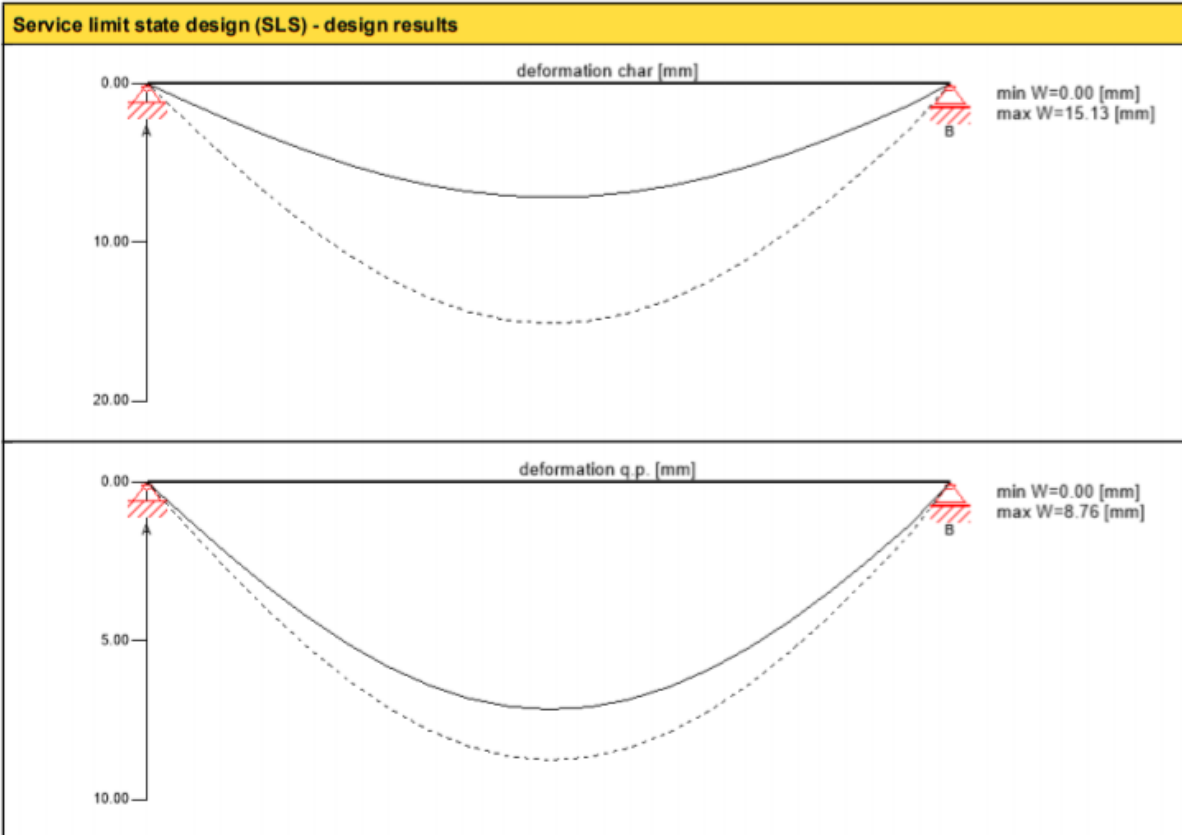
ULS fire rolling shear										
field	dist.	$f_{r,k}$	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$k_{\alpha}$	$f_{r,d}$	$V_d$	$\tau_{r,d}$	ratio	
	[m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
1	7.2	1.25	1.00	1.00	1.00	1.25	-23.76	0.10	8 %	LCO4



flexural stress analysis fire							
$M_{y,d}$	=	42.77	kNm	$f_{m,k}$	=	28.00	N/mm <sup>2</sup>
$N_{x,d}$	=	0.00	kN	$\gamma_m$	=	1.00	-
				$k_{mod}$	=	1.00	-
				$k_{\alpha,y}$	=	1.10	-
				$k_{\alpha,m}$	=	1.00	-
				$k_{\alpha}$	=	1.00	-
				$k_{\alpha}$	=	1.00	-
$\sigma_{t,d}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>	$f_{t,d}$	=	22.00	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{m,y,d}$	=	6.15	N/mm <sup>2</sup>	$f_{m,y,d}$	=	30.80	N/mm <sup>2</sup>
							✓
<b>utilization ratio</b>						<b>20 %</b>	

shear stress analysis fire							
$V_d$	=	-	kN	$f_{v,k}$	=	4.00	N/mm <sup>2</sup>
		23.76		$\gamma_m$	=	1.00	
				$k_{mod}$	=	1.00	
				$k_{\alpha}$	=	1.00	
$\tau_{v,d}$	=	0.10	N/mm <sup>2</sup>	$f_{v,d}$	=	4.00	N/mm <sup>2</sup>
							✓
<b>utilization ratio</b>						<b>3 %</b>	

rolling shear analysis fire							
$V_d$	=	-23.76	kN	$f_{r,k}$	=	1.25	N/mm <sup>2</sup>
				$\gamma_m$	=	1.00	-
				$k_{mod}$	=	1.00	-
				$k_{\alpha}$	=	1.00	-
$\tau_{r,d}$	=	0.10	N/mm <sup>2</sup>	$f_{r,d}$	=	1.25	N/mm <sup>2</sup>
							✓
<b>utilization ratio</b>						<b>8 %</b>	



<b><math>W_{inst} = w[char]</math></b>				
field	limit	$W_{limit}$	$W_{calc.}$	ratio
	[-]	[mm]	[mm]	
1	1/400	18.0	15.1	84 %

<b><math>W_{lin} = w[char] + w[q.p.]*k_{def}</math></b>				
field	limit	$W_{limit}$	$W_{calc.}$	ratio
	[-]	[mm]	[mm]	
1	1/200	36.0	20.4	57 %

<b><math>W_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.]*k_{def}</math></b>				
field	limit	$W_{limit}$	$W_{calc.}$	ratio
	[-]	[mm]	[mm]	
1	1/300	24.0	14.0	58 %

<b>support reaction</b>			
load case category	$k_{mod}$	$A_V$	$B_V$
		[kN]	
egenlast	0.6	10.80	10.80
		10.80	10.80
Snølast	0.9	21.60	21.60
		0.00	0.00
egenlast	0.6	8.64	8.64
		8.64	8.64

<b>reference documents for this analysis</b>	
English title	description
EN 338	EN 338 - Structural timber — Strength classes
EN 1995-1-1	EN 1995-1-1 - Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings
ETA-14/0349	European Technical Assessment ETA-14/0349 of 02.10.2014

NTNU Ålesund Jonas Hauge      project element      Massivtre konstruksjon Etasjeskiller NO      page 7 date 11.04.2019

reference documents for this analysis	
English title	description
Expertise Rolling shear - no edge gluing, H.J. Blass EN 1995-1-2	Expertise on Rolling shear for CLT EN 1995-1-2 - Eurocode 5 — Design of timber structures — Part 1-2: General — Structural fire design
Technical expertise 122/2011/02: analysis of load bearing capacity and separation performance of CLT elements	Verification of the load bearing capacity and the insulation criterion of CLT structures with Stora Enso CLT
Technical expertise 2434/2012 - BB: failure time $t_f$ of gypsum fire boards (GKF) according to ON B 3410 EN 1990	Expertise on failure time $t_f$ of gypsum wall fire boards according to ON B3410 and gypsum wall boards type DF according to EN 520 EN 1990 - Eurocode — Basis of structural design
SFS-EN 1995-1-1 NA	SFS EN 1995-1-1 - Finland - National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings
RIL 205-1-2009	CrossLam Kuhmo CLT annexes for the RIL 205-1-2009 instruction
Fire safety in timber buildings - technical guideline for Europe	Fire safety in timber buildings - technical guideline for Europe; publishes by SP Technical Research Institute of Sweden
National specifications concerning ÖNORM EN 1995-1-2, national comments and national supplements, chapter 12	ÖNORM EN 1995-1-2 - National specifications concerning ÖNORM EN 1995-1-2, national comments and national supplements, chapter 12
SFS EN 1995-1-2_NA	SFS EN 1995-1-2 - Finland - National Annex - Eurocode 5: Design of timber structures — Part 1-2: General — Structural fire design — National specifications concerning SFS EN 1995-1-2, national comments and national supplements
SFS EN 1995-1-1_NA	SFS EN 1995-1-1 - Finland - National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings
Expertise Rolling shear, H.J. Blass ÖNORM EN 1995-1-1_NA, chapter 7.3	Expertise on rolling shear strength and rolling shear modulus of CLT panels ÖNORM EN 1995-1-1 - Austria - National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General-Common rules and rules for buildings; chapter 7.3

#### Disclaimer

The software was created to assist engineers in their daily business. The software is an engineering software that is dealing with a very complex matter of structural analysis and building physics analysis. Therefore, this software shall only be operated by skilled, experienced engineers, with a deep understanding of structural engineering and building physics related to timber structures. The user of the software is obliged to check all input values, no matter if they were given by the user or given by default by the software and all results for plausibility.

The use of the results of the software should not be relied upon as the basis for any decision or action. Any use of results of the software is only allowed, if the results have been verified and approved regarding completeness and correctness by a project structural/building physics engineer. The user has the possibility to make print-outs from the software. Any modification of those are not allowed.

Stora Enso Wood Products GmbH does not assume any warranty regarding the software. The software has been developed with utmost diligence, nevertheless Stora Enso Wood Products GmbH, neither expressly nor implicitly, provides any warranty in terms of accuracy, validity, timeliness and completeness of information and data created by the software. Stora Enso Wood Products GmbH does also not assume any warranty for the general usability of the software, its suitability for a special purpose or for the compatibility of the software with the ones of third party producers or providers.

Stora Enso Wood Products GmbH is only liable for damages caused by gross negligence or intent through Stora Enso Wood Products GmbH; the liability for slight negligence is excluded. This does not apply to personal injury. Under the aforementioned conditions Stora Enso Wood Products GmbH is as well not liable for operational failures or the loss of programs and/or data of the user's data processing system.

Applicable Law: These terms of use shall be governed by the laws of Austria excluding however any conflict of laws rules and any laws regarding the Convention of the International Sale of Goods (CISG).

## Vedlegg 7 - Detaljregninger fra Calculatis, massivtre bærende vegg øst

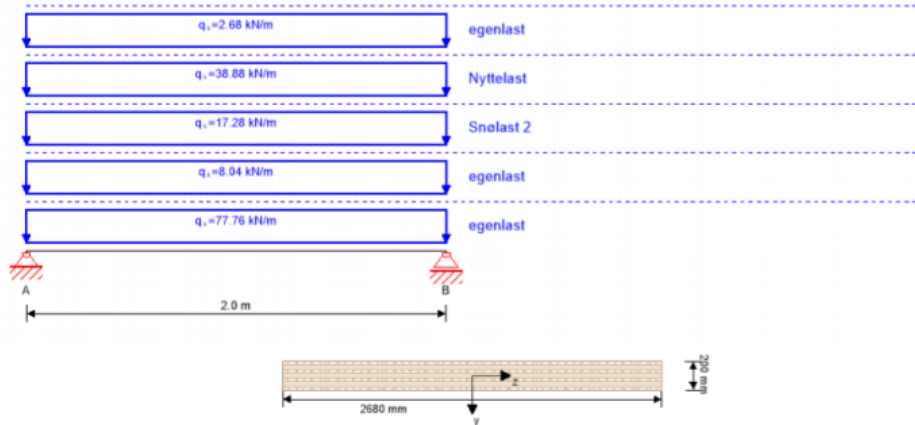
NTNU Ålesund Jonas Hauge

project  
element

Massivtre konstruksjon  
Bærende vegg NO

page 1  
date 11.04.2019

### system



### global utilization ratio

39 %

ULS	32 %	ULS fire	39 %
-----	------	----------	------

### section: CLT 200 L7s

	layer	thickness	orientation	material
	1	20.0 mm	0°	Massivtre Bachelor
	2	40.0 mm	90°	Massivtre Bachelor
	3	20.0 mm	0°	Massivtre Bachelor
	4	40.0 mm	90°	Massivtre Bachelor
	5	20.0 mm	0°	Massivtre Bachelor
	6	40.0 mm	90°	Massivtre Bachelor
	7	20.0 mm	0°	Massivtre Bachelor
$t_{CLT}$	<b>200.0 mm</b>			

### section fire: CLT 200 L7s

	layer	thickness	orientation	material		
	1	13.0 mm	0°	Massivtre Bachelor		
	2	40.0 mm	90°	Massivtre Bachelor		
3	13.0 mm	0°	Massivtre Bachelor			
$t_{CLT}$	<b>66.0 mm</b>					
fire resistance class: R 60	time	<b>60 min</b>				
fire protection layering : no additional fire protection	$k_0$	$d_0$	$d_{char,0,h}$	$d_{ef,h}$	$d_{char,0,v}$	$d_{ef,v}$
	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
	1	7	120.0	127.0	60.0	67.0

NTNU Ålesund Jonas Hauge project element Massivtre konstruksjon Bærende vegg NO page 2 date 11.04.2019

material values										
material	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$f_{r,k \text{ min}}$	$E_{0, \text{mean}}$	$G_{\text{mean}}$	$G_{r, \text{mean}}$
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
Massivtre Bachelor	28.00	22.00	0.40	26.00	2.70	4.00	1.25	13,000.00	810.00	50.00

**load**

**load case groups**

	load case category	Typ	duration	Kmod	$\gamma_{ref}$	$\gamma_{sup}$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
LC2	egenlast	G	permanet	0.6	1	1.2	1	1	1
LC3	egenlast	G	permanet	0.6	1	1.2	1	1	1
LC4	Snølast 2	Q	short term	0.9	1	1.05	1	1	1
LC5	Nyttelast	Q	medium term	0.8	1	1.5	1	1	1
LC1	egenlast	G	permanet	0.6	1	1.2	1	1	1

**LC2:egenlast**

continous load	
$Q_k$	
[kN/m]	
	77.76

**LC3:egenlast**

continous load	
$Q_k$	
[kN/m]	
	8.04

**LC4:Snølast 2**

continous load	
$Q_k$	
[kN/m]	
	17.28

**LC5:Nyttelast**

continous load	
$Q_k$	
[kN/m]	
	38.88

**LC1:egenlast**

continous load	
$Q_k$	
[kN/m]	
	2.68

**ULS combinations**

	combination rule
LC01	1.20/1.00 * LC2 + 1.20/1.00 * LC3 + 1.20/1.00 * LC1
LC02	1.02/1.00 * LC2 + 1.02/1.00 * LC3 + 1.02/1.00 * LC1 + 1.05/1.00 * LC4



NTNU Ålesund Jonas Hauge

project  
element

Massivtre konstruksjon  
Bærende vegg NO

page 3  
date 11.04.2019

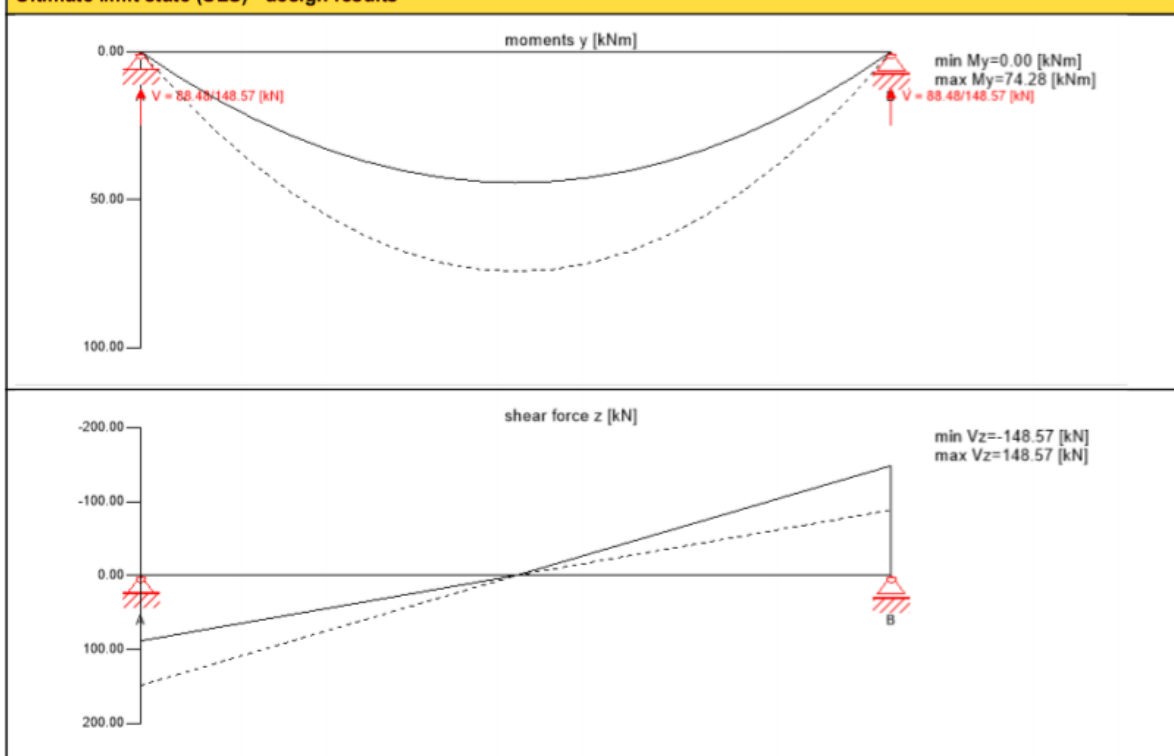
### ULS combinations

	combination rule
LCO3	$1.02/1.00 * LC2 + 1.02/1.00 * LC3 + 1.02/1.00 * LC1 + 1.05/1.00 * LC4 + 1.50/1.00 * 1.00 * LC5$
LCO4	$1.02/1.00 * LC2 + 1.02/1.00 * LC3 + 1.02/1.00 * LC1 + 1.50/1.00 * LC5$
LCO5	$1.02/1.00 * LC2 + 1.02/1.00 * LC3 + 1.02/1.00 * LC1 + 1.50/1.00 * LC5 + 1.05/1.00 * 1.00 * LC4$

### ULS combinations fire

	combination rule
LCO1	$1.00/1.00 * LC2 + 1.00/1.00 * LC3 + 1.00/1.00 * LC1$
LCO2	$1.00/1.00 * LC2 + 1.00/1.00 * LC3 + 1.00/1.00 * LC1 + 1.00/0.00 * 1.00 * LC4$
LCO3	$1.00/1.00 * LC2 + 1.00/1.00 * LC3 + 1.00/1.00 * LC1 + 1.00/0.00 * 1.00 * LC4 + 1.00/0.00 * 1.00 * LC5$
LCO4	$1.00/1.00 * LC2 + 1.00/1.00 * LC3 + 1.00/1.00 * LC1 + 1.00/0.00 * 1.00 * LC5$
LCO5	$1.00/1.00 * LC2 + 1.00/1.00 * LC3 + 1.00/1.00 * LC1 + 1.00/0.00 * 1.00 * LC5 + 1.00/0.00 * 1.00 * LC4$

### Ultimate limit state (ULS) - design results



### ULS flexural design

dist.	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$k_{sys,y}$	$f_{m,k}$	$f_{m,y,d}$	$f_{t,d}$	$f_{c,d}$
[m]	[-]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1.0	2.00	0.80	1.00	28.00	11.20	8.80	10.40
$M_{y,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	ratio	
[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
74.28	0.00	0.00	0.78	0.00	0.00	7 %	LCO4

### ULS shear design in plane of CLT - gross section

dist.	$f_{v,IP,Gross,k}$	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$f_{v,IP,Gross,d}$	$V_d$	$T_{v,IP,Gross,d}$	ratio	
[m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kNm]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
0.0	3.50	2.00	0.80	1.40	148.57	0.42	30 %	LCO4

### ULS shear design in plane of CLT - net section

dist.	$f_{v,IP,Net,k}$	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$f_{v,IP,Net,d}$	$V_{Net,d}$	$T_{v,IP,Net,d}$	ratio	
[m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kNm]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
0.0	8.00	2.00	0.80	3.20	148.57	1.04	32 %	LCO4

**ULS torsional shear design in plane of CLT - in face glued surfaces**

$f_{v,T,Node,k}$	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$f_{v,T,Node,d}$	$V_{\delta,d}$	$\delta M_t$	$n$	$a$	$I_p$	ratio	
[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kNm]	[-]	[m]	[mm <sup>4</sup> ]		
2.50	2.00	0.80	1.00	148.57	22.29	102	0.150	84375010.00	19 %	LCO4

**flexural stress analysis**

$M_{y,d} =$	74.28 kNm	$f_{m,k} =$	28.00 N/mm <sup>2</sup>
$N_{c,d} =$	0.00 kN	$\gamma_m =$	2.00 -
		$k_{mod} =$	0.80 -
		$k_{key,y} =$	1.00 -
		$k_{thm} =$	1.00 -
		$k_t =$	1.00 -
$\sigma_{c,d} =$	0.00 N/mm <sup>2</sup>	$f_{c,d} =$	10.40 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{m,y,d} =$	0.78 N/mm <sup>2</sup>	$f_{m,y,d} =$	11.20 N/mm <sup>2</sup> ✓

utilization ratio

7 %

**shear analysis gross section**

$V_d =$	148.57 kNm	$f_{v,IP,Gross,k} =$	3.50 N/mm <sup>2</sup>
		$\gamma_m =$	2.00 -
		$k_{mod} =$	0.80 -
$T_{IP,Gross,d} =$	0.42 N/mm <sup>2</sup>	$f_{v,IP,Gross,d} =$	1.40 N/mm <sup>2</sup> ✓

utilization ratio

30 %

**shear analysis net section**

$V_{Net,d} =$	148.57 kNm	$f_{v,IP,Net,k} =$	8.00 N/mm <sup>2</sup>
		$\gamma_m =$	2.00 -
		$k_{mod} =$	0.80 -
$T_{v,IP,Net,d} =$	1.04 N/mm <sup>2</sup>	$f_{v,IP,Net,d} =$	3.20 N/mm <sup>2</sup> ✓

utilization ratio

32 %

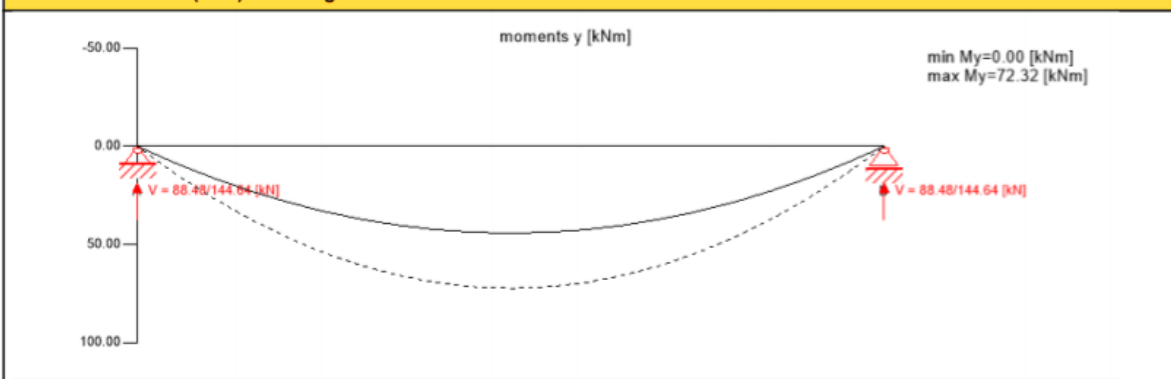
**torsional shear design in plane of CLT - in face glued surfaces**

$V_{\delta,d} =$	148.57 kNm	$f_{v,T,Node,k} =$	2.50 N/mm <sup>2</sup>
		$\gamma_m =$	2.00 -
		$k_{mod} =$	0.80 -
$T_{T,Node,d} =$	0.19 N/mm <sup>2</sup>	$f_{v,T,Node,d} =$	1.00 N/mm <sup>2</sup> ✓

utilization ratio

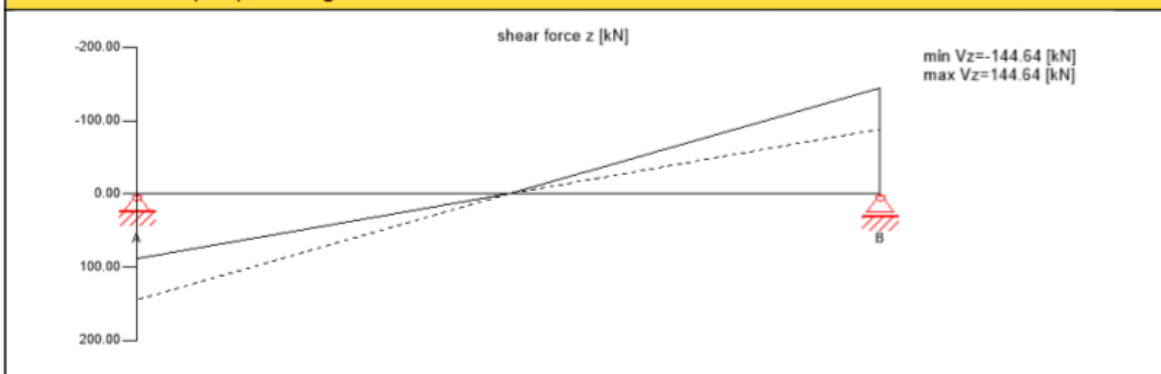
19 %

**Ultimate limit state (ULS) fire design - results**





**Ultimate limit state (ULS) fire design - results**



**ULS fire flexural design**

dist.	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$k_{sys,y}$	$k_{\xi}$	$f_{m,k}$	$f_{m,y,d}$	$f_{t,d}$	$f_{c,d}$
[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	28.00	28.00	22.00	26.00
$M_{y,d}$	$N_{c,d}$	$N_{t,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	ratio		
[kNm]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]			
72.32	0.00	0.00	2.32	0.00	0.00	8 %	LCO3	

**ULS fire shear design in plane of CLT - gross section**

dist.	$f_{v,IP,Gross,k}$	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$k_{\xi}$	$f_{v,IP,Gross,d}$	$V_d$	$T_{IP,Gross,d}$	ratio	
[m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kNm]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
0.0	3.50	1.00	1.00	1.00	3.50	144.64	1.23	35 %	LCO3

**ULS fire shear design in plane of CLT - net section**

dist.	$f_{v,IP,Net,k}$	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$k_{\xi}$	$f_{v,IP,Net,d}$	$V_{Net,d}$	$T_{v,IP,Net,d}$	ratio	
[m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kNm]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
0.0	8.00	1.00	1.00	1.00	8.00	144.64	3.11	39 %	LCO3

**ULS fire torsional shear design in plane of CLT - in face glued surfaces**

$f_{v,T,Node,k}$	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$f_{v,T,Node,d}$	$V_{\delta,d}$	$\delta M_t$	$n$	$a$	$I_p$	ratio	
[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kNm]	[-]	[m]	[mm <sup>4</sup> ]		
2.50	1.00	1.00	2.50	144.64	21.70	34	0.150	84375010.00	23 %	LCO3

**flexural stress analysis fire**

$M_{y,d} =$	72.32	kNm	$f_{m,k} =$	28.00	N/mm <sup>2</sup>
$N_{c,d} =$	0.00	kN	$\gamma_m =$	1.00	-
			$k_{mod} =$	1.00	-
			$k_{sys,y} =$	1.00	-
			$k_{lim} =$	1.00	-
			$k_{\xi} =$	1.00	-
$\sigma_{c,d} =$	0.00	N/mm <sup>2</sup>	$f_{c,d} =$	26.00	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{m,y,d} =$	2.32	N/mm <sup>2</sup>	$f_{m,y,d} =$	28.00	N/mm <sup>2</sup>

utilization ratio

8 %

**shear analysis gross section fire**

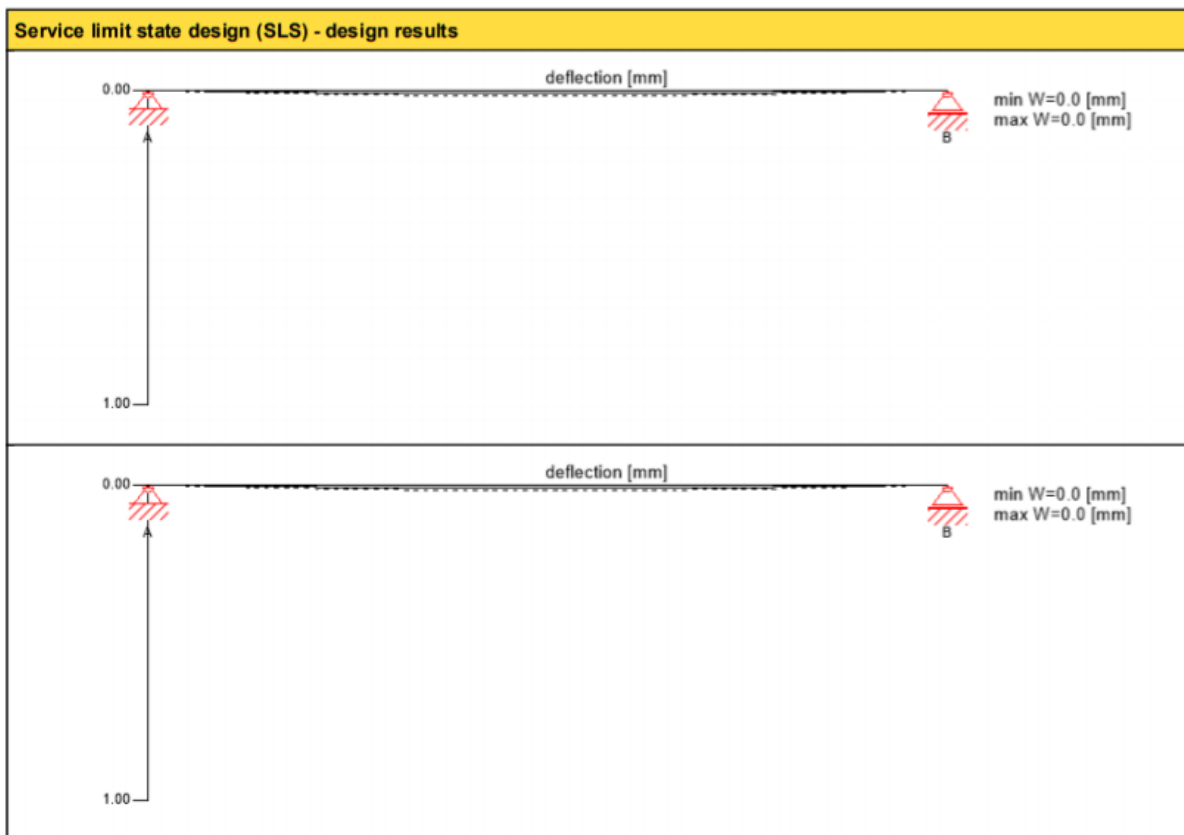
$V_d =$	144.64	kNm	$f_{v,IP,Gross,k} =$	3.50	N/mm <sup>2</sup>
			$\gamma_m =$	1.00	-
			$k_{mod} =$	1.00	-
			$k_{\xi} =$	1.00	-
$T_{IP,Gross,d} =$	1.23	N/mm <sup>2</sup>	$f_{v,IP,Gross,d} =$	3.50	N/mm <sup>2</sup>

utilization ratio

35 %

shear analysis net section fire								
$V_{Net,d}$	=	144.64	kNm	$f_{v,IP,Net,k}$	=	8.00	N/mm <sup>2</sup>	
				$Y_m$	=	1.00	-	
				$k_{mod}$	=	1.00	-	
				$K_{fi}$	=	1.00	-	
$T_{v,IP,Net,d}$	=	3.11	N/mm <sup>2</sup>	<	$f_{v,IP,Net,d}$	=	8.00	N/mm <sup>2</sup>
utilization ratio						39 %		

torsional shear design in plane of CLT - in face glued surfaces fire								
$V_{\phi,d}$	=	144.64	kNm	$f_{v,T,Node,k}$	=	2.50	N/mm <sup>2</sup>	
				$Y_m$	=	1.00	-	
				$k_{mod}$	=	1.00	-	
				$K_{fi}$	=	1.00	-	
$T_{T,Node,d}$	=	0.57	N/mm <sup>2</sup>	<	$f_{v,T,Node,d}$	=	2.50	N/mm <sup>2</sup>
utilization ratio						23 %		



$w_{inst} = w[char]$				
$K_{def}$	$L_{ref}$	limit	$w_{calc.}$	ratio
	[m]	[-]	[mm]	
0.6	2.0	1/400	0.0	0 %

$w_{fin} = w[char] + w[q.p.]*k_{def}$				
$K_{def}$	$L_{ref}$	limit	$w_{calc.}$	ratio
	[m]	[-]	[mm]	
0.6	2.0	1/200	0.0	0 %

$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.]*k_{def}$				
$K_{def}$	$L_{ref}$	limit	$w_{calc.}$	ratio
	[m]	[-]	[mm]	
0.6	2.0	1/300	0.0	0 %

NTNU Ålesund Jonas Hauge

project  
element

Massivtre konstruksjon  
Bærende vegg NO

page 7  
date 11.04.2019

support reaction					
load case category	$K_{mod}$	$A_z$	$A_{my}$	$B_z$	$B_{my}$
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
egenlast	0.6	77.76	0.00	77.76	0.00
		77.76	0.00	77.76	0.00
egenlast	0.6	8.04	0.00	8.04	0.00
		8.04	0.00	8.04	0.00
Snølast 2	0.9	17.28	0.00	17.28	0.00
		0.00	0.00	0.00	0.00
Nyttelast	0.8	38.88	0.00	38.88	0.00
		0.00	0.00	0.00	0.00
egenlast	0.6	2.68	0.00	2.68	0.00
		2.68	0.00	2.68	0.00

reference documents for this analysis	
English title	description
EN 338	EN 338 - Structural timber — Strength classes
EN 1995-1-1	EN 1995-1-1 - Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings
ETA-14/0349	European Technical Assessment ETA-14/0349 of 02.10.2014
Expertise Rolling shear - no edge gluing, H.J. Blass	Expertise on Rolling shear for CLT
EN 1995-1-2	EN 1995-1-2 - Eurocode 5 — Design of timber structures — Part 1-2: General — Structural fire design
Technical expertise 122/2011/02: analysis of load bearing capacity and separation performance of CLT elements	Verification of the load bearing capacity and the insulation criterion of CLT structures with Stora Enso CLT
Technical expertise 2434/2012 - BB: failure time $t_f$ of gypsum fire boards (GKF) according to ON B 3410 EN 1990	Expertise on failure time $t_f$ of gypsum wall fire boards according to ON B3410 and gypsum wall boards type DF according to EN 520
SFS-EN 1995-1-1 NA	EN 1990 - Eurocode — Basis of structural design
RIL 205-1-2009	SFS EN 1995-1-1 - Finland - National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General — Common rules and rules for buildings
Fire safety in timber buildings - technical guideline for Europe	CrossLam Kuhmo CLT annexes for the RIL 205-1-2009 instruction
National specifications concerning ÖNORM EN 1995-1-2, national comments and national supplements, chapter 12	Fire safety in timber buildings - technical guideline for Europe; publishes by SP Technical Research Institute of Sweden
SFS EN 1995-1-2_NA	ÖNORM EN 1995-1-2 - National specifications concerning ÖNORM EN 1995-1-2, national comments and national supplements, chapter 12
SFS EN 1995-1-1_NA	SFS EN 1995-1-2 - Finland - National Annex - Eurocode 5: Design of timber structures — Part 1-2: General — Structural fire design — National specifications concerning SFS EN 1995-1-2, national comments and national supplements
Expertise Rolling shear, H.J. Blass	SFS EN 1995-1-1 - Finland - National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings
Expertise shear in plane of CLT, H.J. Blass	Expertise on rolling shear strength and rolling shear modulus of CLT panels
	Expertise - revision of DIBt technical approval Z-9.1/599 - shear in the plane of CLT

#### Disclaimer

The software was created to assist engineers in their daily business. The software is an engineering software that is dealing with a very complex matter of structural analysis and building physics analysis. Therefore, this software shall only be operated by skilled, experienced engineers, with a deep understanding of structural engineering and building physics related to timber structures. The user of the software is obliged to check all input values, no matter if they were given by the user or given by default by the software and all results for plausibility.

The use of the results of the software should not be relied upon as the basis for any decision or action. Any use of results of the software is only allowed, if the results have been verified and approved regarding completeness and correctness by a project structural/building physics engineer. The user has the possibility to make print-outs from the software. Any modification of those are not allowed.

Stora Enso Wood Products GmbH does not assume any warranty regarding the software. The software has been developed with utmost diligence, nevertheless Stora Enso Wood Products GmbH, neither expressly nor implicitly, provides any warranty in terms of accuracy, validity, timeliness and completeness of information and data created by the software. Stora Enso Wood Products GmbH does also not assume any warranty for the general usability of the software, its suitability for a special purpose or for the compatibility of the software with the ones of third party producers or providers.

Stora Enso Wood Products GmbH is only liable for damages caused by gross negligence or intent through Stora Enso Wood Products GmbH; the liability for slight negligence is excluded. This does not apply to personal injury. Under the aforementioned conditions Stora Enso Wood Products GmbH is as well not liable for operational failures or the loss of programs and/or data of the user's data processing system.

Applicable Law: These terms of use shall be governed by the laws of Austria excluding however any conflict of laws rules and any laws regarding the Convention of the International Sale of Goods (CISG).



## **Vedlegg 8 - Rapport fra Focus Konstruksjon, massivtre konstruksjon**

### Massivtre konstruksjon

Beregning utført: 11.04.2019 14.28.04

# **Focus Konstruksjon 2019**

INNHOLDSFORTEGNELSE

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER .....	2
1.1. LASTKOMBINASJON .....	2
1.2. SKALLDATA .....	2
1.2.2. Skalldata kontur .....	3
1.2.4. Skalldata EN 1995 .....	5
2. BEREGNINGER .....	5
2.1. KNOTEPUNKTSRESULTATER .....	5
2.1.1. Forskyvninger .....	5
2.2. OPPLGGSKREFTER PR. LASTTILFELLE .....	6
2.3. OPPLGGSKREFTER PR. LASTKOMBINASJON .....	7
2.4. RESULTATER GRAFISK .....	7
2.4.1. Forskyvning .....	7
2.4.2. Moment om y-akse - segmenter .....	7
2.4.3. Moment om z-akse - segmenter .....	8
2.4.4. Torsjonsmoment - segmenter .....	8
2.4.5. Aksialkraft - segmenter .....	8
2.4.6. Skjærkraft i z-retning - segmenter .....	9
2.4.7. Skjærkraft i y-retning - segmenter .....	9
2.4.8. Membrankraft i x-retning - skall .....	9
2.4.9. Membrankraft i y-retning - skall .....	10
2.4.10. Membranskjærkraft - skall .....	10
2.4.11. Moment om x-akse - skall .....	10
2.4.12. Moment om y-akse - skall .....	11
2.4.13. Vridningsmoment - skall .....	11
2.4.14. Skjærkraft i zx-planet - skall .....	11
2.4.15. Skjærkraft i zy-planet - skall .....	12
3. KAPASITETSKONTROLL .....	12
3.1. EN 1993 UTNYTTELSESGRAD, SEGMENTER .....	12
3.2. EN 1995 UTNYTTELSESGRAD, SKALL .....	14
3.3. KAPASITETSKART .....	17
Forskyvning / Predefinert lastkombinasjon .....	18
Vridningsmoment - skall / Predefinert lastkombinasjon .....	19
Kapasitetskart / Predefinert lastkombinasjon .....	20

Studentversjon

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER



1.1. LASTKOMBINASJON

Beregning utført for lastkombinasjon

(1) Predefinert lastkombinasjon

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller: 1,20 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,50 \* Nyttelast  
1,20 \* Egenlast  
1,05 \* Snølast

1.2. SKALLDATA

Skall Nr.	Tykkelse [mm]	Areal [m <sup>2</sup> ]	Material	Type	X-vektor	Z-vektor	Uendelig stivhet?
9	200	33,822	Massivtre	Plate	[0,00; 0,00; 1,00]	[1,00; 0,00; 0,00]	Nei
10	200	33,822	Massivtre	Plate	[0,00; 0,00; -1,00]	[-1,00; 0,00; 0,00]	Nei
1	200	33,822	Massivtre	Plate	[0,00; 0,00; -1,00]	[-1,00; 0,00; 0,00]	Nei
11	250	33,822	Massivtre	Plate	[0,00; 0,00; 1,00]	[1,00; 0,00; 0,00]	Nei
13	320	90,864	Massivtre	Plate	[0,00; 1,00; 0,00]	[0,00; 0,00; 1,00]	Nei
14	320	90,864	Massivtre	Plate	[1,00; 0,00; 0,00]	[0,00; 0,00; 1,00]	Nei
17	230	90,864	Massivtre	Plate	[1,00; 0,00; 0,00]	[0,00; 0,00; 1,00]	Nei
20	230	90,864	Massivtre	Plate	[-1,00; 0,00; 0,00]	[0,00; 0,00; 1,00]	Nei
4	200	33,822	Massivtre	Plate	[0,00; 0,00; -1,00]	[1,00; 0,00; 0,00]	Nei

11.04.2019

Side: 4

16	240	90,864	Massivtre	Plate	[1,00; 0,00; 0,00] [0,00; 0,00; 1,00]	Nei
8	200	33,822	Massivtre	Plate	[0,00; 0,00; -1,00] [-1,00; 0,00; 0,00]	Nei
11	200	33,822	Massivtre	Plate	[0,00; 0,00; -1,00] [-1,00; 0,00; 0,00]	Nei
12	200	33,822	Massivtre	Plate	[0,00; 0,00; -1,00] [-1,00; 0,00; 0,00]	Nei
19	240	90,864	Massivtre	Plate	[-1,00; 0,00; 0,00] [0,00; 0,00; 1,00]	Nei
2	200	33,822	Massivtre	Plate	[0,00; 0,00; -1,00] [1,00; 0,00; 0,00]	Nei
3	200	33,822	Massivtre	Plate	[0,00; 0,00; -1,00] [1,00; 0,00; 0,00]	Nei
12	200	33,822	Massivtre	Plate	[0,00; 0,00; 1,00] [1,00; 0,00; 0,00]	Nei
15	240	90,864	Massivtre	Plate	[1,00; 0,00; 0,00] [0,00; 0,00; 1,00]	Nei
18	240	90,864	Massivtre	Plate	[-1,00; 0,00; 0,00] [0,00; 0,00; 1,00]	Nei
7	200	33,822	Massivtre	Plate	[0,00; 0,00; -1,00] [-1,00; 0,00; 0,00]	Nei

1.2.2. Skalldata kontur

Skall Nr.	Kn.pkt A	Kn.pkt B	LineType	Radius / Pilhøyde [mm]
9	46	47	Rett	
9	47	4	Rett	
9	4	1	Rett	
9	1	46	Rett	
10	48	47	Rett	
10	47	4	Rett	
10	4	7	Rett	
10	7	48	Rett	
1	57	56	Rett	
1	56	3	Rett	
1	3	6	Rett	
1	6	57	Rett	
11	51	52	Rett	
11	52	5	Rett	
11	5	2	Rett	
11	2	51	Rett	
13	5	52	Rett	
13	52	47	Rett	
13	47	4	Rett	
13	4	5	Rett	
14	5	6	Rett	
14	6	57	Rett	
14	57	52	Rett	
14	52	5	Rett	
17	55	60	Rett	
17	60	15	Rett	
17	15	14	Rett	
17	14	55	Rett	
20	55	50	Rett	
20	50	13	Rett	
20	13	14	Rett	

11.04.2019

Side: 5

20	14	55	Rett
4	15	12	Rett
4	12	59	Rett
4	59	60	Rett
4	60	15	Rett
16	54	59	Rett
16	59	12	Rett
16	12	11	Rett
16	11	54	Rett
8	55	54	Rett
8	54	11	Rett
8	11	14	Rett
8	14	55	Rett
11	49	48	Rett
11	48	7	Rett
11	7	10	Rett
11	10	49	Rett
12	50	49	Rett
12	49	10	Rett
12	10	13	Rett
12	13	50	Rett
19	54	49	Rett
19	49	10	Rett
19	10	11	Rett
19	11	54	Rett
2	9	6	Rett
2	6	57	Rett
2	57	58	Rett
2	58	9	Rett
3	12	9	Rett
3	9	58	Rett
3	58	59	Rett
3	59	12	Rett
12	52	53	Rett
12	53	8	Rett
12	8	5	Rett
12	5	52	Rett
15	53	58	Rett
15	58	9	Rett
15	9	8	Rett
15	8	53	Rett
18	53	48	Rett
18	48	7	Rett
18	7	8	Rett
18	8	53	Rett
7	54	53	Rett



11.04.2019

Side: 6

7	53	8	Rett
7	8	11	Rett
7	11	54	Rett

#### 1.2.4. Skalldata EN 1995

Skall nr.	Mat.faktor Gamma_M	Klima-klasse	k_sys
9	1,00	2	1,00
10	1,00	2	1,00
1	1,00	2	1,00
11	1,00	2	1,00
13	1,00	2	1,00
14	1,00	2	1,00
17	1,00	2	1,00
20	1,00	2	1,00
4	1,00	2	1,00
16	1,00	2	1,00
8	1,00	2	1,00
11	1,00	2	1,00
12	1,00	2	1,00
19	1,00	2	1,00
2	1,00	2	1,00
3	1,00	2	1,00
12	1,00	2	1,00
15	1,00	2	1,00
18	1,00	2	1,00
7	1,00	2	1,00

## 2. BEREGNINGER

### 2.1. KNOTEPUNKTSRESULTATER

#### 2.1.1. Forskyvninger

Nr.	u [mm]	v [mm]	w [mm]	rotX [°]	rotY [°]	rotZ [°]
1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,2	0,0	-0,3	0,0	0,0	0,0
4	0,2	0,0	-0,3	0,0	0,1	0,0
5	0,2	-0,1	-0,5	0,0	0,0	0,0
6	0,2	-0,1	-0,3	0,0	0,0	0,0
6	0,2	-0,1	-0,3	0,0	-0,1	0,0
7	0,4	0,0	-0,5	0,0	0,0	0,0

11.04.2019

Side: 7

7	0,4	0,0	-0,5	0,0	0,2	0,0
8	0,4	-0,1	-0,9	0,0	0,0	0,0
9	0,4	0,0	-0,5	0,0	0,0	0,0
9	0,4	0,0	-0,5	0,0	-0,2	0,0
10	0,4	0,0	-0,6	0,0	0,1	0,0
11	0,4	0,0	-1,2	0,0	0,0	0,0
11	0,4	0,0	-1,2	0,0	0,0	0,0
12	0,5	0,0	-0,6	0,0	-0,1	0,0
13	0,5	0,0	-0,7	0,0	0,2	0,0
14	0,4	0,0	-1,3	0,0	0,0	0,0
14	0,4	0,0	-1,3	0,0	0,0	0,0
15	0,4	0,0	-0,7	0,0	-0,2	0,0
54	0,4	0,0	-1,2	0,0	0,0	0,0
54	0,4	0,0	-1,2	0,0	0,0	0,0
49	0,4	0,0	-0,6	0,0	0,1	0,0
47	0,2	0,0	-0,3	0,0	0,0	0,0
47	0,2	0,0	-0,3	0,0	0,2	0,0
53	0,4	0,1	-0,9	0,0	0,0	0,0
60	0,4	0,0	-0,7	0,0	-0,2	0,0
55	0,4	0,0	-1,3	0,0	0,0	0,0
55	0,4	0,0	-1,3	0,0	0,0	0,0
50	0,5	0,0	-0,7	0,0	0,2	0,0
46	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
58	0,4	0,0	-0,5	0,0	0,0	0,0
58	0,4	0,0	-0,5	0,0	-0,2	0,0
51	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
48	0,4	0,0	-0,5	0,0	0,0	0,0
48	0,4	0,0	-0,5	0,0	0,2	0,0
57	0,2	0,0	-0,3	0,0	0,0	0,0
57	0,2	0,0	-0,3	0,0	-0,2	0,0
56	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
59	0,5	0,0	-0,6	0,0	-0,1	0,0
52	0,2	0,1	-0,5	0,0	0,0	0,0

2.2. OPPLEGGSKREFTER PR. LASTTILFELLE

Nr.	X [mm]	Y [mm]	Z [mm]	Lasttilfelle	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Mz [kN·m]
9 (Sk)	X1=0 X2=0	Y1=0 Y2=0	Z1=0 Z2=0	1 <Konstruksjonens tyngde>	13,08	-0,01	348,73	-0,06	11,06	-0,03
				3 Nyttelast	16,85	0,00	257,78	-0,04	14,27	-0,04
				4 Egenlast	12,53	0,00	256,39	-0,04	10,62	-0,03
				5 Snølast	-0,22	0,00	126,11	-0,03	-0,17	0,00
1 (Sk)	X1=1440 0 X2=1440 0	Y1=0 Y2=0	Z1=0 Z2=0	1 <Konstruksjonens tyngde>	-12,36	0,01	356,06	0,21	-11,37	0,15
				3 Nyttelast	-15,91	0,02	257,44	0,16	-14,66	0,20
				4 Egenlast	-11,83	0,01	256,14	0,16	-10,90	0,14

11.04.2019

Side: 8

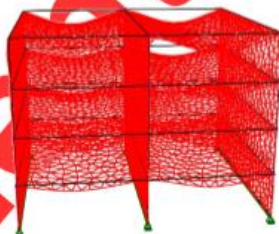
11 (Sk)	X1=7200 X2=7200	Y1=0 Y2=0	Z1=0 Z2=0	5 Snølast	0,21	0,00	126,12	0,08	0,20	0,00
				1 <Konstruksjonens tyngde>	-0,72	0,00	625,01	-0,11	-1,61	0,00
				3 Nyttelast	-0,94	-0,02	575,15	-0,10	-2,08	0,00
				4 Egenlast	-0,70	-0,01	577,84	-0,10	-1,54	0,00
				5 Snølast	0,01	0,01	292,96	-0,05	0,04	0,00

### 2.3. OPPLEGGSKREFTER PR. LASTKOMBINASJON

Nr.	X [mm]	Y [mm]	Z [mm]	Lastkombinasjon	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Mz [kN·m]
9 (Sk)	X1=0 X2=0	Y1=0 Y2=0	Z1=0 Z2=0	1 Predefinert lastkombinasjon	55,78	-0,01	1245,23	-0,21	47,25	-0,13
1 (Sk)	X1=1440 0 X2=1440 0	Y1=0 Y2=0	Z1=0 Z2=0	1 Predefinert lastkombinasjon	-52,67	0,05	1253,21	0,76	-48,51	0,64
11 (Sk)	X1=7200 X2=7200	Y1=0 Y2=0	Z1=0 Z2=0	1 Predefinert lastkombinasjon	-3,11	-0,04	2613,76	-0,46	-6,85	-0,01

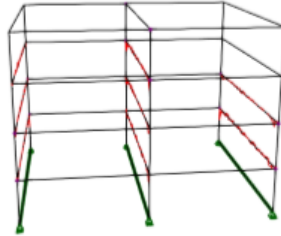
### 2.4. RESULTATER GRAFISK

#### 2.4.1. Forskyvning



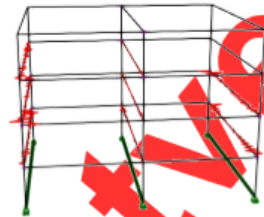
Største forskyvning: 14,6 mm

#### 2.4.2. Moment om y-akse - segmenter



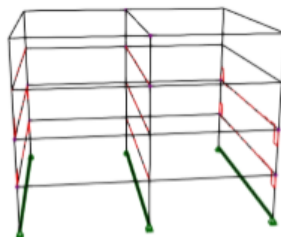
2.4.3. Moment om z-akse - segmenter

Største moment om y-akse: -2,16 kN-m



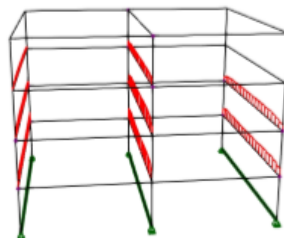
2.4.4. Torsjonsmoment - segmenter

Største moment om z-akse: 0,56 kN-m



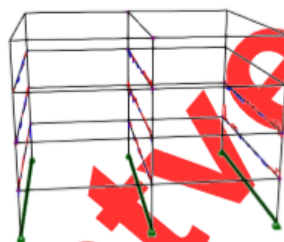
2.4.5. Aksialkraft - segmenter

Største torsjonsmoment: 0,13 kN-m



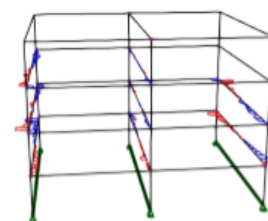
2.4.6. Skjærkraft i z-retning - segmenter

Største aksialkraft: 19,22 kN



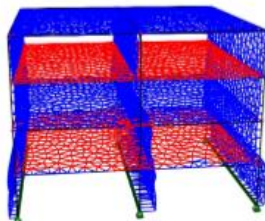
2.4.7. Skjærkraft i y-retning - segmenter

Største skjærkraft i z-retning: 3,72 kN

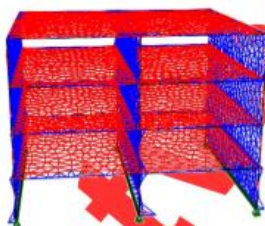


2.4.8. Membrankraft i x-retning - skall

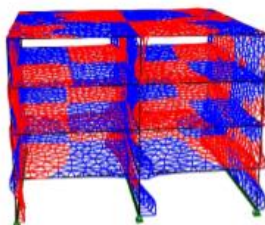
Største skjærkraft i y-retning: -1,33 kN



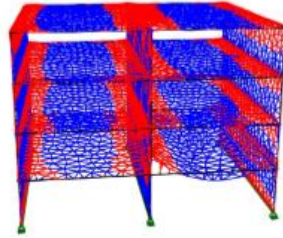
2.4.9. Membrankraft i y-retning - skall Største membrankraft i x-retning: -222,66 kN/m



2.4.10. Membranskjærkraft - skall Største membrankraft i y-retning: -102,95 kN/m

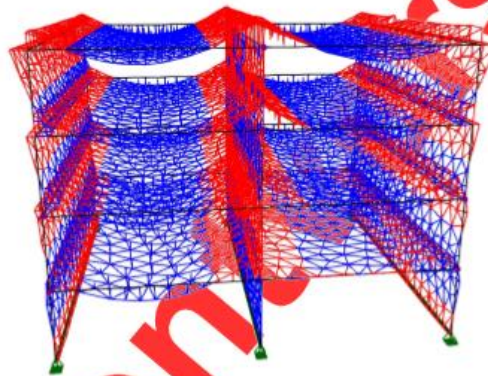


2.4.11. Moment om x-akse - skall Største membranskjærkraft: 11,71 kN/m



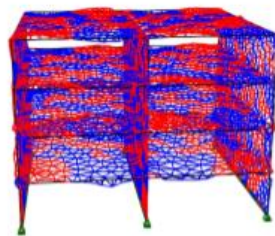
2.4.12. Moment om y-akse - skall

Største moment om x-akse: 35,78 kNm/m



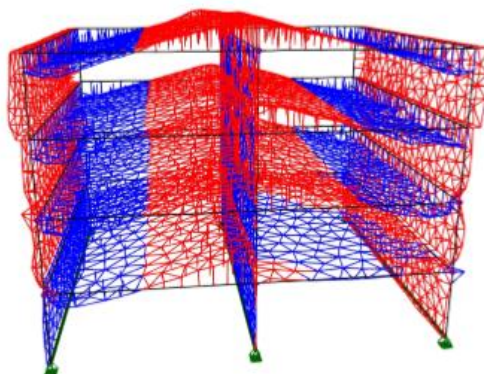
2.4.13. Vridningsmoment - skall

Største moment om y-akse: 36,61 kNm/m



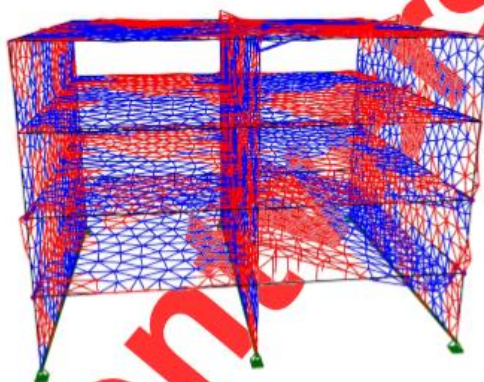
2.4.14. Skjærkraft i zx-planet - skall

Største vridningsmoment: 3,05 kNm/m



Største skjærkraft i zx-planet: 32,28 kN/m

2.4.15. Skjærkraft i zy-planet - skall



Største skjærkraft i zy-planet: 28,72 kN/m

### 3. KAPASITETSKONTROLL

#### 3.1. EN 1993 UTNYTTELSESGRAD, SEGMENTER

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
2	0	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	1262	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	2524	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	3786	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	5048	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	6310	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	7572	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	8834	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	10096	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	11358	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	12620	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)



11.04.2019

Side: 14

3	0	0,01	0,01	0,01	0,01	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	1262	0,00	0,00	0,00	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	2524	0,00	0,00	0,00	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	3786	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	5048	0,00	0,00	0,00	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	6310	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	7572	0,00	0,00	0,00	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	8834	0,00	0,00	0,00	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	10096	0,00	0,00	0,00	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	11358	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	12620	0,01	0,01	0,01	0,01	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
4	0	0,01	0,01	0,02	0,01	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	1262	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	2524	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	3786	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	5048	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	6310	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	7572	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	8834	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	10096	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	11358	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	12620	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
5	0	0,00	0,00	0,02	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	1262	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	2524	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	3786	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	5048	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	6310	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	7572	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	8834	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	10096	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	11358	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	12620	0,01	0,01	0,02	0,01	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
6	0	0,01	0,01	0,02	0,01	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	631	0,00	0,00	0,02	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	1262	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	2524	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	3786	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	5048	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	6310	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	7572	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	8834	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	10096	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)

11.04.2019

Side: 15

	11358	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	12620	0,00	0,00	0,02	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
7	0	0,01	0,01	0,02	0,01	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	631	0,00	0,00	0,02	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	1262	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	2524	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	3786	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	5048	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	6310	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	7572	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	8834	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	10096	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	11358	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	12620	0,00	0,00	0,02	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
8	0	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	1262	0,00	0,00	0,00	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	2524	0,00	0,00	0,00	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	3786	0,00	0,00	0,00	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	5048	0,00	0,00	0,00	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	6310	0,00	0,00	0,00	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	7572	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	8834	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	9465	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	10096	0,00	0,00	0,00	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	11358	0,00	0,00	0,00	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	12620	0,00	0,00	0,00	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
1	0	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	631	0,01	0,01	0,01	0,01	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	1262	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	2524	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	3786	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	5048	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	6310	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	7572	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	8834	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	10096	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.2.10 (Bøyning, skjær og aksialkraft)
	11358	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	12620	0,00	0,00	0,01	0,00	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)

### 3.2. EN 1995 UTNYTTELSESGRAD, SKALL

Skall nr.	PosX [mm]	PosY [mm]	Bøy/Aks	Skjær	Info
Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk					

11.04.2019

Side: 16

9	-1340	-6310	0,61	0,02	Spenningskontroll
	-1340	0	0,32	0,01	Spenningskontroll
	-1340	6310	0,46	0,03	Spenningskontroll
	1340	-6310	0,30	0,07	Spenningskontroll
	1340	6310	0,45	0,05	Spenningskontroll
10	-1340	-6310	0,23	0,07	Spenningskontroll
	-1340	6310	0,24	0,12	Spenningskontroll
	1340	-6310	0,29	0,07	Spenningskontroll
	1340	6310	0,34	0,07	Spenningskontroll
	-1340	5679	0,35	0,07	Spenningskontroll
1	-1340	-6310	0,32	0,07	Spenningskontroll
	-1340	6310	0,61	0,04	Spenningskontroll
	1340	-6310	0,61	0,02	Spenningskontroll
	1340	0	0,32	0,01	Spenningskontroll
	1340	6310	0,37	0,03	Spenningskontroll
11	-1340	-6310	0,97	0,02	Spenningskontroll
	-1340	0	0,46	0,00	Spenningskontroll
	-1340	6310	0,65	0,02	Spenningskontroll
	1340	-6310	0,47	0,01	Spenningskontroll
	1340	6310	0,51	0,01	Spenningskontroll
13	-6310	-3600	0,61	0,05	Spenningskontroll
	-6310	3600	0,13	0,07	Spenningskontroll
	6310	-3600	0,65	0,05	Spenningskontroll
	6310	3600	0,05	0,09	Spenningskontroll
	-6310	-3100	0,71	0,07	Spenningskontroll
14	-3600	-6310	0,99	0,05	Spenningskontroll
	-3600	6310	0,90	0,04	Spenningskontroll
	3600	-6310	0,31	0,05	Spenningskontroll
	3600	6310	0,20	0,07	Spenningskontroll
17	-3600	-6310	0,30	0,06	Spenningskontroll
	-3600	6310	0,35	0,09	Spenningskontroll
	3600	-6310	0,21	0,05	Spenningskontroll
	3600	6310	0,24	0,04	Spenningskontroll
	3100	6310	0,65	0,06	Spenningskontroll
20	-3600	-6310	0,35	0,08	Spenningskontroll
	-3600	6310	0,30	0,05	Spenningskontroll
	3600	-6310	0,58	0,06	Spenningskontroll
	3600	6310	0,64	0,06	Spenningskontroll

11.04.2019

Side: 17

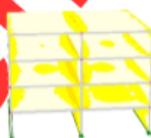
4	-1340	-6310	0,32	0,04	Spenningskontroll
	-1340	6310	0,43	0,05	Spenningskontroll
	1340	-6310	0,29	0,05	Spenningskontroll
	1340	6310	0,31	0,05	Spenningskontroll
	-500	-6310	0,52	0,05	Spenningskontroll
16	-3600	-6310	0,77	0,06	Spenningskontroll
	-3600	6310	0,76	0,07	Spenningskontroll
	3600	-6310	0,42	0,05	Spenningskontroll
	3600	6310	0,54	0,05	Spenningskontroll
8	-1340	-6310	0,25	0,01	Spenningskontroll
	-1340	6310	0,32	0,02	Spenningskontroll
	1340	-6310	0,26	0,01	Spenningskontroll
	1340	6310	0,27	0,01	Spenningskontroll
	-1340	5810	0,36	0,01	Spenningskontroll
11	-1340	-6310	0,61	0,03	Spenningskontroll
	-1340	6310	0,20	0,02	Spenningskontroll
	1340	-6310	0,21	0,08	Spenningskontroll
	1340	6310	0,22	0,08	Spenningskontroll
12	-1340	-6310	0,37	0,07	Spenningskontroll
	-1340	6310	0,54	0,07	Spenningskontroll
	1340	-6310	0,31	0,05	Spenningskontroll
	1340	6310	0,26	0,04	Spenningskontroll
	-1340	-1578	0,54	0,04	Spenningskontroll
19	-3600	-6310	0,77	0,07	Spenningskontroll
	-3600	6310	0,78	0,06	Spenningskontroll
	3600	-6310	0,25	0,05	Spenningskontroll
	3600	6310	0,53	0,04	Spenningskontroll
	3600	-5810	0,82	0,05	Spenningskontroll
2	-1340	-6310	0,23	0,07	Spenningskontroll
	-1340	6310	0,24	0,12	Spenningskontroll
	1340	-6310	0,31	0,06	Spenningskontroll
	1340	6310	0,28	0,06	Spenningskontroll
	-1340	5679	0,36	0,07	Spenningskontroll
3	-1340	-6310	0,27	0,03	Spenningskontroll
	-1340	6310	0,25	0,03	Spenningskontroll
	1340	-6310	0,20	0,08	Spenningskontroll
	1340	6310	0,22	0,08	Spenningskontroll
12	-1340	-6310	0,60	0,02	Spenningskontroll

11.04.2019

Side: 18

	-1340	6310	0,46	0,02	Spenningskontroll
	1340	-6310	0,45	0,01	Spenningskontroll
	1340	6310	0,44	0,01	Spenningskontroll
15	-3600	-6310	0,82	0,06	Spenningskontroll
	-3600	6310	0,83	0,06	Spenningskontroll
	3600	-6310	0,14	0,14	Spenningskontroll
	3600	6310	0,19	0,13	Spenningskontroll
18	-3600	-6310	0,84	0,06	Spenningskontroll
	-3600	6310	0,84	0,06	Spenningskontroll
	3600	-6310	0,13	0,13	Spenningskontroll
	3600	6310	0,16	0,13	Spenningskontroll
7	-1340	-6310	0,38	0,00	Spenningskontroll
	-1340	6310	0,32	0,00	Spenningskontroll
	1340	-6310	0,39	0,02	Spenningskontroll
	1340	6310	0,39	0,02	Spenningskontroll

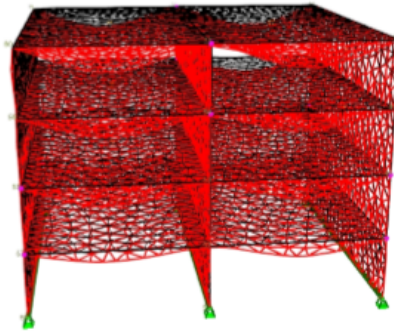
### 3.3. KAPASITETSKART



Største kapasitetsutnyttelse: 98,78 % (Bøyning/Aksial)

11.04.2019

Side: 19



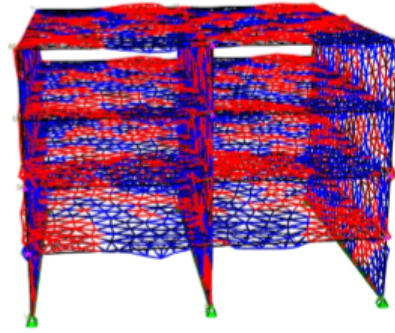
**Studentversjon**

Største forskyvning: 14,6 mm

Focus Konstruksjon 2019 Versjon 19.4.0.0 Focus Software	Massivtre konstruksjon	FIL C:\Users\Eier\Documents\NTNU Ålesund\Bygg 6\Bachelor\A Bachelor filer\Beregninger focus konstruksjon\Massivtre\Massivtre.fkon	
	Forskyvning / Predefinert lastkombinasjon	DATO 11.04.2019 - 14.28.24	SIGN

11.04.2019

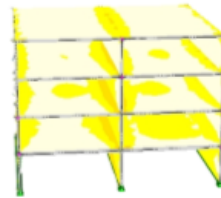
Side: 20



**Studentversjon**

Største vridningsmoment: 3,05 kNm/m

Focus Konstruksjon 2019 Versjon 19.4.0.0 Focus Software	Massivtre konstruksjon	FIL C:\Users\Eier\Documents\NTNU Ålesund\Bygg 6\Bachelor\A Bachelor filer\Beregninger focus konstruksjon\Massivtre\Massivtre.fkon	
	Vridningsmoment - skall / Predefinert lastkombinasjon	DATO 11.04.2019 - 14.28.26	SIGN



**Studentversjon**

Største kapasitetsutnyttelse: 98,78 % (Bøyning/Aksial)

Focus Konstruksjon 2019 Versjon 19.4.0.0 Focus Software	Massivtre konstruksjon	FIL C:\Users\Eier\Documents\NTNU Ålesund\Bygg 6\Bachelor\A Bachelor filer\Beregninger focus konstruksjon\Massivtre\Massivtre.fkon	
	Kapasitetskart / Predefinert lastkombinasjon	DATO 11.04.2019 - 14.28.33	SIGN



## Vedlegg 9 - Rapport Focus Konstruksjon, plasstøpt konstruksjon

plasstøpt konstruksjon

Beregning utført: 02.04.2019 13.25.40

# Focus Konstruksjon 2019

INNHOLDSFORTEGNELSE

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER .....	2
1.1. TVERRSNITTSDATA .....	2
1.2. MATERIALDATA .....	2
1.3. ARMERING .....	3
1.3.1.1. Arealarming - skall - data .....	3
1.3.1.2. Arealarming - skall - kontur .....	4
1.3.2. Nødvendig arealarmring - skall .....	4
1.3.2. Nødvendig skjærlarming - skall .....	6
1.3.3. Minimumsarmering - skall .....	7
1.4. LASTKOMBINASJON .....	7
3. KAPASITETSKONTROLL .....	8
3.1. EN 1992 UTNYTTELSESGRAD, SKALL .....	8
3.2. KAPASITETSKART .....	9
Forskyvning / Predefinert lastkombinasjon .....	10
Aksialkraft - segmenter / Predefinert lastkombinasjon .....	11
Skjærkraft i y-retningen - segmenter / Predefinert lastkombinasjon .....	12
Moment om y-aksen - segmenter / Predefinert lastkombinasjon .....	13
Moment om z-aksen - segmenter / Predefinert lastkombinasjon .....	14
Torsjonsmoment - segmenter / Predefinert lastkombinasjon .....	15
Moment om x-aksen - skall / Predefinert lastkombinasjon .....	16
Moment om y-aksen - skall / Predefinert lastkombinasjon .....	17
Kapasitetskart / Predefinert lastkombinasjon .....	18

Studentversjon

1. KONSTRUKSJONSMODELLO OG LASTER



1.1. TVERRSNITTSDATA

Nr.	Navn	Parametre	
1	HE 200 A	A [mm <sup>2</sup> ]	5380
		I <sub>x</sub> [mm <sup>4</sup> ]	2,1100e+005
		I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ]	3,6900e+007
		I <sub>z</sub> [mm <sup>4</sup> ]	1,3400e+007
		Total vekt [kN]	41,68
2	VFHUP 200x200x10.0	A [mm <sup>2</sup> ]	7490
		I <sub>x</sub> [mm <sup>4</sup> ]	7,0310e+007
		I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ]	4,4710e+007
		I <sub>z</sub> [mm <sup>4</sup> ]	4,4710e+007
		Total vekt [kN]	56,53

1.2. MATERIALDATA

1	<b>S355, Stål</b>	Material: Stål
	Fasthetsklasse: S355	
	Varmeutv.koeff.: 1,20e-005 °C <sup>-1</sup>	Tyngdetetthet: 77,01 kN/m <sup>3</sup>
	E-modul: 2,1000e+005 N/mm <sup>2</sup>	G-modul: 8,1000e+004 N/mm <sup>2</sup>
	Total vekt: 98,21 kN	
	Karakteristiske fasthetsparametre:	
	f <sub>y</sub> =	355,00 N/mm <sup>2</sup> for godstykkelse <= 40,0 mm
	f <sub>y</sub> =	335,00 N/mm <sup>2</sup> for godstykkelse <= 80,0 mm
	f <sub>y</sub> =	335,00 N/mm <sup>2</sup> for godstykkelse > 80,0 mm

2 **B35, Betong**

Varmeutv.koeff.: 1,00e-005 °C<sup>-1</sup>

Fasthetsklasse: B35

Fasthet lengdearmring: 500,00 N/mm<sup>2</sup>

Fasthet skjærmring: 500,00 N/mm<sup>2</sup>

Beregn alltid i stadium 2? Nei

Ignorerer svinn? Nei

Faktor k<sub>max</sub>: 1,50

Material: Betong

Tyngdetetthet: 25,00 kN/m<sup>3</sup>

Relativ fuktighet [%]: 40,00

Alder [dager]: 25550

Alder ved pålastning [dager]: 28

Alder da uttørking startet [dager]: 28

Egendefinert maksimal rissvidde? Nei

Dimensjonerende brukstid: 50 år

Total vekt: 2263,68 kN

Karakteristiske fasthetsparametre:

fck = 35,00 N/mm<sup>2</sup>

fcm = 43,00 N/mm<sup>2</sup>

fctk,0,95 = 4,20 N/mm<sup>2</sup>

fck,cube = 45,00 N/mm<sup>2</sup>

fctk,0,05 = 2,20 N/mm<sup>2</sup>

fctm = 3,20 N/mm<sup>2</sup>

1.3. ARMERING

1.3.1.1. Arealarmring - skall - data

Sk Nr.	Pos	Ø [mm]	cc [mm]	z [mm]	Dir
1	UK	20	250	-85	[1; 0]
	UK	20	250	-65	[0; 1]
	OK	20	250	85	[1; 0]
	OK	20	189	65	[0; 1]
2	UK	20	250	-85	[1; 0]
	UK	20	250	-65	[0; 1]
	OK	20	250	85	[1; 0]
	OK	20	250	65	[0; 1]
3	UK	20	250	-85	[1; 0]
	UK	20	250	-65	[0; 1]
	OK	20	250	85	[1; 0]
	OK	20	250	65	[0; 1]
4	UK	20	250	-85	[1; 0]
	UK	20	250	-65	[0; 1]
	OK	20	250	85	[1; 0]
	OK	20	250	65	[0; 1]

pos - OK = overkantarmring, UK = underkantarmring

Ø - diameter

cc - senteravstand

z - avstand fra midt i betong til senter jern

Dir - retningsvektor

1.3.1.2. Arealarmring - skall - kontur

Skall Nr.	Pnkt. A			Pnkt. B			Linjetype	Radius / Pilhøyde [mm]
	X [mm]	Y [mm]	Z [mm]	X [mm]	Y [mm]	Z [mm]		
1	0	0	2450	3144	0	2450	Rett	
	3144	0	2450	6288	0	2450	Rett	
	6288	0	2450	9432	0	2450	Rett	
	9432	0	2450	12576	0	2450	Rett	
	12576	0	2450	12576	7200	2450	Rett	
	12576	7200	2450	9432	7200	2450	Rett	
	9432	7200	2450	6288	7200	2450	Rett	
	6288	7200	2450	3144	7200	2450	Rett	
	3144	7200	2450	0	7200	2450	Rett	
	0	7200	2450	0	0	2450	Rett	
2	0	0	4900	3144	0	4900	Rett	
	3144	0	4900	6288	0	4900	Rett	
	6288	0	4900	9432	0	4900	Rett	
	9432	0	4900	12576	0	4900	Rett	
	12576	0	4900	12576	7200	4900	Rett	
	12576	7200	4900	9432	7200	4900	Rett	
	9432	7200	4900	6288	7200	4900	Rett	
	6288	7200	4900	3144	7200	4900	Rett	
	3144	7200	4900	0	7200	4900	Rett	
	0	7200	4900	0	0	4900	Rett	
3	0	0	7350	3144	0	7350	Rett	
	3144	0	7350	6288	0	7350	Rett	
	6288	0	7350	9432	0	7350	Rett	
	9432	0	7350	12576	0	7350	Rett	
	12576	0	7350	12576	7200	7350	Rett	
	12576	7200	7350	9432	7200	7350	Rett	
	9432	7200	7350	6288	7200	7350	Rett	
	6288	7200	7350	3144	7200	7350	Rett	
	3144	7200	7350	0	7200	7350	Rett	
	0	7200	7350	0	0	7350	Rett	
4	0	0	9800	3144	0	9800	Rett	
	3144	0	9800	6288	0	9800	Rett	
	6288	0	9800	9432	0	9800	Rett	
	9432	0	9800	12576	0	9800	Rett	
	12576	0	9800	12576	7200	9800	Rett	
	12576	7200	9800	9432	7200	9800	Rett	
	9432	7200	9800	6288	7200	9800	Rett	
	6288	7200	9800	3144	7200	9800	Rett	
	3144	7200	9800	0	7200	9800	Rett	
	0	7200	9800	0	0	9800	Rett	

1.3.2. Nødvendig arealarmring - skall

Sk Nr.	PosX [mm <sup>2</sup> ]	PosY [mm <sup>2</sup> ]	ASUx [mm <sup>2</sup> ]	ASUy [mm <sup>2</sup> ]	ASOx [mm <sup>2</sup> ]	ASOy [mm <sup>2</sup> ]	ASx [mm <sup>2</sup> ]	ASy [mm <sup>2</sup> ]	ASUx [mm <sup>2</sup> ]	ASUy [mm <sup>2</sup> ]	ASOx [mm <sup>2</sup> ]	ASOy [mm <sup>2</sup> ]	ASnx [mm <sup>2</sup> ]	ASny [mm <sup>2</sup> ]	Kap
1	-6288	-3600	1257	1257	1257	1664	2513	2920	0	0	1257	1257	1257	1257	0,88
1	-3144	-3600	1257	1257	1257	1664	2513	2920	0	0	1257	1257	1257	1257	0,80
1	-6288	3600	1257	1257	1257	1664	2513	2920	0	0	1257	1257	1257	1257	0,88
1	-3144	3600	1257	1257	1257	1664	2513	2920	0	0	1257	1257	1257	1257	0,80
1	0	-3600	1257	1257	1257	1664	2513	2920	0	0	1257	1257	1257	1257	0,80
1	3144	-3600	1257	1257	1257	1664	2513	2920	0	0	1257	1257	1257	1257	0,80
1	6288	-3600	1257	1257	1257	1664	2513	2920	0	0	1257	1257	1257	1257	0,88
1	0	3600	1257	1257	1257	1664	2513	2920	0	0	1257	1257	1257	1257	0,80
1	3144	3600	1257	1257	1257	1664	2513	2920	0	0	1257	1257	1257	1257	0,80
1	6288	3600	1257	1257	1257	1664	2513	2920	0	0	1257	1257	1257	1257	0,88
1	5950	3201	1257	1257	1257	1664	2513	2920	1257	1257	0	0	1257	1257	0,92
2	-6288	-3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,93

02.04.2019

Side: 6

2	-3144	-3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,82
2	-6288	3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,62
2	-3144	3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,82
2	0	-3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,85
2	3144	-3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,82
2	6288	-3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,93
2	0	3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,85
2	3144	3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,82
2	6288	3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,93
2	-6288	-3350	1257	1257	1257	1257	2513	2513	1257	1257	0	0	1257	1257	0,93
3	-6288	-3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,94
3	-3144	-3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,81
3	0	-3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,86
3	-6288	3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,63
3	-3144	3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,81
3	0	3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,86
3	3144	-3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,81
3	6288	-3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,94
3	3144	3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,81
3	6288	3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,63
3	-6288	-3350	1257	1257	1257	1257	2513	2513	1257	1257	0	0	1257	1257	0,94
4	-6288	-3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,73
4	-3144	-3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,95
4	0	-3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,99
4	-6288	3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,73
4	-3144	3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,95
4	0	3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,99
4	3144	-3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,95
4	6288	-3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,73
4	3144	3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,95
4	6288	3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	0	1257	1257	1257	1257	0,73
4	-472	-3600	1257	1257	1257	1257	2513	2513	0	1257	1257	0	1257	1257	0,99

- Kolonne: Forklaring:
- PosX - X-koordinat i skallets lokale koordinatsystem
  - PosY - Y-koordinat i skallets lokale koordinatsystem
  - ASUx - innlagt lengdearmering i underkant i x-retning
  - ASUy - innlagt lengdearmering i underkant i y-retning
  - ASOx - innlagt lengdearmering i overkant i x-retning
  - ASOy - innlagt lengdearmering i overkant i y-retning
  - ASx - innlagt lengdearmeringsareal totalt i x-retningen
  - ASy - innlagt lengdearmeringsareal totalt i y-retningen
  - ASUx - nødvendig lengdearmeringsareal i x-retningen i underkant
  - ASUy - nødvendig lengdearmeringsareal i y-retningen i underkant
  - ASOx - nødvendig lengdearmeringsareal i x-retningen i overkant
  - ASOy - nødvendig lengdearmeringsareal i y-retningen i overkant

02.04.2019

Side: 7

- ASnx - nødvendig lengdearmeringsareal totalt i x-retningen  
 ASny - nødvendig lengdearmeringsareal totalt i y-retningen  
 Kap - Kapasitetsutnyttelse

1.3.2. Nødvendig skjærarmering - skall

Sk Nr.	PosX [mm]	PosY [mm]	s_r [mm]	u_0 [mm]	u_1 [mm]	Avst. u_1 [mm]	u_out [mm]	Avst. u_out [mm]	V_Ed [kN]	Beta	Omkrets nr.	Avst. [mm]	A_swn [mm <sup>2</sup> ]
1	-6288,0	-3600,0	150	200	828	400	725	84	56,78	1,50			
1	-3144,0	-3600,0	150	400	1657	400	1326	339	103,77	1,50			
1	0,0	-3600,0	150	400	1657	400	1320	338	103,35	1,50			
1	3144,0	-3600,0	150	400	1657	400	1323	339	103,60	1,50			
1	6288,0	-3600,0	150	200	828	400	726	84	56,84	1,50			
1	6288,0	3600,0	150	200	828	400	727	84	56,93	1,50			
1	3144,0	3600,0	150	400	1657	400	1321	339	103,42	1,50			
1	0,0	3600,0	150	400	1657	400	1324	339	103,65	1,50			
1	-3144,0	3600,0	150	400	1657	400	1322	339	103,47	1,50			
1	-6288,0	3600,0	150	200	828	400	726	84	56,87	1,50			
2	-6288,0	-3600,0	150	200	828	400	774	91	57,86	1,50			
2	-3144,0	-3600,0	150	400	1657	400	1362	346	101,72	1,50			
2	0,0	-3600,0	150	400	1657	400	1406	355	105,07	1,50			
2	3144,0	-3600,0	150	400	1657	400	1364	347	101,92	1,50			
2	6288,0	-3600,0	150	200	828	400	773	91	57,78	1,50			
2	6288,0	3600,0	150	200	828	400	774	91	57,84	1,50			
2	3144,0	3600,0	150	400	1657	400	1362	347	101,78	1,50			
2	0,0	3600,0	150	400	1657	400	1406	355	105,06	1,50			
2	-3144,0	3600,0	150	400	1657	400	1363	347	101,86	1,50			
2	-6288,0	3600,0	150	200	828	400	774	91	57,81	1,50	1	91	36
											2	91	36
											3	91	36
3	-6288,0	-3600,0	150	200	828	400	782	93	58,45	1,50			
3	-3144,0	-3600,0	150	400	1657	400	1347	344	100,66	1,50			
3	0,0	-3600,0	150	400	1657	400	1421	358	106,15	1,50			
3	3144,0	-3600,0	150	400	1657	400	1347	344	100,64	1,50			
3	6288,0	-3600,0	150	200	828	400	782	93	58,43	1,50			
3	6288,0	3600,0	150	200	828	400	782	93	58,39	1,50	1	93	0
											2	93	0
											3	93	0
3	3144,0	3600,0	150	400	1657	400	1350	344	100,84	1,50			
3	0,0	3600,0	150	400	1657	400	1418	357	105,97	1,50			
3	-3144,0	3600,0	150	400	1657	400	1348	344	100,72	1,50			
3	-6288,0	3600,0	150	200	828	400	782	93	58,42	1,50	1	93	37
											2	93	37
											3	93	37
4	-6288,0	-3600,0	150	200	828	400	906	112	67,67	1,50	1	100	53
											2	112	42
											3	112	42
4	-3144,0	-3600,0	150	400	1657	400	1566	384	117,00	1,50			
4	0,0	-3600,0	150	400	1657	400	1643	398	122,75	1,50			
4	3144,0	-3600,0	150	400	1657	400	1567	384	117,05	1,50			

02.04.2019

Side: 8

4	6288,0	-3600,0	150	200	828	400	905	112	67,61	1,50	1	100	53
											2	112	42
											3	112	42
4	6288,0	3600,0	150	200	828	400	906	112	67,67	1,50	1	100	53
											2	112	42
											3	112	42
4	3144,0	3600,0	150	400	1657	400	1566	384	117,02	1,50			
4	0,0	3600,0	150	400	1657	400	1643	398	122,75	1,50			
4	-3144,0	3600,0	150	400	1657	400	1566	384	116,97	1,50			
4	-6288,0	3600,0	150	200	828	400	906	112	67,67	1,50	1	100	53
											2	112	42
											3	112	42

Kolonne: Forklaring:

PosX - X-koordinat i skallets lokale koordinatsystem

PosY - Y-koordinat i skallets lokale koordinatsystem

s\_r - maksimal radiell senteravstand mellom omkretsene av skjærarmeringsbein

u\_0 - omkrets av lastflaten

u\_1 - omkrets av kritisk kontrollsnitt

Avst. u\_1 - avstand fra lastflaten til kritisk kontrollsnitt

u\_out - omkrets av ytre kontrollsnitt hvor skjærarmering ikke lenger er påkrevd

Avst. u\_out - avstand fra lastflaten til ytre kontrollsnitt

V\_Ed - dimensjonerende skjærkraft

Beta - multiplikasjonsfaktor for skjærkraft

Omkrets nr. - nummer på den aktuelle omkretsen av skjærarmeringsbein

Avst. - avstand fra lastflaten til den aktuelle omkretsen av skjærarmeringsbein

A\_swn - nødvendig skjærarmeringsareal rundt denne omkretsen, uten hensyn til minste tangentiell senteravstand eller minste tverrsnittsareal av skjærarmeringsbein.

### 1.3.3. Minimumsarmering - skall

Sk Nr.	ØUx [mm]	ØUy [mm]	ØOx [mm]	ØOy [mm]	ASUx [mm <sup>2</sup> ]	ASUy [mm <sup>2</sup> ]	ASOx [mm <sup>2</sup> ]	ASOy [mm <sup>2</sup> ]	CCB [mm]	AB [mm <sup>2</sup> ]
1	20	20			1257	1257			0	0
2	20	20			1257	1257			0	0
3	20	20			1257	1257			0	0
4	20	20			1257	1257			0	0

Kolonne: Forklaring:

ØUx - diameter underkantarmoring i x-retning

ØUy - diameter underkantarmoring i y-retning

ØOx - diameter overkantarmoring i x-retning

ØOy - diameter overkantarmoring i y-retning

ASUx - innlagt lengdearmoring i underkant i x-retning

ASUy - innlagt lengdearmoring i underkant i y-retning

ASOx - innlagt lengdearmoring i overkant i x-retning

ASOy - innlagt lengdearmoring i overkant i y-retning

CCB - senteravstand bøyer

AB - areal av skjærarmoring

### 1.4. LASTKOMBINASJON



Beregning utført for lastkombinasjon

(1) Predefinert lastkombinasjon

Grensetilstand: Brudd

Lasttilfeller: 1,00 \* <Konstruksjonens tyngde>  
1,00 \* Vindlast  
1,50 \* Nyttelast  
1,50 \* Snølast  
1,20 \* Egenlast

### 3. KAPASITETSKONTROLL

#### 3.1. EN 1992 UTNYTTELSESGRAD, SKALL

Skall nr.	PosX [mm]	PosY [mm]	Bøy/Aks	Skjær	Info
1	-6288	-3600	0,03	0,88	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	-3144	-3600	0,41	0,80	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	-6288	3600	0,03	0,88	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	-3144	3600	0,44	0,80	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	0	-3600	0,37	0,80	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	3144	-3600	0,36	0,80	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	6288	-3600	0,03	0,88	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	0	3600	0,45	0,80	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	3144	3600	0,44	0,80	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	6288	3600	0,03	0,88	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	5950	3201	0,13	0,92	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	2	-6288	-3600	0,03	0,93
-3144		-3600	0,44	0,82	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
-6288		3600	0,03	0,62	EN 1992-1-1 6.4.5; v_Ed/v_Rdcs
-3144		3600	0,43	0,82	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
0		-3600	0,44	0,85	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
3144		-3600	0,41	0,82	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
6288		-3600	0,03	0,93	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
0		3600	0,45	0,85	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
3144		3600	0,41	0,82	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
6288		3600	0,03	0,93	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
-6288		-3350	0,08	0,93	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
3		-6288	-3600	0,03	0,94
	-3144	-3600	0,40	0,81	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	0	-3600	0,36	0,86	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	-6288	3600	0,03	0,63	EN 1992-1-1 6.4.5; v_Ed/v_Rdcs
	-3144	3600	0,36	0,81	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	0	3600	0,40	0,86	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	3144	-3600	0,36	0,81	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc

02.04.2019

Side: 10

	6288	-3600	0,03	0,94	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	3144	3600	0,39	0,81	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	6288	3600	0,03	0,63	EN 1992-1-1 6.4.5; v_Ed/v_Rdcs
	-6288	-3350	0,08	0,94	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
4	-6288	-3600	0,03	0,73	EN 1992-1-1 6.4.5; v_Ed/v_Rdcs
	-3144	-3600	0,48	0,95	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	0	-3600	0,40	0,99	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	-6288	3600	0,03	0,73	EN 1992-1-1 6.4.5; v_Ed/v_Rdcs
	-3144	3600	0,42	0,95	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	0	3600	0,47	0,99	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	3144	-3600	0,41	0,95	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	6288	-3600	0,03	0,73	EN 1992-1-1 6.4.5; v_Ed/v_Rdcs
	3144	3600	0,50	0,95	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc
	6288	3600	0,03	0,73	EN 1992-1-1 6.4.5; v_Ed/v_Rdcs
	-472	-3600	0,06	0,99	EN 1992-1-1 6.4.3; v_Ed/v_Rdc

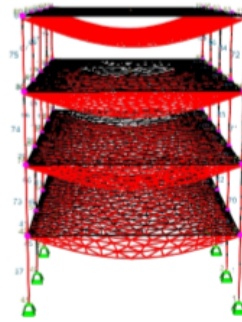
### 3.2. KAPASITETSKART



Største kapasitetsutnyttelse: 99,18 % (EN 1992-1-1 6.4.3; v\_Ed/v\_Rdc)

02.04.2019

Side: 11



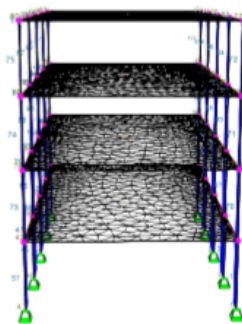
**Studentversjon**

Største forskyvning: 10,7 mm

Focus Konstruksjon 2019 Versjon 19.4.0.0 Focus Software	plasstøpt konstruksjon	FIL C:\Users\Eier\Documents\NTNU Ålesund\Bygg 6\Bachelor\A Bachelor filer\Beregninger focus konstruksjon\Massivtre\plasstøpt yy-fkon	
	Forskyvning / Predefinert lastkombinasjon	DATO 02.04.2019 - 13.25.48	SIGN

02.04.2019

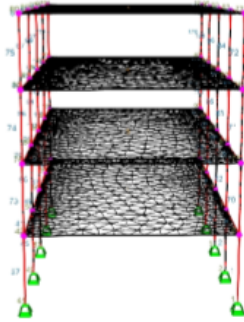
Side: 12



**Studentversjon**

Største aksialkraft: -442,80 kN

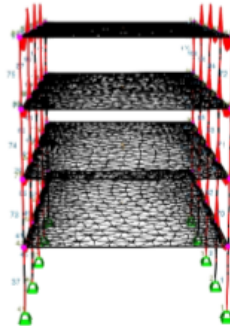
Focus Konstruksjon 2019 Versjon 19.4.0.0 Focus Software	plasstøpt konstruksjon	FIL C:\Users\Eier\Documents\NTNU Ålesund\Bygg 6\Bachelor\A Bachelor filer\Beregninger focus konstruksjon\Massivtre\plasstøpt yy.fkon	
	Aksialkraft - segmenter / Predefinert lastkombinasjon	DATO 02.04.2019 - 13.25.50	SIGN



Studentversjon

Største skjærkraft i y-retning: 0,00 kN

Focus Konstruksjon 2019 Versjon 19.4.0.0 Focus Software	plasstøpt konstruksjon	FIL C:\Users\Eier\Documents\NTNU Ålesund\Bygg 6\Bachelor\A Bachelor filer\Beregninger focus konstruksjon\Massivtre\plasstøpt yy.fkon	
	Skjærkraft i y-retningen - segmenter / Predefinert lastkombinasjon	DATO 02.04.2019 - 13.25.52	SIGN



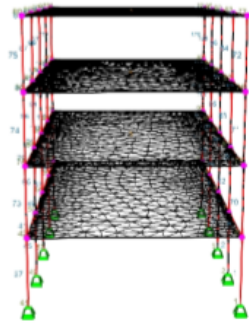
Studentversjon

Største moment om y-akse: 7,17 kN·m

Focus Konstruksjon 2019 Versjon 19.4.0.0 Focus Software	plasstøpt konstruksjon	FILE C:\Users\Eier\Documents\WTNU Ålesund\Bygg 6\Bachelor\A Bachelor filer\Beregninger focus konstruksjon\Massivtre\plasstøpt yy.fkon
	Moment om y-aksen - segmenter / Predefinert lastkombinasjon	DATO 02.04.2019 - 13.25.54

02.04.2019

Side: 15



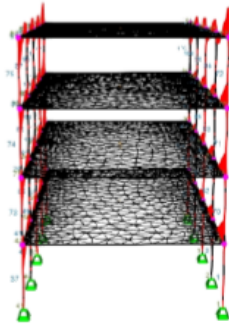
**Studentversjon**

Største moment om z-akse: 0,00 kN·m

Focus Konstruksjon 2019 Versjon 19.4.0.0 Focus Software	plasstøpt konstruksjon	FIL C:\Users\Eier\Documents\NTNU Ålesund\Bygg 6\Bachelor\A Bachelor filer\Beregninger focus konstruksjon\Massivtre\plasstøpt yy.fkon	
	Moment om z-aksen - segmenter / Predefinert lastkombinasjon	DATO 02.04.2019 - 13.25.55	SIGN

02.04.2019

Side: 16



**Studentversjon**

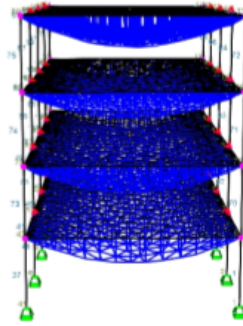
Største torsjonsmoment: -0,01 kN·m

Focus Konstruksjon 2019 Versjon 19.4.0.0 Focus Software	plasstøpt konstruksjon	FIL C:\Users\Eier\Documents\NTNU Ålesund\Bygg 6\Bachelor\A Bachelor filer\Beregninger focus konstruksjon\Massivtre\plasstøpt yy.fkon	
	Torsjonsmoment - segmenter / Predefinert lastkombinasjon	DATO 02.04.2019 - 13.25.57	SIGN



02.04.2019

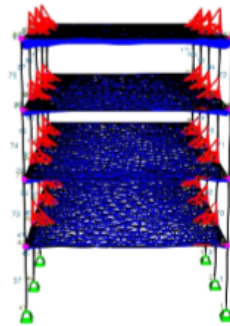
Side: 17



**Studentversjon**

Største moment om x-aksen: -74,79 kNm/m

Focus Konstruksjon 2019 Versjon 19.4.0.0 Focus Software	plasstøpt konstruksjon	FIL C:\Users\Eier\Documents\NTNU Ålesund\Bygg 6\Bachelor\A Bachelor filer\Beregninger focus konstruksjon\Massivtre\plasstøpt yy.fkon	
	Moment om x-aksen - skall / Predefinert lastkombinasjon	DATO 02.04.2019 - 13.25.59	SIGN



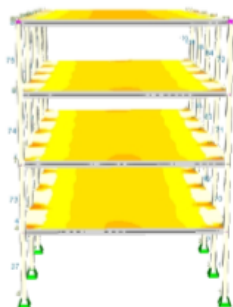
**Studentversjon**

Største moment om y-aksen: 53,35 kNm/m

Focus Konstruksjon 2019 Versjon 19.4.0.0 Focus Software	plasstøpt konstruksjon	FIL C:\Users\Eier\Documents\WTNU Ålesund\Bygg 6\Bachelor\A Bachelor filer\Beregninger focus konstruksjon\Massivtre\plasstøpt yy.fkon	
	Moment om y-aksen - skall / Predefinert lastkombinasjon	DATO 02.04.2019 - 13.26.01	SIGN

02.04.2019

Side: 19



**Studentversjon**

Største kapasitetsutnyttelse: 99,18 % (EN 1992-1-1 6.4.3; v\_Ed/v\_Rdc)

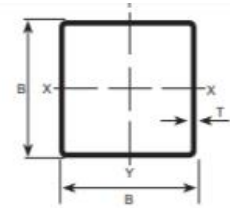
Focus Konstruksjon 2019 Versjon 19.4.0.0 Focus Software	plasstøpt konstruksjon	FIL C:\Users\Eier\Documents\NTNU Ålesund\Bygg 6\Bachelor\A Bachelor filer\Beregninger focus konstruksjon\Massivtre\plasstøpt	
	Kapasitetskart / Predefinert lastkombinasjon	yy.fkon DATO 02.04.2019 - 13.26.07	SIGN



Vedlegg 11 - Teknisk tabell stål, 200x200x10 kvadratisk hulprofil

Dimensjoner,  
masse og  
statistiske verdier

VF HUP  
NS-EN 10 210-2



Varmformede hulprofiler

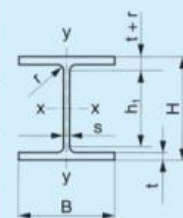
Kvadratiske

Dimensjon	Tykkelse	Masse (7,85kg/dm <sup>3</sup> )	Tverrsnitts- areal	Annet arealmoment	Treghetsradius	Elastisk tverrsnitts- modul	Plastisk tverrsnitts- modul	Torsjonskonstanter		Utvendig overflate pr. m.lengde	Nominell lengde pr. tonn
								Annet areal- moment for torsjon	Elastisk tverrsnitts- areal for torsjon		
BxB mm	T mm	M kg/m	A cm <sup>2</sup>	I cm <sup>4</sup>	i cm	Wel cm <sup>3</sup>	Wpl cm <sup>3</sup>	It cm <sup>4</sup>	Ct cm <sup>3</sup>	As m <sup>2</sup> /m	m
40 x 40	3.0	3.41	4.34	9.78	1.50	4.89	5.97	15.7	7.10	0.152	293
	3.2	3.61	4.60	10.2	1.49	5.11	6.28	16.5	7.42	0.152	277
	4.0	4.39	5.59	11.8	1.45	5.91	7.44	19.5	8.54	0.150	228
	5.0	5.28	6.73	13.4	1.41	6.68	8.66	22.5	9.60	0.147	189
	5.0	5.28	6.73	13.4	1.41	6.68	8.66	22.5	9.60	0.147	189
50 x 50	3.0	4.35	5.54	20.2	1.91	8.08	9.70	32.1	11.8	0.192	230
	3.2	4.62	5.88	21.2	1.90	8.49	10.2	33.8	12.4	0.192	217
	4.0	5.64	7.19	25.0	1.86	9.99	12.3	40.4	14.5	0.190	177
	5.0	6.85	8.73	28.9	1.82	11.8	14.5	47.6	16.7	0.187	146
	6.3	8.31	10.6	32.8	1.76	13.1	17.0	55.2	18.8	0.184	120
60 x 60	3.0	5.29	6.74	38.2	2.32	12.1	14.3	58.9	17.7	0.232	189
	3.2	5.62	7.16	38.2	2.31	12.7	15.2	60.2	18.6	0.232	178
	4.0	6.90	8.79	45.4	2.27	15.1	18.3	72.5	22.0	0.230	145
	5.0	8.42	10.7	53.3	2.23	17.8	21.9	86.4	25.7	0.227	119
	6.3	10.3	13.1	61.6	2.17	20.5	26.0	102	29.6	0.224	97.2
70 x 70	3.0	6.29	7.94	58.8	2.70	16.6	19.6	118	23.4	0.271	135
	3.2	6.66	8.42	58.8	2.69	17.2	20.3	122	24.1	0.271	124
	4.0	8.13	10.3	68.5	2.63	20.1	24.3	142	28.3	0.267	100
	5.0	9.99	12.7	80.5	2.58	23.7	29.7	169	33.9	0.264	81.5
	6.3	12.3	15.6	94.0	2.50	27.9	34.2	200	40.2	0.259	66.5
80 x 80	3.0	7.40	9.42	88.6	3.11	20.2	23.3	138	27.7	0.311	117
	3.2	7.78	9.90	88.6	3.10	20.9	24.0	142	28.4	0.311	106
	4.0	9.41	12.0	105	3.09	24.6	28.6	164	33.5	0.307	86.5
	5.0	11.6	14.7	123	3.05	29.3	34.2	192	39.9	0.304	70.2
	6.3	14.2	18.1	142	2.99	34.6	40.5	224	46.8	0.299	57.0
90 x 90	3.0	8.66	11.0	123	3.52	24.3	28.6	158	33.7	0.351	104
	3.2	9.06	11.6	123	3.51	25.0	29.3	162	34.4	0.351	93.7
	4.0	10.7	13.6	146	3.45	29.7	34.6	192	40.8	0.347	76.1
	5.0	13.1	16.7	172	3.40	35.4	41.4	224	48.0	0.344	61.6
	6.3	16.2	20.7	201	3.32	42.4	50.0	260	56.4	0.339	49.9
100 x 100	3.0	11.9	15.2	172	3.91	28.4	33.8	182	39.1	0.390	83.9
	3.2	12.4	15.8	172	3.90	29.1	34.5	186	39.8	0.390	76.0
	4.0	14.7	18.7	202	3.86	34.6	41.4	224	46.8	0.387	60.0
	5.0	17.9	23.2	238	3.80	41.4	49.7	260	54.0	0.384	54.9
	6.3	22.6	28.8	281	3.73	49.7	59.5	312	66.3	0.379	44.3
120 x 120	3.0	14.7	19.2	238	4.29	33.8	40.5	224	46.8	0.448	36.5
	3.2	15.3									

Vedlegg 12 - Tenkisk tabell stål, HEA 200

Profil type	DIMENSJONER									STATISKE VERDIER						Profil type
	Vekt kg pr m	Areal cm <sup>2</sup>	Overfl. m <sup>2</sup> /m	H mm	B mm	s mm	t mm	r mm	X - X akse			Y -Y akse				
									I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm		
HE 100 A	16,7	21,2	0,561	96,0	100	5	8	12	349	72,8	4,06	134	26,8	2,51	A HE 100	
HE 100 B	20,4	26,0	0,567	100	100	6	10	12	450	88,9	4,16	167	33,5	2,53	B HE 100	
HE 120 A	19,9	25,3	0,677	114	120	5	8	12	606	106	4,89	231	38,5	3,02	A HE 120	
HE 120 B	26,7	34,0	0,686	120	120	6,5	11	12	864	144	5,04	318	52,9	3,06	B HE 120	
HE 140 A	24,7	31,4	0,794	133	140	5,5	8,5	12	1 030	155	5,73	389	55,6	3,52	A HE 140	
HE 140 B	33,7	43,0	0,805	140	140	7	12	12	1 510	216	5,93	550	78,5	3,58	B HE 140	
HE 160 A	30,4	38,8	0,906	152	160	6	9	15	1 670	220	6,57	616	76,9	3,98	A HE 160	
HE 160 B	42,6	54,3	0,918	160	160	8	13	15	2 490	311	6,78	889	111	4,05	B HE 160	
HE 180 A	35,5	45,3	1,02	171	180	6	9,5	15	2 510	294	7,45	925	103	4,52	A HE 180	
HE 180 B	51,2	65,3	1,04	180	180	8,5	14	15	3 830	426	7,66	1 360	151	4,57	B HE 180	
HE 200 A	42,3	53,8	1,14	190	200	6,5	10	18	3 690	389	8,28	1 340	134	4,98	A HE 200	
HE 200 B	61,3	78,1	1,15	200	200	9	15	18	5 700	570	8,54	2 000	200	5,07	B HE 200	
HE 220 A	50,5	64,3	1,26	210	220	7	11	18	5 410	515	9,17	1 950	178	5,51	A HE 220	
HE 220 B	71,5	91,0	1,27	220	220	9,5	16	18	8 090	736	9,43	2 840	258	5,59	B HE 220	
HE 240 A	60,3	76,8	1,37	230	240	7,5	12	21	7 760	675	10,1	2 770	231	6,60	A HE 240	
HE 240 B	83,2	106	1,38	240	240	10	17	21	11 260	938	10,3	3 920	327	6,08	B HE 240	
HE 260 A	68,2	86,8	1,48	250	260	7,5	12,5	24	10 450	836	11,0	3 670	282	6,50	A HE 260	
HE 260 B	93,0	118	1,50	260	260	10	17,5	24	14 920	1 150	11,2	5 130	395	6,58	B HE 260	
HE 280 A	76,4	97,3	1,60	270	280	8	13	24	13 670	1 010	11,9	4 760	340	7,00	A HE 280	
HE 280 B	103	131	1,62	280	280	10,5	18	24	19 270	1 380	12,1	6 590	471	7,09	B HE 280	
HE 300 A	88,3	112	1,72	290	300	8,5	14	27	18 260	1 260	12,7	6 310	421	7,49	A HE 300	
HE 300 B	117	149	1,73	300	300	11	19	27	25 170	1 680	13,0	8 560	571	7,58	B HE 300	
HE 320 A	97,6	124	1,76	310	300	9	15,5	27	22 930	1 480	13,6	6 990	466	7,49	A HE 320	
HE 320 B	127	161	1,77	320	300	11,5	20,5	27	30 820	1 930	13,8	9 240	616	7,57	B HE 320	

HE-A OG HE-B



## Vedlegg 13 - Dokumentasjon på pris fra Elementpartner

19.3.2019

E-post – Jonas Hauge – Outlook

### SV: Bacheloroppgave

Stein Hatlen <stein.hatlen@element-partner.no>

ti. 19.03.2019 08.34

Til: Jonas Hauge <jonas\_hauge@msn.com>

1 vedlegg (13 kB)

Til bacheloroppgave.xlsx;

Da håper jeg dette er godt nok

Firkantsøyler har jeg ikke priset.

De blir nok 2-3000 lavere pr tonn.

Vi setter en minstepris på 5000,- i produksjonspris for firkantsøyler.

Rundsøyler er priset høyere pga at vi må kjøpe de.

Når det er små søyler, gjerne et tonn eller så, så blir det høy pris pr tonn.

Med vennlig hilsen for

## ElementPartner

Stein Hatlen

Prosjektleder

Mobil: 473 70 033

Mail: [stein.hatlen@element-partner.no](mailto:stein.hatlen@element-partner.no)

[www.elementpartner.no](http://www.elementpartner.no)

[http://www.visbrosjyre.no/elementpartner\\_as/WebView/#1](http://www.visbrosjyre.no/elementpartner_as/WebView/#1)

---

**Fra:** Jonas Hauge <jonas\_hauge@msn.com>

**Sendt:** tirsdag 19. mars 2019 09:10

**Til:** Stein Hatlen <stein.hatlen@element-partner.no>

**Kopi:** Sander Dahle <sander\_dahle@hotmail.com>

**Emne:** Bacheloroppgave

Hei,

kunne du sende over dokumentasjon prisene fra i går? Vi trenger også prisene på firkantsøyler om det er mulig.

MVH

Jonas Hauge og Sander Dahle

Post	Antall			Betong	Isolasjon	Armering	Salgspris pr enhet	
	stk	m2	tonn	m3	kg	Timer	m2	tonn
<b>SW vegger</b>	39	691	380	138,3	13 828,4	968,0	kr 2 308	kr 4 197
<b>Balkonger</b>	53	522	287	-	16 717,8	835,9	kr 2 567	kr 4 668
<b>KV-250</b>	38	693	433		13 867,0	832,0	kr 2 131	kr 3 409
<b>Trapp-Heissjakter</b>	57	682	341		13 647,2	750,6	kr 2 139	kr 4 277
<b>Skillevegger</b>	29	807	404		16 144,0	887,9	kr 1 802	kr 3 605
<b>Heislokk/tak</b>	3	40	20		993,0	51,6	kr 2 907	kr 5 814
<b>Rundsøyler</b>	12		18		777,2	88,3		kr 10 962
<b>DLB-er</b>	18		166,40		9 984,0	582,4		kr 5 879
<b>Trapper</b>	16		34,50		690,0	172,5		kr 9 928
<b>Repos</b>	16	90	45,00		2 333,7	450,0	kr 3 873	kr 7 747
<b>Sum egenprod</b>	281	3 526	2 129	138,3	88 982	5 619		
<b>Hulldykker</b>								
<b>HD-200</b>		2 278	629				kr 858	
<b>HD-265</b>		2 186	820				kr 986	
<b>Sum Hulldykker</b>			4 464	1 448				



## Vedlegg 14 - Dokumentasjon på pris fra Isachsen

3.3.2019

E-post – Jonas Hauge – Outlook

### SV: Bacheloroppgave betongelement

Muhib Khan <muhib.khan@isachsenas.no>

fr. 01.03.2019 14.03

Til: jonas\_hauge@msn.com <jonas\_hauge@msn.com>

Hei,

Det er veldig tidsbesparende å bygge med betongelementer fremfor plasstøpt betong. Dette reduserer de totale byggekostnadene på prosjektet i og med at byggetid er en stor kostnadsdriver. Litt vanskelig å si noe om montasje uten å vite omfanget av prosjektet.

Priser:

- Massive veggelementer t=200mm (bærende veggelementer): 2550kr/m<sup>2</sup>
- Plattendekke t=200mm-plattendekke + påstøp: 1580kr/m<sup>2</sup> (kan leveres i t=200-500mm)
- Hulldekke t=200mm: 1380kr/m<sup>2</sup>

Priser er gitt inkl. transport, montasje og mva.

Litt om plattendekker:

Plattendekker er halv-prefabrikkerte dekker i betong som kombinerer fordelene fra prefabrikkerte og plasstøpt konstruksjon, og gir en effektiv byggeprosess.

Dekkene er bygget opp som armerte betongplater inkl. keiserdragere. Disse tilleggarmeres og støpes ut på byggeplass til en komplett etasjeskiller.

Fordelen er at man kan integrere utsparinger og innstøpningsgoods som el. bokser osv.

Lykke til med bacheloroppgaven, og håper dette er til hjelp.

God helg!

Med vennlig hilsen



**Muhib Khan**

Prosjektingeniør

Betongelement

Mobil: +47 413 76 654

Mail: [muhib.khan@isachsenas.no](mailto:muhib.khan@isachsenas.no)

Isachsen Anlegg AS

3178 Våle

Tlf : +47 32 23 24 00

[www.prefabbetong.no](http://www.prefabbetong.no)

[www.bmhe.no/anlegg](http://www.bmhe.no/anlegg)

*Vi gjør det!*

3.3.2019

E-post – Jonas Hauge – Outlook

**Fra:** Jonas Hauge <[jonas\\_hauge@msn.com](mailto:jonas_hauge@msn.com)>

**Sendt:** fredag 1. mars 2019 11:55

**Til:** Post VS Element AS <[Post@vselement.no](mailto:Post@vselement.no)>; [sander\\_dahle@hotmail.com](mailto:sander_dahle@hotmail.com)

**Emne:** Bacheloroppgave betongelement

Hei, vi er to studenter ved NTNU Ålesund som skriver bacheloroppgave om en boligblokk som evt. kunne bygges i massivtreelement eller betongelement. I den sammenheng trenger vi priser på material, ressursbehov for montasje og ca tidsbruk. Er dette noe vi kunne fått informasjon om av dere på betongelement?

Elementene vi har valgt er: Bærende veggelement med tykkelse 200mm og armeringsmengde  $600\text{mm}^2/\text{m}$

Etasjeskillere av hulldekke med tykkelse 200mm

MVH Jonas Hauge og Sander Dahle

## Vedlegg 15 - Dokumentasjon på pris fra norsk Massivtre AS

28.2.2019

E-post – Jonas Hauge – Outlook

### SV: Bacheloroppgave massivtre

Arild Øvergaard <arild@norskmassivtre.no>

to. 28.02.2019 13.27

Til: Jonas Hauge <jonas\_hauge@msn.com>

Jeg kjenne ikke CLT så kapasiteten må dere vurdere ut ifra Teknisk Godkjenning, men jamnt over har CLT bedre skjærstivhet mens våre spenner lengre.

Regn med 10.000,-/m3 ferdig montert +/- basert på kvalitet.

Mvh Arild Øvergaard, Norsk Massivtre AS

mob: 47925050

---

**Fra:** Jonas Hauge <jonas\_hauge@msn.com>

**Sendt:** 28. februar 2019 14:20

**Til:** Arild Øvergaard <arild@norskmassivtre.no>

**Emne:** Sv: Bacheloroppgave massivtre

Hei igjen, dette kunne være et alternativ for oss om det har lik kapasitet?

Har dere noen ca pris på materialer og montering?

Mvh Jonas Hauge og Sander Dahle

---

**Fra:** Arild Øvergaard <arild@norskmassivtre.no>

**Sendt:** torsdag 28. februar 2019 12.33

**Til:** Jonas Hauge

**Emne:** SV: Bacheloroppgave massivtre

Hei

Vi produserer massivtre, men ikke CLT (Se vedlegg)

Selvfølgelig mye penere enn CLT, men kanskje ikke hva dere trenger

Mvh Arild Øvergaard, Norsk Massivtre AS

mob: 47925050

---

**Fra:** Jonas Hauge <jonas\_hauge@msn.com>

**Sendt:** 28. februar 2019 13:28

**Til:** Arild Øvergaard <arild@norskmassivtre.no>; sander\_dahle@hotmail.com

**Emne:** Bacheloroppgave massivtre

Hei, vi er to studenter ved NTNU Ålesund som skriver bacheloroppgave om en boligblokk som evt. kunne bygges i massivtreelement. I den sammenheng trenger vi priser på material, ressursbehov for montasje og ca tidsbruk. Er dette noe vi kunne fått informasjon om av dere?

Elementene vi har valgt er: Bærende massivtrevegger av typen CLT 200 L7s

Etasjeskillere av massivtre av typen CLT 220 L7s - 2

MVH Jonas Hauge og Sander Dahle

## Vedlegg 16 - Dokumentasjon på pris fra Nordisk Massivtre

6.3.2019

E-post – Jonas Hauge – Outlook

### SV: Bacheloroppgave 2019

stein@nordiskmassivtre.no

on. 06.03.2019 09.02

Til: 'Jonas Hauge' <jonas\_hauge@msn.com>

Kopi: sander\_dahle@hotmail.com <sander\_dahle@hotmail.com>

Hei

Pris på materiale er det vanskelig og gi en pris på da det avhenger av lengde og eventuelt annen type bearbeiding.

Men tenker at en generell pris pr. m3 ligger på ca. 8000 kroner pr/m3.

Tidsforbruk for montering er også vanskelig å si da avhenger av størrelse og konstruksjon på bygg. Store elementene er/ kran osv.

Stein Wasa

[stein@nordiskmassivtre.no](mailto:stein@nordiskmassivtre.no)

Mob: +47 97547605

NordiskMassivtre As

Norvald Strandsvegen 59

N-2212 Kongsvinger



---

**Fra:** Jonas Hauge <jonas\_hauge@msn.com>

**Sendt:** tirsdag 5. mars 2019 11:54

**Til:** stein@nordiskmassivtre.no

**Kopi:** sander\_dahle@hotmail.com

**Emne:** Bacheloroppgave 2019

Hei, vi er to studenter ved NTNU Ålesund som skriver bacheloroppgave om en boligblokk som evt. kunne bygges i massivtreelement. I den sammenheng trenger vi priser på material, ressursbehov for montasje og ca tidsbruk. Er dette noe vi kunne fått informasjon om av dere?

Elementene vi har valgt er: Bærende massivtrevegger av typen CLT 200 L7s  
Etasjeskillere av massivtre av typen CLT 220 L7s - 2

MVH Jonas Hauge og Sander Dahle

## Vedlegg 17 - Dokumentasjon på tidsbruk montering fra Elementpartner

19.3.2019

E-post – Jonas Hauge – Outlook

### Montasje - Elementpartner AS

Tor Helge Hjelden <tor.helge.hjelden@element-partner.no>

ma. 18.03.2019 14.30

Til: sander\_dahle@hotmail.com <sander\_dahle@hotmail.com>; jonas\_hauge@msn.com <jonas\_hauge@msn.com>

■ 1 vedlegg (10 kB)

Bok1.xlsx;

Hei

Oversendes som avtalt.

*Med vennlig hilsen for*

**ElementPartner**

Tor Helge Hjelden

Mobil: 47 37 00 38

Mail: [tor.helge.hjelden@element-partner.no](mailto:tor.helge.hjelden@element-partner.no)

[www.elementpartner.no](http://www.elementpartner.no)

<http://www.visbrosjyre.no/elementpartner/MailView/>

	Antall pr dag 9,5 timer	
<b>MONTASJE</b>		
Påhengte SW-vegger	8	
Bærende SW-vegger	6	
KV-150	6	
KV-200	6	
KV	6	
PLATE-TAK-BALK.	5	
Firkant søyler	11	
Rundsøyler	9	
RB-er	9	
LB-er	9	
DLB-er	9	
Trapper	6	
Repos	6	
Stål kg	4000	
<b>Hulldekke</b>		
HD legging stk	20	
Betong	0,02	
Timer pr m2	0,2	
<b>Pris hulldekke</b>		
<b>Riggkostnader</b>		
		lass
Motveker tur-retur		6,00
Container-støtter etc		1,00
		Dager
Mob/demob mannskap		1,00
Tilrettelegging av utstyr, timer		15,00
Flikk		
<b>SUM rigg og flikk</b>		

## Vedlegg 18 - Dokumentasjon på pris og tidsbruk montasje fra Veidekke

Enhetspriser for vurdering av plastøpt betong

MERK alle disse enhetstidene er kostnad uten risiko og fortjeneste,. Slik at prisen til byggherre blir høyere avhengig av prosjekt, ligger legges det vanligvis til 12-18% avhengig av risikobildet.

I tillegg til enhetsprisene under må det legges til 10% rigg og drift for å sammenligne med prefab.Rigg og drifte dekker kraner, brakker stillas, prosjektadministrasjon o.l.

### Kostnad Enhetspris dekkeforskaling 529 kr/m2

001		DEKKEFORSKALING		Fmgd:	Fbr:	1 05				826 m2		529,00	436 954
Konto	Tekst	Rybbe	Fast	Enh/K	Forbruk	Omr	Spil	Tidrek	Mengde	Enh	Kostnad	Kost/Enh	Totalkostnad
4622	Dekkeforskaling	Hovec			1,1				908,6	m2	90,00	99,00	81 774
4622	Forskalingstilbehør - stift, bindere, olje m.m.	Hovec			1				826	m2	10,00	10,00	8 260
5111	Forskalingssnekker	Tidrek			1	1			826	timer	420,00	420,00	346 920

### Kostnad forskaling dekkekant 184 kr/m2

001		FORSKALING AV FORKANT INKLUDERT		Fmgd:	Fbr:	0,08 05				66,08 m2		184,72	12 206
Konto	Tekst	Rybbe	Fast	Enh/K	Forbruk	Omr	Spil	Tidrek	Mengde	Enh	Kostnad	Kost/Enh	Totalkostnad
4622	Tradisjonell forskaling	Hovec			1	0,33		5	22,9	m2	90,00	27,72	1 832
4622	Forskalingstilbehør - stift, bindere, olje m.m.	Hovec			1				66,08	m2	10,00	10,00	661
5111	Forskalingssnekker	Tidrek			0,35	1			23,13	timer	420,00	147,00	9 714

### Kostnad betongstøyping 1858 kr /m3

001		BETONGUTSTØYPING		Fmgd:	Fbr:	0,23 05				189,98 m3		1 858,40	353 059
Konto	Tekst	Rybbe	Fast	Enh/K	Forbruk	Omr	Spil	Tidrek	Mengde	Enh	Kostnad	Kost/Enh	Totalkostnad
4131	Betong B35M45 (D.max 26 mm)	Hovec			1			8	205,18	m3	1 300,00	1 404,00	266 732
4131	Betongpumpe (pr. m3)	Hovec			1			8	205,18	m3	0,00	0,00	0
4131	Betongpumpe rigg	Hovec			0,044				8,31	stk	0,00	0,00	0
4131	Tilsetningsstoff	Hovec			1			8	205,18	m3	50,00	54,00	10 259
5111	Betongarbeider	Tidrek			0,8	1			151,98	timer	420,00	336,00	63 833
4177	Plastfolie 0,1 mm	Hovec			1	4			759,92	m2	3,50	14,00	2 660
5111	Betongarbeider	Tidrek			0,03	1	4		22,8	timer	420,00	50,40	9 575

### Kostnad pussing fersk betongoverflate 73 kr/m2

001		OVERFLATEBEHANDLING		Fmgd:	Fbr:	1 05				826 m2		73,00	60 298
Konto	Tekst	Rybbe	Fast	Enh/K	Forbruk	Omr	Spil	Tidrek	Mengde	Enh	Kostnad	Kost/Enh	Totalkostnad
4677	Handverktøy	Hovec			1				826	stk	10,00	10,00	8 260
5111	Betongarbeider	Tidrek			0,15	1			123,9	timer	420,00	63,00	52 038

### Kostnad armering 17 kr/kg

001		ARMERING		Fmgd:	Fbr:	68,49 05				4 452 kg		16,76	74 593
Konto	Tekst	Rybbe	Fast	Enh/K	Forbruk	Omr	Spil	Tidrek	Mengde	Enh	Kostnad	Kost/Enh	Totalkostnad
4122	Armering kamstål B500C kapp og bøy (bid)	Hovec			1			3	4 585,56	kg	6,50	6,70	29 806
4122	Stoler, etc. kompl.	Hovec			1				4 452	kg	0,40	0,40	1 781
5111	Jembinder	Tidrek			0,023	1			102,4	timer	420,00	9,66	43 006



## Vedlegg 19 - Dokumentasjon på pris fra Spenncon

ID: 10616 ~~Versionnr:~~ 005

### Tilbudsmal med prosjekt og produktorientering

CONSOLIS  
SPENNCON

---

<u>Ansvarsområde:</u>	Spenncon AS / Salg / Tilbuds-behandling
<u>Dok. kategori:</u>	Hjelpeskjema, maler
<u>Siste revisjon:</u>	31.05.2011
<u>Godkjent:</u>	GODKJENT 28.05.2015 ( HMS KS sjef )

---

Gyldighetsområde: Spenncon AS    Sist endret: 28.05.2015 ( HMS KS sjef )  
Neste revisjon: Ikke satt

### PROSJEKT- OG PRODUKTORIENTERING

#### Tilbudsunderlag:

Tilbudet er basert på Deres forespørsel av 06.05.2016 og utsparinger i HD i epost av 09.05.2016.

#### Mengdespesifikasjon:

(Her beskrives hva vi har gitt pris på. Ved masseregulering er vår regnemetode vedr. areal at utsparinger i elementet skal medregnes i arealberegningen)

#### Hulldekker:

3950 m2 HD265

2575 m2 HD200

PD200 i ~~skrådel~~

#### Bæresystem:

10 ~~stk~~ sirk. betongsøyler.

21980 kg stålsøyler. (Enhetspris 38 kr/kg)

105650 kg stålbjelker. (Enhetspris 21 kr/kg)

(Enhetspris innenfor oppgitte verdier vil variere noe etter størrelse på enheten eks. korte bjelker gir høyere enhetspris o.l)



## Vedlegg 20 – Forprosjekt og avtale NTNU/bedrift

### FORPROSJEKT - RAPPORT FOR BACHELOROPPGAVE



TITTEL:

### Dimensjonering og sammenligning av bæresystemer til boligblokk

KANDIDATNUMMER(E):

**Jonas Hauge**  
**Sander Dahle**

DATO:	EMNEKODE:	EMNE:	DOKUMENT TILGANG:
29.01.2019	IB303312	Bacheloroppgave (Bygg)	- Åpen
STUDIUM:	ANT SIDER/VEDLEGG:	BIBL. NR:	
BYGG - KONSTRUKSJON	10/1	- Ikke i bruk -	

OPPDRAGSGIVER(E)/VEILEDER(E):

Veidekke M&R - Per Henrik Rommetveit  
NTNU - Terje Tvedt

OPPGAVE/SAMMENDRAG:

Vi skal i denne oppgaven vurdere ulike bæresystemer til en større boligblokk. Derunder bærende konstruksjon av betongelement, massivtre og stålsøyler med betongdekke. Dette skal vurderes med hensyn til kostnad, ressursbehov, tidsbruk og gjennomføring av de ulike løsningene av prosjektet. Med dette skal vi kunne velge ut den mest gunstige løsningen av konstruksjon for prosjektet etter vurderinger av ulike aspekt og informasjon hentet fra entreprenører. Den valgte konstruksjonen skal så planlegges i forhold til rigg og fremdrift, samt visualiseres med dataverktøy.

**Postadresse**  
Høgskolen i Ålesund  
N-6025 Ålesund  
Norway

**Besøksadresse**  
Larsgårdsvegen 2  
**Internett**  
[www.hials.no](http://www.hials.no)

**Telefon**  
70 16 12 00  
**Epostadresse**  
[postmottak@hials.no](mailto:postmottak@hials.no)

**Telefax**  
70 16 13 00

**Bankkonto**  
7694 05 00636  
**Foretaksregisteret**  
NO 971 572 140

NTNU I ÅLESUND  
FORPROSJEKTRAPPORT – BACHELOROPPGAVE

SIDE 2

## **INNHold**

<b>1</b>	<b>INNLEDNING</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>PROSJEKTORGANISASJON</b>	<b>3</b>
2.1	Prosjektgruppe	3
2.1.1	Oppgaver for prosjektgruppen - organisering	3
2.1.2	Oppgaver for øvrige medlemmer	4
2.2	Styringsgruppe	4
<b>3</b>	<b>AVTALER</b>	<b>4</b>
3.1	Avtale med oppdragsgiver	4
3.2	Arbeidssted og ressurser	4
3.3	Gruppenormer – samarbeidsregler – holdninger	5
<b>4</b>	<b>PROSJEKTBEKRIVELSE</b>	<b>5</b>
4.1	Problemstilling - målsetting - hensikt	5
4.2	Krav til løsning eller prosjektresultat – spesifikasjon	6
4.3	Informasjonsinnsamling – utført og planlagt	6
4.4	Vurdering – analyse av risiko	6
4.5	Hovedaktiviteter i videre arbeid	7
4.5.1	Hovedplan	7
4.5.2	Styringshjelpemidler	7
4.5.3	Utviklings hjelpemidler	8
4.5.4	Intern kontroll – evaluering	8
4.6	Beslutninger – beslutningsprosess	8
<b>5</b>	<b>DOKUMENTASJON</b>	<b>8</b>
5.1	Rapporter og tekniske dokumenter	8
<b>6</b>	<b>PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER</b>	<b>9</b>
6.1	Møter	9
6.1.1	Møter med styringsgruppen	9
6.1.2	Prosjekt møter	9
6.2	Periodiske rapporter	9
6.2.1	Framdriftsrapporter (inkl. milepæl)	9
<b>7</b>	<b>PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING</b>	<b>10</b>
<b>8</b>	<b>UTSTYRSBEHOV/FORUTSETNINGER FOR GJENNOMFØRING</b>	<b>10</b>

## 1 INNLEDNING

Vi tok kontakt med Veidekke Møre og Romsdal angående bacheloroppgave i Desember 2018. Dette var de veldig positive til, og like før jul fikk vi tildelt en boligblokk på Emblem som Veidekke skal bygge for OBOS. 11.01.19 var vi i møte med prosjektlederne på prosjektet, i tillegg til veileder fra skolen. Sammen diskuterte vi og fikk formulert en oppgave.

Vi valgte å skrive om valg av bæresystem for denne boligblokken, og tilhørende vurderinger. Dette synes vi virket veldig interessant og var mye av grunnen til at vi valgte dette. I tillegg vil vi lage en rigg- og fremdriftsplan for prosjektet i synchro 4D. Dette er for å få et mer helhetlig bilde av prosjektet og fremdriften, og noe som er veldig lærerikt for vår del.

Formålet med oppgaven er å bestemme det mest gunstige bæresystemet for boligblokken, med tanke på økonomi, tid, ressurser og gjennomføring. Dette er vurderinger vi gjør etter vi har dimensjonert de ulike tilfellene for å få det mest mulig nøyaktig.

## 2 PROSJEKTORGANISASJON

### 2.1 Prosjektgruppe

Navn:	Studentnummer:	Epost:	Mobilnummer:
Sander Dahle	476144	sander_dahle@hotmail.com	93806502
Jonas Hauge	476151	jonas_hauge@msn.com	94499054

#### 2.1.1 Oppgaver for prosjektgruppen - organisering

Prosjektgruppen:

- Lage og oppdatere fremdriftsplan.
- Fordele oppgaver.
- Avtale møter, både med bedrift og veileder.
- Opprettholde godt samarbeid og fremdrift.

### **2.1.2 Oppgaver for øvrige medlemmer**

Siden vi bare er to på gruppen ser vi det ikke som nødvendig å velge prosjektleder og sekretær da vi har likt ansvar for oppgaven. Vi vil diskutere rundt de ulike problemstillingene vi møter underveis i prosjektet og slik komme frem til en felles enighet om hva som er beste løsninger. Dette i samarbeid med veileder på skolen og bedrift.

### **2.2 Styringsgruppe**

Veileder: Terje Tvedt , [terje.tvedt@ntnu.no](mailto:terje.tvedt@ntnu.no) tlf: 70161275

Oppdragsgiver: Veidekke

Kontaktperson: Per Henrik Rommetveit, [per.rommetveit@veidekke.no](mailto:per.rommetveit@veidekke.no) tlf: 977 58 310

## **3 AVTALER**

### **3.1 Avtale med oppdragsgiver**

Se vedlegg1.

### **3.2 Arbeidssted og ressurser**

#### **- Tilgang til arbeidsplass**

Vi kommer nok for det meste til å sitte på skolen under vårt arbeid med bacheloren. Vi skal selvfølgelig ha møter både med veileder og bedrift, der møtene med bedrift mest sannsynlig vil foregå ute i bedriften. For vår del er det nok lettest å sitte på skolen med tanke på at det kan være litt vanskelig å komme seg til kontorene til bedriften.

#### **- Tilgang til ressurser**

Ressursene vi skal bruke er stort sett ulike dataprogram som Revit og Synchro 4D. Begge disse har vi allerede tilgang til gjennom skolen. I tillegg kan andre program som for eksempel FEM-design være aktuell. Vi kommer også til å bruke relevant lærestoff fra bøker som vi har kjøpt eller har tilgang til.

#### **- Tilgang til personer**

Vi har en fast veileder her på skolen, i tillegg til en kontaktperson i bedriften. I tillegg får vi støtte og hjelp fra bedriften om det er andre problemstillinger vi lurer på.

**- Datasikkerhet/informasjon unndratt offentlighet**

Vi lagrer arbeidet underveis på pc-ene våre i tillegg til en felles dropbox-mappe. Da har vi arbeidet lagret på to plasser. Vi har ikke fått beskjed om at noe av arbeidet eller dokumentene skal være unndratt offentligheten, så det er ikke noe problem.

**- Avtalt rapportering**

Vi skal levere framdriftsrapport og log hver 14.dag til veileder på skolen.

### ***3.3 Gruppenormer – samarbeidsregler – holdninger***

- Vi skal jobbe både sammen og hver for oss i løpet av perioden. Det er viktig at vi er presis når vi skal møtes, slik at ingen blir sittende å vente. Vi må kunne stole på hverandre, og at hver av oss gjør/forsøker å gjøre sin del som avtalt. Dersom oppgaven blir for vanskelig så si fra så tidlig som mulig slik at vi kan se på det sammen.
- Som nyutdannet ingeniør vil vi fremstå som profesjonelle og læringsvillige, og med et sterkt engasjement for fagområdet. Vi vil også være presis med tanke på tid og frister, samt pliktoppfyllende i forbindelse med oppgaver som blir gitt.

## **4 PROSJEKTBEKRIVELSE**

### ***4.1 Problemstilling - målsetting - hensikt***

Oppgaveformulering: Valg av bæresystem for boligblokk på Emblem med tanke på økonomi, tid, ressurser og gjennomføring.

- Dimensjonering og vurdering av ulike bæresystem innenfor gitte rammer.
- Vurdere og velge bæresystem ut fra gitte kriterier fra oppgaveformuleringen.
- Lage riggplan og fremdriftsplan av valgt løsning. (Synchro 4D)

Hovedmålet: Hovedmålet blir å velge det mest gunstige bæresystemet ut fra vurderinger i forhold til alle aspekter i oppgaven.

#### ***4.2 Krav til løsning eller prosjektresultat – spesifisering***

Alle løsninger vi vurderer og dimensjonerer skal oppfylle krav i gjeldende standarder og forskrifter. Vi skal prøve å finne den mest gunstige løsningen for boligblokker som denne. I vurderingene våre vil vi vektlegge kostnad, tid, gjennomføring og ressurser. Ut fra våre beregninger og samtaler med entreprenør om erfaringer med tanke på tid og gjennomføring, vil disse kriteriene bli vurdert.

I løsningen vil fordeler og ulemper ved de ulike alternativene bli presentert. I tillegg skal vi lage en rigg- og fremdriftsplan i Synchro 4D for den valgte løsningen.

#### ***4.3 Informasjonsinnsamling – utført og planlagt***

Vi har etter samtale med Veidekke fått tilsendt det vi trenger av informasjon rundt prosjektet. Det var viktig å få dette tidlig i forprosjektfasen for å kunne planlegge oppgaven best mulig. Dette gjelder alt fra brannkonsept/tegninger, arkitekttegninger, grunnforhold og andre kravspesifikasjoner for totalentreprisen.

Vi vil videre med løpende kontakt med entreprenør innhente informasjon om kostnad, ressurs, tidsbruk og gjennomføring av prosjektet, som skal brukes til vurderingen av bæresystemet.

#### ***4.4 Vurdering – analyse av risiko***

Vi ser på prosjektet som svært gjennomførbart i forhold til oppgaver og tidsramme. Dette har vi satt opp i en fremdriftsplan som gjør det mulig å følge opp fremdriften og eventuelt endre underveis. Vi har også diskutert eventuelle fordypninger eller forkortinger av oppgaven, dette som utvei om det skulle bli problem med for lite eller masse tid igjen. Vi vurderer også fortløpende mengden av dimensjoneringen for hver av konstruksjonene, slik det blir tilpasset rimelig tidsbruk.

#### 4.5 Hovedaktiviteter i videre arbeid

Nr	Hovedaktivitet	Ansvar	Kostnad	Tid/omfang
A1	Innhenting av informasjon	SD, JH	-----	
A11	Møte med prosjektleder (Anbudsdok./relevante filer)	SD, JH	-----	
A2	Dimensjonering bæresystem	SD, JH	-----	
A21	Dim. Betongelement	SD, JH	-----	
A22	Dim. Massivtre	SD, JH	-----	
A23	Dim. Stålsøyler, betongdekke	SD, JH	-----	
A24	Visualisering i Revit	SD, JH	-----	
A3	Vurdere ulike bæresystem	SD, JH	-----	
A31	Tidsbruk	SD, JH	-----	
A32	Økonomi	SD, JH	-----	
A33	Gjennomføring	SD, JH	-----	
A4	Valg av bæresystem	SD, JH	-----	
A41	Rigg og fremdriftsplan	SD, JH	-----	
A42	Visualisering i Syncro 4D	SD, JH	-----	
A5	Ferdigstilling	SD, JH	-----	

##### 4.5.1 Hovedplan

I starten vil vi bestemme oss for tre ulike bæresystem vi skal vurdere opp mot hverandre og hente inn nok informasjon om både systemene og dimensjoneringen. Deretter vil vi starte med dimensjoneringen for de ulike bæresystemene. For å få et mest mulig nøyaktig svar skal vi snakke med entreprenører om deres erfaringer med tanke på tid, økonomi og gjennomføring av liknende prosjekt. Dette blir kriteriene vi skal vurdere utfra når vi velger bæresystem. Vi kommer her til å velge det mest gunstige bæresystemet vurdert ut fra flere kriterier.

Til slutt vil vi lage en modell med rigg- og fremdriftsplan i Synchro 4D for den valgt løsningen vi kommer frem til, slik at vi får et mer helhetlig bilde av prosjektet.

##### 4.5.2 Styringshjelpemidler

For å styre prosjektet kommer vi til å lage en fremdriftsplan i forbindelse med loggen som skal leveres hver 14. dag. Der kommer vi til å kontrollere hva vi har gjort, og sette opp en plan for hva som skal gjøres for den neste perioden. Vi kommer også til å ha faste møter med veileder der fremdriften blir vurdert. I tillegg kommer vi til å bruke forprosjektrapporten som et hjelpemiddel til styring.

### **4.5.3 Utviklings hjelpemidler**

Vi vil i oppgaven benytte utviklings hjelpemidler i form av dataprogram for å løse og visualisere oppgaven. Vi kommer til å bruke tegneprogrammet Revit og EUROCODEexpress til dimensjoneringen. Etter dette vil vi bruke syncro 4D og muligens Lumion til visualisering av rigg og fremdrift på byggeplass.

### **4.5.4 Intern kontroll – evaluering**

Internkontroll kommer vi til å gjennomføre underveis. Vi kommer for det meste til å sitte sammen å jobbe, dermed blir det lett å kontrollere/hjelpe hverandre fortløpende mens vi jobber.

Fremdriften og oppnådde mål for periodene kommer til å bli tatt opp og vurdert hver 14. dag i forbindelse med møter med veileder. Her skal også log og fremdriftsplan leveres.

## **4.6 Beslutninger – beslutningsprosess**

Vi var i møte med Veidekke hvor de la frem informasjon om prosjektet vi skulle skrive om. Deretter presenterte de ulike forslag til oppgave. Vi avgrenset oppgaven med hjelp fra veileder på skolen, og sendte forslaget tilbake til kontaktperson i Veidekke. Her ble siste del av oppgaven drøftet til begge parter ble fornøyd, og oppgaven var definert.

Viktige beslutninger underveis både i forprosjektet og hovedprosjektet vil bli diskutert mellom medlemmene, og gjerne med innspill fra veileder og bedrift. Siden vi bare er to i gruppen kan det være greit med innspill fra flere før vi tar en beslutning.

## **5 DOKUMENTASJON**

### **5.1 Rapporter og tekniske dokumenter**

Det skal utarbeides 3D- og detaljtegninger i Revit for den bærende konstruksjonen av de tre ulike løsningene. Disse skal brukes som hjelpemiddel til dimensjoneringen. Vi vil da dimensjonere for hånd og kontrollere med program som EUROCODEexpress. Vi vil så dokumentere valgte løsninger



med konkurranse om kostnad, tid og gjennomføring. Dette etter samtale/intervju med entreprenør om deres erfaringer fra områdene, som samles til et dokument.

Når mest gunstig løsning er valgt, utvikler vi begrunnelse for valgt løsning som visualiseres i syncro 4D.

## **6 PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER**

### **6.1 Møter**

#### **6.1.1 Møter med styringsgruppen**

Planen blir å ha møte med Veidekke etter behov, og på tidspunkt som passer begge parter. I tillegg vil vi ha møter med veileder på skolen hver 14.dag.

#### **6.1.2 Prosjekt møter**

Vi kommer for det meste til å jobbe sammen på prosjektet. Derfor er ikke prosjekt møter så avgjørende for vår del. Vi må derimot sette av litt tid til å diskutere det vi har gjort underveis, og planlegge det som skal skje den neste perioden. Dette ser vi for oss bør skje en gang i uken.

### **6.2 Periodiske rapporter**

#### **6.2.1 Framdriftsrapporter (inkl. milepæl)**

Vi skal levere framdriftsrapport til veileder hver 14.dag, i tillegg til loggen. Dette vil også hjelpe oss til å få en oversikt over hva vi har fullført, og hva som skal skje videre. Loggen vil også fortelle hvor lang tid vi har brukt på de ulike delene i prosjektet.

## **7 PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING**

Dersom fremdriften på prosjektet ikke går som det skal må vi endre metoder og oppgavefordeling, eller spørre veiledere om hjelp. Det er viktig for prosjektet at vi følger fremdriftsplanen noenlunde, slik at hver oppgave blir gjennomført i forhold til tidsskjema. Om det skulle oppstå slike problemer har vi diskutert muligheter for å forkorte eller fordype oppgaven på ulike måter. Skulle dette være tema, ligger ansvar på begge i gruppen om å sette i gang tiltak for å forbedre framdriften.

## **8 UTSTYRSBEHOV/FORUTSETNINGER FOR GJENNOMFØRING**

- Revit 2019
- Synchro 4D
- FEM-design
- (EUROCODEexpress)

## **VEDLEGG**

Vedlegg 1

Avtale mellom oppdragsgiver, studenter og NTNU Ålesund

Vedlegg 1



1 av 2

# Bacheloroppgave 2019

I forbindelse med utførelse av Bacheloroppgave i bedrift.

## Avtale mellom oppdragsgiver (bedrift), student og NTNU i Ålesund

Generelt om bacheloroppgaven:

*Bacheloroppgaven gjennomføres fortrinnsvis i samarbeid med næringslivet, men kan også utformes i tilknytning til forskningsprosjekt skolens forskningsmiljø er involvert i. Oppgaveperioden deles i en forprosjektfase med egen innlevering og en prosjektfase som avsluttes med en offentlig framføring og rapport. Bacheloroppgaven kan også gjennomføres i bedrift. Oppgaven gjøres i grupper fortrinnsvis med 3 studenter og følges opp av oppnevnte veiledere. Bacheloroppgaven er på 20 studiepoeng som tilsvarer 2/3 av et semester i arbeidsmengde for studenten.*

Denne avtale er inngått mellom:

Bedrift: VEIJEKKE ENTREPRENØR AS

NTNU i Ålesund: Institutt IHB, Fagseksjon Bygg,  
Veileder \_\_\_\_\_

Studenter: Sander Dahle og Jonas Hauge

### Forpliktelser NTNU i Ålesund:

- Fagseksjonen skal stille med ansvarlig veileder.
- Fagseksjon Bygg ved veileder skal godkjenne oppgaven etter beskrivelse gitt i studiehandboken.
- Veileder har ansvar for oppfølging og kontroll av fremdrift i bacheloroppgaven.

Postadresse  
Postboks 1517  
6025 Ålesund

Org.nr. 974 767 880  
postmottak@alesund.ntnu.no

Besøksadresse  
Larsgårdsvegen 2  
6009 Ålesund

Telefon  
+47 73 59 50 00

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

---

- NTNU i Ålesund ved veileder har ansvar for at vurdering av bacheloroppgaven blir utført i henhold til vedtatte retningslinjer.

Forpliktelser til studentene (studentgruppen(e)):

- Beskrive bacheloroppgaven gjennom forprosjekt og fremdriftsplan
- Levere rapportskjema til veileder hver 14. dag
- Levere og presentere bacheloroppgaven etter oppsatt mal og fremdriftsplan.

Forpliktelser oppdragsgiver (bedrift):

- Støtte studenten i utvelgelse og utforming/beskrivelse av bacheloroppgaven.
- Navngitt person, fra oppdragsgiver/firma, som kontaktperson/veileder for studentgruppen.
- Dekke alle nødvendige utgifter (ikke lønn) som reise, evt. kontorhold, kopiering, spesielle programvare etc.
- Forsikre studentene som om de var tilsatt i firmaet. (Spesielt ulykkesforsikring når studentene er ute på anlegg).

Generelt:

Bacheloroppgaven er NTNUs eiendom, men oppdragsgiver (firma) har rett til å benytte seg av resultatene i oppgaven. Er resultatene i bacheloroppgaven konfidensielle og må beskyttes, gjøres dette ved egen avtale mellom NTNU i Ålesund og oppdragsgiver (bedrift)

Dato: 19.01.2019

Terje Tvedt  
NTNU i Ålesund

[Signature]  
Oppdragsgiver (bedrift)

[Signature]  
Student(ene)

## Vedlegg 21 - LOG Uke 2-5

# IB303312 Bacheloroppgave

## LOG

### Utført arbeid i perioden

**Navn på studenter:**

**Stud1:** Sander Dahle

**Stud2:** Jonas Hauge

**Navn på bedrift/organisasjon:** Veidekke M&R

**Namn på veileder ved bedrift/organisasjon:** Per Henrik Rommetveit

### Aktivitetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
2	09.01.19	Snakket med veileder, Orientering om møte, Start forprosjekt.	4	4		
2	11.01.19	Møte med veidekke og Terje Tvedt på Emblem	2	2		
3	14.01.19	Oppgaveformulering/konkretisering	3	3		
3	15.01.19	Forprosjekt	5	5		
3	16.01.19	Forprosjekt	5	5		
3	18.01.19	Forprosjekt	5	5		
4	21.01.19	Ferdigstilling forprosjekt og fremdriftsplan.	5	5		
4	22.01.19	Fremdriftsplan og oppstart bachelor	3	3		
5	29.01.19	Levere forprosjekt, lage presentasjon til fremføring.	4	4		
5	30.01.19	Oppstart bacheloroppgave og Revit	5	5		
5	01.02.19	Jobbing med teoretisk grunnlag	5	5		
Sum timer			46	46		

Plan for neste uke, tema (aktivitetsplan)

		Videre jobbing med teoretisk grunnlag for materialer og utførelse
		Begynne på bearbeiding i revit og dimensjonering

## Vedlegg 22 - LOG Uke 6-8

# IB303312 Bacheloroppgave

## LOG

### Utført arbeid i perioden

**Navn på studenter:**

**Stud1:** Sander Dahle

**Stud2:** Jonas Hauge

**Navn på bedrift/organisasjon:** Veidekke M&R

**Namn på veileder ved bedrift/organisasjon:** Per Henrik Rommetveit

### Aktivitetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
6	04.02.19	Byggdagen				
6	05.02.19	Teoretisk grunnlag	3	3		
6	06.02.19	Teoretisk grunnlag, Planlegge utførelse av massivtre i Revit	7	7		
6	07.02.19	møte med veileder og næringslivsdagen	4	2		
6	08.02.19	Teoretisk grunnlag og massivtre i revit	6	6		
7	11.02.19	Teoretisk grunnlag og massivtre i revit	6,5	6,5		
7	12.02.19	Massivtre informasjonsinnhenting	2	2		
7	13.02.19	Dimensjonering betongelement	6	6		
7	14.02.19	Undervisning				
7	15.02.19	Dimensjonering	5,5	5,5		
7	18.02.19	Time med Max				
7	19.02.19	dimensjonering betongelement	5	5		



**Vedlegg 23 - LOG Uke 9-11**

## IB303312 Bacheloroppgave

### LOG

#### Utført arbeid i perioden

**Navn på studenter:**

**Stud1: Sander Dahle**

**Stud2: Jonas Hauge**

**Navn på bedrift/organisasjon: Veidekke M&R**

**Namn på veileder ved bedrift/organisasjon: Per Henrik Rommetveit**

#### Aktivitetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
9	26.02.19	Dimensjonering massivtre og betongelement	6	6		
9	27.02.19	Dimensjonering og Matcad	4	4		
9	28.02.19	Revit massivtre og dimensjonering	6	6		
9	01.03.19	Innhenting av priser massivtre og plasstøpt	5	5		
10	04.03.19	Befaring hos elementpartner Åndalsnes	4	4		
10	05.03.19	Samtale med elementpartner og Eksamenslesing	2	2		
10	06.03.19	Eksamenslesing				
10	07.03.19	Eksamenslesing				





## Vedlegg 24 - LOG Uke 12-13

# IB303312 Bacheloroppgave

## LOG

### Utført arbeid i perioden

**Navn på studenter:**

**Stud1:** Sander Dahle

**Stud2:** Jonas Hauge

**Navn på bedrift/organisasjon:** Veidekke M&R

**Namn på veileder ved bedrift/organisasjon:** Per Henrik Rommetveit

### Aktivitetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
12	18.03.19	Besøk hos elementpartner for hjelp med betongelement beregning og prising	8	8		
12	19.03.19	Beregning stålsøyler	7	7		
12	20.03.19	Teoretisk del	2	2		
12	21.03.19	Massivtre beregning focus konstruksjon og beregning stålsøyler	7	7		



**Vedlegg 25 - LOG Uke 14-15**

## IB303312 Bacheloroppgave

### LOG

#### Utført arbeid i perioden

**Navn på studenter:**

**Stud1: Sander Dahle**

**Stud2: Jonas Hauge**

**Navn på bedrift/organisasjon: Veidekke M&R**

**Namn på veileder ved bedrift/organisasjon: Per Henrik Rommetveit**

#### Aktivitetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
14	01.04.19	Dimensjonering plasstøpt for hånd og i focus	6	5		
14	02.04.19	Dimensjonering plasstøpt for hånd og i focus	6	6		



**Vedlegg 26 - LOG Uke 16-18**

**IB303312 Bacheloroppgave**

**LOG**

**Utført arbeid i perioden**

**Navn på studenter:**

**Stud1:**

**Sander Dahle**

**Stud2:**

**Jonas Hauge**

**Navn på bedrift/organisasjon:**

**Veidekke M&R**

**Namn på veileder ved bedrift/organisasjon: Per Henrik Rommetveit**

**Aktivitetsplan**

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1	Stud2	Stud3	Stu 4
			Timer	Timer	Timer	Timer
16		Påskeferie				
17	22.04.19		0	5		
17	23.04.19	Diskusjon	5	5		
17	24.04.19	Diskusjon	5	6		
17	25.04.19	Diskusjon og ferdigstilling av teori	5	6		
17	26.04.19	Termonologi	6	0		
17	28.04.19	Revit til Sunchro 4D	0	6		
18	29.05.19	Diskusjon, terminologi	7	7		
18	30.05.19	Diskusjon og Synchron	7	7		
18	01.05.19	Diskusjon, Tabell-, figur- og vedleggsliste	6	7		
18	02.05.19	Konklusjon	7	7		





**Vedlegg 27 - LOG Uke 19-20**

# **IB303312 Bacheloroppgave**

## **LOG**

### Utført arbeid i perioden

**Navn på studenter:**

**Stud1:**

**Sander Dahle**

**Stud2:**

**Jonas Hauge**

**Navn på bedrift/organisasjon:**

**Veidekke M&R**

**Namn på veileder ved bedrift/organisasjon: Per Henrik Rommetveit**

## Aktivetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1	Stud2	Stud3	Stu 4
			Timer	Timer	Timer	Timer
19	06.05.19	Forord, konklusjon og sammendrag	8	8		
19	07.05.19	Møte med Veidekke og synchro 4D	8	8		
19	08.05.19	Synchro 4D og Fiksing vedlegg	8	8		
19	09.05.19	Sjekking av innhold teoretisk grunnlag	8	8		
19	10.05.19	Poster og se gjennom referanser/vedlegg	8	8		
19	11.05.19	Poster og lesing/retting rapport	5	5		
20	13.05.19	Presentasjon og manus	8	8		
20	14.05.19	Presentasjon og 3D-printing	8	8		
20	15.05.19	Presentasjon og ferdigstilling rapport	8	8		

20	16.05.19	Sluttstilling rapport og videre arbeid med presentasjon	8	8		
20	17.05.19	17Mai.	0	0		
Sum timer			77	77		

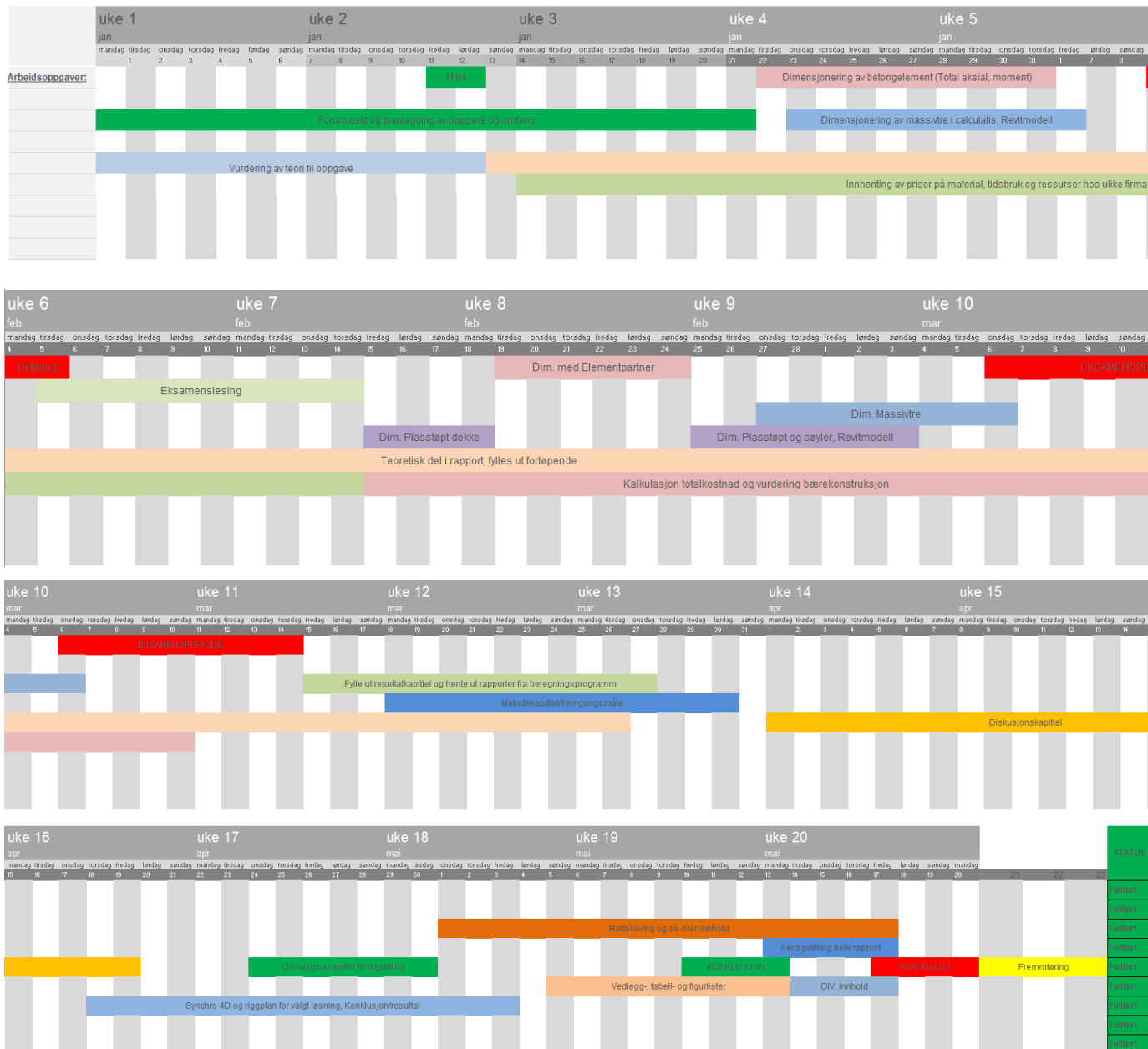
Plan for neste uke, tema (aktivitetsplan)

		Ferdigstilling presentasjon og poster, levere rapport og presentere arbeid i plenum.

## Vedlegg 28 - Antatt fremdriftsplan ved oppstart

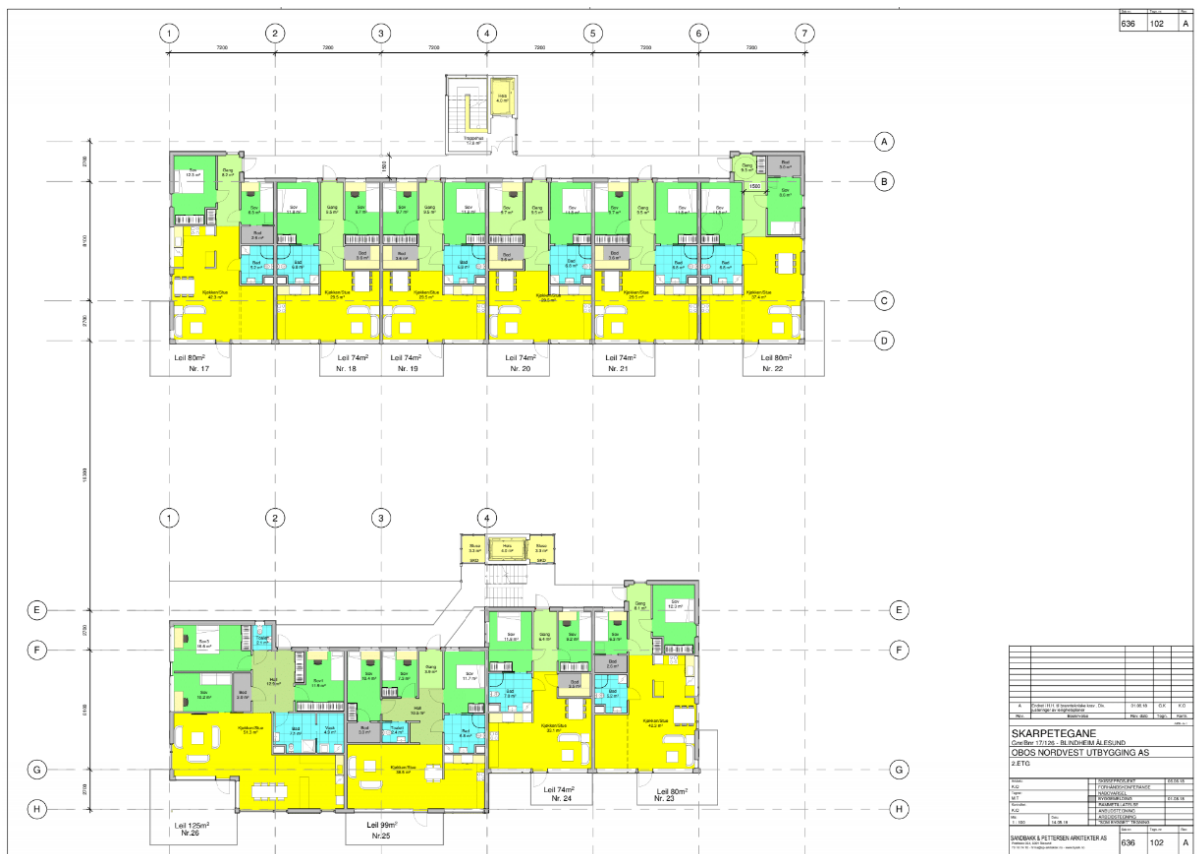
### Tidsplan Bachelor 2019

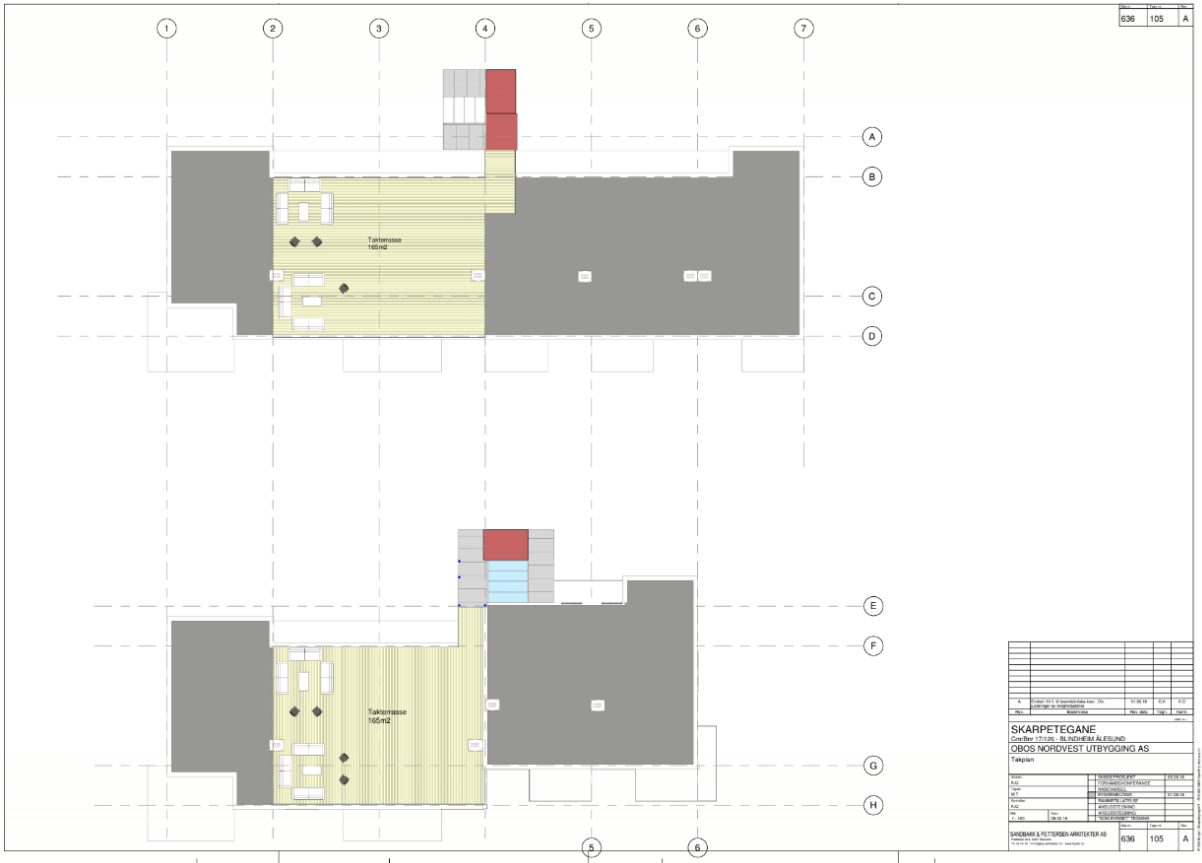
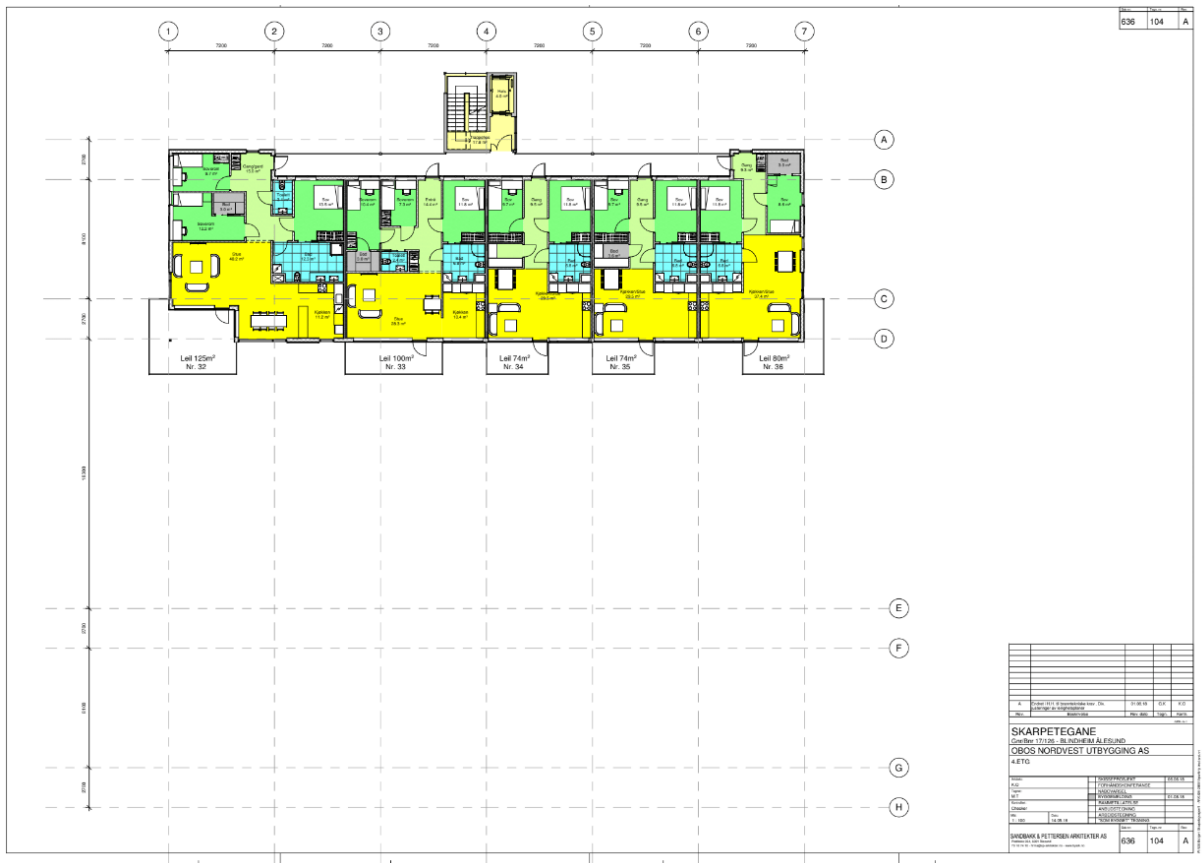
Startdato: 20.04.2019



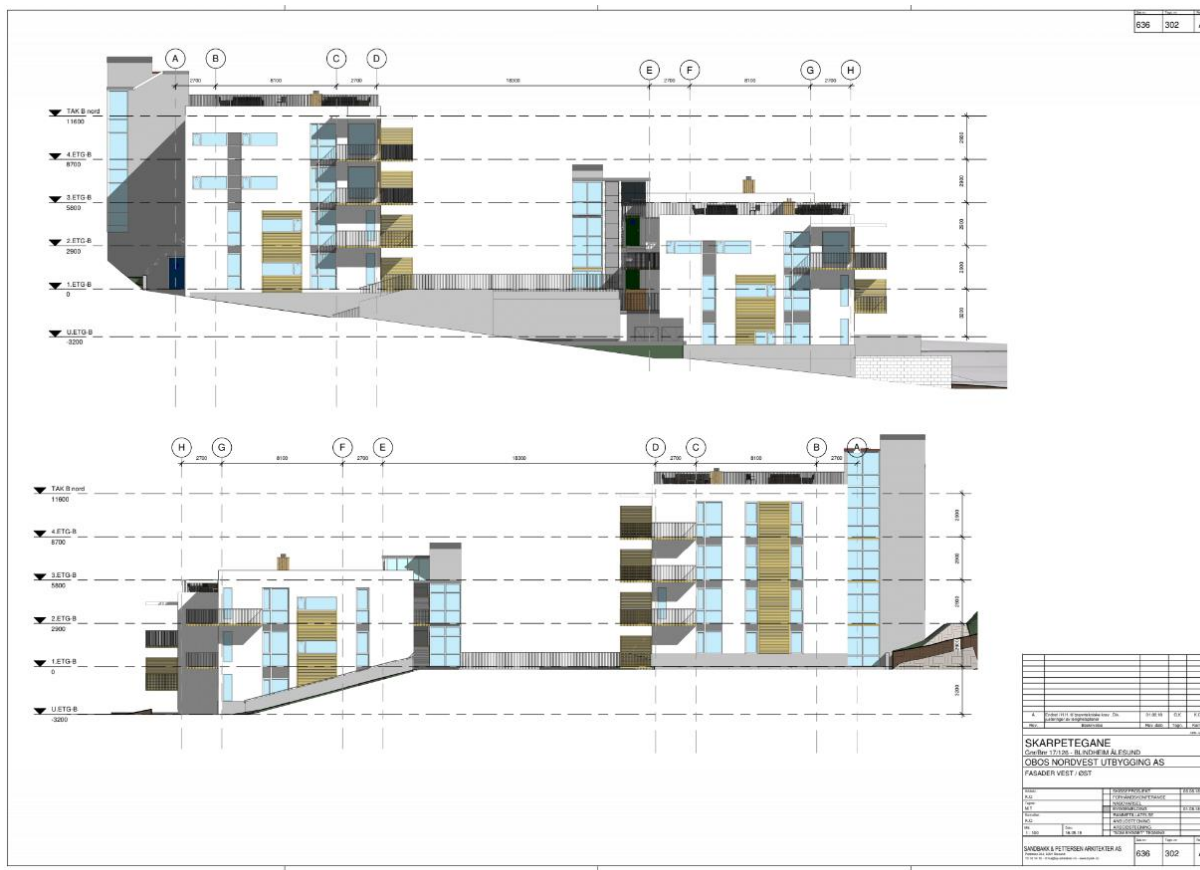
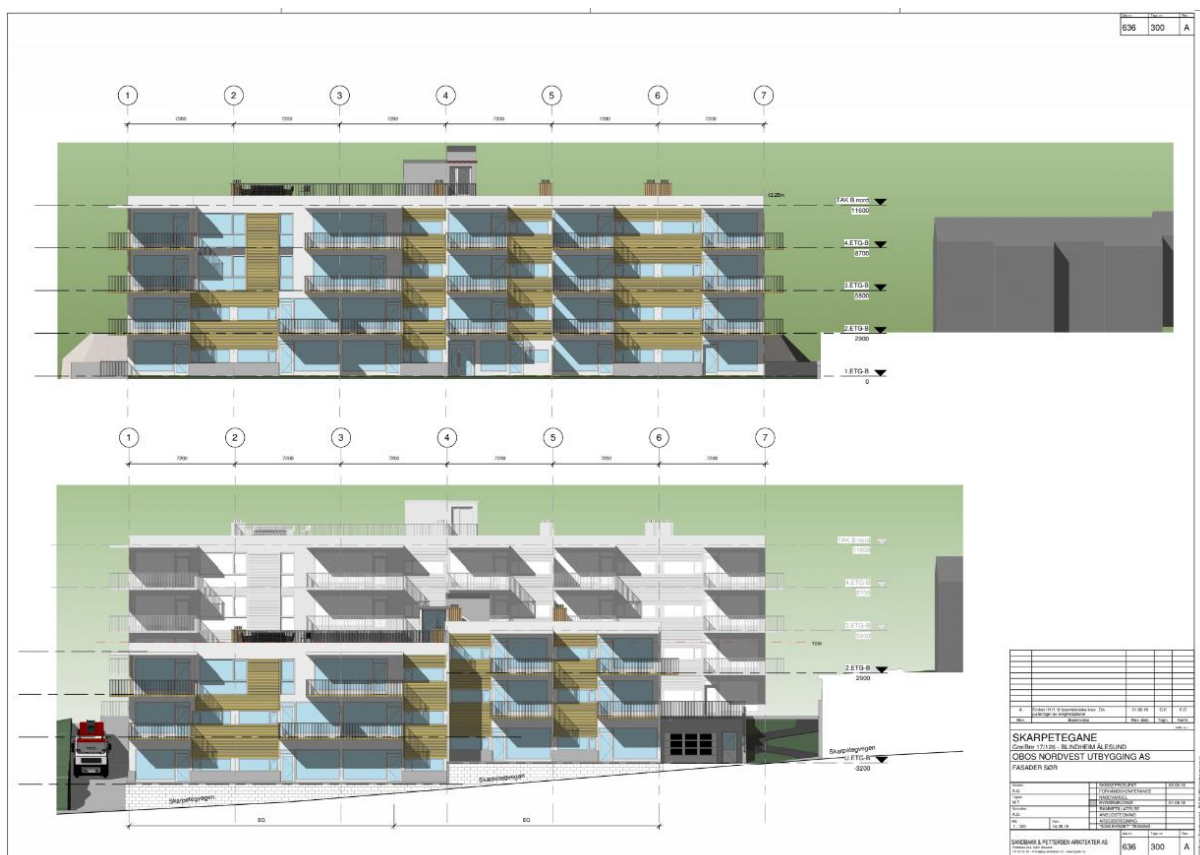
**Vedlegg 29 - Plantegninger**



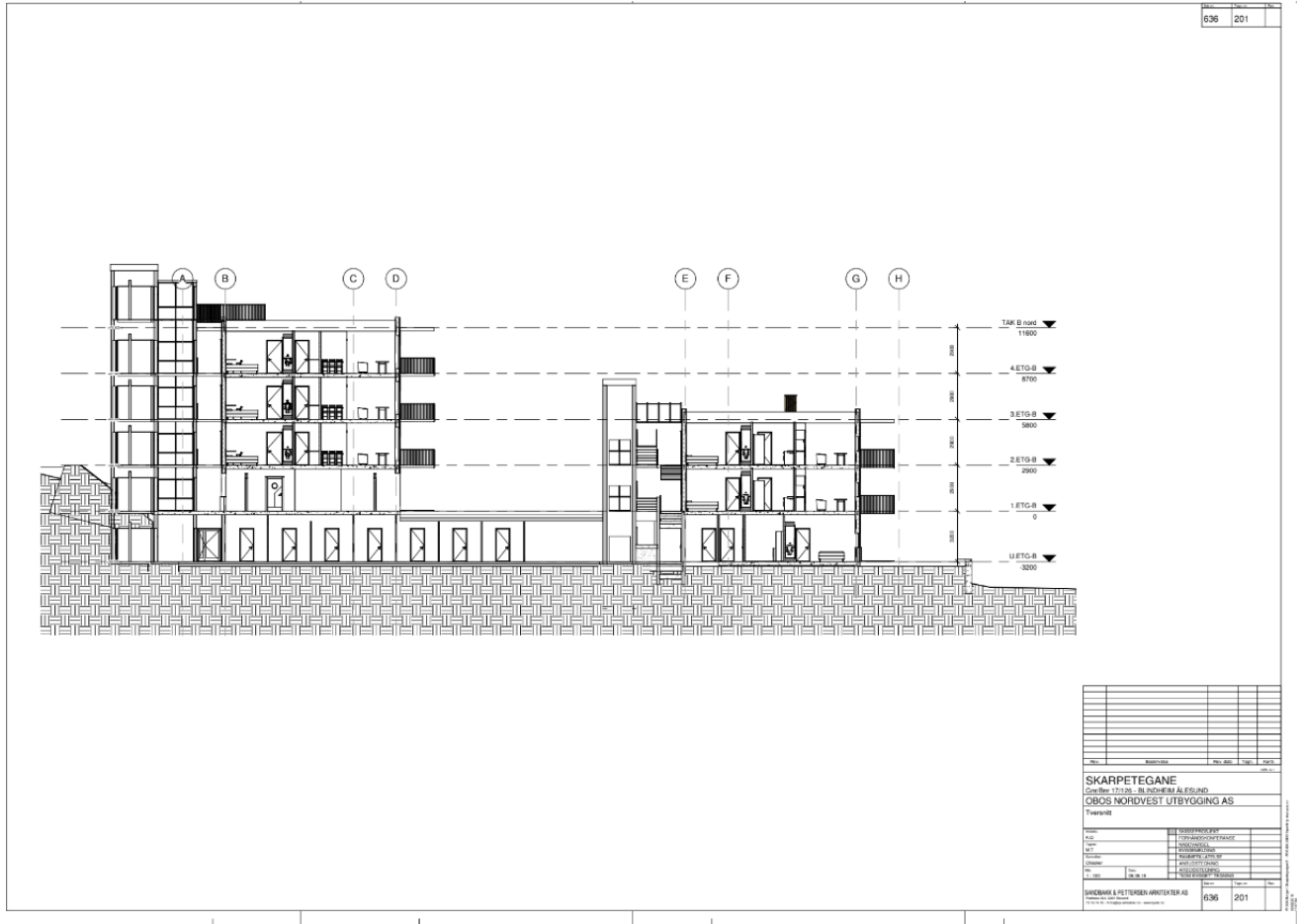




Vedlegg 30 - Fasadetegninger





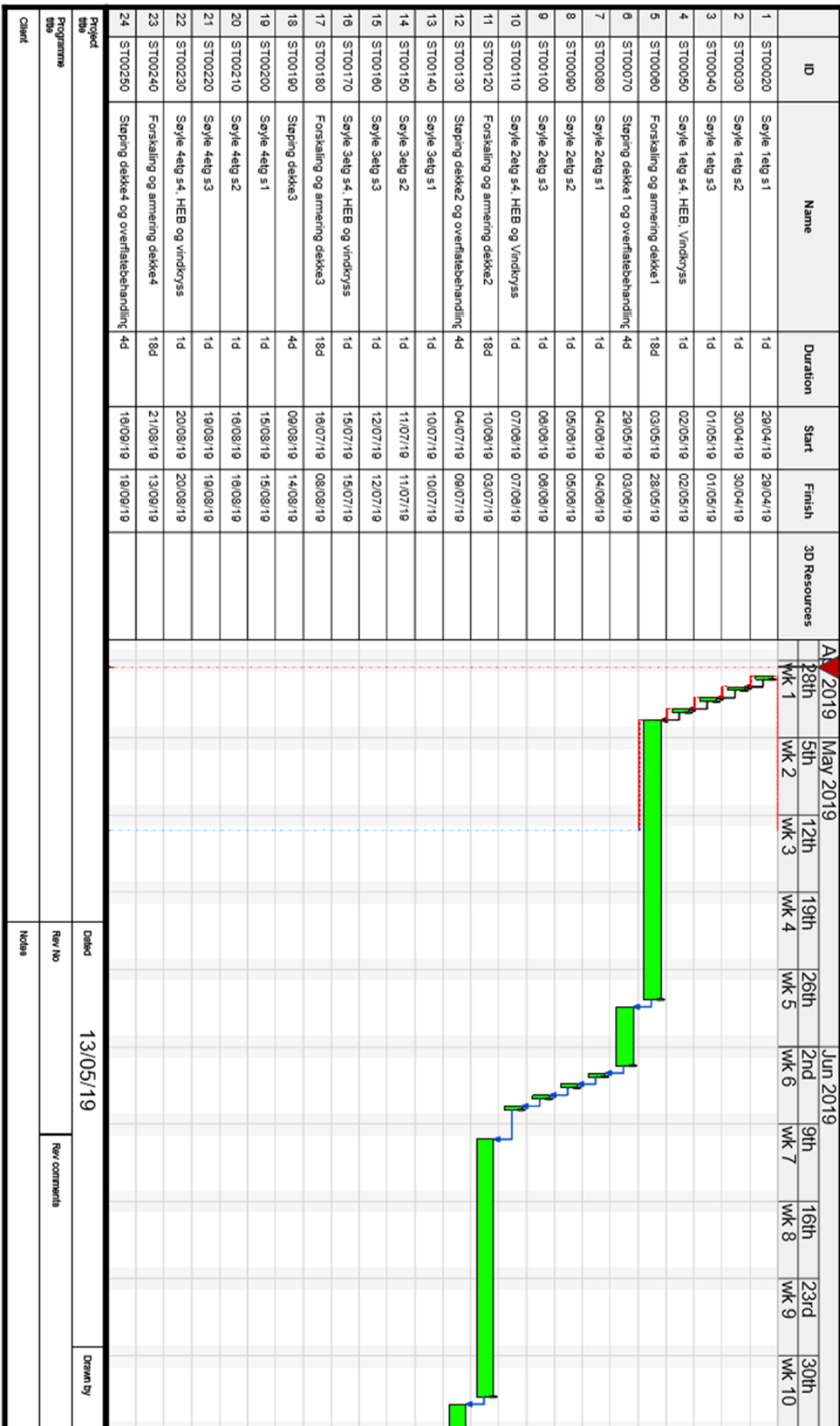


Vedlegg 31 - Situasjonsplan



636		050	
<p>SKARPETEGANE                  Grens 17126 BUNNEM ÅLESUND                  ØRDS NORDVEST UTBYGGING AS                  Situasjonsplan</p>			
Dato: 11.05.18 Utarbeidet av: [navn] Tiltaksnavn: [navn] Prosjekt: [navn] Prosjektleder: [navn] Tegner: [navn] Tegnenummer: [navn]		636 050	
SANDVIK & PETERSEN ARCHITECTS AS 7017 Gullhaugen, 4015 Ålesund			

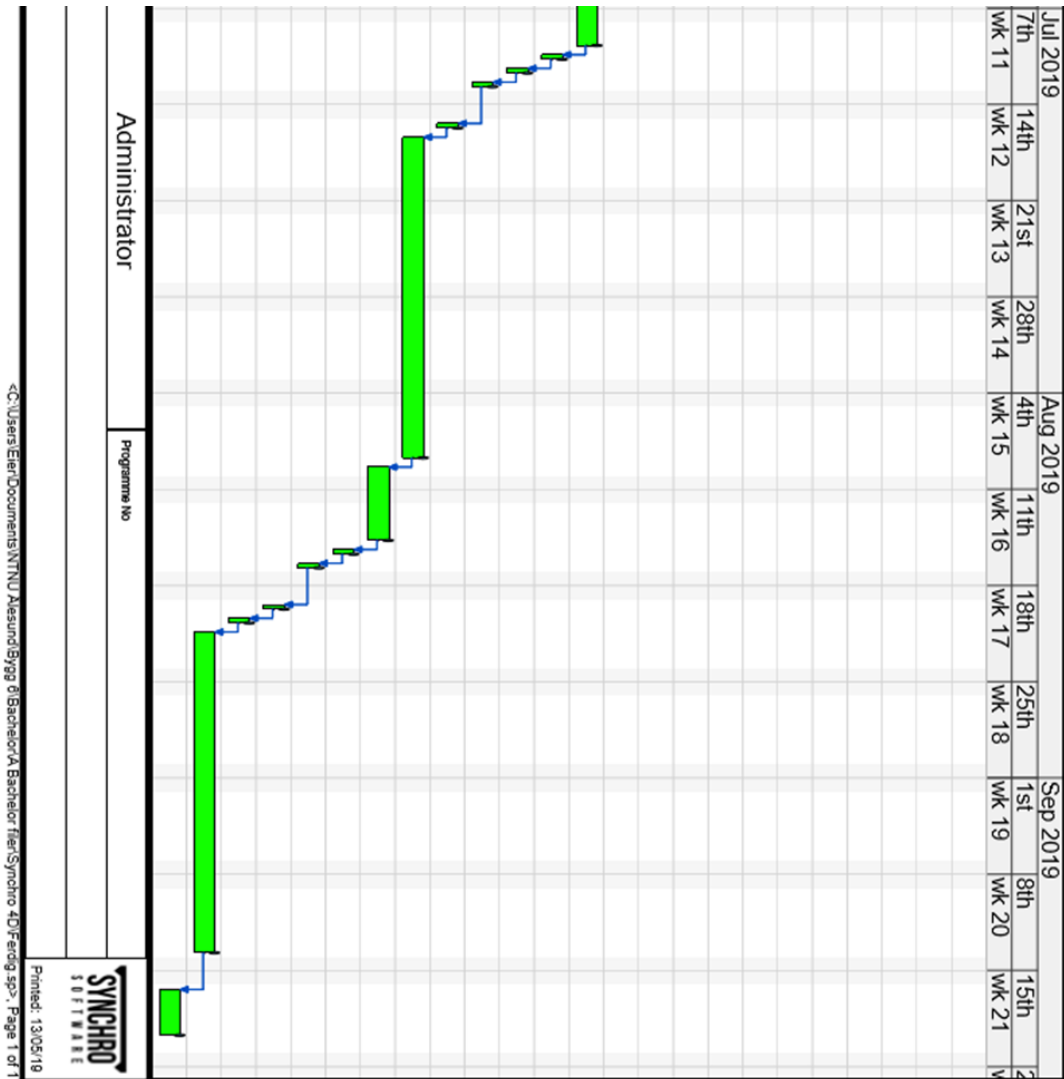
Vedlegg 32 - Gantt diagram over fremdrift



13/05/19

Rev comments

Drawn by



<C:\Users\Eier\Documents\NTNU Ålesund\Bygg 6\Bachelor\A Bachelor fjer\Synchro 40\Ferdig.sp> Page 1 of 1