

## Vedleggsliste

1	Plakat . . . . .	2
2	Artikkel . . . . .	3
3	Revit . . . . .	5
3.1	Arkitektonisk 3D-visning . . . . .	5
3.2	Plantegning 2. etasje . . . . .	6
3.3	Fasade Nord . . . . .	7
A	Laster . . . . .	8
A.1	Nyttelast . . . . .	8
A.2	Snølast . . . . .	9
A.3	Vindlast . . . . .	10
B	Kapasitetskontroll . . . . .	19
B.1	Stålsøyle . . . . .	19
B.2	Stålbjelke . . . . .	22
C	Massivtredekker (kun lengste spennvidde) . . . . .	25
C.1	5-sjikt med standard elementbredde . . . . .	25
C.2	5-sjikt med dobbel standard elementbredde, ss . . . . .	39
C.3	7-sjikt med standard elementbredde . . . . .	56
D	Betongdekker (kun lengste spennvidde) . . . . .	71
D.1	Spennarmerte betongdekker . . . . .	71
D.2	Forspente hulldekker . . . . .	96
D.3	Slakkarmerte betongdekker . . . . .	115
E	Beregningsgrunnlag . . . . .	126
E.1	Kontroll mot FEM-programmet Focus konstruksjon . . . . .	126
E.2	Prisoverslag for de ulike dekketypene for boligblokk A på Kværnerhøyden . . . . .	129
E.3	Miljøberegninger . . . . .	132
E.4	Lydisolasjon av tekniske føringer . . . . .	134
E.5	Beregning av nødvendig armeringsdybde i branntilstand for forspente hulldekker . . . . .	135
I	Avtaledokument . . . . .	137
I.I	Forprosjekt . . . . .	137

Prosjektnr 2023-06

Andreas Kjøsnes, Christoffer Bolstad, Joakim Horten Bakken



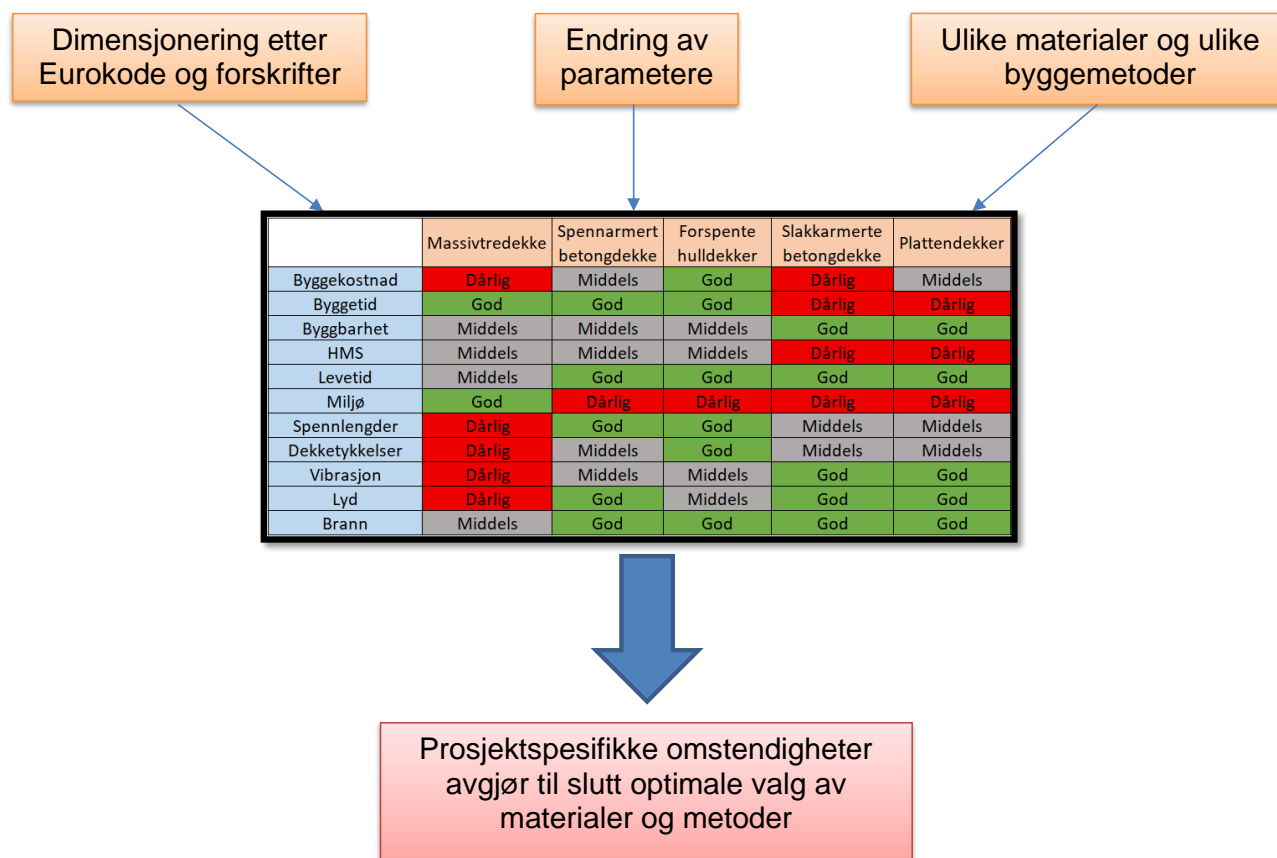
Intern veileder: Arne Mathias Selberg

Ekstern kontakt: AF Gruppen

## Sammenligning av materialer og metoder for dekker i råbygg

Comparison of materials and methods for floor slabs in raw construction

Hensikten med oppgaven er å lage et kompendium som skal forenkle valg av dekkeløsninger i tidlig planleggingsfase



## 2 Artikkel

# Sammenligning av materialer og metoder for dekker i råbygg

**Med noen tilpasninger kan massivtredekke benyttes som dekke på Kværnerhøyden.**

Forfattere: Andreas Kjøsnes, Christoffer Bolstad og Joakim Horten Bakken

### Introduksjon

Kværnerhøyden er et boligblokkprosjekt ved Svartdalsparken i Oslo med AF Gruppen som oppdragsgiver.

Område var før byggestart mars 2021 et industriområde som nå skal forvandles til grønne utearealer og et attraktivt boområde. Tre studenter fra NTNU har fått i oppgave å sammenligne materialer og metoder opp mot prosjektet på Kværnerhøyden.

Hensikten med oppgaven er å gi en innføring i 'bestep praksis' for ulike råbyggsmetoder. Utarbeide et kompendium til AF Gruppen slik at de får en enkel oversikt over fordeler og ulemper med de ulike materialene og metodene. Kompendiet kan også fungere som et oppslagsverk ved senere fagkurs.

### Metode

Gruppen har gjennomført en forenklet dimensjonering av et statisk bæresystem i stål til grunnlag for videre dimensjonering av dekke. Bacheloroppgaven skal sammenligne metodene (*prefabrikkert og plasstøpt*) og materialene (*massivtre, spennarmert, forspent hulldekke, slakkarmert og plattendekker*) ved to spennvidder 5735 mm og 7860 mm. Dekkene sammenlignes opp mot påvirkningsfaktorene *byggekostnader, byggetid, byggbarhet, HMS, levetid og miljø*. Dekkene er dimensjonert etter Eurokode, kontrollert mot forskrifter og standarder



Figur 1 – Visualisering av Kværnerhøyden (hentet fra <https://fredensborgbolig.no/kvaernerhoyden/>).

med kontroller opp mot FEM-analyseprogram, tekniske godkjenninger, fagpersoner over e-post, pensumlitteratur og intern veileder.

### Resultat

Spennarmert betongdekke, forspent hulldekke, slakkarmert betongdekke og plattendekker ville fungert som dekker for boligblokken på Kværnerhøyden. Hver betongtype tilfredsstiller krav til lyd, brann, vibrasjon og tekniske føringer ut ifra prosjektert plass. Massivtre vil ikke tilfredsstille alle krav ut ifra tilgjengelig plass av etasjeskiller ved største spennvidde på Kværnerhøyden.

### Diskusjon

Valg av metode/materiale er sterkt tilknyttet prosjektspesifikke omstendigheter som vil påvirke betydningen av materialer og metoder opp mot ulike påvirkningsfaktorer.

Påvirkningsfaktorene omhandler i stor grad å ha gode rutiner og kommunikasjon for å utnytte påvirkningsfaktorene best mulig.

Det er stor forskjell i tykkelse på dekke mellom massivtre og betong for å tilfredsstille krav til vibrasjon, lyd, brann og tekniske føringer.



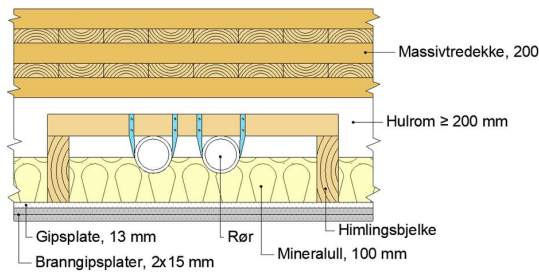
NTNU

Kunnskap for en bedre verden

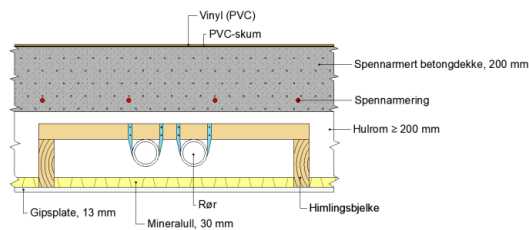
For tilleggskonstruksjon på undersiden, kreves mer enn 200 mm med hulrom for et massivtredekke med tykkelse på 200 mm.

Oppbygging av etasjeskillere, som vist under, tilfredsstiller krav til lyd, brann, vibrasjon og tekniske føringer.

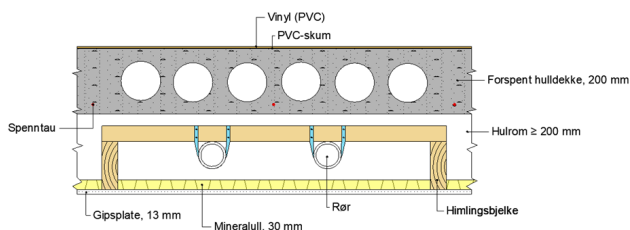
### Massivtredekke



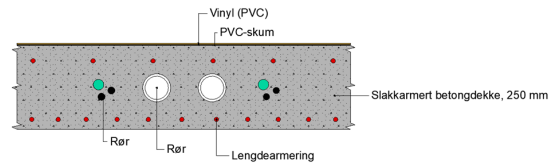
### Spennarmert betongdekke



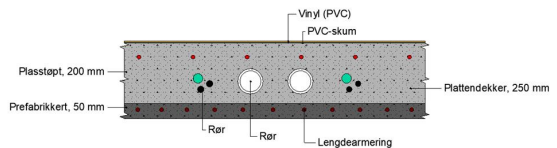
### Forspent huldekke



### Slakkarmert betongdekke



### Plattendekker



Sammenligningen av de ulike etasjeskillerene viser et mye større plassbehov for prefabriserte elementer kontra plasstøpte elementer.

Det er normalt at ulike entreprenører er godt kjent med et mindre antall løsninger og praksiser. Konkurransen er tøff og markedet utfordrende, derfor vil raske, kjente løsninger ofte være rimeligere totalt sett og fordelaktig å velge.

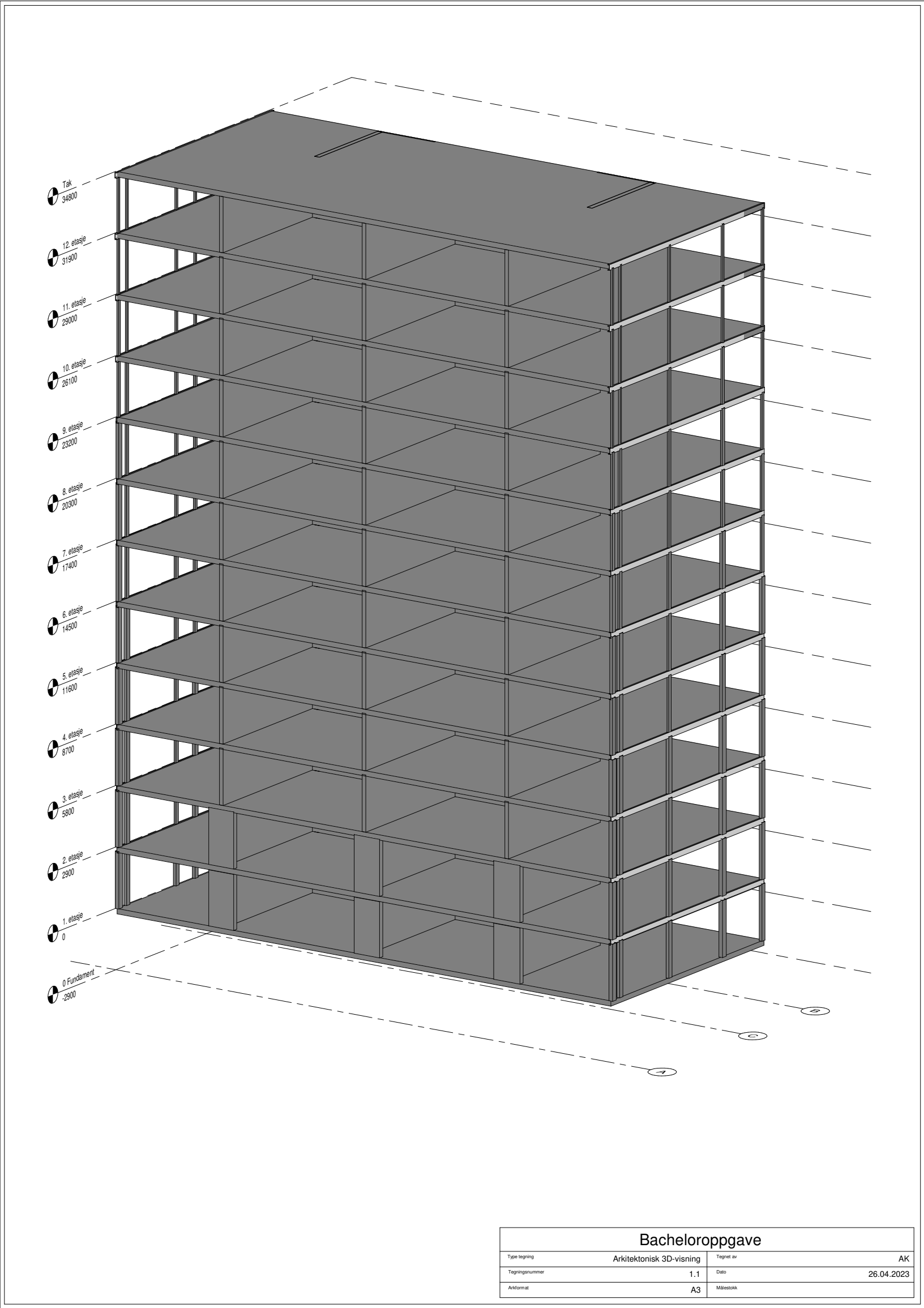


Logo AF Gruppen (hentet fra <https://www.bygg.no/prosjektcontroller/1513759/>)

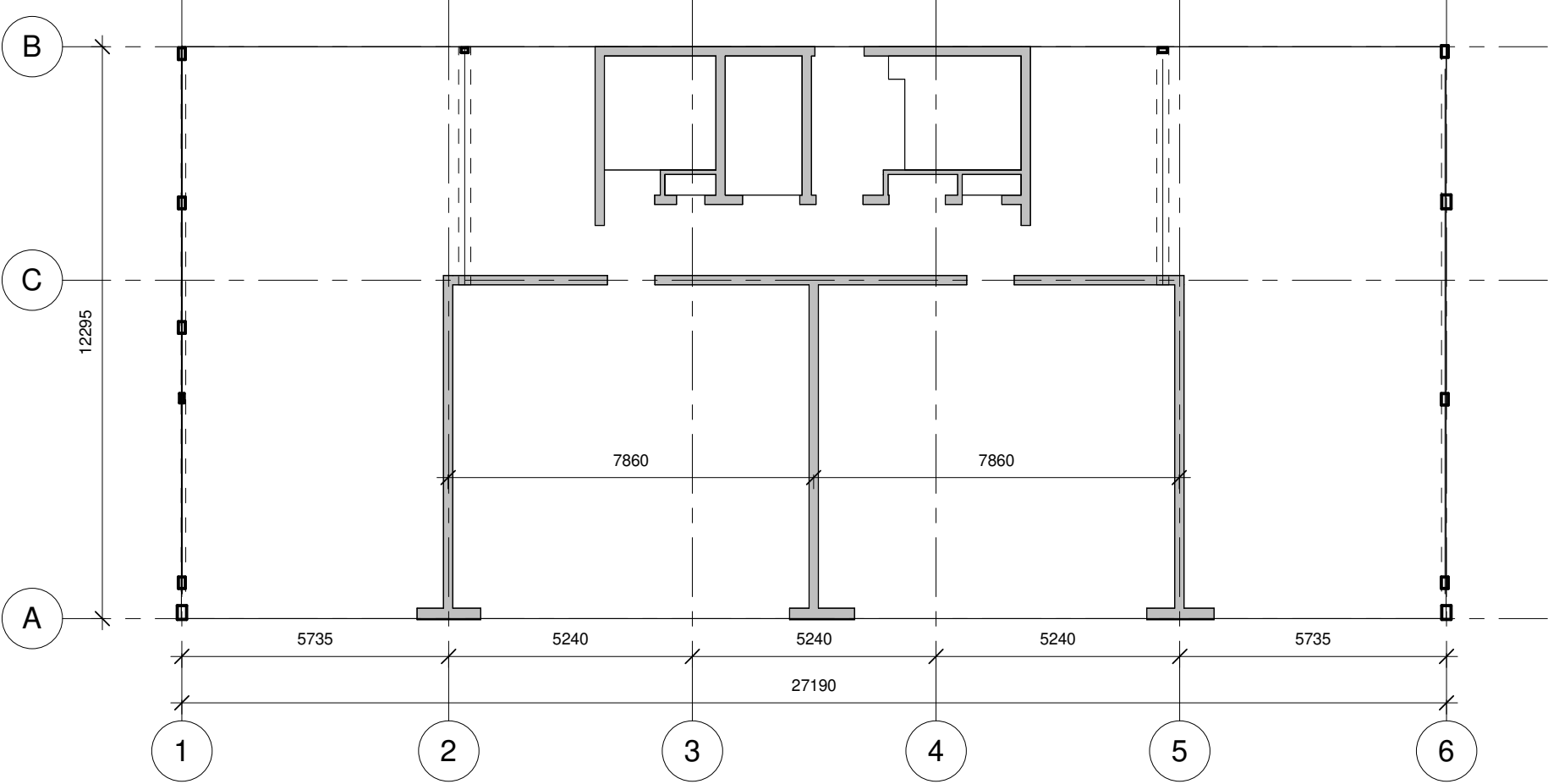


3 Revit

3.1 Arkitektonisk 3D-visning

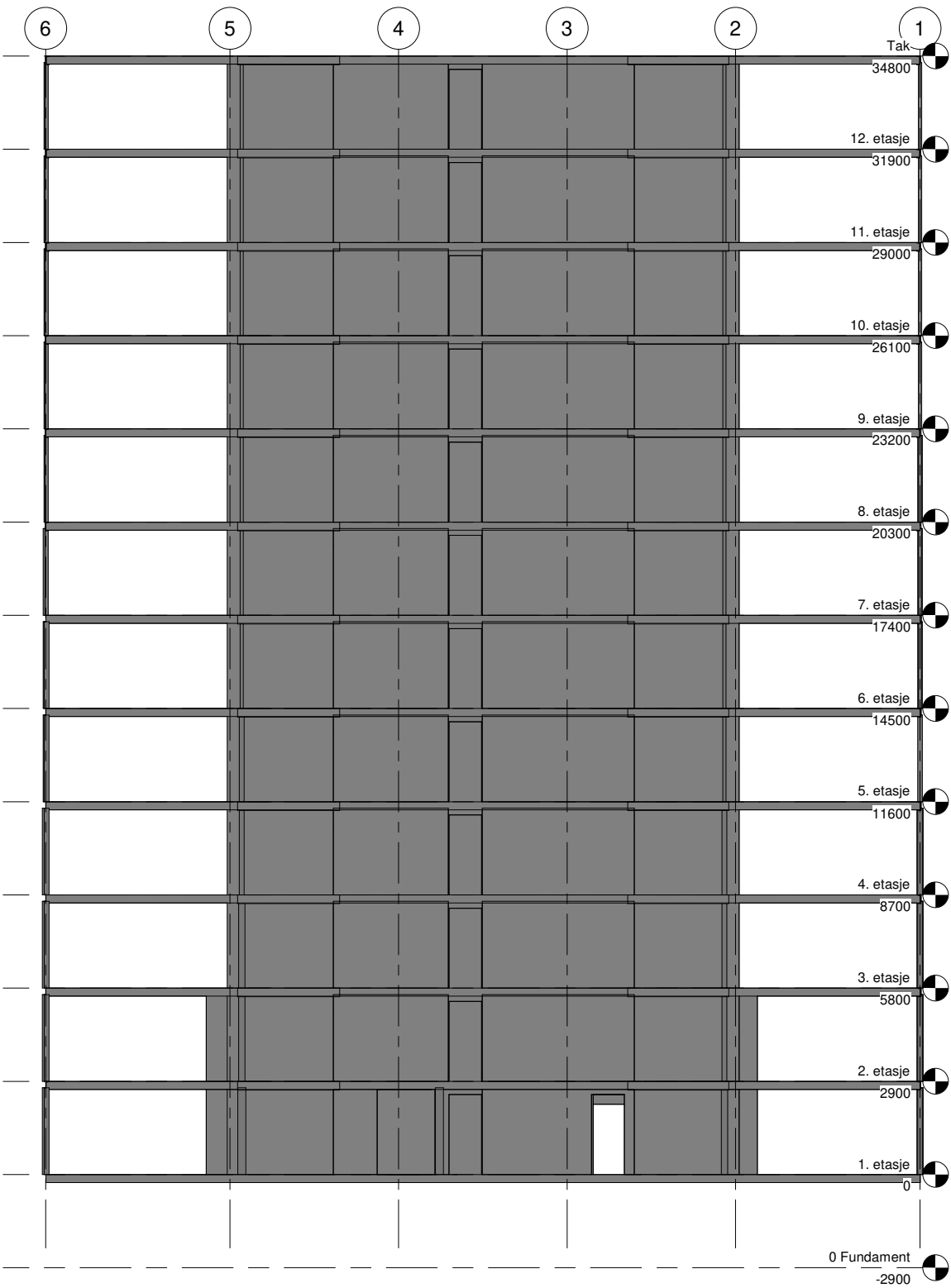


3.2 Plantegning 2. etasje



Bacheloroppgave		
Type tegning	Plantegning 2. etasje	Tegnet av AK
Tegningsnummer	1.2	Dato 26.04.2023
Arkformat	A3	Målestokk 1 : 100

3.3 Fasade Nord



Bacheloroppgave			
Type tegning	Fasade Nord	Tegnet av	AK
Tegningsnummer	1.3	Dato	26.04.2023
Arkformat	A3	Målestokk	1 : 100

## A Laster

### A.1 Nyttelast

#### A.1 NYTTELAST

##### Henviser til:

NS-EN 1991-1-1, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger

##### **Tabell NA 6.1 - Brukskategorier**

Leser av *kategori A* for boligblokk

##### **Tabell NA.6.2 - Nyttelast på gulv, balkonger og trapper i bygninger**

For kategori A er fordelt nyttelast på innvendig gulv,  $q_k := 2.0 \frac{kN}{m^2}$

A.2 Snølast

A.2 SNØLAST

Henviser til:

NS-EN 1991-1-3, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-3: Allmenne laster, Snølaster

Tabell NA.4.1(901) - Karakteristisk snølast på mark for kommuner og Svalbard

Oslo kommune:  $s_{k,0} := 3.5 \frac{kN}{m^2}$  (0-150 m.o.h.)

$s_k := s_{k,0}$

Kommune	$s_{k,0}$ kN/m <sup>2</sup>	$H_g$ m	$\Delta s_k$ kN/m <sup>2</sup>	$s_{k,maks}$ kN/m <sup>2</sup>
Oslo				
0–150 m.o.h.	3,5	–	–	–
151–250 m.o.h.	4,5	–	–	–
251–350 m.o.h.	5,5	–	–	–
> 350 m.o.h.	6,5	–	–	–

Dimensjonerende faktorer for snølast på tak

$\mu_i := 0.8$  (flatt tak) (Tabell 5.2, EC1-1-3)

$C_e := 0.8$  (vindutsatt topgrafi, høyt byggverk) (Tabell 5.1, EC1-1-3)

$C_t := 1.0$  (konservativ antagelse) (EC1-1-3, 5.2(8))

Dimensjonerende snølast på tak (EC1-1-3, 5.1)

$s := \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 2.24 \frac{kN}{m^2}$



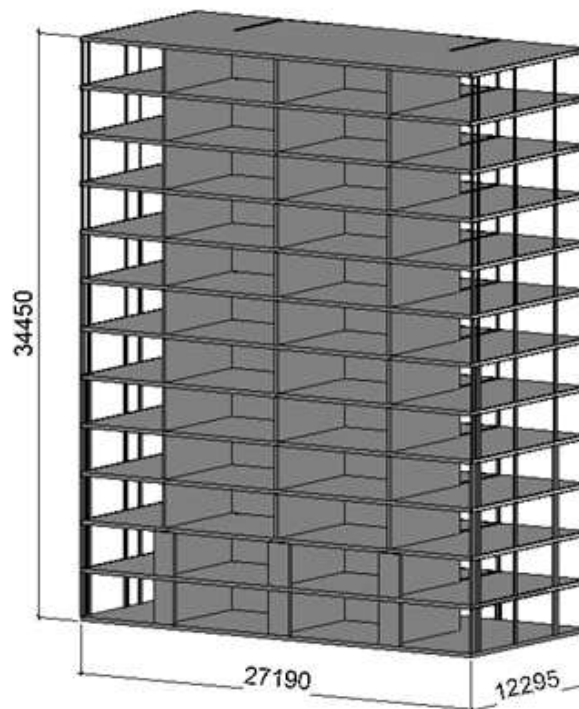
### A.3 Vindlast

#### A.3 VINDLAST

##### Henviser til:

NS-EN 1991-1-4, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster

##### Målsatt boligblokk i 3D



##### Input

Lengde,  $l := 12.295$  m

Bredde,  $b := 27.19$  m

Høyde,  $h := 34.45$  m (h = z)

Antall etasjer: 12

Sted: Svartdalsparken, Oslo kommune

Type tak: Flatt

Meter over havet,  $m.o.h. := 57.7$  m

Kotehøyde,  $kote := m.o.h. + h = 92.15 \text{ m}$

### Dimensjonerende vindhastighet

Referansevindhastighet,  $v_{b,0} := 22 \frac{\text{m}}{\text{s}}$  (Tabell NA.4(901.1))

Nivåfaktor,  $C_{alt} := 1.0$  (Tabell NA.4(901.2))

Retningsfaktor,  $C_{dir} := 1.0$  (konservativ antagelse) (Tabell NA.4(901.4))

Årstidsfaktor,  $C_{\text{års}} := 1.0$  (konservativ antagelse) (Tabell NA.4(901.5))

Returperiodefaktor,  $C_{\text{prob}}$  :

- Returperiode := 50 (år) (3.4)

- Overskridelsesansynlighet,  $P := \frac{1}{\text{Returperiode}} = 0.02$

-  $k := 0.2$  (NA.4.2(2)P Merknad 2)

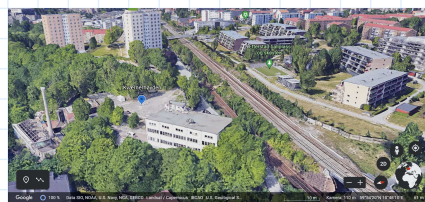
-  $m_{\text{prob}} := 0.5$

$$C_{\text{prob}} := \left( \frac{(1 - k \cdot \ln(-\ln(1 - P)))}{1 - k \cdot \ln(-\ln(0.98))} \right)^{m_{\text{prob}}} = 1.0$$

Ruhetsfaktor,  $C_r$  :

- Terrengvirkninger (Tillegg A.1)

Velger *terrengkategori III* ut ifra bilder hentet fra google earth og google.



- Terrengruhetskategori	(Tabell NA.4.1)
$k_r := 0.22$	
$z_0 := 0.3 \text{ m}$	
$z_{min} := 8 \text{ m}$	
$C_r(h) = k_r \cdot \ln\left(\frac{h}{z_0}\right) = 1.044$	(4.4)
$C_{r,h} := 1.044$	
$C_r(b) = k_r \cdot \ln\left(\frac{b}{z_0}\right) = 0.992 = C_{r,b} := 0.992$	
Topografifaktor, $C_o := 1.0$	(4.3.1)
Middelvindhastighet, $v_s$	(NA.4.1)
$v_s(h) = v_{s,h} := v_{b,0} \cdot C_{alt} \cdot C_{dir} \cdot C_{ars} \cdot C_{prob} \cdot C_{r,h} \cdot C_o = 22.968 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	
$v_s(b) = v_{s,b} := v_{b,0} \cdot C_{alt} \cdot C_{dir} \cdot C_{ars} \cdot C_{prob} \cdot C_{r,b} \cdot C_o = 21.824 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	
<b>Statisk vindtrykk</b>	
Densitet luft, $\gamma := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	(NA.4.5(1))
Vindtrykk midlere, $v_m$	(8.2)
$v_m(h) = v_{m,h} := \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot v_{s,h}^2 = 0.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
$v_m(b) = v_{m,b} := \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot v_{s,b}^2 = 0.298 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
Turbulens, $I_v$ :	
$k_1 := 1.0$ (anbefalt verdi)	(4.7)
$I_v(h) = \left( \frac{k_1}{C_o \cdot \ln\left(\frac{h}{z_0}\right)} \right) = 0.211$	

$$I_{v,h} := 0.211$$

$$I_v(b) = \left( \frac{k_1}{C_o \cdot \ln\left(\frac{b}{z_0}\right)} \right) = 0.222$$

$$I_{v,b} := 0.222$$

Vindkasthastighet,  $v_{kast}$ :

$$k_p := 3.5 \quad (\text{NA.4.5})$$

$$v_{kast}(h) = v_{kast,h} := v_{s,h} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v,h}} = 36.148 \frac{m}{s}$$

$$v_{kast}(b) = v_{kast,b} := v_{s,b} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v,b}} = 34.877 \frac{m}{s}$$

Stedsvindhastighetsstrykk,  $q_{kast}$ : (NA.4.5)

$$q_{kast}(h) = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (v_{kast}(h))^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot \left( 36.148 \frac{m}{s} \right)^2 = 0.817 \frac{kN}{m^2}$$

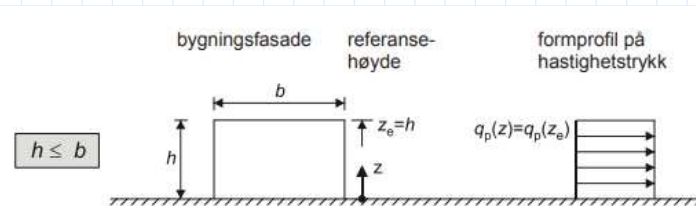
$$q_{kast}(b) = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (v_{kast}(b))^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot \left( 34.877 \frac{m}{s} \right)^2 = 0.76 \frac{kN}{m^2}$$

**Beregner vindtrykk på veggen**

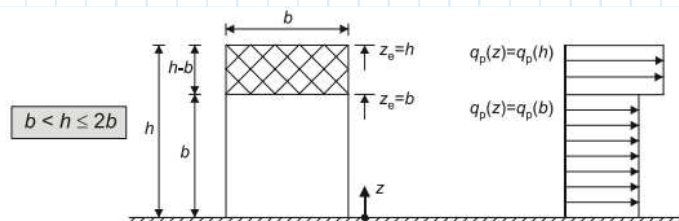
### 7.2.2 Vertikale vegger på rektangulære bygninger

Figur 7.4 i EC1-1-4:

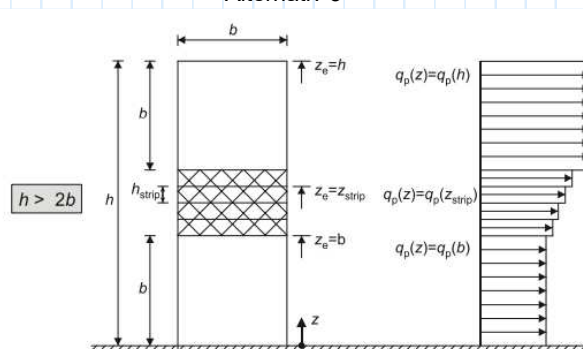
Alternativ 1



Alternativ 2



Alternativ 3



MERKNAD Hastighetstrykket bør forutsettes å være uendret over hver horisontale stripe som vurderes.

if $h < b$	= "Bruk alternativ 2"
"Bruk alternativ 1"	
else if $b < h < 2 \cdot b$	
"Bruk alternativ 2"	
else if $h > 2 \cdot b$	
"Bruk alternativ 3"	

$$q_p(h) = q_{kast}(h) \cdot h = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot 34.45 m = 28.146 \frac{kN}{m}$$

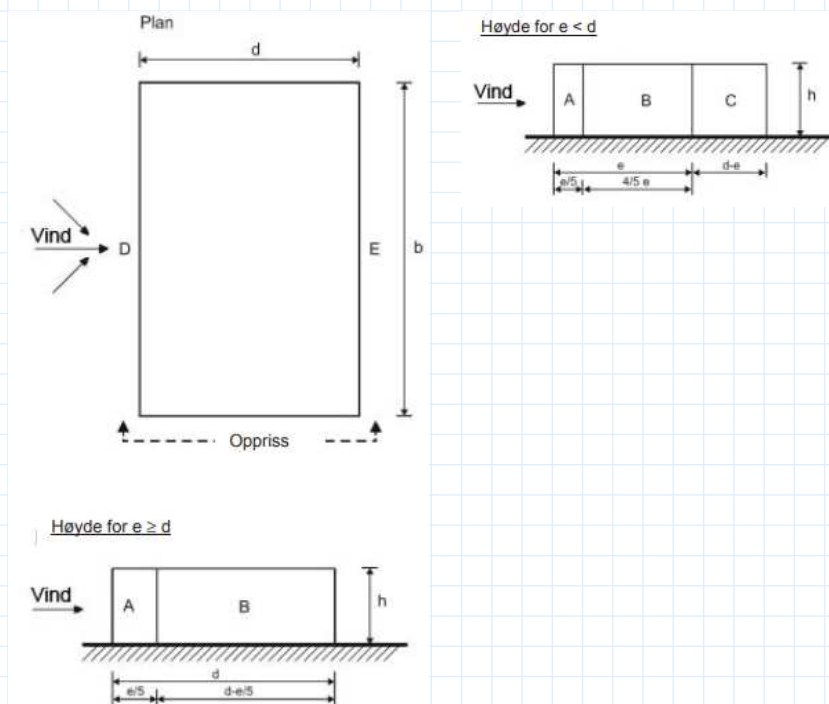
$$q_p(b) = q_{kast}(b) \cdot b = 0.76 \frac{kN}{m^2} \cdot 27.19 m = 20.664 \frac{kN}{m}$$



Formfaktor vegger med vindfallsretning = 0 grader

$$e = \min(b, 2 \cdot h) = 27.19 \text{ m}$$

Figur 7.5 i EC1-1-4:



Høyde for  $e \geq d$

(Figur 7.5)

$$\frac{h}{d} = \frac{34.45 \text{ m}}{12.295 \text{ m}} = 2.802$$

Betrakter flate  $> 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe, 10}$

(Tabell 7.1)

**Vindlaster**

$$q_A = q_{kast}(h) \cdot s_{one_A} = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot -1.2 = -0.98 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_B = q_{kast}(h) \cdot s_{one_B} = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot -0.8 = -0.654 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_C = q_{kast}(h) \cdot sone_C = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot 0 = 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_D = q_{kast}(h) \cdot sone_D = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot 0.8 = 0.654 \frac{kN}{m^2}$$

Interpolerer for utvendig formfaktor:

$$sone_E = \frac{(5 - 2.802)}{5 - 1} \cdot -(0.5) + \frac{(1 - 2.802)}{1 - 5} \cdot (-0.7) = -0.59$$

$$q_E = q_{kast}(h) \cdot sone_E = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot -0.59 = -0.482 \frac{kN}{m^2}$$

Formfaktor vegger med vindfallsretning = 90 grader

$$e = \min(l, 2 \cdot h) = 12.295 \text{ m}$$

Høyde for  $e < d$  (Figur 7.5)

$$\frac{h}{d} = \frac{34.45 \text{ m}}{27.19 \text{ m}} = 1.267$$

Betrakter flate  $> 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe, 10}$  (Tabell 7.1)

### Vindlaster

$$q_A = q_{kast}(h) \cdot sone_A = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot -1.2 = -0.98 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_B = q_{kast}(h) \cdot sone_B = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot -0.8 = -0.654 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_C = q_{kast}(h) \cdot sone_C = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot -0.5 = -0.409 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_D = q_{kast}(h) \cdot sone_D = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot 0.8 = 0.654 \frac{kN}{m^2}$$

Interpolerer for utvendig formfaktor:

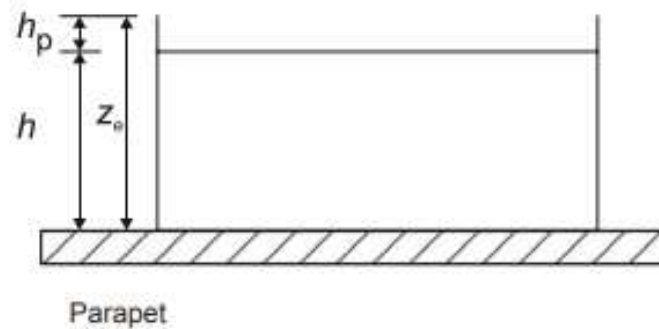
$$sone_E = \frac{(5 - 1.267)}{5 - 1} \cdot -(0.5) + \frac{(1 - 1.267)}{1 - 5} \cdot (-0.7) = -0.513$$

$$q_E = q_{kast}(h) \cdot sone_E = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot -0.513 = -0.419 \frac{kN}{m^2}$$

Formfaktor for flatt tak med parapet

$$e = \min(b, 2 \cdot h) = 27.19 \text{ m}$$

Figur 7.6 i EC1-1-4:



$$H_{\text{parapet}} := 0.750 \text{ m}$$

$$H_{\text{uten.parapet}} := h - H_{\text{parapet}} = 33.7 \text{ m}$$

$$\frac{H_{\text{parapet}}}{H_{\text{uten.parapet}}} = 0.022$$

Antar globalt  $> 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe, 10}$  (Tabell 7.2)

**Vindlaster**

$$q_F = q_{\text{kast}}(h) \cdot s_{\text{one}_F} = 0.817 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot -1.6 = -1.307 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_G = q_{\text{kast}}(h) \cdot s_{\text{one}_G} = 0.817 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot -1.1 = -0.899 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_H = q_{\text{kast}}(h) \cdot s_{\text{one}_H} = 0.817 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot -0.7 = -0.572 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_I = q_{\text{kast}}(h) \cdot s_{\text{one}_I} = 0.817 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.2 = 0.163 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ og } 0.817 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot -0.2 = -0.163 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**Konklusjon:**

Dimensjonerende vindtrykk på boligblokken er  $0.760 \frac{kN}{m^2}$  opp til høyden lik  $b = 27.19 \text{ m}$   
og  $0.817 \frac{kN}{m^2}$  fra  $b = 27.19 \text{ m}$  til  $h = 34.45 \text{ m}$ .

## B.1 Stålsøyle

**Henviser til:**

Larsen, P.K., Clausen, A.H. & Aalberg, A. (2022). *Stålkonstruksjoner. Profiler og formler* (3. utg.). Fagbokforlaget

### 6.3.1 Staver med konstant tverrsnitt og tilsiktet sentrisk trykk

### Tverrsnittsdata for varmformede rektangulære hulprofil

(Tabell 1.5, Larsen et al.)

$$f_y := 355 \frac{N}{mm^2}$$

(Karakteristisk flytegrense)

(EC3-1-1, NA.6.1(1)2B)

$$f_d := \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 338.095 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(Dimensjonerende flytegrense)

(Lengde)

(Areal)

(Arealtreghetsradius om sterk akse)

(Arealtreghetsradius om svak akse)

$$E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$$

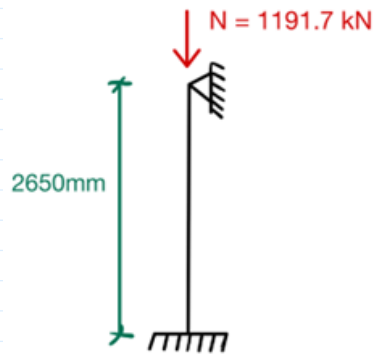
(Elastisitetsmodul for stål)

$$N_{Ed} := 1191.7 \text{ kN}$$



## Beregner kritisk søyle sin kapasitet

### 1. Krefter på søyle (trykk)



### 2. Knekkform

Se tabell 5.1 i Stålkonstruksjoner.

### 3. Knekk lengde

- Søylene har samme knekk lengde om begge akser  $\rightarrow L_{cr,y} = L_{cr,z}$
- $L_{cr,y} := 0.7 \cdot l = 1.855 \text{ m}$  (Tabell 5.1, Larsen)
- $L_{cr,z} := L_{cr,y}$

### 4. Relativ slankhet

(EC3-1-1, 6.3.1.3)

$$\lambda_1 := \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76.409$$

### Sterk akse

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y := \frac{L_{cr,y}}{i_y \cdot \lambda_1} = 0.269 \quad (\text{EC3-1-1, ligning (6.50)})$$

### Svak akse

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_z := \frac{L_{cr,z}}{i_z \cdot \lambda_1} = 0.401$$

### 5. Knekkkurver

(EC3-1-1, 6.3.1.2)

- Leser av knekkkurve  $a$  (Tabell 6.2, EC3-1-1)
- Leser av imperfeksjonsfaktor,  $\alpha := 0.21$  (Tabell 6.1, EC3-1-1)
- Reduksjonsfaktor,  $\chi$  (EC3-1-1, ligning (6.49))

**Sterk akse**

$$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.543$$

$$\chi_y := \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.985$$

**Svak akse**

$$\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 0.602$$

$$\chi_z := \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.952$$

6. Dimensjonerende knekkapasitet,  $N_{bRd}$  (EC3-1-1, ligning (6.47))

**Sterk akse**

$$N_{bRd,y} := \chi_y \cdot A \cdot f_d = (2.48 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

**Svak akse**

$$N_{bRd,z} := \chi_z \cdot A \cdot f_d = (2.399 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

**Konklusjon:**

Kritisk knekklast for knekking om svak akse,  $N_{bRd,z}$

if $N_{bRd,z} > N_{Ed}$	= "Søylen har god nok kapasitet"
"Søylen har god nok kapasitet"	
else	
"Søylen har ikke god nok kapasitet"	

## B.2 Stålbjelke

### B.2 STÅLBJELKE

#### Henviser til:

NS-EN 1993-1-1, Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler for bygninger

Larsen, P.K., Clausen, A.H. & Aalberg, A. (2022). *Stålkonstruksjoner. Profiler og formler* (3. utg.). Fagbokforlaget

#### 6.2.10 Kombinert bøyning, skjær og aksialkraft

Antar tverrsnittsklasse 1, 2 eller 3

#### Tverrsnittsdata for varmvalsede HE-B - bjelker

HE 260 B

(Tabell 1.3, Larsen et al.)

Stålmateriale S355

$$f_y := 355 \frac{N}{mm^2}$$

(Karakteristisk flytegrense)

$$\gamma_{m1} := 1.05$$

(Materialfaktor, NA.6.1(1)2B)

$$f_d := \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 338.095 \frac{N}{mm^2}$$

(Dimensjonerende flytegrense)

$$\tau_d := \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 204.959 \frac{N}{mm^2}$$

(Flytegrense for skjær)

$$h := 260 \text{ mm}$$

(Høyde)

$$b := 260 \text{ mm}$$

(Bredde)

$$t_w := 10 \text{ mm}$$

(Stegtykkelse)

$$t_f := 17.5 \text{ mm}$$

(Flenstykkelse)

$$h_w := 201 \text{ mm}$$

(Høyde på steget)

$$r := 24 \text{ mm}$$

(Avrundingsradius)

$$A := 11.8 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

(Areal)

$$W_{pl} := 1150 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

(Plastisk motstandsmoment)

$$E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$$

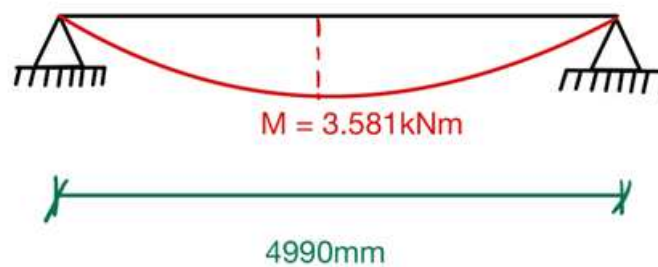
(Elastisitetsmodul for stål)

**Opptredende krefter for kritisk bjelke**

$$M_{Ed} := 3.58 \text{ kN} \cdot m$$

$$N_{Ed} := 7.43 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} := 2.97 \text{ kN}$$



**Kapasitetssjekk for skjær**

$$\text{Skjærareal, } A_v \quad (EC3-1-1, 6.2.6(3))$$

$$A_v := A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = (3.715 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\text{Plastisk skjærkapasitet, } V_{pl.Rd} \quad (EC3-1-1, 6.2.6(2))$$

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \tau_d}{\gamma_{m1}} = 725.166 \text{ kN}$$

Sjekker om det er nødvendig å ta hensyn til skjærkraft:

$$\text{if } V_{Ed} < V_{pl.Rd} \cdot 0.5 \quad = \text{"Kan se bort ifra skjær"} \quad (EC3-1-1, 6.2.10(2))$$

|| "Kan se bort ifra skjær"

else

|| "Må ta hensyn til skjær"

### Bøying og aksialkraft

(EC3-1-1, 6.2.9(4))

Aksialkapasitet,  $N_{pl.Rd} := f_d \cdot A = (3.99 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Sjekker om det er nødvendig å ta hensyn til aksialkraft:

if $N_{Ed} < N_{pl.Rd}$	= “Kan se bort ifra aksialkraft”
“Neste”	
also if $N_{Ed} < 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_d$	
“Kan se bort ifra aksialkraft”	
else	
“Må ta hensyn til aksialkraft”	

### Kontroll av momentkapasitet

$M_{pl.Rd} := f_d \cdot W_{pl} = 388.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$

### Konklusjon:

if $M_{pl.Rd} > M_{Ed}$	= “Bjelken har god nok kapasitet”
“Bjelken har god nok kapasitet”	
else	
“Bjelken har ikke nok kapasitet”	

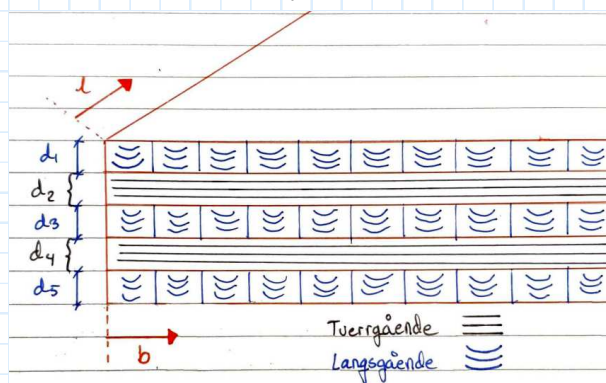


## C Massivtredekker (kun lengste spennvidde)

### C.1 5-sjikt med standard elementbredde

C.1 5-SJIKT MED STANDARD ELEMENTBREDDE	
<b>Henviser til:</b>	
NS-EN 1991-1-1, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger	
NS-EN 1995-1-1, Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	
Norsk Treteknisk Institutt. (2006a). <i>Treteknisk håndbok - bygge med massivtreelementer. Hefte 3 - Dimensjonering</i> . <a href="https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-3-Dimensjonering.pdf">https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-3-Dimensjonering.pdf</a>	
Larsen, P.K. (2021). <i>Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystem</i> (2. utg.). Fagbokforlaget	
Ramstad, T. (2022). <i>Teknisk godkjenning</i> . (Nr. 20712). SINTEF. <a href="https://splitkon.no/wp-content/uploads/2022/02/20712g.pdf">https://splitkon.no/wp-content/uploads/2022/02/20712g.pdf</a>	
Homb, A. (2008). <i>Vibrasjonsegenskaper til dekker av massivtre</i> . SINTEF Byggforsk. <a href="https://www.sintefbok.no/book/download/78/vinfopubutgivelseprosjektrapportsintef_byggforsk_prosjektrapportersb_prrapp_24nettsb_prapp24pdf">https://www.sintefbok.no/book/download/78/vinfopubutgivelseprosjektrapportsintef_byggforsk_prosjektrapportersb_prrapp_24nettsb_prapp24pdf</a>	
Norsk Treteknisk Institutt. (2006b). <i>Treteknisk håndbok - bygge med massivtreelementer. Hefte 4 - Brann</i> . <a href="https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-4-Brann.pdf">https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-4-Brann.pdf</a>	
Gagnon, S & Karacabeyli, E. (2019). <i>Canadian CLT. Handbook</i> . FPInnovations. <a href="https://web.fpinnovations.ca/wp-content/uploads/clt-handbook-complete-version-en-low.pdf">https://web.fpinnovations.ca/wp-content/uploads/clt-handbook-complete-version-en-low.pdf</a>	
<b>Konstanter:</b>	
- Bredder, $b := 1200 \text{ mm}$	(Per element)
- Nyttelast, $q_k := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	(Jevnt fordelt per element)
- Lastfaktor, $\gamma := 1.35$	(Nyttelast og egenlast)
- Benytter <i>skjæranalogimetoden</i> (Schubanalogieverfahren av Heinrich Kreuzinger)	
Denne metoden gir en presis beregning av krysslagte massivtreelementer og gir gode resultater for store spenn med størrelsesforhold > 25.	
<b>Parametere:</b>	
<ul style="list-style-type: none"><li>• Spennvidde (C-C), <math>L := 5970 \text{ mm}</math></li><li>• Elementtykkelse, <math>t := 200 \text{ mm}</math></li><li>• 5-sjikt</li><li>• Fasthetsklasse T22 i yttersjikt og fasthetsklasse T15 i innersjikt</li></ul>	

if  $\frac{L}{t} < 25$  = "Bøyedeformasjon er dominerende"  
 || "Skjærdeformasjoner er dominerende"  
 else  
 || "Bøyedeformasjon er dominerende"



$d_1 := 45 \text{ mm}$  (Yttersjikt)

$d_2 := 32 \text{ mm}$  (Innersjikt)

$d_3 := d_1 = 45 \text{ mm}$  (Innersjikt)

$d_4 := d_2 = 32 \text{ mm}$  (Innersjikt)

$d_5 := d_1 = 45 \text{ mm}$  (Yttersjikt)

**E-modul** (Ramstad, 2022, s. 2)

$E_{0.T15} := 11500 \frac{N}{mm^2}$  (Langsgående)

$E_{90.T15} := 230 \frac{N}{mm^2}$  (Tverrgående)

$E_{0.T22} := 13000 \frac{N}{mm^2}$  (Langsgående)

$E_{90.T22} := 430 \frac{N}{mm^2}$  (Tverrgående)

### Egenlast

(Ramstad, 2022, s. 2)

Tyngdetettheten for fasthetsklassene er beregnet ut ifra midlere densitet,  $\rho_m$ , gitt i tabell 2 i teknisk godkjenning multiplisert med tyngdeakselerasjon,  $g := 9.81 \frac{m}{s^2}$ .

$$\rho_{m.T15} := 430 \frac{kg}{m^3}$$

$$\rho_{m.T22} := 470 \frac{kg}{m^3}$$

$$g_k := (2 \cdot \rho_{m.T22} \cdot g \cdot b \cdot d_1) + (2 \cdot \rho_{m.T15} \cdot g \cdot b \cdot d_2) + (\rho_{m.T15} \cdot g \cdot b \cdot d_3) = 1.05 \frac{kN}{m}$$

### Dimensjonerende bruddlast

$$q := (g_k + q_k) \cdot \gamma = 4.657 \frac{kN}{m}$$

### Maksimalt bøyemoment

Opptrer midt på elementet ved jevnt fordelt last.

$$M := \frac{q \cdot L^2}{8} = 20.748 \text{ kN} \cdot m$$

### Skjæranalogimetoden

Ser på to virtuelle bjelker, *bjelke A* og *bjelke B*. Bjelkene er forbundet med uendelige, stive staver. Deformasjon og nedbøyning pga. ytre laster er lik for begge bjelker.

Bjelke A -> Ikke statisk samvirke mellom de ulike sjiktene og den har uendelig stor skjærstivhet.

Bjelke B -> Antar samvirke mellom de ulike sjiktene og bidrag til skjærstivhet.

### Beregner bøyestivheter

*Bjelke A*

$$EI_A := \frac{b}{12} \cdot \left( (2 \cdot E_{0.T22} \cdot d_1^3) + (2 \cdot E_{90.T15} \cdot d_2^3) + (E_{0.T15} \cdot d_3^3) \right) = (3.432 \cdot 10^{11}) \text{ N} \cdot mm^2$$

*Bjelke B*

$z_i$  = avstanden fra tyngdepunktet i hvert sjikt til nøytralakse i elementtverrsnitt

$$\left( \frac{t}{2} = 100 \text{ mm} \right)$$

Velger positiv akse fra tyngdepunktet og oppover.

$$z_{d1} := \frac{t}{2} - \frac{d_1}{2} = 77.5 \text{ mm}$$

$$z_{d2} := \frac{t}{2} - \left( d_1 + \frac{d_2}{2} \right) = 39 \text{ mm}$$

$$z_{d3} := 0 \text{ mm}$$

$$EI_B := b \cdot \left( \left( 2 \cdot E_{0.T22} \cdot d_1 \cdot z_{d1}^2 \right) + \left( 2 \cdot E_{90.T15} \cdot d_2 \cdot z_{d2}^2 \right) + E_{0.T15} \cdot d_3 \cdot z_{d3}^2 \right)$$

$$EI_B = (8.46 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

#### Total bøyestivhet

$$EI_{eff} := EI_A + EI_B = (8.803 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

#### Momentfordeling i hver bjelke

$$M = M_A + M_B$$

$$M_A := \frac{EI_A}{EI_{eff}} \cdot M = 0.809 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B := M - M_A = 19.939 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### Momentfordeling i hvert sjikt

$$M_{A1} := \frac{\left( \frac{b}{12} \cdot E_{0.T22} \cdot d_1^3 \right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.279 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A2} := \frac{\left( \frac{b}{12} \cdot E_{90.T15} \cdot d_2^3 \right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.002 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A3} := \frac{\left( \frac{b}{12} \cdot E_{0.T15} \cdot d_3^3 \right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.247 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A4} := M_{A2} = 0.002 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A5} := M_{A1} = 0.279 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Normalkraftfordeling i hvert sjikt

$$N_{B1} := \frac{\langle E_{0.T22} \cdot b \cdot d_1 \cdot z_{d1} \rangle}{EI_B} \cdot M_B = 128.23 \text{ kN}$$

$$N_{B2} := \frac{\langle E_{90.T15} \cdot b \cdot d_2 \cdot z_{d2} \rangle}{EI_B} \cdot M_B = 0.812 \text{ kN}$$

$$N_{B3} := \frac{\langle E_{0.T15} \cdot b \cdot d_3 \cdot z_{d3} \rangle}{EI_B} \cdot M_B = 0 \text{ kN} \quad (\text{Ligger i nøytralaksen})$$

$$N_{B4} := -N_{B2} = -0.812 \text{ kN}$$

$$N_{B5} := -N_{B1} = -128.23 \text{ kN}$$

### Spenningsfordeling i hvert sjikt pga. $M_{Ai}$

$$\sigma_{M1} := \frac{M_{A1}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_1^3\right)} \cdot \frac{d_1}{2} = 0.689 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M2} := \frac{M_{A2}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_2^3\right)} \cdot \frac{d_2}{2} = 0.009 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M3} := \frac{M_{A3}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_3^3\right)} \cdot \frac{d_3}{2} = 0.61 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M4} := \sigma_{M2} = 0.009 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M5} := \sigma_{M1} = 0.689 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

### Spenningsfordeling i hvert sjikt pga. $N_{Bi}$

$$\sigma_{N1} := \frac{N_{B1}}{b \cdot d_1} = 2.375 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N2} := \frac{N_{B2}}{b \cdot d_2} = 0.021 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N3} := \frac{N_{B3}}{b \cdot d_3} = 0 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N4} := -\sigma_{N2} = -0.021 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N5} := -\sigma_{N1} = -2.375 \frac{N}{mm^2}$$

**Total spenningsfordeling i hvert sjikt i elementet**

*Sjikt 1:*  $\sigma_{N1} + \sigma_{M1} = 3.064 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N1} - \sigma_{M1} = 1.685 \frac{N}{mm^2}$$

*Sjikt 2:*  $\sigma_{N2} + \sigma_{M2} = 0.03 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N2} - \sigma_{M2} = 0.012 \frac{N}{mm^2}$$

*Sjikt 3:*  $\sigma_{N3} + \sigma_{M3} = 0.61 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N3} - \sigma_{M3} = -0.61 \frac{N}{mm^2}$$

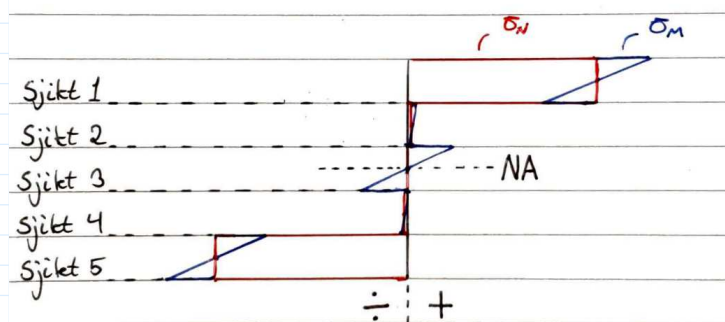
*Sjikt 4:*  $\sigma_{N4} + \sigma_{M4} = -0.012 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N4} - \sigma_{M4} = -0.03 \frac{N}{mm^2}$$

*Sjikt 5:*  $\sigma_{N5} + \sigma_{M5} = -1.685 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N5} - \sigma_{M5} = -3.064 \frac{N}{mm^2}$$

### Spenningsfordeling illustrert



### Kapasitetskontroll i bruddgrense

Partialfaktor for limtre,  $\gamma_M := 1.25$

(Tabell 2.3, EC5-1-1)

Fasthetsfaktor for konstruksjonstre,  $k_{mod} := 0.7$

(Tabell 3.1, EC5-1-1)

Velger ut ifra klimaklasse 1 (tørt inneklima)

Bøyefastheter

(Ramstad, 2022, s. 2)

$$f_{mk.T15} := 22.0 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md.T15} := \frac{(f_{mk.T15} \cdot k_{mod})}{\gamma_M} = 12.32 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{mk.T22} := 30.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md.T22} := \frac{(f_{mk.T22} \cdot k_{mod})}{\gamma_M} = 17.08 \frac{N}{mm^2}$$

Kontrollerer utnyttelse av sjikt 1

$$\frac{(\sigma_{N1} + \sigma_{M1})}{f_{md.T22}} = 0.179$$

if  $\frac{(\sigma_{N1} + \sigma_{M1})}{f_{md.T22}} < 1$  = "Kapasiteten er OK"  
 || "Kapasiteten er OK"  
 else  
 || "Ikke nok kapasitet"

Trenger kun å kontrollere den mest kritiske sjikten.

### Kapasitetskontroll i bruksgrense

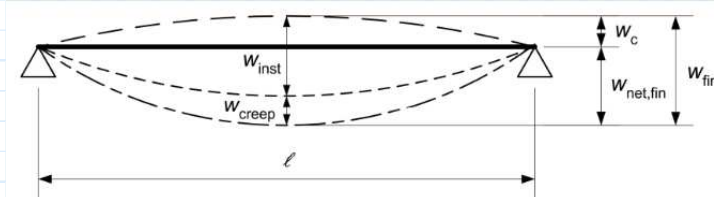
Deformasjonsfaktor for konstruksjonstre,  $k_{def} := 0.6$  (Tabell 3.2, EC5-1-1)

Velges ut ifrå klimaklasse 1 (tørt inneklima)

Finner nedbøyningsgrense ut ifra Tabell 7.2 – Eksempler på grenseverdier for nedbøyninger av bjelker i EC5-1-1.

	$W_{inst}$	$W_{net,fin}$	$W_{fin}$
Bjelke på to opplegg	ℓ/300 til ℓ/500	ℓ/250 til ℓ/350	ℓ/150 til ℓ/300
Utkragede bjelker	ℓ/150 til ℓ/250	ℓ/125 til ℓ/175	ℓ/75 til ℓ/150

Figur 7.1 - Nedbøyningskomponenter i EC5-1-1, angir nedbøyningstilfeller.



For et fritt opplagt dekke vil nedbøyningstilfellet  $W_{net,fin} := \frac{L}{250} = 23.88 \text{ mm}$  være dimensjonerende.

### Umiddelbar nedbøyning

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_k + q_k) \cdot L^4}{EI_{eff}} = 6.482 \text{ mm} \quad (\text{Jevnt fordelt last})$$



$$w_{inst} := \delta$$

if $w_{inst} < \frac{L}{300}$	= "Kapasiteten er OK"
"Kapasiteten er OK"	
else	
"Ikke god nok kapasitet"	

*Endelig nedbøyning*

$$w_{fin} := \delta \cdot (1 + k_{def}) = 10.371 \text{ mm} \quad ((2.3), EC5-1-1)$$

if $w_{fin} < W_{net.fin}$	= "Kapasiteten er OK"
"Kapasiteten er OK"	
else	
"Ikke god nok kapasitet"	

#### **Konklusjon:**

Beregnet massivtredekke har god nok kapasitet iht. brudd- og bruksgrense.

### Kontroll av vibrasjon

Beregner maksimal nedbøyning ved en punktlast  $F := 1 \text{ kN}$  midt på dekke:

$$\Delta := \frac{F \cdot L^3}{48 \cdot EI_{eff}} = 0.504 \text{ mm}$$

if $\Delta < 1.3 \text{ mm}$	= "Nedbøyning er OK"
"Nedbøyning er OK"	
else	
"Nedbøyning er ikke OK"	

Beregner egenfrekvensverdi  $f_1$  fra ligning 7.5 i EC5-1-1:

$$\text{Masse per arealenhet, } m_a := \frac{g_k}{b \cdot g} = (8.917 \cdot 10^{-5}) \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

Definerer parametere for å få ubenevnte verdier:

$$l := L \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 5970 \quad EI := EI_{eff} \cdot \frac{1}{\text{N} \cdot \text{mm}^2} = 8.803 \cdot 10^{12}$$

$$m := m_a \cdot \frac{1}{\frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}} = 8.917 \cdot 10^{-5}$$

$$f_1 := \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} = 13.848$$

Det anbefales laveste egenfrekvensverdi større enn ca.  $12.5 \text{ Hz}$  iht. Hu (2007).  
Egenfrekvensverdi under  $8 \text{ Hz}$  frarådes (Homb, 2008).

Kontrollerer nedbøyning ved komfortkriterium [2.1]:

$$\Delta_{kontroll} := \Delta \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 0.504$$

$$\left( \frac{f_1}{18.7} \right)^{2.27} = 0.506$$

if $A_{kontroll} < \left( \frac{f_1}{18.7} \right)^{2.27}$    "Kriteriet er tilfredsstilt" else    "Kriteriet er ikke tilfredsstilt"	= "Kriteriet er tilfredsstilt"
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------

**Konklusjon:**

Beregnet massivtredekke tilfredsstiller kriterium for vibrasjon.

### Kontroll av brannbelastning

I følgende dimensjonering av brannbelastning forutsettes det at bæreevnen skal opprettholdes i 90 minutter (R 90).

Redusert tverrsnitt pga. brann (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

Brannbelastning,  $t_{brann} := 90 \text{ min}$

Nominell forkullingshastighet,  $\beta_n := 0.7 \frac{\text{mm}}{\text{min}}$

Nominell forkullingsdybde,  $d_{nom} := t_{brann} \cdot \beta_n = 63 \text{ mm}$

Effektiv forkullingsdybde,  $d_{eff} := d_{nom} + 7 \text{ mm} = 70 \text{ mm}$

Resttverrsnitt:  $h_{brann} := t - d_{eff} = 130 \text{ mm}$

Nøytralakse for redusert tverrsnitt pga. brann

$$y_{d1} := h_{brann} - \frac{d_1}{2} \quad y_{d2} := h_{brann} - d_1 - \frac{d_2}{2} \quad y_{d3} := h_{brann} - d_1 - d_2 - \frac{d_3}{2}$$

$$d_{4.ny} := h_{brann} - d_1 - d_2 - d_3 = 8 \text{ mm} \quad y_{d4} := \frac{d_{4.ny}}{2}$$

$$y := \frac{(d_1 \cdot E_{0.T22} \cdot y_{d1}) + (d_2 \cdot E_{90.T15} \cdot y_{d2}) + (d_3 \cdot E_{0.T15} \cdot y_{d3}) + (d_{4.ny} \cdot E_{90.T15} \cdot y_{d4})}{(d_1 \cdot E_{0.T22}) + (d_2 \cdot E_{90.T15}) + (d_3 \cdot E_{0.T15}) + (d_{4.ny} \cdot E_{90.T15})}$$

$$y = 71.23 \text{ mm}$$

Effektiv bøyestivhet (Gagnon & Karacabeyli, 2019, s. 53 (chapter 8))

Bjelke A

$$EI_{A.y} := \frac{b}{12} \cdot (E_{0.T22} \cdot d_1^3 + E_{90.T15} \cdot d_2^3 + E_{0.T15} \cdot d_3^3 + E_{90.T15} \cdot d_{4.ny}^3)$$

$$EI_{A.y} = (2.24 \cdot 10^{11}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Beregner arm fra senter i hvert sjikt til nøytralakse

$$y_1 := h_{brann} - y - \frac{d_1}{2} = 36.27 \text{ mm} \quad y_2 := y - d_{4.ny} - d_3 - \frac{d_2}{2} = 2.23 \text{ mm}$$

$$y_3 := y - d_{4.ny} - \frac{d_3}{2} = 40.73 \text{ mm}$$

$$y_4 := y - \frac{d_{4.ny}}{2} = 67.23 \text{ mm}$$

Bjelke B

$$EI_{b,y} := b \cdot (E_{0.T22} \cdot d_1 \cdot y_1^2 + E_{90.T15} \cdot d_2 \cdot y_2^2 + E_{0.T15} \cdot d_3 \cdot y_3^2 + E_{90.T15} \cdot d_{4.ny} \cdot y_4^2)$$

$$EI_{b,y} = (1.964 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Total effektiv bøyestivhet for redusert tverrsnitt pga. brann

$$EI_{eff,y} := EI_{A,y} + EI_{b,y} = (2.188 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv første arealmoment (Gagnon & Karacabeyli, 2019, s. 54 (chapter 8))

Antar konservativt at yttersjikt med langsgående fasthetsklasse T22 bidrar mest for kapasiteten av det reduserte tverrsnittet pga. brann.

$$S_{eff,y} := \frac{EI_{eff,y} \cdot \frac{1}{\text{mm}}}{E_{0.T22}} \cdot \frac{1}{y} = (2.363 \cdot 10^9) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Effektiv første arealmoment for elementbredde  $b = 1.2 \text{ m}$ :

$$S_{eff} := S_{eff,y} \cdot b = (2.835 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Beregner momentkapasitet

Antar fortsatt at yttersjikt med langsgående fasthetsklasse T22 bidrar mest for kapasiteten av det reduserte tverrsnittet pga. brann.

$$M_{R,y,d} := f_{mk.T22} \cdot S_{eff} = 86470.657 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Last ved brannbelastning (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

$$\text{Beregner en multiplikasjonsfaktor ved brannbelastning: } \gamma_{brann} := \frac{h_{brann}}{t} = 0.65$$

$$\text{Dimensjonerende last ved brannbelastning: } q_{brann} := q \cdot \gamma_{brann} = 3.027 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende momentbelastning (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

Bøyemomentet vil være dimensjonerende pga.  $\frac{L}{t} > 25$ . Dette blir sjekket.

$$M_{y,d} := \frac{q_{brann} \cdot L^2}{8} = 13.486 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

if $M_{y,d} < M_{R,y,d}$	= "God nok kapasitet"
"God nok kapasitet"	
else	
"Ikke god nok kapasitet"	

*Sjekker umiddelbar nedbøyning ved jevnt for delt last pga. brannbelastning*

$$\delta_{brann} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{brann} \cdot L^4}{EI_{eff,y}} = 22.886 \text{ mm}$$

if $\delta_{brann} < \frac{L}{300}$	= "Nedbøyning er OK"
"Nedbøyning er OK"	
else if $\delta_{brann} < \frac{L}{250}$	
"Nedbøyning er OK"	
else	"Nedbøyning er ikke OK"
"Nedbøyning er ikke OK"	

### Konklusjon:

Beregnet massivtredekke klarer å opprettholde god nok bæreevne ved 90 minutter brannbelastning (R 90).

## C.2 5-sjikt med dobbel standard elementbredde, ss

### C.2 5-SJIKT MED DOBBEL STANDARD ELEMENTBREDDE, SS

#### Henviser til:

NS-EN 1991-1-1, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger

NS-EN 1995-1-1, Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

Norsk Treteknisk Institutt. (2006a). *Treteknisk håndbok - bygge med massivtreelementer. Hefte 3 - Dimensjonering*. <https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-3-Dimensjonering.pdf>

Larsen, P.K. (2021). *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystem* (2. utg.). Fagbokforlaget

Ramstad, T. (2022). *Teknisk godkjenning*. (Nr. 20712). SINTEF. <https://splitkon.no/wp-content/uploads/2022/02/20712g.pdf>

Homb, A. (2008). *Vibrasjonsegenskaper til dekker av massivtre*. SINTEF Byggforsk. [https://www.sintefbok.no/book/download/78/vinfopubutgivelserprosjektrapportsintef\\_byggforsk\\_prosjektrapportersb\\_prrapp\\_24nettsb\\_prrapp24pdf](https://www.sintefbok.no/book/download/78/vinfopubutgivelserprosjektrapportsintef_byggforsk_prosjektrapportersb_prrapp_24nettsb_prrapp24pdf)

Norsk Treteknisk Institutt. (2006b). *Treteknisk håndbok - bygge med massivtreelementer. Hefte 4 - Brann*. <https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-4-Brann.pdf>

Gagnon, S & Karacabeyli, E. (2019). *Canadian CLT. Handbook*. FPInnovations. <https://web.fpinnovations.ca/wp-content/uploads/clt-handbook-complete-version-en-low.pdf>

#### Konstanter:

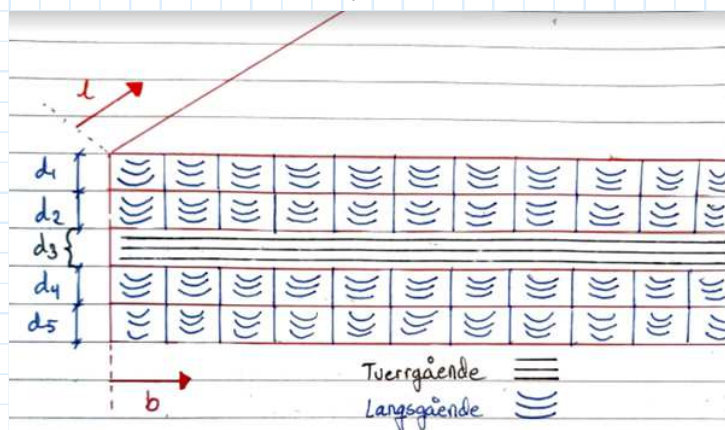
- Bredder,  $b := 2400 \text{ mm}$  (Per element)
- Nyttelast,  $q_k := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 4.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  (Jevnt fordelt per element)
- Lastfaktor,  $\gamma := 1.35$  (Nyttelast og egenlast)
- Benytter *skjæranalogimetoden* (Schubanalogieverfahren av Heinrich Kreuzinger)

Denne metoden gir en presis beregning av krysslagte massivtreelementer og gir gode resultater for store spenn med størrelsesforhold  $> 25$ .

#### Parametere:

- Spennvidde (C-C),  $L := 7560 \text{ mm}$
- Elementtykkelse,  $t := 200 \text{ mm}$
- 5-sjikt (doble yttersjikt)
- Fasthetsklasse T22 i yttersjikt og fasthetsklasse T15 i innersjikt

if  $\frac{L}{t} < 25$  = "Bøyedeformasjon er dominerende"  
 || "Skjærdeformasjoner er dominerende"  
 else  
 || "Bøyedeformasjon er dominerende"



$d_1 := 45 \text{ mm}$  (Yttersjikt)

$d_2 := 32 \text{ mm}$  (Innersjikt)

$d_3 := d_1 = 45 \text{ mm}$  (Innersjikt)

$d_4 := d_2 = 32 \text{ mm}$  (Innersjikt)

$d_5 := d_1 = 45 \text{ mm}$  (Yttersjikt)

**E-modul** (Ramstad, 2022, s. 2)

$E_{0.T15} := 11500 \frac{N}{mm^2}$  (Langsgående)

$E_{90.T15} := 230 \frac{N}{mm^2}$  (Tverrgående)

$E_{0.T22} := 13000 \frac{N}{mm^2}$  (Langsgående)

$E_{90.T22} := 430 \frac{N}{mm^2}$  (Tverrgående)



### Egenlast

(Ramstad, 2022, s. 2)

Tyngdetettheten for fasthetsklassene er beregnet ut ifra midlere densitet,  $\rho_m$ , gitt i tabell 2 i teknisk godkjenning multiplisert med tyngdeakselerasjon,  $g := 9.81 \frac{m}{s^2}$ .

$$\rho_{m.T15} := 430 \frac{kg}{m^3}$$

$$\rho_{m.T22} := 470 \frac{kg}{m^3}$$

$$g_k := (2 \cdot \rho_{m.T22} \cdot g \cdot b \cdot d_1) + (2 \cdot \rho_{m.T22} \cdot g \cdot b \cdot d_2) + (\rho_{m.T15} \cdot g \cdot b \cdot d_3) = 2.16 \frac{kN}{m}$$

### Dimensjonerende bruddlast

$$q := (g_k + q_k) \cdot \gamma = 9.396 \frac{kN}{m}$$

### Maksimalt bøyemoment

Opptretr midt på elementet ved jevnt fordelt last.

$$M := \frac{q \cdot L^2}{8} = 67.124 \text{ kN} \cdot m$$

### Skjæranalogimetoden

Ser på to virtuelle bjelker, *bjelke A* og *bjelke B*. Bjelkene er forbundet med uendelige, stive staver. Deformasjon og nedbøyning pga. ytre laster er lik for begge bjelker.

Bjelke A -> Ikke statisk samvirke mellom de ulike sjiktene og den har uendelig stor skjærstivhet.

Bjelke B -> Antar samvirke mellom de ulike sjiktene og bidrag til skjærstivhet.

### Beregner bøyestivheter

*Bjelke A*

$$EI_A := \frac{b}{12} \cdot \left( (2 \cdot E_{0.T22} \cdot d_1^3) + (2 \cdot E_{0.T22} \cdot d_2^3) + (E_{90.T15} \cdot d_3^3) \right) = (6.484 \cdot 10^{11}) \text{ N} \cdot mm^2$$

*Bjelke B*

$z_i$  = avstanden fra tyngdepunktet i hvert sjikt til nøytralakse i elementtverrsnitt

$$\left( \frac{t}{2} = 100 \text{ mm} \right)$$

Velger positiv akse fra tyngdepunktet og oppover.

$$z_{d1} := \frac{t}{2} - \frac{d_1}{2} = 77.5 \text{ mm}$$

$$z_{d2} := \frac{t}{2} - \left( d_1 + \frac{d_2}{2} \right) = 39 \text{ mm}$$

$$z_{d3} := 0 \text{ mm}$$

$$EI_B := b \cdot \left( \left( 2 \cdot E_{0.T22} \cdot d_1 \cdot z_{d1}^2 \right) + \left( 2 \cdot E_{0.T22} \cdot d_2 \cdot z_{d2}^2 \right) + E_{90.T15} \cdot d_3 \cdot z_{d3}^2 \right)$$

$$EI_B = (1.99 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

#### Total bøyestivhet

$$EI_{eff} := EI_A + EI_B = (2.055 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

#### Momentfordeling i hver bjelke

$$M = M_A + M_B$$

$$M_A := \frac{EI_A}{EI_{eff}} \cdot M = 2.118 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B := M - M_A = 65.006 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### Momentfordeling i hvert sjikt

$$M_{A1} := \frac{\left( \frac{b}{12} \cdot E_{0.T22} \cdot d_1^3 \right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.774 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A2} := \frac{\left( \frac{b}{12} \cdot E_{0.T22} \cdot d_2^3 \right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.278 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A3} := \frac{\left( \frac{b}{12} \cdot E_{90.T15} \cdot d_3^3 \right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.014 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A4} := M_{A2} = 0.278 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A5} := M_{A1} = 0.774 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Normalkraftfordeling i hvert sjikt

$$N_{B1} := \frac{\langle E_{0.T22} \cdot b \cdot d_1 \cdot z_{d1} \rangle}{EI_B} \cdot M_B = 355.394 \text{ kN}$$

$$N_{B2} := \frac{\langle E_{0.T22} \cdot b \cdot d_2 \cdot z_{d2} \rangle}{EI_B} \cdot M_B = 127.178 \text{ kN}$$

$$N_{B3} := \frac{\langle E_{90.T15} \cdot b \cdot d_3 \cdot z_{d3} \rangle}{EI_B} \cdot M_B = 0 \text{ kN} \quad (\text{Ligger i nøytralaksen})$$

$$N_{B4} := -N_{B2} = -127.178 \text{ kN}$$

$$N_{B5} := -N_{B1} = -355.394 \text{ kN}$$

### Spenningsfordeling i hvert sjikt pga. $M_{Ai}$

$$\sigma_{M1} := \frac{M_{A1}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_1^3\right)} \cdot \frac{d_1}{2} = 0.955 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M2} := \frac{M_{A2}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_2^3\right)} \cdot \frac{d_2}{2} = 0.679 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M3} := \frac{M_{A3}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_3^3\right)} \cdot \frac{d_3}{2} = 0.017 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M4} := \sigma_{M2} = 0.679 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M5} := \sigma_{M1} = 0.955 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

### Spenningsfordeling i hvert sjikt pga. $N_{Bi}$

$$\sigma_{N1} := \frac{N_{B1}}{b \cdot d_1} = 3.291 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N2} := \frac{N_{B2}}{b \cdot d_2} = 1.656 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N3} := \frac{N_{B3}}{b \cdot d_3} = 0 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N4} := -\sigma_{N2} = -1.656 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N5} := -\sigma_{N1} = -3.291 \frac{N}{mm^2}$$

**Total spenningsfordeling i hvert sjikt i elementet**

*Sjikt 1:*  $\sigma_{N1} + \sigma_{M1} = 4.246 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N1} - \sigma_{M1} = 2.335 \frac{N}{mm^2}$$

*Sjikt 2:*  $\sigma_{N2} + \sigma_{M2} = 2.335 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N2} - \sigma_{M2} = 0.977 \frac{N}{mm^2}$$

*Sjikt 3:*  $\sigma_{N3} + \sigma_{M3} = 0.017 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N3} - \sigma_{M3} = -0.017 \frac{N}{mm^2}$$

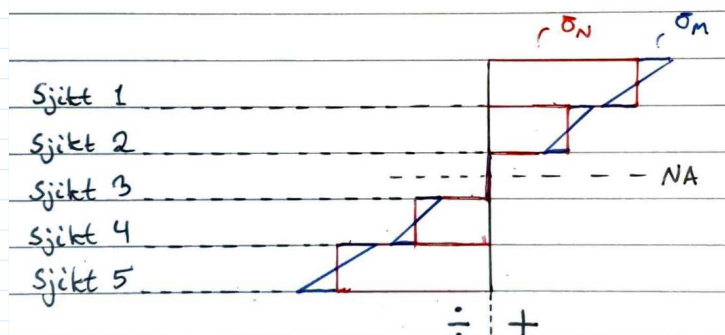
*Sjikt 4:*  $\sigma_{N4} + \sigma_{M4} = -0.977 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N4} - \sigma_{M4} = -2.335 \frac{N}{mm^2}$$

*Sjikt 5:*  $\sigma_{N5} + \sigma_{M5} = -2.335 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N5} - \sigma_{M5} = -4.246 \frac{N}{mm^2}$$

### Spenningsfordeling illustrert



### Kapasitetskontroll i bruddgrense

Partialfaktor for limtre,  $\gamma_M := 1.25$

(Tabell 2.3, EC5-1-1)

Fasthetsfaktor for konstruksjonstre,  $k_{mod} := 0.7$

(Tabell 3.1, EC5-1-1)

Velger ut ifra klimaklasse 1 (tørt inneklima)

Bøyefastheter

(Ramstad, 2022, s. 2)

$$f_{mk.T15} := 22.0 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md.T15} := \frac{(f_{mk.T15} \cdot k_{mod})}{\gamma_M} = 12.32 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{mk.T22} := 30.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md.T22} := \frac{(f_{mk.T22} \cdot k_{mod})}{\gamma_M} = 17.08 \frac{N}{mm^2}$$

Kontrollerer utnyttelse av sjikt 1

$$\frac{(\sigma_{N1} + \sigma_{M1})}{f_{md.T22}} = 0.249$$

if  $\frac{(\sigma_{N1} + \sigma_{M1})}{f_{md.T22}} < 1$  = "Kapasiteten er OK"  
 || "Kapasiteten er OK"  
 else  
 || "Ikke nok kapasitet"

Trenger kun å kontrollere den mest kritiske sjikten.

### Kapasitetskontroll i bruksgrense

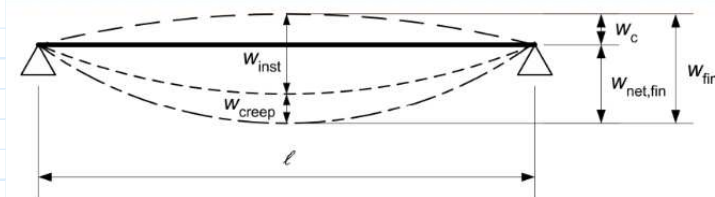
Deformasjonsfaktor for konstruksjonstre,  $k_{def} := 0.6$  (Tabell 3.2, EC5-1-1)

Velges ut ifra klimaklasse 1 (tørt inneklime)

Finner nedbøyningsgrense ut ifra Tabell 7.2 – Eksempler på grenseverdier for nedbøyninger av bjelker i EC5-1-1.

	$W_{inst}$	$W_{net,fin}$	$W_{fin}$
Bjelke på to opplegg	ℓ/300 til ℓ/500	ℓ/250 til ℓ/350	ℓ/150 til ℓ/300
Utkragede bjelker	ℓ/150 til ℓ/250	ℓ/125 til ℓ/175	ℓ/75 til ℓ/150

Figur 7.1 - Nedbøyningskomponenter i EC5-1-1, angir nedbøyningstilfeller.



For et fritt opplagt dekke vil nedbøyningstilfellet  $W_{net,fin} := \frac{L}{250} = 30.24 \text{ mm}$  være dimensjonerende.

### Umiddelbar nedbøyning

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_k + q_k) \cdot L^4}{EI_{eff}} = 14.404 \text{ mm} \quad (\text{Jevnt fordelt last})$$

$$w_{inst} := \delta$$

if $w_{inst} < \frac{L}{300}$	= "Kapasiteten er OK"
"Kapasiteten er OK"	
else	
"Ikke god nok kapasitet"	

*Endelig nedbøyning*

$$w_{fin} := \delta \cdot (1 + k_{def}) = 23.046 \text{ mm} \quad ((2.3), EC5-1-1)$$

if $w_{fin} < W_{net.fin}$	= "Kapasiteten er OK"
"Kapasiteten er OK"	
else	
"Ikke god nok kapasitet"	

#### **Konklusjon:**

Beregnet massivtredekke har god nok kapasitet iht. brudd- og bruksgrense.

### Kontroll av vibrasjon

Beregner maksimal nedbøyning ved en punktlast  $F := 1 \text{ kN}$  midt på dekke:

$$\Delta := \frac{F \cdot L^3}{48 \cdot EI_{eff}} = 0.438 \text{ mm}$$

if $\Delta < 1.3 \text{ mm}$	= "Nedbøyning er OK"
"Nedbøyning er OK"	
else	
"Nedbøyning er ikke OK"	

Beregner egenfrekvensverdi  $f_1$  fra ligning 7.5 i EC5-1-1:

$$\text{Masse per arealenhet, } m_a := \frac{g_k}{b \cdot g} = (9.173 \cdot 10^{-5}) \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

Definerer parametere for å få ubenevnte verdier:

$$l := L \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 7560 \quad EI := EI_{eff} \cdot \frac{1}{\text{N} \cdot \text{mm}^2} = 2.055 \cdot 10^{13}$$

$$m := m_a \cdot \frac{1}{\frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}} = 9.173 \cdot 10^{-5}$$

$$f_1 := \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} = 13.009$$

Det anbefales laveste egenfrekvensverdi større enn ca.  $12.5 \text{ Hz}$  iht. Hu (2007).  
Egenfrekvensverdi under  $8 \text{ Hz}$  frarådes (Homb, 2008).

Kontrollerer nedbøyning ved komfortkriterium [2.1]:

$$\Delta_{kontroll} := \Delta \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 0.438$$

$$\left( \frac{f_1}{18.7} \right)^{2.27} = 0.439$$



if $A_{kontroll} < \left( \frac{f_1}{18.7} \right)^{2.27}$    "Kriteriet er tilfredsstilt" else    "Kriteriet er ikke tilfredsstilt"	= "Kriteriet er tilfredsstilt"
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------

**Konklusjon:**

Beregnet massivtredekke tilfredsstiller kriterium for vibrasjon.

### Kontroll av brannbelastning (1/2)

I følgende dimensjonering av brannbelastning forutsettes det at bæreevnen skal opprettholdes i 90 minutter (R 90).

Redusert tverrsnitt pga. brann (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

Brannbelastning,  $t_{brann} := 90 \text{ min}$

Nominell forkullingshastighet,  $\beta_n := 0.7 \frac{\text{mm}}{\text{min}}$

Nominell forkullingsdybde,  $d_{nom} := t_{brann} \cdot \beta_n = 63 \text{ mm}$

Effektiv forkullingsdybde,  $d_{eff} := d_{nom} + 7 \text{ mm} = 70 \text{ mm}$

Resttverrsnitt:  $h_{brann} := t - d_{eff} = 130 \text{ mm}$

Nøytralakse for redusert tverrsnitt pga. brann

$$y_{d1} := h_{brann} - \frac{d_1}{2} \quad y_{d2} := h_{brann} - d_1 - \frac{d_2}{2} \quad y_{d3} := h_{brann} - d_1 - d_2 - \frac{d_3}{2}$$

$$d_{4.ny} := h_{brann} - d_1 - d_2 - d_3 = 8 \text{ mm} \quad y_{d4} := \frac{d_{4.ny}}{2}$$

$$y := \frac{(d_1 \cdot E_{0.T22} \cdot y_{d1}) + (d_2 \cdot E_{0.T22} \cdot y_{d2}) + (d_3 \cdot E_{90.T15} \cdot y_{d3}) + (d_{4.ny} \cdot E_{0.T22} \cdot y_{d4})}{(d_1 \cdot E_{0.T22}) + (d_2 \cdot E_{0.T22}) + (d_3 \cdot E_{90.T15}) + (d_{4.ny} \cdot E_{0.T22})}$$

$$y = 82.775 \text{ mm}$$

Effektiv bøyestivhet (Gagnon & Karacabeyli, 2019, s. 53 (chapter 8))

Bjelke A

$$EI_{A.y} := \frac{b}{12} \cdot (E_{0.T22} \cdot d_1^3 + E_{0.T22} \cdot d_2^3 + E_{90.T15} \cdot d_3^3 + E_{0.T22} \cdot d_{4.ny}^3)$$

$$EI_{A.y} = (3.276 \cdot 10^{11}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Beregner arm fra senter i hvert sjikt til nøytralakse

$$y_1 := h_{brann} - y - \frac{d_1}{2} = 24.725 \text{ mm} \quad y_2 := y - d_{4.ny} - d_3 - \frac{d_2}{2} = 13.775 \text{ mm}$$

$$y_3 := y - d_{4.ny} - \frac{d_3}{2} = 52.275 \text{ mm}$$

$$y_4 := y - \frac{d_{4.ny}}{2} = 78.775 \text{ mm}$$

Bjelke B

$$EI_{b,y} := b \cdot (E_{0.T22} \cdot d_1 \cdot y_1^2 + E_{0.T22} \cdot d_2 \cdot y_2^2 + E_{90.T15} \cdot d_3 \cdot y_3^2 + E_{0.T22} \cdot d_{4.ny} \cdot y_4^2)$$

$$EI_{b,y} = (2.665 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Total effektiv bøyestivhet for redusert tverrsnitt pga. brann

$$EI_{eff,y} := EI_{A,y} + EI_{b,y} = (2.992 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv første arealmoment (Gagnon & Karacabeyli, 2019, s. 54 (chapter 8))

Antar konservativt at yttersjikt med langsgående fasthetsklasse T22 bidrar mest for kapasiteten av det reduserte tverrsnittet pga. brann.

$$S_{eff,y} := \frac{EI_{eff,y} \cdot \frac{1}{\text{mm}}}{E_{0.T22}} \cdot \frac{1}{y} = (2.781 \cdot 10^9) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Effektiv første arealmoment for elementbredde  $b = 2.4 \text{ m}$ :

$$S_{eff} := S_{eff,y} \cdot b = (6.674 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Beregner momentkapasitet

Antar fortsatt at yttersjikt med langsgående fasthetsklasse T22 bidrar mest for kapasiteten av det reduserte tverrsnittet pga. brann.

$$M_{R,y,d} := f_{mk.T22} \cdot S_{eff} = 203541.884 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Last ved brannbelastning (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

$$\text{Beregner en multiplikasjonsfaktor ved brannbelastning: } \gamma_{brann} := \frac{h_{brann}}{t} = 0.65$$

$$\text{Dimensjonerende last ved brannbelastning: } q_{brann} := q \cdot \gamma_{brann} = 6.107 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende momentbelastning (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

Bøyemomentet vil være dimensjonerende pga.  $\frac{L}{t} > 25$ . Dette blir sjekket.

$$M_{y,d} := \frac{q_{brann} \cdot L^2}{8} = 43.631 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

if $M_{y,d} < M_{R,y,d}$	= "God nok kapasitet"
"God nok kapasitet"	
else	
"Ikke god nok kapasitet"	

*Sjekker umiddelbar nedbøyning ved jevnt for delt last pga. brannbelastning*

$$\delta_{brann} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{brann} \cdot L^4}{EI_{eff,y}} = 86.812 \text{ mm}$$

if $\delta_{brann} < \frac{L}{300}$	= "Nedbøyning er ikke OK"
"Nedbøyning er OK"	
else if $\delta_{brann} < \frac{L}{250}$	
"Nedbøyning er OK"	
else	= "Nedbøyning er ikke OK"
"Nedbøyning er ikke OK"	

### Konklusjon:

Beregnet massivtredekke klarer ikke å opprettholde god nok bæreevne ved 90 minutter brannbelastning (R 90) for umiddelbar nedbøyning.

### Kontroll av brannbelastning (2/2)

Høy nedbøyning ved brannbelastning i 90 minutter (R 90). I følgende dimensjonering av brannbelastning forutsettes det at bæreevnen skal opprettholdes i 60 minutter (R 60).

Redusert tverrsnitt pga. brann (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

Brannbelastning,  $t_{brann} := 60 \text{ min}$

Nominell forkullingshastighet,  $\beta_n := 0.7 \frac{\text{mm}}{\text{min}}$

Nominell forkullingsdybde,  $d_{nom} := t_{brann} \cdot \beta_n = 42 \text{ mm}$

Effektiv forkullingsdybde,  $d_{eff} := d_{nom} + 7 \text{ mm} = 49 \text{ mm}$

Resttverrsnitt:  $h_{brann} := t - d_{eff} = 151 \text{ mm}$

Nøytralakse for redusert tverrsnitt pga. brann

$$y_{d1} := h_{brann} - \frac{d_1}{2} \quad y_{d2} := h_{brann} - d_1 - \frac{d_2}{2} \quad y_{d3} := h_{brann} - d_1 - d_2 - \frac{d_3}{2}$$

$$d_{4.ny} := h_{brann} - d_1 - d_2 - d_3 = 29 \text{ mm} \quad y_{d4} := \frac{d_{4.ny}}{2}$$

$$y := \frac{(d_1 \cdot E_{0.T22} \cdot y_{d1}) + (d_2 \cdot E_{0.T22} \cdot y_{d2}) + (d_3 \cdot E_{90.T15} \cdot y_{d3}) + (d_{4.ny} \cdot E_{0.T22} \cdot y_{d4})}{(d_1 \cdot E_{0.T22}) + (d_2 \cdot E_{0.T22}) + (d_3 \cdot E_{90.T15}) + (d_{4.ny} \cdot E_{0.T22})}$$

$$y = 85.434 \text{ mm}$$

Effektiv bøyestivhet (Gagnon & Karacabeyli, 2019, s. 53 (chapter 8))

Bjelke A

$$EI_{A.y} := \frac{b}{12} \cdot (E_{0.T22} \cdot d_1^3 + E_{0.T22} \cdot d_2^3 + E_{90.T15} \cdot d_3^3 + E_{0.T22} \cdot d_{4.ny}^3)$$

$$EI_{A.y} = (3.897 \cdot 10^{11}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Beregner arm fra senter i hvert sjikt til nøytralakse

$$y_1 := h_{brann} - y - \frac{d_1}{2} = 43.066 \text{ mm} \quad y_2 := h_{brann} - y - d_1 - \frac{d_2}{2} = 4.566 \text{ mm}$$

$$y_3 := y - d_{4.ny} - \frac{d_3}{2} = 33.934 \text{ mm}$$

$$y_4 := y - \frac{d_{4.ny}}{2} = 70.934 \text{ mm}$$

Bjelke B

$$EI_{b,y} := b \cdot (E_{0.T22} \cdot d_1 \cdot y_1^2 + E_{0.T22} \cdot d_2 \cdot y_2^2 + E_{90.T15} \cdot d_3 \cdot y_3^2 + E_{0.T22} \cdot d_{4.ny} \cdot y_4^2)$$

$$EI_{b,y} = (7.206 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Total effektiv bøyestivhet for redusert tverrsnitt pga. brann

$$EI_{eff,y} := EI_{A,y} + EI_{b,y} = (7.596 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv første arealmoment (Gagnon & Karacabeyli, 2019, s. 54 (chapter 8))

Antar konservativt at yttersjikt med langsgående fasthetsklasse T22 bidrar mest for kapasiteten av det reduserte tverrsnittet pga. brann.

$$S_{eff,y} := \frac{EI_{eff,y} \cdot \frac{1}{\text{mm}}}{E_{0.T22}} \cdot \frac{1}{y} = (6.839 \cdot 10^9) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Effektiv første arealmoment for elementbredde  $b = 2.4 \text{ m}$ :

$$S_{eff} := S_{eff,y} \cdot b = (1.641 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

Beregner momentkapasitet

Antar fortsatt at yttersjikt med langsgående fasthetsklasse T22 bidrar mest for kapasiteten av det reduserte tverrsnittet pga. brann.

$$M_{R,y,d} := f_{mk.T22} \cdot S_{eff} = 500619.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Last ved brannbelastning (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

$$\text{Beregner en multiplikasjonsfaktor ved brannbelastning: } \gamma_{brann} := \frac{h_{brann}}{t} = 0.755$$

$$\text{Dimensjonerende last ved brannbelastning: } q_{brann} := q \cdot \gamma_{brann} = 7.094 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende momentbelastning (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

Bøyemomentet vil være dimensjonerende pga.  $\frac{L}{t} > 25$ . Dette blir sjekket.

$$M_{y,d} := \frac{q_{brann} \cdot L^2}{8} = 50.679 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

if $M_{y,d} < M_{R,y,d}$	= "God nok kapasitet"
"God nok kapasitet"	
else	
"Ikke god nok kapasitet"	

*Sjekker umiddelbar nedbøyning ved jevnt for delt last pga. brannbelastning*

$$\delta_{brann} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{brann} \cdot L^4}{EI_{eff,y}} = 39.722 \text{ mm}$$

if $\delta_{brann} < \frac{L}{300}$	= "Nedbøyning er ikke OK"
"Nedbøyning er OK"	
else if $\delta_{brann} < \frac{L}{250}$	
"Nedbøyning er OK"	
else	= "Nedbøyning er ikke OK"
"Nedbøyning er ikke OK"	

### Konklusjon:

Beregnet massivtredekke klarer heller ikke å opprettholde god nok bæreevne ved 60 minutter brannbelastning (R 60) for umiddelbar nedbøyning.

### C.3 7-sjikt med standard elementbredde

#### C.3 7-SJIKT MED STANDARD ELEMENTBREDDE

##### Henviser til:

NS-EN 1991-1-1, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger

NS-EN 1995-1-1, Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

Norsk Treteknisk Institutt. (2006a). *Treteknisk håndbok - bygge med massivtreelementer. Hefte 3 - Dimensjonering*. <https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-3-Dimensjonering.pdf>

Larsen, P.K. (2021). *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystem* (2. utg.). Fagbokforlaget

Ramstad, T. (2022). *Teknisk godkjenning*. (Nr. 20712). SINTEF. <https://splitkon.no/wp-content/uploads/2022/02/20712g.pdf>

Homb, A. (2008). *Vibrasjonsegenskaper til dekker av massivtre*. SINTEF Byggforsk. [https://www.sintefbok.no/book/download/78/vinfopubutgivelseprosjektrapportsintef\\_byggforsk\\_prosjektrapportersb\\_prrapp\\_24nettsb\\_prrapp24pdf](https://www.sintefbok.no/book/download/78/vinfopubutgivelseprosjektrapportsintef_byggforsk_prosjektrapportersb_prrapp_24nettsb_prrapp24pdf)

Norsk Treteknisk Institutt. (2006b). *Treteknisk håndbok - bygge med massivtreelementer. Hefte 4 - Brann*. <https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-4-Brann.pdf>

Gagnon, S & Karacabeyli, E. (2019). *Canadian CLT. Handbook*. FPInnovations. <https://web.fpinnovations.ca/wp-content/uploads/clt-handbook-complete-version-en-low.pdf>

##### Konstanter:

- Bredder,  $b := 1200 \text{ mm}$  (Per element)

- Nyttelast,  $q_k := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  (Jevnt fordelt per element)

- Lastfaktor,  $\gamma := 1.35$  (Nyttelast og egenlast)

- Benytter *skjæranalogimetoden* (Schubanalogieverfahren av Heinrich Kreuzinger)

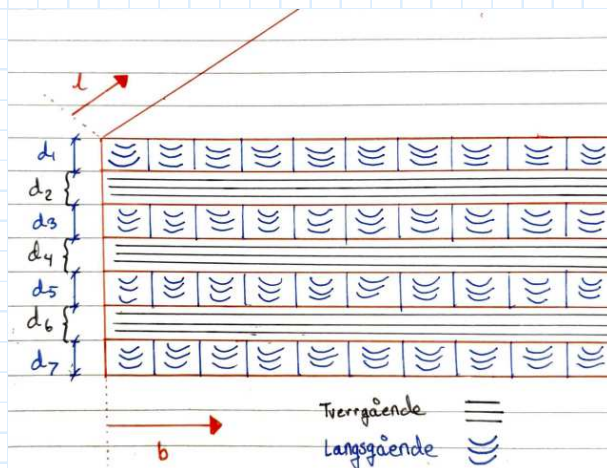
Denne metoden gir en presis beregning av krysslågte massivtreelementer og gir gode resultater for store spenn med størrelsesforhold  $> 25$ .

##### Parametere:

- Spennvidde (C-C),  $L := 7600 \text{ mm}$
- Elementtykkelse,  $t := 300 \text{ mm}$
- 7-sjikt
- Fasthetsklasse T22 i yttersjikt og fasthetsklasse T15 i innersjikt



if  $\frac{L}{t} < 25$  = "Bøyedeformasjon er dominerende"  
 || "Skjærdeformasjoner er dominerende"  
 else  
 || "Bøyedeformasjon er dominerende"



$d_1 := 45 \text{ mm}$  (Yttersjikt)

$d_2 := 40 \text{ mm}$  (Innersjikt)

$d_3 := 45 \text{ mm}$  (Innersjikt)

$d_4 := 40 \text{ mm}$  (Innersjikt)

$d_5 := d_3 = 45 \text{ mm}$  (Innersjikt)

$d_6 := d_2 = 40 \text{ mm}$  (Innersjikt)

$d_7 := d_1 = 45 \text{ mm}$  (Yttersjikt)

**E-modul** (Ramstad, 2022, s. 2)

$E_{0.T15} := 11500 \frac{N}{mm^2}$  (Langsgående)

$E_{90.T15} := 230 \frac{N}{mm^2}$  (Tverrgående)

$E_{0.T22} := 13000 \frac{N}{mm^2}$  (Langsgående)

$$E_{90.T22} := 430 \frac{N}{mm^2}$$

(Tverrgående)

### Egenlast

(Ramstad, 2022, s. 2)

Tyngdetettheten for fasthetsklassene er beregnet ut ifra midlere densitet,  $\rho_m$ , gitt i tabell 2 i teknisk godkjenning multiplisert med tyngdeakselerasjon,  $g := 9.81 \frac{m}{s^2}$ .

$$\rho_{m.T15} := 430 \frac{kg}{m^3}$$

$$\rho_{m.T22} := 470 \frac{kg}{m^3}$$

$$g_k := (2 \cdot \rho_{m.T22} \cdot g \cdot b \cdot d_1) + (2 \cdot \rho_{m.T15} \cdot g \cdot b \cdot d_2) + (3 \cdot \rho_{m.T15} \cdot g \cdot b \cdot d_3) = 1.586 \frac{kN}{m}$$

### Dimensjonerende bruddlast

$$q := (g_k + q_k) \cdot \gamma = 5.381 \frac{kN}{m}$$

### Maksimalt bøyemoment

Opptrer midt på elementet ved jevnt fordelt last.

$$M := \frac{q \cdot L^2}{8} = 38.854 \text{ kN} \cdot m$$

### Skjæranalogimetoden

Ser på to virtuelle bjelker, *bjelke A* og *bjelke B*. Bjelkene er forbundet med uendelige, stive staver. Deformasjon og nedbøyning pga. ytre laster er lik for begge bjelker.

Bjelke A -> Ikke statisk samvirke mellom de ulike sjiktene og den har uendelig stor skjærstivhet.

Bjelke B -> Antar samvirke mellom de ulike sjiktene og bidrag til skjærstivhet.

### Beregner bøyestivheter

*Bjelke A*

$$EI_A := \frac{b}{12} \cdot \left( (2 \cdot E_{0.T22} \cdot d_1^3) + (2 \cdot E_{90.T15} \cdot d_2^3) + (2 \cdot E_{0.T15} \cdot d_3^3) + (E_{90.T15} \cdot d_4^3) \right)$$

$$EI_A = (4.509 \cdot 10^{11}) \text{ N} \cdot mm^2$$

### Bjelke B

$z_i$  = avstanden fra tyngdepunktet i hvert sjikt til nøytralakse i elementtverrsnitt  
( $\frac{t}{2} = 150 \text{ mm}$ )

Velger positiv akse fra tyngdepunktet og oppover.

$$z_{d1} := \frac{t}{2} - \frac{d_1}{2} = 127.5 \text{ mm}$$

$$z_{d2} := \frac{t}{2} - \left( d_1 + \frac{d_2}{2} \right) = 85 \text{ mm}$$

$$z_{d3} := \frac{t}{2} - \left( d_1 + d_2 + \frac{d_3}{2} \right) = 42.5 \text{ mm}$$

$$z_{d4} := \frac{t}{2} - \left( d_1 + d_2 + d_3 + \frac{d_4}{2} \right) = 0 \text{ mm}$$

$$EI_B := b \cdot \left( \left( 2 \cdot E_{0.T22} \cdot d_1 \cdot z_{d1}^2 \right) + \left( 2 \cdot E_{90.T15} \cdot d_2 \cdot z_{d2}^2 \right) + \left( 2 \cdot E_{0.T15} \cdot d_3 \cdot z_{d3}^2 \right) \right)$$

$$EI_B = (2.523 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

### Total bøyestivhet

$$EI_{eff} := EI_A + EI_B = (2.568 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

### Momentfordeling i hver bjelke

$$M = M_A + M_B$$

$$M_A := \frac{EI_A}{EI_{eff}} \cdot M = 0.682 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B := M - M_A = 38.172 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Momentfordeling i hvert sjikt

$$M_{A1} := \left( \frac{b}{12} \cdot E_{0.T22} \cdot d_1^3 \right) \cdot \frac{M_A}{EI_A} = 0.179 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A2} := \frac{\left(\frac{b}{12} \cdot E_{90.T15} \cdot d_2^3\right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.002 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A3} := \frac{\left(\frac{b}{12} \cdot E_{0.T15} \cdot d_3^3\right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.159 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A4} := \frac{\left(\frac{b}{12} \cdot E_{90.T15} \cdot d_4^3\right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.002 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A5} := M_{A3} = 0.159 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A6} := M_{A2} = 0.002 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A7} := M_{A1} = 0.179 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### Normalkraftfordeling i hvert sjikt

$$N_{B1} := \frac{(E_{0.T22} \cdot b \cdot d_1 \cdot z_{d1})}{EI_B} \cdot M_B = 135.435 \text{ kN}$$

$$N_{B2} := \frac{(E_{90.T15} \cdot b \cdot d_2 \cdot z_{d2})}{EI_B} \cdot M_B = 1.42 \text{ kN}$$

$$N_{B3} := \frac{(E_{0.T15} \cdot b \cdot d_3 \cdot z_{d3})}{EI_B} \cdot M_B = 39.936 \text{ kN}$$

$$N_{B4} := \frac{(E_{90.T15} \cdot b \cdot d_4 \cdot z_{d4})}{EI_B} \cdot M_B = 0 \text{ kN} \quad (\text{Ligger i nøytralaksen})$$

$$N_{B5} := -N_{B3} = -39.936 \text{ kN}$$

$$N_{B6} := -N_{B2} = -1.42 \text{ kN}$$

$$N_{B7} := -N_{B1} = -135.435 \text{ kN}$$

#### Spenningsfordeling i hvert sjikt pga. $M_{Ai}$

$$\sigma_{M1} := \frac{M_{A1}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_1^3\right)} \cdot \frac{d_1}{2} = 0.443 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M2} := \frac{M_{A2}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_2^3\right)} \cdot \frac{d_2}{2} = 0.007 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M3} := \frac{M_{A3}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_3^3\right)} \cdot \frac{d_3}{2} = 0.392 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M4} := \frac{M_{A4}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_4^3\right)} \cdot \frac{d_4}{2} = 0.007 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M5} := \sigma_{M3} = 0.392 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M6} := \sigma_{M2} = 0.007 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M7} := \sigma_{M1} = 0.443 \frac{N}{mm^2}$$

**Spenningsfordeling i hvert sjikt pga.  $N_{Bi}$**

$$\sigma_{N1} := \frac{N_{B1}}{b \cdot d_1} = 2.508 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N2} := \frac{N_{B2}}{b \cdot d_2} = 0.03 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N3} := \frac{N_{B3}}{b \cdot d_3} = 0.74 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N4} := \frac{N_{B4}}{b \cdot d_4} = 0 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N5} := -\sigma_{N3} = -0.74 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N6} := -\sigma_{N2} = -0.03 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N7} := -\sigma_{N1} = -2.508 \frac{N}{mm^2}$$

**Total spenningsfordeling i hvert sjikt i elementet**

Sjikt 1:

$$\sigma_{N1} + \sigma_{M1} = 2.951 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N1} - \sigma_{M1} = 2.065 \frac{N}{mm^2}$$

Sjikt 2:

$$\sigma_{N2} + \sigma_{M2} = 0.037 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N2} - \sigma_{M2} = 0.023 \frac{N}{mm^2}$$

Sjikt 3:

$$\sigma_{N3} + \sigma_{M3} = 1.131 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N3} - \sigma_{M3} = 0.348 \frac{N}{mm^2}$$

Sjikt 4:

$$\sigma_{N4} + \sigma_{M4} = 0.007 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N4} - \sigma_{M4} = -0.007 \frac{N}{mm^2}$$

Sjikt 5:

$$\sigma_{N5} + \sigma_{M5} = -0.348 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N5} - \sigma_{M5} = -1.131 \frac{N}{mm^2}$$

Sjikt 6:

$$\sigma_{N6} + \sigma_{M6} = -0.023 \frac{N}{mm^2}$$

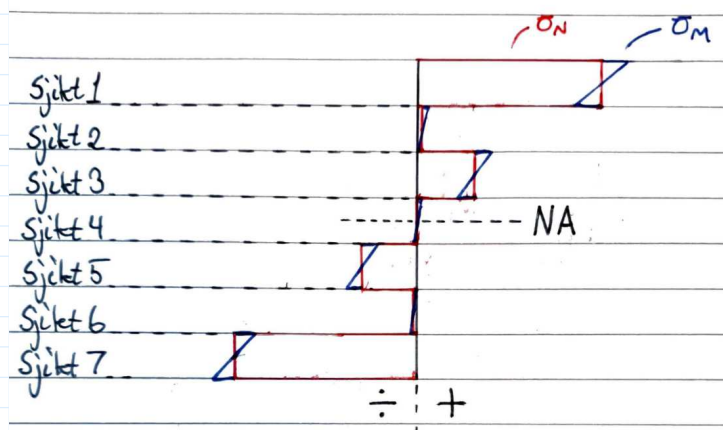
$$\sigma_{N6} - \sigma_{M6} = -0.037 \frac{N}{mm^2}$$

Sjikt 7:

$$\sigma_{N7} + \sigma_{M7} = -2.065 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N7} - \sigma_{M7} = -2.951 \frac{N}{mm^2}$$

### Spenningsfordeling illustrert



### Kapasitetskontroll i bruddgrense

Partialfaktor for limtre,  $\gamma_M := 1.25$

(Tabell 2.3, EC5-1-1)

Fasthetsfaktor for konstruksjonstre,  $k_{mod} := 0.7$

(Tabell 3.1, EC5-1-1)

Velger ut ifra klimaklasse 1 (tørt inneklima)

Bøyefastheter

(Ramstad, 2022, s. 2)

$$f_{mk.T15} := 22.0 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md.T15} := \frac{(f_{mk.T15} \cdot k_{mod})}{\gamma_M} = 12.32 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{mk.T22} := 30.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md.T22} := \frac{(f_{mk.T22} \cdot k_{mod})}{\gamma_M} = 17.08 \frac{N}{mm^2}$$

Kontrollerer utnyttelse av sjikt 1

$$\frac{(\sigma_{N1} + \sigma_{M1})}{f_{md.T22}} = 0.173$$

if  $\frac{(\sigma_{N1} + \sigma_{M1})}{f_{md.T22}} < 1$  = "Kapasiteten er OK"  
 || "Kapasiteten er OK"  
 else  
 || "Ikke nok kapasitet"

Trenger kun å kontrollere den mest kritiske sjikten.

### Kapasitetskontroll i bruksgrense

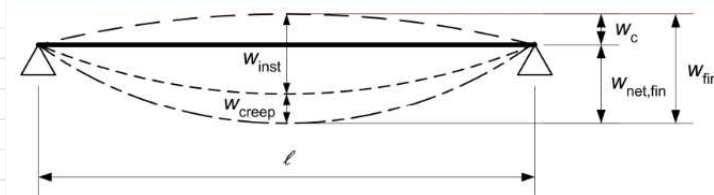
Deformasjonsfaktor for konstruksjonstre,  $k_{def} := 0.6$  (Tabell 3.2, EC5-1-1)

Velges ut ifra klimaklasse 1 (tørt inneklima)

Finner nedbøyningsgrense ut ifra Tabell 7.2 – Eksempler på grenseverdier for nedbøyninger av bjelker i EC5-1-1.

	$W_{inst}$	$W_{net,fin}$	$W_{fin}$
Bjelke på to opplegg	ℓ/300 til ℓ/500	ℓ/250 til ℓ/350	ℓ/150 til ℓ/300
Utkragede bjelker	ℓ/150 til ℓ/250	ℓ/125 til ℓ/175	ℓ/75 til ℓ/150

Figur 7.1 - Nedbøyningskomponenter i EC5-1-1, angir nedbøyningstilfeller.



For et fritt opplagt dekke vil nedbøyningstilfellet  $W_{net,fin} := \frac{L}{250} = 30.4 \text{ mm}$  være dimensjonerende.

### Umiddelbar nedbøyning

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_k + q_k) \cdot L^4}{EI_{eff}} = 6.744 \text{ mm} \quad (\text{Jevnt fordelt last})$$



$$w_{inst} := \delta$$

if $w_{inst} < \frac{L}{300}$	= "Kapasiteten er OK"
"Kapasiteten er OK"	
else	
"Ikke god nok kapasitet"	

*Endelig nedbøyning*

$$w_{fin} := \delta \cdot (1 + k_{def}) = 10.79 \text{ mm} \quad ((2.3), EC5-1-1)$$

if $w_{fin} < W_{net,fin}$	= "Kapasiteten er OK"
"Kapasiteten er OK"	
else	
"Ikke god nok kapasitet"	

### Konklusjon:

Beregnet massivtredekke har god nok kapasitet iht. brudd- og bruksgrense.

### Kontroll av vibrasjon

Beregner maksimal nedbøyning ved en punktlast  $F := 1 \text{ kN}$  midt på dekke:

$$\Delta := \frac{F \cdot L^3}{48 \cdot EI_{eff}} = 0.356 \text{ mm}$$

if $\Delta < 1.3 \text{ mm}$	= "Nedbøyning er OK"
"Nedbøyning er OK"	
else	
"Nedbøyning er ikke OK"	

Beregner egenfrekvensverdi  $f_1$  fra ligning 7.5 i EC5-1-1:

$$\text{Masse per arealenhet, } m_a := \frac{g_k}{b \cdot g} = (1.348 \cdot 10^{-4}) \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

Definerer parametere for å få ubenevnte verdier:

$$l := L \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 7600 \quad EI := EI_{eff} \cdot \frac{1}{\text{N} \cdot \text{mm}^2} = 2.568 \cdot 10^{13}$$

$$m := m_a \cdot \frac{1}{\frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}} = 1.348 \cdot 10^{-4}$$

$$f_1 := \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} = 11.871$$

Det anbefales laveste egenfrekvensverdi større enn ca.  $12.5 \text{ Hz}$  iht. Hu (2007).  
Egenfrekvensverdi under  $8 \text{ Hz}$  frarådes (Homb, 2008).

Kontrollerer nedbøyning ved kriterium [2.1]:

$$\Delta_{kontroll} := \Delta \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 0.356$$

$$\left( \frac{f_1}{18.7} \right)^{2.27} = 0.356$$

```

if  $\Lambda_{kontroll} < \left( \frac{f_1}{18.7} \right)^{2.27}$            = "Kriteriet er tilfredsstilt"
|| "Kriteriet er tilfredsstilt"
else
|| "Kriteriet er ikke tilfredsstilt"

```

**Konklusjon:**

Beregnet massivtredekke tilfredsstillir kriterium for vibrasjon.

### Kontroll av brannbelastning

I følgende dimensjonering av brannbelastning forutsettes det at bæreevnen skal opprettholdes i 90 minutter (R 90).

*Redusert tverrsnitt pga. brann* (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

Brannbelastning,  $t_{brann} := 90 \text{ min}$

Nominell forkullingshastighet,  $\beta_n := 0.7 \frac{\text{mm}}{\text{min}}$

Nominell forkullingsdybde,  $d_{nom} := t_{brann} \cdot \beta_n = 63 \text{ mm}$

Effektiv forkullingsdybde,  $d_{eff} := d_{nom} + 7 \text{ mm} = 70 \text{ mm}$

**Resttverrsnitt:**  $h_{brann} := t - d_{eff} = 230 \text{ mm}$

*Nøytralakse for redusert tverrsnitt pga. brann*

$$y_{d1} := h_{brann} - \frac{d_1}{2} \quad y_{d2} := h_{brann} - d_1 - \frac{d_2}{2} \quad y_{d3} := h_{brann} - d_1 - d_2 - \frac{d_3}{2}$$

$$y_{d4} := h_{brann} - d_1 - d_2 - d_3 - \frac{d_4}{2}$$

$$y_{d5} := h_{brann} - d_1 - d_2 - d_3 - d_4 - \frac{d_5}{2}$$

$$d_{6.ny} := h_{brann} - d_1 - d_2 - d_3 - d_4 - d_5 = 15 \text{ mm} \quad y_{d6} := \frac{d_{6.ny}}{2} = 7.5 \text{ mm}$$

$$y := \frac{(d_1 \cdot E_{0.T22} \cdot y_{d1}) + (d_2 \cdot E_{90.T15} \cdot y_{d2}) + (d_3 \cdot E_{0.T15} \cdot y_{d3}) + (d_4 \cdot E_{90.T15} \cdot y_{d4}) + (d_5 \cdot E_{0.T15} \cdot y_{d5}) + (d_{6.ny} \cdot E_{90.T15} \cdot y_{d6})}{(d_1 \cdot E_{0.T22}) + (d_2 \cdot E_{90.T15}) + (d_3 \cdot E_{0.T15}) + (d_4 \cdot E_{90.T15}) + (d_5 \cdot E_{0.T15}) + (d_{6.ny} \cdot E_{90.T15})}$$

$$y = 124.44 \text{ mm}$$

*Effektiv bøyestivhet* (Gagnon & Karacabeyli, 2019, s. 53 (chapter 8))

*Bjelke A*

$$EI_{A,y} := \frac{b}{12} \cdot (E_{0.T22} \cdot d_1^3 + E_{90.T15} \cdot d_2^3 + E_{0.T15} \cdot d_3^3 + E_{90.T15} \cdot d_4^3 + E_{0.T15} \cdot d_5^3 + E_{90.T15} \cdot d_{6.ny}^3)$$

$$EI_{A,y} = (3.325 \cdot 10^{11}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Beregner arm fra senter i hvert sjikt til nøytralakse

$$y_1 := h_{brann} - y - \frac{d_1}{2} = 83.06 \text{ mm}$$

$$y_2 := h_{brann} - y - d_1 - \frac{d_2}{2} = 40.56 \text{ mm}$$

$$y_3 := y - d_{6.ny} - d_5 - d_4 - \frac{d_3}{2} = 1.94 \text{ mm}$$

$$y_4 := y - d_{6.ny} - d_5 - \frac{d_4}{2} = 44.44 \text{ mm}$$

$$y_5 := y - d_{6.ny} - \frac{d_5}{2} = 86.94 \text{ mm}$$

$$y_6 := y - \frac{d_{6.ny}}{2} = 116.94 \text{ mm}$$

Bjelke B

$$EI_{b,y} := b \cdot (E_{0.T22} \cdot d_1 \cdot y_1^2 + E_{90.T15} \cdot d_2 \cdot y_2^2 + E_{0.T15} \cdot d_3 \cdot y_3^2 + E_{90.T15} \cdot d_4 \cdot y_4^2 + E_{0.T15} \cdot d_5 \cdot y_5^2 + E_{90.T15} \cdot d_{6.ny} \cdot y_6^2)$$

$$EI_{b,y} = (9.636 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Total effektiv bøyestivhet for redusert tverrsnitt pga. brann

$$EI_{eff,y} := EI_{A,y} + EI_{b,y} = (9.968 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv første arealmoment (Gagnon & Karacabeyli, 2019, s. 54 (chapter 8))

Antar konservativt at yttersjikt med langsgående fasthetsklasse T22 bidrar mest for kapasiteten av det reduserte tverrsnittet pga. brann.

$$S_{eff,y} := \frac{EI_{eff,y} \cdot \frac{1}{\text{mm}}}{E_{0.T22}} \cdot \frac{1}{y} = (6.162 \cdot 10^9) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Effektiv første arealmoment for elementbredde  $b = 1.2 \text{ m}$ :

$$S_{eff} := S_{eff,y} \cdot b = (7.394 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Beregner momentkapasitet

Antar fortsatt at yttersjikt med langsgående fasthetsklasse T22 bidrar mest for kapasiteten av det reduserte tverrsnittet pga. brann.

$$M_{R,y,d} := f_{mk.T22} \cdot S_{eff} = 225528.481 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Last ved brannbelastning

(Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

$$\text{Beregner en multiplikasjonsfaktor ved brannbelastning: } \gamma_{brann} := \frac{h_{brann}}{t} = 0.767$$

Dimensjonerende last ved brannbelastning:  $q_{brann} := q \cdot \gamma_{brann} = 4.126 \frac{kN}{m}$

*Dimensjonerende momentbelastning* (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

Bøyemomentet vil være dimensjonerende pga.  $\frac{L}{t} > 25$ . Dette blir sjekket.

$$M_{y,d} := \frac{q_{brann} \cdot L^2}{8} = 29.788 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

if $M_{y,d} < M_{R,y,d}$		= “God nok kapasitet”
“God nok kapasitet”		
else		
“Ikke god nok kapasitet”		

*Sjekker umiddelbar nedbøyning ved jevnt for delt last pga. brannbelastning*

$$\delta_{brann} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{brann} \cdot L^4}{EI_{eff,y}} = 17.98 \text{ mm}$$

if $\delta_{brann} < \frac{L}{300}$		= “Nedbøyning er OK”
“Nedbøyning er OK”		
else if $\delta_{brann} < \frac{L}{250}$		
“Nedbøyning er OK”		
else		= “Nedbøyning er ikke OK”
“Nedbøyning er ikke OK”		

#### Konklusjon:

Beregnet massivtredekke klarer å opprettholde god nok bæreevne ved 90 minutter brannbelastning (R 90).

## D Betongdekker (kun lengste spennvidde)

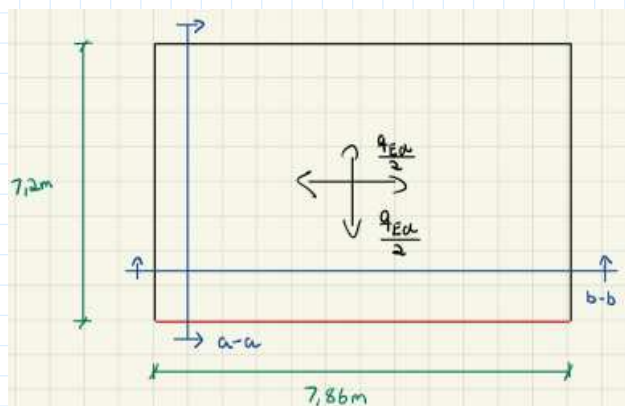
### D.1 Spennarmerte betongdekker

D.1 SPENNARMERT BETONGDEKKE	
<b>Henviser til:</b>	
NS-EN 1991-1-1, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger	
NS-EN 1992-1-1, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	
Sørensen, S.I. (2020). <i>Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2</i> . (2. utg.). Fagbokforlaget	
<b>Antagelser:</b>	
BETONG	
<ul style="list-style-type: none"><li>Betongklasse B35: Karakteristisk fasthet, <math>f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}</math> (Tabell 3.1, EC2-1-1)</li><li><math>f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}</math> (Tabell 3.1, EC2-1-1)</li><li><math>f_{cm} := f_{ck} + 8 \frac{N}{mm^2} = 43 \frac{N}{mm^2}</math> (Tabell 3.1, EC2-1-1)</li><li><math>E_{cm} := 34 \cdot 10^3 \frac{N}{mm^2}</math> (Tabell 3.1, EC2-1-1)</li><li>Materialfaktor (vedvarende og forbigående), <math>\gamma_c := 1.5</math> (Tabell 2.1N, EC2-1-1)</li><li>Dimensjonerende fasthet, <math>f_{cd} := 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.833 \frac{N}{mm^2}</math></li><li>Tyngdetetthet normalbetong, <math>\gamma := 24 \frac{kN}{m^3} + 1 \frac{kN}{m^3} = 25 \frac{kN}{m^3}</math> (Tabell A.1, EC1-1-1)</li><li>Spennvidde, <math>L := 7860 \text{ mm}</math></li><li>Bredde, <math>b := 1000 \text{ mm}</math> (Per element)</li><li>Egenvekt, <math>g_{k,c} := \frac{\gamma}{9.81 \frac{m}{s^2}} = (2.548 \cdot 10^3) \frac{kg}{m^3}</math></li><li>Lastfaktor, <math>\gamma_{lf} := 1.35</math> (Nyttelast og egenlast)</li><li>Tverrsnittshøyde, <math>h := 200 \text{ mm}</math></li><li>Eksponeringsklasse: (Tabell 4.1, EC2-1-1) Velger eksponeringsklasse X0 pga. betongdekke ligger inne i oppvarmede og tørt rom</li><li>Konstruksjonsklasse S4 (anbefalt verdi for brukstid på 50 år) (4.4.1.2(5), EC2-1-1)</li><li>Egenlast påføres 3 dager etter støp</li><li>Nyttelast påføres 28 dager etter støp</li></ul>	

## SPENNARMERING

- Elastisitetsmodul stål,  $E_s := 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$
- Kamstålqualität B500NC,  $f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$
- Materialfaktor,  $\gamma_{m1} := 1.15$
- Dimensjonerende flytespenning,  $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{m1}} = 434.783 \frac{N}{mm^2}$
- Diameter, velger  $\phi := 11.3 \text{ mm}$
- Materialfaktor (vedvarende og forbigående),  $\gamma_s := 1.15$  (Tabell 2.1N, EC2-1-1)
- Areal per tau,  $A_{p,tau} := 100 \text{ mm}^2$
- Antall spenntau,  $n_{tau} := 4$
- Prøver med total spennarmeringsareal,  $A_p := 100 \text{ mm}^2 \cdot n_{tau} = 400 \text{ mm}^2$
- Oppspenningskraft per tau,  $P_{jekk,tau} := 120 \text{ kN}$
- Total oppspenningskraft,  $P_{jekk} := 120 \text{ kN} \cdot n_{tau} = 480 \text{ kN}$
- Spenntau,  $E_p := 1.95 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$  (3.3.6(3), EC2-1-1)
- Spennstålets "0.1 %-grense",  $f_{p,0.1k} := 1550 \frac{N}{mm^2}$
- $f_{pd} := \frac{f_{p,0.1k}}{\gamma_s} = (1.348 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$
- Spennstålets "fasthets",  $f_{pk} := 1700 \frac{N}{mm^2}$
- Låseglidning,  $\Delta L_{lås} := 5 \text{ mm}$
- Prøver med effektiv høyde,  $d_a := 140 \text{ mm}$
- Legges som parabel med avstand til nøytralakse,  $e_n := 40 \text{ mm}$

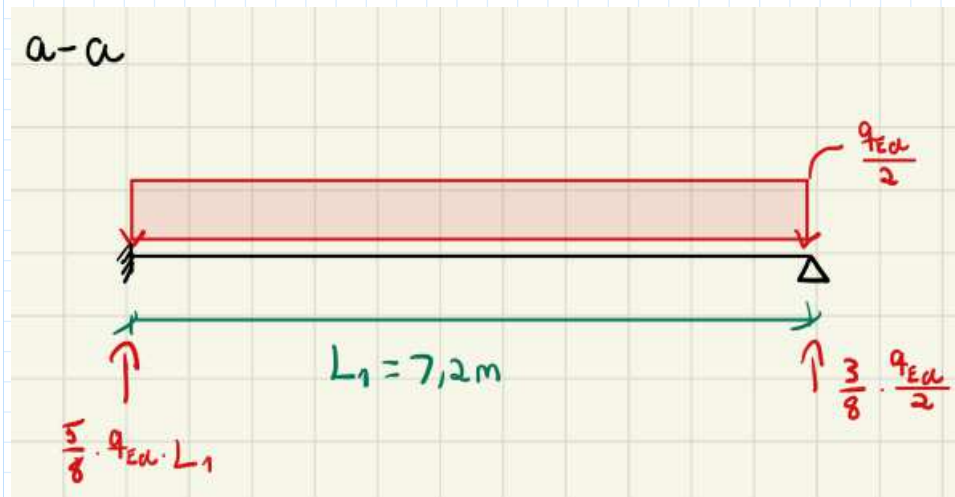
Beregning av opptredende moment i kritisk snitt ved bruk av stripemetoden:





Snitt a-a:

Har her antatt en fordeling lik som en bjelke som er fast innspent ved en ende og er fritt opplagt på den andre siden.



Snitt b-b:



Snitt b-b med bidrag fra punktlast fra snitt a-a:



Maksimal moment i snitt b-b:

$$M_{max} = \frac{(q_{Ed} + g_{Ed}) * L^2}{16} + \frac{1}{L} * \frac{27 * (q_{Ed} + g_{Ed}) * L^2}{80} = 6.5(q_{Ed} + g_{Ed})$$

$$\frac{(q_{Ed} + g_{Ed}) * L^2}{8} = 7.72(q_{Ed} + g_{Ed})$$

$$\frac{6.5}{7.72} \approx 0.8 = 80\%$$

Dette tilsvarer ca. 80% av momentet man får ved å betrakte en bjelke, dermed reduseres lastene med en faktor for å oppnå riktig moment:

$$andel_2 := 0.8$$

Minimum overdekning iht. EC2, 4.4.1.2(2)P:

$$C_{min.b} := \max\left(\frac{3}{2} \cdot \phi, 10 \text{ mm}\right) = 16.95 \text{ mm} \quad (\text{Tabell NA.4.2, EC2-1-1})$$

$$C_{min.dur} := C_{min.b} = 16.95 \text{ mm} \quad (\text{Tabell NA.4.5N, EC2-1-1})$$

$$C_{min} := \max(C_{min.b}, C_{min.dur}, 10 \text{ mm}) = 16.95 \text{ mm}$$

Beregning av minste overdekning iht. EC2, 4.4.1.1(1)P:

$$C_{dev} := 10 \text{ mm} \quad (\text{NA.4.4.1.3(1)P, EC2-1-1})$$

$$C_{nom} := C_{min} + C_{dev} = 26.95 \text{ mm}$$

#### Enkel dimensjonering av tverrsnitt:

EGENLAST

$$g_k := g_{k.c} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot b \cdot h = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{Ed} := g_k \cdot \gamma_{lf} = 6.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### NYTTELAST

$$q_k := 2.0 \frac{kN}{m^2} \cdot b = 2 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed} := q_k \cdot \gamma_{lf} = 2.7 \frac{kN}{m}$$

### DIMENSJONERENDE MOMENT

$$M_{Ed} := \frac{and_{el_2} (q_{Ed} + q_{Ed}) \cdot L^2}{8} = 58.382 \frac{kN \cdot m}{m}$$

### Nødvendig effektiv høyde

(Sørensen, 7.12 (del 2))

$$d_{nødv.} := \sqrt{\frac{M_{Ed}}{0.269 \cdot f_{cd} \cdot b}} = 104.608 \frac{mm}{mm}$$

Velger  $d := d_a = 140 \frac{mm}{mm}$

### Nødvendig spennarmeringsmengde

(Sørensen, 7.14 (del 2))

$$z := 0.84 \cdot d = 117.6 \frac{mm}{mm}$$

$$A_{nødv.} := \frac{M_{Ed}}{f_{pd} \cdot z} = 368.329 \frac{mm^2}{mm^2}$$

if $A_p > A_{nødv.}$	= "Antatt spennarmeringsareal er ok"
"Antatt spennarmeringsareal er ok"	
else	
"Bruk nødvendig spennarmeringsmengde"	

### Bruksgrensetilstand:

#### Tap av spennkraft

Største spennkraft iht. EC2, 5.10.2.1:

$$\sigma_{p,max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p,0.1k}) = (1.36 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Opptredende spenning pga.  $P_{jekk}$ :

$$\sigma_p := \frac{P_{jekk}}{A_p} = (1.2 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

if  $\sigma_p < \sigma_{p,max}$  = "OK"  
|| "OK"  
else  
|| "Ikke OK"

Relativ forkortelse ved tøyning:

(Sørensen, 5.1)

$$\Delta \varepsilon_{lås} := \frac{\Delta L_{lås}}{L} = 6.361 \cdot 10^{-4}$$

Spennstålets tøyning:

(Sørensen, 5.2 (del 2))

$$\varepsilon_{p,jekk} := \frac{P_{jekk}}{E_s \cdot A_p} = 0.006$$

Prosentvis låsetap:

(Sørensen, 5.3 (del 2))

$$Låsetap := \frac{\Delta \varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p,jekk}} = 0.111$$

Tap av spennkraft pga. låsing:

$$\Delta P_{lås} := \frac{\Delta \varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p,jekk}} \cdot P_{jekk} = 53.435 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma_{lås} := \frac{\Delta P_{lås}}{A_p} = 133.588 \frac{N}{mm^2}$$

**Friksjonstap**

Antar friksjonskoeffisient,  $\mu := 0.19$

(Tabell 5.1, EC2-1-1)

Antar tilleggskrumning,  $k := \frac{0.01}{m}$

(EC2-1-1, 5.10.5.2(3))

Spennkabelens helning ved endene:

$$\theta_A := 2 \cdot \frac{e_n}{L} = 0.02 \text{ rad}$$

$$\theta_B := \theta_A$$

Spennkabelens helning i midtsnitt:

$$\theta_m := 0$$

Vinkelendring for spennkabel:

$$\text{Midtsnitt, } x_m := \frac{L}{2} = 3.93 \text{ m}$$

$$\theta_M := \theta_A - \theta_m = 0.02 \text{ rad}$$

$$\text{Ved passiv forankring, } x_l := L = 7.86 \text{ m}$$

$$\theta_L := \theta_A + \theta_B = 0.041 \text{ rad}$$

Friksjonstap iht. EC2, 5.10.5.2(1):

$$P_{max} := P_{jekek} = 480 \text{ kN}$$

$$\text{Midtsnitt: } \Delta P_{\mu, xm} := P_{max} \cdot \left(1 - e^{-\mu \cdot (\theta_M + k \cdot x_m)}\right) = 5.41 \text{ kN}$$

$$\text{Friksjonstap: } F_m := \frac{\Delta P_{\mu, xm}}{P_{max}} = 0.011$$

$$\text{Ved passiv forankring: } \Delta P_{\mu, xl} := P_{max} \cdot \left(1 - e^{-\mu \cdot (\theta_L + k \cdot x_l)}\right) = 10.759 \text{ kN}$$

$$\text{Friksjonstap: } F_l := \frac{\Delta P_{\mu, xl}}{P_{max}} = 0.022$$

Tap pga. friksjon (midtsnitt aktuelt for tilfellet av dekke):

$$\Delta \sigma_f := F_m \cdot \sigma_p = 13.525 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

#### Tap på grunn av temperaturdifferanse

Må se på tap av spennkraft pga. temperaturdifferanse siden det er viktigst i sammenheng med føreropspente elementer.

$$\text{Utgangstemperatur i spenntau, } T_0 := 15 \quad (\text{i } ^\circ\text{C})$$

$$\text{Temperatur etter oppvarming, } T_1 := 55 \quad (\text{i } ^\circ\text{C})$$

Dette er antagelser gjort etter kvalifisert gjetning og med utgangspunkt fra eksempel i Sørensen. For å beregne nøyaktige temperaturer må det innhentes data fra produsent.

Opprinnelig stålspenning i spennbenk:  $\sigma_{p0} := 1360 \frac{N}{mm^2}$

Beregning iht. Sørensen, 5.15:

$$\Delta\sigma_t := (T_1 - T_0) \cdot 10^{-5} \cdot E_s = 84 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Temperaturendringstap} := \frac{\Delta\sigma_t}{\sigma_{p0}} = 0.062$$

### Spenningsberegninger av urisset betong pga. forspenning - Stadium 1

Transformert tverrsnitt iht. Sørensen, 6.6 (del 2):

$$\eta_1 := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.735$$

$$A_c := b \cdot h = (2 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$A_{t.1} := A_c + (\eta_1 - 1) \cdot A_p = (2.019 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Beliggenhet av det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse iht. Sørensen, 6.7 (del 2):

$$y_{t.1} := \frac{(\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot e_n}{A_{t.1}} = 0.375 \text{ mm}$$

Arealtreghetsmoment om  $t_p$  iht. Sørensen, 6.8 (del 2):

$$I_{t.1} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t.1}^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot (e_n - y_{t.1})^2 = (6.697 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Aksial og moment i betongens tyngdepunkt pga. oppspenningskraften  $F_{p0}$  iht. Sørensen, 6.9 (del 2):

$$N_t := -P_{max} = -480 \text{ kN}$$

$$q_p := \frac{-8 \cdot P_{max} \cdot e_n}{L^2} = -2.486 \frac{kN}{m}$$

$$M_p := \frac{q_p \cdot L^2}{8} = -19.2 \text{ kN} \cdot m$$

Momentbidrag fra egenlast:

$$M_g := \frac{g_k \cdot L^2}{8} = 38.612 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Aksial om moment som virker i det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse,  $t_p$  iht. Sørensen, 6.10a og 6.10b (del 2):

$$N_t = -480 \text{ kN}$$

$$M_{t.1} := (M_p - N_t \cdot y_{t.1}) + M_g = 19.592 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utrekninger av betongspenninger iht. Sørensen, 6.12 (del 2):

I underkant ( $y_u := 100 \text{ mm}$ ):

$$\sigma_{c.u1} := \frac{-P_{max}}{A_{t.1}} + \frac{M_{t.1} \cdot (y_u - y_{t.1})}{I_{t.1}} = 0.537 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Strekk})$$

I overkant ( $y_o := -100 \text{ mm}$ ):

$$\sigma_{c.o1} := \frac{-P_{max}}{A_{t.1}} + \frac{M_{t.1} \cdot (y_o - y_{t.1})}{I_{t.1}} = -5.314 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Trykk})$$

I høyde med spennarmering ( $y_s := e_n$ ):

$$\sigma_{c.t1} := \frac{-P_{max}}{A_{t.1}} + \frac{M_{t.1} \cdot (y_s - y_{t.1})}{I_{t.1}} = -1.218 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Trykk})$$

Tøyningsreduksjon i spennarmeringen:

$$\Delta \epsilon_p := \text{abs} \left( \frac{\sigma_{c.t1}}{E_{cm}} \right) = 3.583 \cdot 10^{-5}$$

Spenningsreduksjon i spennarmeringen:

$$\Delta \sigma_p := \Delta \epsilon_p \cdot E_s = 7.524 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av tillatt trykkspenning i betong:

(EC2, 5.10.2.2(5))

if $\text{abs}(\sigma_{c.u1}) < 0.6 \cdot f_{ck}$	= "Trykkspenningene er innenfor kravet"
"Sjekk neste"	
also if $\text{abs}(\sigma_{c.t1}) < 0.6 \cdot f_{ck}$	
"Trykkspenningene er innenfor kravet"	
else	
"Kravet er ikke innfridd"	

Kontroll av strekkspenning:

if $\sigma_{c.o1} < f_{ctm}$	= "Strekkspenningen er ok"
"Strekkspenningen er ok"	
else	
"Strekkspenningen er ikke ok"	

Tidsavhengige tap

Kryp

(EC2, B.1)

Faktorer:

(EC2, B.8c)

$$\alpha_1(f_{cm}) := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} \quad \alpha_1(43) = 0.866$$

$$\alpha_2(f_{cm}) := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} \quad \alpha_2(43) = 0.96$$

$$\alpha_3(f_{cm}) := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} \quad \alpha_3(43) = 0.902$$

Omkrets som er utsatt for uttørking mot atmosfæren:

$$u := 1 \cdot h + 2 \cdot b = (2.2 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Merknad: Her vil de to ytterste platene være utsatt for uttørking ved begge ender, men resterende vil bare ha omkrets  $u = 2 \cdot b = (2 \cdot 10^3) \text{ mm}$ . Velger å gå videre med  $u = (2.2 \cdot 10^3) \text{ mm}$ . Dette er en konservativ beslutning.

Effektiv tverrsnittstykkelse:

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 181.818 \text{ mm}$$



Antar innvendig relativ luftfuktighet,  $RH := 30 \%$

Faktoren  $\phi_{RH}$  tar hensyn til virkningen av RH på det normerte kryptallet iht. EC2, B.3b:

$$\phi_{RH}(h_0) := \left( 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1(43) \right) \cdot \alpha_2(43)$$

$$\phi_{RH}(181.818) = 1.986$$

Faktoren  $\beta(f_{cm})$  tar hensyn til betongfastheten på det normerte kryptallet iht. EC2, B.4:

$$\beta_c(f_{cm}) := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \qquad \beta_c(43) = 2.562$$

Faktoren  $\beta(t_0)$  tar hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens alder ved pålasting iht. EC2, B.5:

$$\beta(t_0) := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})}$$

**Egenlast påført etter 3 dager:**

$$\beta(3) = 0.743$$

**Nyttelast påført etter 28 dager:**

$$\beta(28) = 0.488$$

Beregning av normert kryptall,  $\phi_t = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$  iht. EC2, B.1:

$$\phi_3 := \phi_{RH}(181.818) \cdot \beta_c(43) \cdot \beta(3) = 3.782$$

$$\phi_{28} := \phi_{RH}(181.818) \cdot \beta_c(43) \cdot \beta(28) = 2.486$$

Beregning av langtids E-modul:

$$E_{cl.3} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_3} = (7.111 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{cl.28} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{28}} = (9.754 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Momentbidrag fra lastene:

$$M_{gd} := \frac{g_k \cdot L^2}{8} = 38.612 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{pga. egenlast})$$

$$M_{qd} := \frac{q_k \cdot L^2}{8} = 15.445 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{pga. nyttelast})$$

Midlere E-modul iht. Sørensen, 6.14 (del 2):

$$\text{Antar } \gamma_p := 1.0 \quad (\text{EC2, 2.4.2.2(1)})$$

$$M_{pd} := M_p \cdot \gamma_p = -19.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_i := M_{gd} + M_{qd} + M_{pd} = 34.857 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{gd}}{E_{cl.3}} + \frac{M_{qd}}{E_{cl.28}} + \frac{M_{pd}}{E_{cl.3}} = (4.313 \cdot 10^{-6}) \text{ m}^3$$

$$E_{middel} := \frac{\Sigma M_i}{\frac{M_{gd}}{E_{cl.3}} + \frac{M_{qd}}{E_{cl.28}} + \frac{M_{pd}}{E_{cl.3}}} = (8.081 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

### Spenningsberegning

Transformert tverrsnitt iht. Sørensen, 6.6 (del 2):

$$\eta_2 := \frac{E_p}{E_{middel}} = 24.13$$

$$A_{t.2} := A_c + (\eta_2 - 1) \cdot A_p = (2.093 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Beliggenhet av det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse iht. Sørensen, 6.7 (del 2):

$$y_{t.2} := \frac{(\eta_2 - 1) \cdot A_p \cdot e_n}{A_{t.2}} = 1.769 \text{ mm}$$

Arealtreghetsmoment om  $t_p$  iht. Sørensen, 6.8 (del 2):

$$I_{t.2} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t.2}^2 + (\eta_2 - 1) \cdot A_p \cdot (e_n - y_{t.2})^2 = (6.808 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Aksial om moment som virker i det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse, iht. Sørensen, 6.10a og 6.10b (del 2):

$$M_p = -19.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{t.2} := M_p + M_{gd} + M_{qd} = 34.857 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utrekninger av betongspenninger iht. Sørensen, 6.12 (del 2):

I underkant ( $y_u = 100 \text{ mm}$ ):

$$\sigma_{c.u2} := \frac{-P_{max}}{A_{t.2}} + \frac{M_{t.2} \cdot (y_u - y_{t.2})}{I_{t.2}} = 2.735 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Strekk})$$

I overkant ( $y_o = -100 \text{ mm}$ ):

$$\sigma_{c.o2} := \frac{-P_{max}}{A_{t.2}} + \frac{M_{t.2} \cdot (y_o - y_{t.2})}{I_{t.2}} = -7.504 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Trykk})$$

I høyde med spennarmering ( $y_s = 40 \text{ mm}$ ):

$$\sigma_{c.t2} := \frac{-P_{max}}{A_{t.2}} + \frac{M_{t.2} \cdot (y_s - y_{t.2})}{I_{t.2}} = -0.336 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Trykk})$$

Beregner betongtøyning ved spennarmering:

**Kort tid:**  $\epsilon_{ck.t} := \frac{\sigma_{c.t1}}{E_{cm}} = -3.583 \cdot 10^{-5}$   
 $\Delta\epsilon_{pk} := \epsilon_{ck.t}$

**Lang tid:**  $\epsilon_{cl.t} := \frac{\sigma_{c.t2}}{E_{middel}} = -4.164 \cdot 10^{-5}$   
 $\Delta\epsilon_{pl} := \epsilon_{cl.t}$

Spenningsendring i spennarmering:

**Kort tid:**  $\Delta\sigma_{pk} := \Delta\epsilon_{pk} \cdot E_p = -6.987 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

**Lang tid:**  $\Delta\sigma_{pl} := \Delta\epsilon_{pl} \cdot E_s = -8.744 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Spenningsendring pga. kryp:

$$\Delta\sigma_{p.kryp} := \Delta\sigma_{pl} - \Delta\sigma_{pk} = -1.757 \frac{N}{mm^2}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmering:

$$Prosent\_kryp := \frac{\text{abs}(\Delta\sigma_{p.kryp})}{\sigma_p} \cdot 100 = 0.146 \quad \%$$

**Svinn**

Antar konservativt fri svinntøyning  $\varepsilon_{cs} := -0.5 \cdot 10^{-3} = -5 \cdot 10^{-4}$

Fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning iht. Sørensen, 6.15 (del 2):

$$N_s := \text{abs}(\varepsilon_{cs}) \cdot E_p \cdot A_p = 39 \text{ kN}$$

Resultierende svinntøyning iht. Sørensen, 6.16 (del 2):

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} := \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{middel} \cdot A_{t.2}} + \frac{N_s \cdot (e_n - y_{t.2})^2}{E_{middel} \cdot I_{t.2}} = -4.666 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsendring pga. svinn:

$$\Delta\sigma_{p.svinn} := \Delta\varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p = -90.982 \frac{N}{mm^2}$$

Prosentvis reduksjon i kraft:

$$Prosent\_svinn := \frac{\text{abs}(\Delta\sigma_{p.svinn})}{\sigma_p} \cdot 100 = 7.582 \quad \%$$

**Nedbøyning etter lang tid (kryp og svinn)**

Har beregnet treghetsmomentet for transformert tverrsnitt  $I_{t.2} = (6.808 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$  og

$$E_{middel} = (8.081 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Dette gir bøyestivheten etter lang tid:

$$EI_{lang} := I_{t.2} \cdot E_{middel} = (5.502 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Nedbøyning:

$$\delta_{lang} := \frac{1}{384} \cdot \frac{(g_{Ed} + q_{Ed}) \cdot L^4}{EI_{lang}} = 17.072 \text{ mm}$$

Svinnets påvirkning på nedbøyning iht. Sørensen, 5.33:

$$k_s := \frac{N_s \cdot e_n}{EI_{lang}} = (2.835 \cdot 10^{-4}) \frac{1}{m}$$

Enhetslastmetoden gir nedbøyning iht. Sørensen, eksempel 5.6 side 136:

$$\delta_{svinn} := \frac{k_s \cdot L^2}{8} = 2.19 \text{ mm}$$

Total langtidsnedbøyning:

$$\delta_{tot} := \delta_{lang} + \delta_{svinn} = 19.262 \text{ mm}$$

Sjekker mot nedbøyningskravet

if $\delta_{tot} < \frac{L}{250}$	= "Nedbøyningskravet er innfridd"
"Nedbøyningskravet er innfridd"	
else	
"Ikke OK nedbøyning"	

## Relaksasjon

Definerer relaksasjonsklasse, klasse 2 tråd eller tau - lav relaksasjon, etter EC2, 3.3.2(4).

Har ikke informasjon fra produsentens sertifikat for  $p_{1000}$  -> Bruker verdien  $p_{1000} := 2.5$  for klasse 2 iht. EC2, 3.3.2(7).

Beregning av relaksasjonstapet iht. EC2, 3.3.2(7) og 5.10.4(1)(i):

$$\sigma_{pi} := \sigma_p - \Delta\sigma_{l\ddot{a}s} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_t = 968.887 \frac{N}{mm^2}$$

$$\mu_r := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.57$$

Endelig relaksasjonstap etter  $t := 500000$  timer:

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot p_{1000} \cdot e^{(9.1 \cdot \mu_r)} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_r)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 21.219 \frac{N}{mm^2}$$

Prosentvis tap pga. relaksasjon:

$$Prosent\_relaksasjon := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} \cdot 100 = 2.19 \%$$

Samlet tap etter lang tid pga. kryp, svinn og relaksasjon:

$$Prosent\_samlet := Prosent\_kryp + Prosent\_svinn + Prosent\_relaksasjon = 9.918 \%$$

$$Samlet\_tap := \frac{Prosent\_samlet}{100} = 0.099$$

### **Bruddgrensetilstand:**

Forspenning etter umiddelbare tap:

$$\sigma_{pi} = 968.887 \frac{N}{mm^2}$$

Initiell tøyningdifferanse:

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pi}}{E_p} = 0.005$$

Tøyningstap:

$$\Delta\varepsilon_{tap} := Samlet\_tap \cdot \varepsilon_{p0} = 4.928 \cdot 10^{-4}$$

Effektiv tøyningdifferanse:

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 0.004$$

Trykksonehøydefaktor iht. Sørensen, 7.7 (del 2):

$$\varepsilon_{cu1} := 0.035 \quad \text{(Tabell 3.1, EC2)}$$

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu1}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu1}} = 0.935$$

Balansert armeringsmengde iht. Sørensen, 7.8 (del 2):

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d = (1.541 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

if $A_p < A_{pb}$	= "Underarmert armering, duktilt"
"Underarmert armering, duktilt"	
else	
"Overarmert armering, sprøtt"	

Reell alfa iht. Sørensen, 7.9 (del 2):

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.243$$

Tverrsnittets momentkapasitet iht. Sørensen, 7.5 (del 2):

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 68.151 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

if $M_{Rd} > M_{Ed}$	= "Momentkapasitet OK"
"Momentkapasitet OK"	
else	
"Momentkapasitet ikke OK"	

### Kontroll av oppspenningstilstand

Antar sementklasse  $N$  og at spennarmeringen klippes etter tre døgn.

Spennstålets maksimale flytetøyning iht. EC2, NA.3.3.6:

$$\sigma_{p,max.s} := 1.04 \cdot \frac{f_{p,0.1k}}{\gamma_s} = (1.402 \cdot 10^3) \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\varepsilon_{ck} := \frac{\sigma_{p,max.s}}{E_p} = 0.007$$

$$\varepsilon_{ud} := \max(0.01, 0.4 \cdot \varepsilon_{ck}) = 0.01$$

Betongens trykkfasthet etter tre døgn iht. EC2, 3.1.2(5) og 3.1.2(6):

$$s := 0.25$$

$$\beta_{cc}(t) := e^{s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right)} \quad \beta_{cc}(3) = 0.598$$

$$f_{cm,t}(t) := \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad f_{cm,t}(3) = 25.724 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cd,t}(t) := 0.85 \cdot \frac{f_{cm,t}(t)}{1.5} \quad f_{cd,t}(3) = 14.577 \frac{N}{mm^2}$$

Initiell spennkraft:

$$P_0 := \sigma_p \cdot A_p = 480 \text{ kN}$$

Dimensjonerende ytre aksialkraft:

$$\text{Velger } \gamma_{p,fav} := 1.1$$

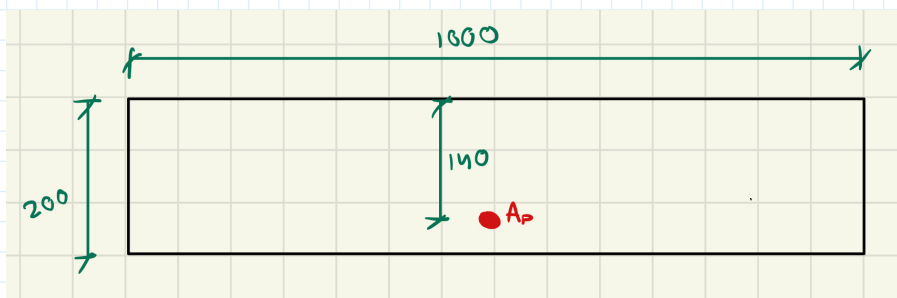
(EC2, NA.2.4.2.2(1))

$$N_{Ed} := P_0 \cdot \gamma_{p,fav} = 528 \text{ kN}$$

Dimensjonerende moment:

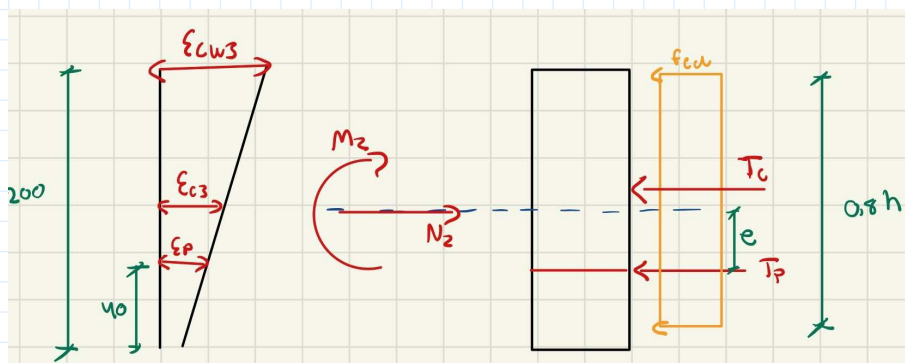
$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e_n = 21.12 \text{ kN} \cdot m$$

Tverrsnitt:



Velger tre tøyningstilstander til M-N diagram:

1. Rent trykk





$$\varepsilon_{c,1} := 1.75 \cdot 10^{-3} ; \varepsilon_{p,1} := \varepsilon_{c,1}$$

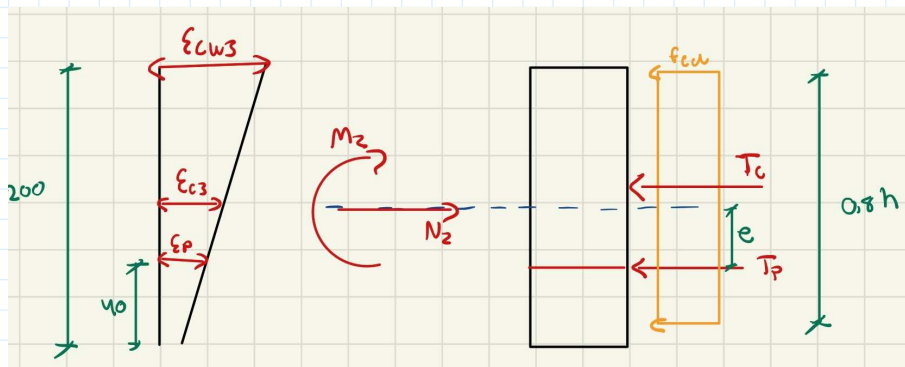
$$T_{c,1} := f_{cd,t}(3) \cdot b \cdot h = (2.915 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$T_{p,1} := \varepsilon_{p,1} \cdot E_p \cdot A_p = 136.5 \text{ kN}$$

$$N_1 := T_{c,1} + T_{p,1} = (3.052 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_1 := -T_{p,1} \cdot e_n = -5.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## 2. Trykkbrudd i betong



$$\varepsilon_{cu3} := 0.0035$$

$$\varepsilon_{c,2} := \varepsilon_{cu3} = 0.004$$

$$\varepsilon_{p,2} := \frac{e_n}{h} \cdot \varepsilon_{c,2} = 0.0007$$

(Tabell 3.1, EC2)

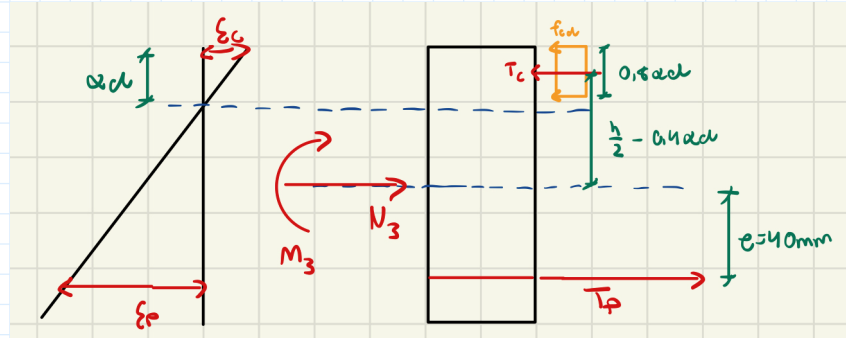
$$T_{c,2} := f_{cd,t}(3) \cdot b \cdot (0.8 \cdot h) = (2.33 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$T_{p,2} := \varepsilon_{p,2} \cdot E_p \cdot A_p = 54.6 \text{ kN}$$

$$N_2 := T_{c,2} + T_{p,2} = (2.387 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_2 := T_{c,2} \cdot (0.5 h - 0.4 h) - T_{p,2} \cdot e_n = 44.463 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### 3. Balansepunkt



$$\varepsilon_{p,3} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 0.007$$

$$\varepsilon_{c,3} := \varepsilon_{cu3} = 0.0035$$

$$\alpha_{3,1} := \frac{\varepsilon_{c,3}}{\varepsilon_{p,3} + \varepsilon_{c,3}} = 0.336$$

$$\alpha_{3,1} \cdot d = 47.061 \text{ mm}$$

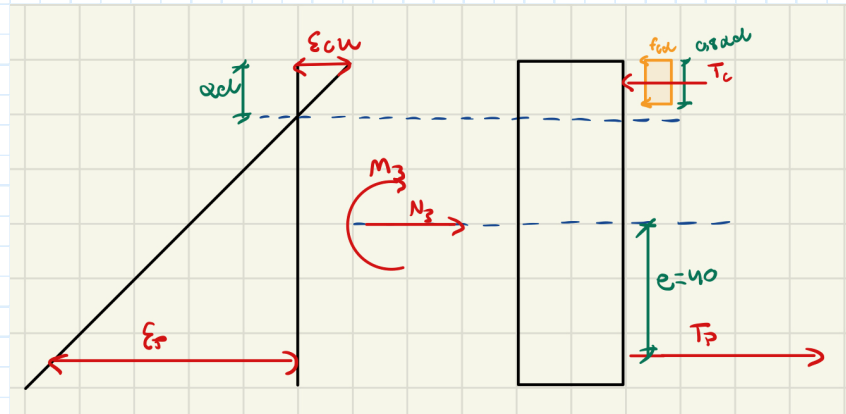
$$T_{c,3} := f_{cd,t}(3) \cdot b \cdot 0.8 \cdot \alpha_{3,1} \cdot d = 548.816 \text{ kN}$$

$$T_{p,3} := -1 \cdot f_{pd} \cdot A_p = -539.13 \text{ kN}$$

$$N_3 := T_{c,3} + T_{p,3} = 9.686 \text{ kN}$$

$$M_3 := T_{c,3} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_{3,1} \cdot d \right) + \text{abs}(T_{p,3}) \cdot e_n = 66.116 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4. Vilkårlig punkt: Velger  $\varepsilon_{c,4} := \varepsilon_{cu3} = 0.004$  og  $\varepsilon_{p,4} := 2 \cdot \frac{f_{pk}}{E_p} = 0.017$



$$\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{c,4}}{\varepsilon_{p,4} + \varepsilon_{c,4}} = 0.167$$

$$\alpha_4 \cdot d = 23.405 \text{ mm}$$

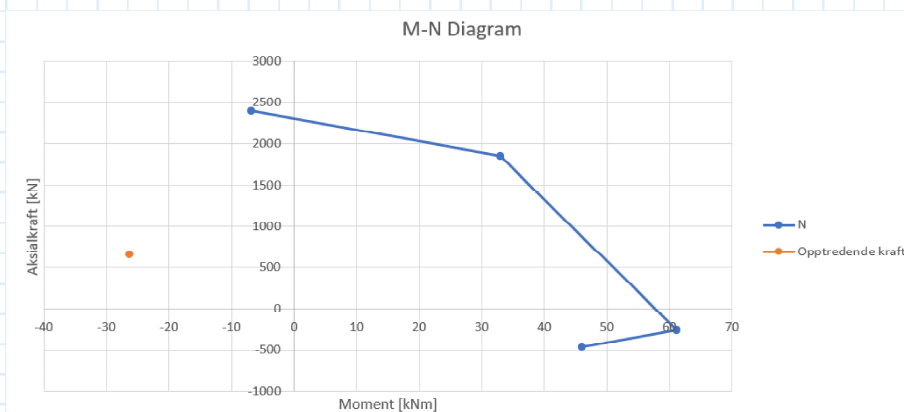
$$T_{c,4} := f_{cd,t}(3) \cdot b \cdot 0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d = 272.939 \text{ kN}$$

$$T_{p,4} := T_{p,3} = -539.13 \text{ kN}$$

$$N_4 := T_{c,4} + T_{p,4} = -266.191 \text{ kN}$$

$$M_4 := T_{c,4} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_4 \cdot d \right) + \text{abs}(T_{p,4}) \cdot e_n = 46.304 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

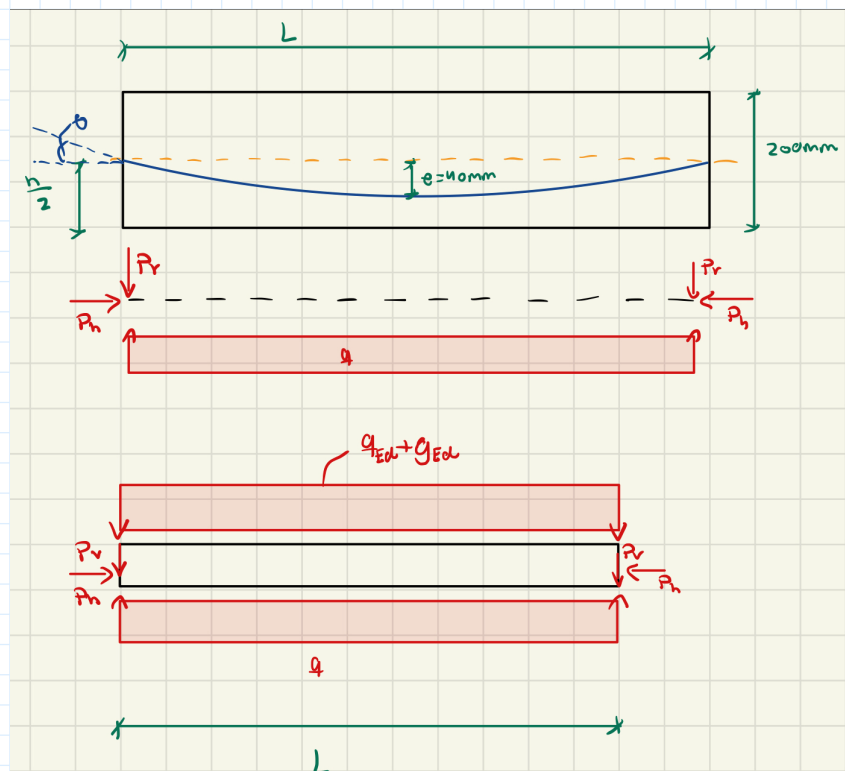
**M-N diagram:**



### Kontroll av skjær

Her velges  $\gamma_{P, fav} := 0.9$  iht. EC2, NA.2.4.2.2(1).

Bruker ekvivalente krefter fra spennarmeringen og betrakter dem som ytre laster for beregning av opptredende krefter.



Velger å benytte  $P := P_0 = 480 \text{ kN}$  uten umiddelbare tap. Dette vil i praksis være et konservativt valg.

I beregningene er det antatt liten vinkel, slik at  $\sin(\theta) := 0$  og  $\cos(\theta) := 1$

Vertikal forankringskraft iht. Sørensen, 4.8 (del 2):

$$P_v := \gamma_{P, fav} \cdot P \cdot \frac{4 \cdot e_n}{L} = 8.794 \text{ kN}$$

Horisontal forankringskraft:

$$P_H := \gamma_{P, fav} \cdot P = 432 \text{ kN}$$

Vertikal jevnt fordelt løftekraft iht. Sørensen, 4.8 (del 2):

$$P_e := N_t \cdot e_n = -19.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$q := \frac{8 \cdot P_e}{L^2} = -2.486 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{Oppoverrettet})$$

Vertikal jevnt fordelt last fra nytte- og egenlast:

$$Q := g_{Ed} + q_{Ed} = 9.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Krefter fra ytre last og fra spennarmering motvirker hverandre - gir samlet lastvirkning:

$$V_{Ed} := \frac{(Q + q) \cdot L}{2} = 27.368 \text{ kN}$$

Redusert skjærkraft pga. last nært opplegg iht. EC2, 6.2.1(8):

$$V_{Ed, red} := V_{Ed} - (Q + q) \cdot d = 26.393 \text{ kN}$$

Kontroll av skjær gjennomføres videre iht. EC2, 6.2

Oppspenningskraft inkludert tap,  $P_{inkl, tap} := \sigma_{pi} \cdot A_p = 387.555 \text{ kN}$

Aksiell trykkraft,  $N_{Ed} := \gamma_{P, fav} \cdot P_{inkl, tap} \cdot (1 - \text{Samlet\_tap}) = 314.204 \text{ kN}$

Skjærkapasitet,  $V_{Rd, c}$ : (EC2, 6.2.2(1))

$$k_V := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 2.195$$

if $k_V < 2.0$	“Bruk $k_{v2} = 2.0$ videre”
“Bruk verdien for $k_v$ ”	
else	
“Bruk $k_{v2} = 2.0$ videre”	

$$k_{V2} := 2.0$$

$$\rho_l := \frac{A_p}{b \cdot d} = 0.003$$

if $\rho_l < 0.02$	= "Bruk verdien for $\rho_l$ "
"Bruk verdien for $\rho_l$ "	
else	
"Bruk $\rho_l = 0.02$ videre"	
$k_2 := 0.18$	
$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$	
$k_1 := 0.15$	
$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 1.571 \frac{N}{mm^2}$	
if $\sigma_{cp} < 0.2 \cdot f_{cd}$	= "Bruk verdien for $\sigma_{cp}$ "
"Bruk verdien for $\sigma_{cp}$ "	
else	
"Bruk $\sigma_{cp} = 0.2 \cdot f_{cd}$ videre"	
$V_{Rd.c} = \left( C_{Rd.c} \cdot k_{V2} \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b \cdot d$	
$V_{Rd.c} := \left( C_{Rd.c} \cdot k_{V2} \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot 35)^{\frac{1}{3}} \cdot \left( \frac{N}{mm^2} \right) + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b \cdot d = 105.38 \text{ kN}$	
Med en minste verdi iht. EC2, 6.6.2:	
$v_{min} = 0.035 \cdot k_{V2}^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$	
$v_{min} := 0.035 \cdot k_{V2}^{\frac{3}{2}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} \cdot \left( \frac{N}{mm^2} \right) = 0.586 \frac{N}{mm^2}$	
$V_{Rd.c.min} := (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d = 114.984 \text{ kN}$	
Bruker den minste verdien:	
if $V_{Rd.c} < V_{Rd.c.min}$	= "Bruk $V_{Rd.c}$ "
"Bruk $V_{Rd.c}$ "	
else	
"Bruk $V_{Rd.c.min}$ "	

Sjekker om det må skjærarmere:

if $V_{Ed} < V_{Rd,c}$	= "Trenger ikke å skjærarmere"
"Trenger ikke å skjærarmere"	
else	
"Må skjærarmere"	

Iht. EC2, 6.2.1 (4), trenger ikke plater minimum skjærarmering.

Beregning av resonansfrekvensverdi. Benytter "dynamisk E-modul" med en anbefalt verdi  $3.5 - 4.5 \cdot 10^{10}$

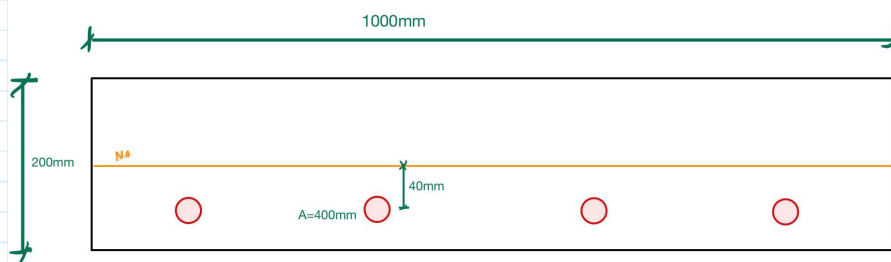
$$E_d := 4.0 \cdot 10^{10} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad m := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 101.97 \frac{\text{kg}}{\text{kN}} = 203.94 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = (6.667 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$$

$$f_1 := \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{E_d \cdot I}{m}} = 9.194 \text{ Hz}$$

**Konklusjon:**

- $4 \cdot \phi 11.3$  spennarmering med avstand  $z = 60 \text{ mm}$  fra bunn til tyngdepunkt
- Tverrsnittet har tilstrekkelig motstand mot vibrasjoner



## D.2 Forspente hulldekker

### D.2 FORSPENT HULLDEKKE

#### Henviser til:

NS-EN 1991-1-1, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger

NS-EN 1992-1-1, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

Sørensen, S.I. (2020). *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2*. (2. utg.). Fagbokforlaget

#### Antagelser:

##### BETONG

- Betongklasse B35: Karakteristisk fasthet,  $f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$  (Tabell 3.1, EC2-1-1)
- $f_{cm} := 43 \frac{N}{mm^2}$  (Tabell 3.1, EC2-1-1)
- $f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$  (Tabell 3.1, EC2-1-1)
- $E_{cm} := 34 \cdot 10^3 \frac{N}{mm^2}$  (Tabell 3.1, EC2-1-1)
- Materialfaktor (vedvarende og forbigående),  $\gamma_c := 1.5$  (Tabell 2.1N, EC2-1-1)
- Dimensjonerende fasthet,  $f_{cd} := 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.833 \frac{N}{mm^2}$
- Tyngdetetthet normalbetong,  $\gamma := 24 \frac{kN}{m^3} + 1 \frac{kN}{m^3} = 25 \frac{kN}{m^3}$  (Tabell A.1, EC1-1-1)
- Spennvidde,  $L := 7860 \text{ mm}$
- Bredde,  $b := 1200 \text{ mm}$  (Per element)
- Egenvekt,  $g_{k,c} := 25 \frac{kN}{m^3}$
- Lastfaktor,  $\gamma_{lf} := 1.35$  (Nyttelast og egenlast)
- Tverrsnittshøyde,  $h := 200 \text{ mm}$
- Antall hull,  $n_h := 6$
- Huldiameter,  $\phi_h := 155 \text{ mm}$
- Betongareal,  $A_c := b \cdot h - \left( \frac{\phi_h}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot n_h = (1.268 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$
- Eksponeringsklasse: (Tabell 4.1, EC2-1-1)  
Velger eksponeringsklasse X0 pga. betongdekke ligger inne i oppvarmede og tørt rom
- Konstruksjonsklasse S4 (anbefalt verdi for brukstid på 50 år) (4.4.1.2(5), EC2-1-1)
- Egenlast påføres 3 dager etter støp
- Nyttelast påføres 28 dager etter støp



## SPENNARMERING

- Elastisitetsmodul stål,  $E_s := 210 \cdot 10^3 \frac{N}{mm^2}$
- Diameter, velger  $\phi_p := 11.3 \text{ mm}$
- Materialfaktor (vedvarende og forbigående),  $\gamma_s := 1.15$  (Tabell 2.1N, EC2-1-1)
- Areal per tau,  $A_{tau} := \left(\frac{\phi_p}{2}\right)^2 \cdot \pi = 100 \text{ mm}^2$
- Antall tau,  $n_{tau} := 3$
- Total spennarmeringsareal,  $A_p := A_{tau} \cdot n_{tau} = 300.862 \text{ mm}^2$
- Oppspenningskraft per tau,  $P_{jekk.tau} := 120 \text{ kN}$
- Total oppspenningskraft,  $P_{jekk} := P_{jekk.tau} \cdot n_{tau} = 360 \text{ kN}$
- Spenntau,  $E_p := 1.95 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$  (3.3.6(3), EC2-1-1)
- Spennstålets "0.1 %-grense",  $f_{p.0.1k} := 1550 \frac{N}{mm^2}$
- Spennstålets "fasthet",  $f_{pk} := 1700 \frac{N}{mm^2}$
- $f_{pd} := \frac{f_{p.0.1k}}{\gamma_s} = (1.348 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$
- Låseglidning,  $\Delta L_{lås} := 5 \text{ mm}$
- Beliggenhet fra nøytralakse,  $e_n := 55 \text{ mm}$

## Laster

Nyttelast:

$$q_k := 2 \frac{kN}{m}$$

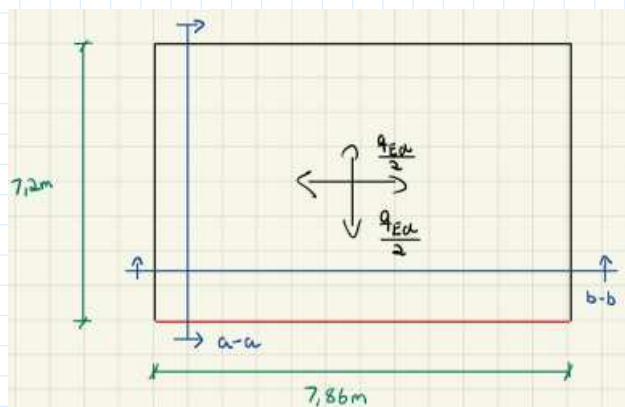
$$q_{Ed} := q_k \cdot \gamma_{lf} = 2.7 \frac{kN}{m}$$

Egenlast:

$$g_k := g_{k.c} \cdot A_c = 3.17 \frac{kN}{m}$$

$$g_{Ed} := g_k \cdot \gamma_{lf} = 4.279 \frac{kN}{m}$$

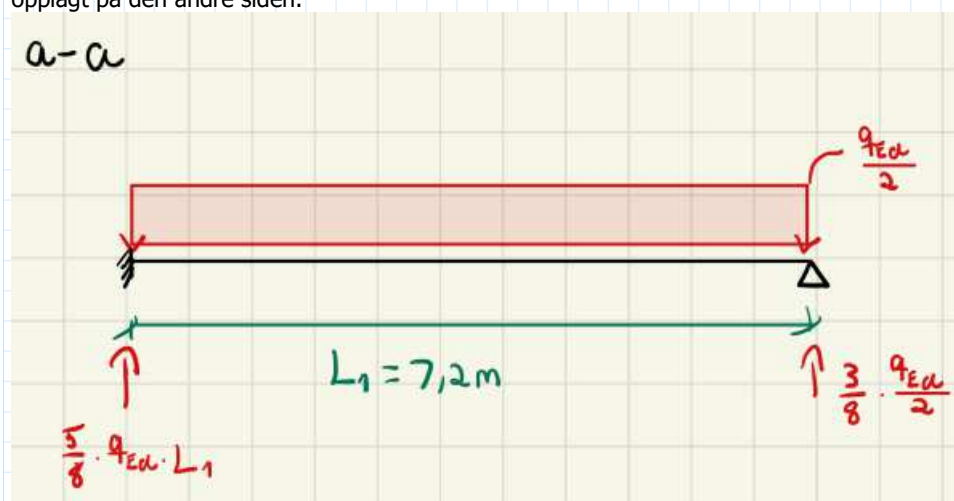
Beregning av opptredende moment i kritisk snitt ved bruk av stripemetoden:



Snitt a-a:

Har her antatt en fordeling lik som en bjelke som er fast innspent ved en ende og er fritt opplagt på den andre siden.

a-a



Snitt b-b:



Snitt b-b med bidrag fra punktlast fra snitt a-a:



Maksimal moment i snitt b-b:

$$M_{max} = \frac{(q_{Ed} + g_{Ed}) * L^2}{16} + \frac{1}{L} * \frac{27 * (q_{Ed} + g_{Ed}) * L^2}{80} = 6.5(q_{Ed} + g_{Ed})$$

$$\frac{(q_{Ed} + g_{Ed}) * L^2}{8} = 7.72(q_{Ed} + g_{Ed})$$

$$\frac{6.5}{7.72} \approx 0.8 = 80\%$$

Dette tilsvarer ca. 80% av momentet man får ved å betrakte en bjelke, dermed reduseres lastene med en faktor for å oppnå riktig moment:

$$andel_2 := 0.8$$

Minimum overdekning iht. EC2, 4.4.1.2(2)P:

$$C_{min.b} := \max\left(\frac{3}{2} \cdot \phi_p, 10 \text{ mm}\right) = 16.95 \text{ mm} \quad (\text{Tabell NA.4.2, EC2-1-1})$$

$$C_{min.dur} := 25 \text{ mm} \quad (\text{Tabell NA.4.5N, EC2-1-1})$$

$$C_{min} := \max(C_{min.b}, C_{min.dur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

Beregning av minste overdekning iht. EC2, 4.4.1.1(1)P:

$$C_{dev} := 10 \text{ mm} \quad (\text{NA.4.4.1.3(1)P, EC2-1-1})$$

$$C_{nom} := C_{min} + C_{dev} = 35 \text{ mm}$$

#### Bruksgrensetilstand:

##### Tap av spennkraft

Største spennkraft iht. EC2, 5.10.2.1:

$$\sigma_{p.max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p.0.1k}) = (1.36 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Opptredende spenning pga.  $P_{jekk}$  :

$$\sigma_p := \frac{P_{jekk}}{A_p} = (1.197 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

if $\sigma_p < \sigma_{p.max}$		= "OK"
"OK"		
else		
"Ikke OK"		

Relativ forkortelse ved tøyning:

(Sørensen, 5.1)

$$\Delta \varepsilon_{lås} := \frac{\Delta L_{lås}}{L} = 6.361 \cdot 10^{-4}$$

Spennstållets tøyning:

(Sørensen, 5.2 (del 2))

$$\varepsilon_{p.jekkk} := \frac{P_{jekkk}}{E_s \cdot A_p} = 0.006$$

Prosentvis låsetap:

(Sørensen, 5.3 (del 2))

$$Låsetap := \frac{\Delta\varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p.jekkk}} = 0.112$$

Tap av spennkraft pga. låsing:

$$\Delta P_{lås} := \frac{\Delta\varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p.jekkk}} \cdot P_{jekkk} = 40.192 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{lås} := \frac{\Delta P_{lås}}{A_p} = 133.588 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

### Friksjonstap

Antar friksjonskoeffisient,  $\mu := 0.19$

(Tabell 5.1, EC2-1-1)

Antar tilleggskrumning,  $k := \frac{0.01}{\text{m}}$

(EC2-1-1, 5.10.5.2(3))

Har her rettlinjert armering,  $\theta_M := 0$ ;  $\theta_L := 0$

Midtsnitt:  $x_m := \frac{L}{2} = (3.93 \cdot 10^3) \text{ mm}$

Ved passiv forankring:  $x_l := L = (7.86 \cdot 10^3) \text{ mm}$

Friksjonstap iht. EC2, 5.10.5.2(1):

$$P_{max} := P_{jekkk} = 360 \text{ kN}$$

Midtsnitt:  $\Delta P_{\mu.xm} := P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta_M + k \cdot x_m)}) = 2.678 \text{ kN}$

$$F_m := \frac{\Delta P_{\mu.xm}}{P_{max}} = 0.007$$

Forankring:  $\Delta P_{\mu.xl} := P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta_L + k \cdot x_l)}) = 5.336 \text{ kN}$

$$F_l := \frac{\Delta P_{\mu.xl}}{P_{max}} = 0.015$$

Tap pga. friksjon (midtsnitt aktuelt for tilfellet av dekke):

$$\Delta\sigma_f := F_m \cdot \sigma_p = 8.901 \frac{N}{mm^2}$$

#### Tap på grunn av temperaturdifferanse

Må se på tap av spennkraft pga. temperaturdifferanse siden det er viktigst i sammenheng med førroppsente elementer.

Utgangstemperatur i spenntau,  $T_0 := 15$  (i °C)

Temperatur etter oppvarming,  $T_1 := 55$  (i °C)

Dette er antagelser gjort etter kvalifisert gjetning og med utgangspunkt fra eksempel i Sørensen. For å beregne nøyaktige temperaturer må det innhentes data fra produsent.

Opprinnelig stålspenning i spennbenk:

$$\sigma_{p0} := \sigma_p = (1.197 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Beregning iht. Sørensen, 5.15:

$$\Delta\sigma_t := (T_1 - T_0) \cdot 10^{-5} \cdot E_s = 84 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Temperaturendringstap} := \frac{\Delta\sigma_t}{\sigma_{p0}} = 0.07$$

#### Spenningsberegninger av urisset betong pga. forspenning - Stadium 1

Transformert tverrsnitt iht. Sørensen, 6.6 (del 2):

$$\eta_1 := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.735$$

$$A_{t,1} := A_c + (\eta_1 - 1) \cdot A_p = (1.282 \cdot 10^5) mm^2$$

Beliggenhet av det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse iht. Sørensen, 6.7 (del 2):

$$y_{t,1} := \frac{(\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot e_n}{A_{t,1}} = 0.611 mm$$

Arealtreghetsmoment iht. Sørensen, 6.8 (del 2):

$$I_{t.1} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t.1}^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot (e_n - y_{t.1})^2 = (8.043 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Aksial og moment i betongens tyngdepunkt pga. oppspenningskraften iht. Sørensen, 6.9 (del 2):

$$N_t := -P_{max} = -360 \text{ kN}$$

$$M_{tp.c} := -P_{max} \cdot e_n = -19.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Aksial og moment som virker i det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse iht. Sørensen, 6.10a og 6.10b (del 2):

$$N_t = -360 \text{ kN}$$

$$M_{t.1} := M_{tp.c} - N_t \cdot y_{t.1} = -19.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_g := \text{andel}_2 \cdot \frac{g_k \cdot L^2}{8} = 19.582 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M := M_{t.1} + M_g = 0.002 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utrekninger av betongspenninger iht. Sørensen, 6.12 (del 2):

I underkant ( $y_u := 100 \text{ mm}$ ):

$$\sigma_{c.u1} := \frac{-P_{max}}{A_{t.1}} + \frac{M \cdot (y_u - y_{t.1})}{I_{t.1}} = -2.808 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Trykk})$$

I overkant ( $y_o := -100 \text{ mm}$ ):

$$\sigma_{c.o1} := \frac{-P_{max}}{A_{t.1}} + \frac{M \cdot (y_o - y_{t.1})}{I_{t.1}} = -2.808 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Trykk})$$

I høyde med spennarmering ( $y_s := e_n$ ):

$$\sigma_{c.t1} := \frac{-P_{max}}{A_{t.1}} + \frac{M \cdot (y_s - y_{t.1})}{I_{t.1}} = -2.808 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Trykk})$$

Tøyningsreduksjon i spennarmeringen:

$$\Delta \varepsilon_p := \text{abs} \left( \frac{\sigma_{c.t1}}{E_{cm}} \right) = 8.258 \cdot 10^{-5}$$

Spenningsreduksjon i spennarmeringen:

$$\Delta \sigma_p := \Delta \varepsilon_p \cdot E_s = 17.342 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av tillatt trykkspenning i betong:

(EC2, 5.10.2.2(5))

if $\text{abs}(\sigma_{c.u1}) < 0.6 \cdot f_{ck}$	= "Trykkspenningene er innenfor kravet"
"Sjekk neste"	
also if $\text{abs}(\sigma_{c.t1}) < 0.6 \cdot f_{ck}$	
"Trykkspenningene er innenfor kravet"	
else	
"Kravet er ikke innfridd"	

**Tidsavhengige tap**

Kryp

(EC2, B.1)

Faktorer:

(EC2, B.8c)

$$\alpha_1(f_{cm}) := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_1(43) = 0.866$$

$$\alpha_2(f_{cm}) := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_2(43) = 0.96$$

$$\alpha_3(f_{cm}) := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} \quad \alpha_3(43) = 0.902$$

Omkrets som er utsatt for uttørking mot atmosfæren:

$$u := 1 \cdot h + 2 \cdot b = (2.6 \cdot 10^3) \text{ mm}$$



Effektiv tverrsnittstykkelse:

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 97.527 \text{ mm}$$

Antar innvendig relativ luftfuktighet,  $RH := 30 \%$

Faktoren  $\phi_{RH}$  tar hensyn til virkningen av  $RH$  på det normerte kryptallet iht. EC2, B.3b:

$$\phi_{RH}(h_0) := \left( 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1(43) \right) \cdot \alpha_2(43)$$

$$\phi_{RH}(97.527) = 2.223$$

Faktoren  $\beta(f_{cm})$  tar hensyn til betongfastheten på det normerte kryptallet iht. EC2, B.4:

$$\beta_c(f_{cm}) := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$$\beta_c(43) = 2.562$$

Faktoren  $\beta(t_0)$  tar hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens alder ved pålasting iht. EC2, B.5:

$$\beta(t_0) := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})}$$

Egenlast påført etter 3 dager:

$$\beta(3) = 0.743$$

Nyttelast påført etter 28 dager:

$$\beta(28) = 0.488$$

Beregning av normert kryptall,  $\phi_t = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$  iht. EC2, B.1:

$$\phi_3 := \phi_{RH}(97.527) \cdot \beta_c(43) \cdot \beta(3) = 4.233$$

$$\phi_{28} := \phi_{RH}(97.527) \cdot \beta_c(43) \cdot \beta(28) = 2.782$$

Beregning av langtids E-modul:

$$E_{cl.3} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_3} = (6.498 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{cl.28} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{28}} = (8.99 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Momentbidrag fra lastene:

$$M_{gd} := andel_2 \cdot \frac{g_k \cdot L^2}{8} = 19.582 \text{ kN} \cdot m \quad (\text{pga. egenlast})$$

$$M_{qd} := andel_2 \cdot \frac{q_k \cdot L^2}{8} = 12.356 \text{ kN} \cdot m \quad (\text{pga. nyttelast})$$

Midlere E-modul iht. Sørensen, 6.14 (del 2):

Antar  $\gamma_p := 1.0$  (EC2, 2.4.2.2(1))

$$M_{pd} := -P_{max} \cdot e_n \cdot \gamma_p = -19.8 \text{ kN} \cdot m$$

$$\Sigma M_i := M_{gd} + M_{qd} + M_{pd} = 12.138 \text{ kN} \cdot m$$

$$\frac{M_{gd}}{E_{cl.3}} + \frac{M_{qd}}{E_{cl.28}} + \frac{M_{pd}}{E_{cl.3}} = (1.341 \cdot 10^{-6}) m^3$$

$$E_{middel} := \frac{\Sigma M_i}{\frac{M_{gd}}{E_{cl.3}} + \frac{M_{qd}}{E_{cl.28}} + \frac{M_{pd}}{E_{cl.3}}} = (9.052 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

### Spenningsberegning

Transformert tverrsnitt iht. Sørensen, 6.6 (del 2):

$$\eta_2 := \frac{E_p}{E_{middel}} = 21.542$$

$$A_{t.2} := A_c + (\eta_2 - 1) \cdot A_p = (1.33 \cdot 10^5) mm^2$$

Beliggenhet av det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse iht. Sørensen, 6.7 (del 2):

$$y_{t.2} := \frac{(\eta_2 - 1) \cdot A_p \cdot e_n}{A_{t.2}} = 2.556 mm$$

Arealtreghetsmoment om  $t_p$  iht. Sørensen, 6.8 (del 2):

$$I_{t.2} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t.2}^2 + (\eta_2 - 1) \cdot A_p \cdot (e_n - y_{t.2})^2 = (8.186 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Aksial om moment som virker i det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse, iht. Sørensen, 6.10a og 6.10b (del 2):

$$N_t = -360 \text{ kN}$$

$$M_{t.2} := N \cdot (e_n - y_{t.2}) + M_{gd} + M_{qd} = 31.938 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Uregninger av betongspenninger iht. Sørensen, 6.12 (del 2):

I underkant ( $y_u = 100 \text{ mm}$ ):

$$\sigma_{c.u2} := \frac{-P_{max}}{A_{t.2}} + \frac{M_{t.2} \cdot (y_u - y_{t.2})}{I_{t.2}} = 1.094 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Strekk})$$

I overkant ( $y_o = -100 \text{ mm}$ ):

$$\sigma_{c.o2} := \frac{-P_{max}}{A_{t.2}} + \frac{M_{t.2} \cdot (y_o - y_{t.2})}{I_{t.2}} = -6.709 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Trykk})$$

I høyde med spennarmering ( $y_s = 55 \text{ mm}$ ):

$$\sigma_{c.t2} := \frac{-P_{max}}{A_{t.2}} + \frac{M_{t.2} \cdot (y_s - y_{t.2})}{I_{t.2}} = -0.661 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Trykk})$$

Beregner betongtøyning ved spennarmering:

**Kort tid:**

$$\varepsilon_{ck.t} := \frac{\sigma_{c.t1}}{E_{cm}} = -8.258 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta \varepsilon_{pk} := \varepsilon_{ck.t}$$

**Lang tid:**

$$\varepsilon_{cl.t} := \frac{\sigma_{c.t2}}{E_{middel}} = -7.306 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta \varepsilon_{pl} := \varepsilon_{cl.t}$$

Spenningsendring i spennarmering:

**Kort tid:**

$$\Delta \sigma_{pk} := \Delta \varepsilon_{pk} \cdot E_p = -16.103 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Lang tid:

$$\Delta\sigma_{pl} := \Delta\varepsilon_{pl} \cdot E_s = -15.342 \frac{N}{mm^2}$$

Spenningsendring pga. kryp:

$$\Delta\sigma_{p.kryp} := \Delta\sigma_{pl} - \Delta\sigma_{pk} = 0.762 \frac{N}{mm^2}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmering:

$$Prosent\_kryp := \frac{\text{abs}(\Delta\sigma_{p.kryp})}{\sigma_p} \cdot 100 = 0.064 \%$$

Svinn

Antar konservativt fri svinntøyning  $\varepsilon_{cs} := -0.5 \cdot 10^{-3} = -5 \cdot 10^{-4}$

Fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning iht. Sørensen, 6.15 (del 2):

$$N_s := \text{abs}(\varepsilon_{cs}) \cdot E_p \cdot A_p = 29.334 \text{ kN}$$

Resulterende svinntøyning iht. Sørensen, 6.16 (del 2):

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} := \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{middel} \cdot A_{t.2}} + \frac{N_s \cdot (e_n - y_{t.2})^2}{E_{middel} \cdot I_{t.2}} = -4.647 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsendring pga. svinn:

$$\Delta\sigma_{p.svinn} := \Delta\varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p = -90.624 \frac{N}{mm^2}$$

Prosentvis reduksjon i kraft:

$$Prosent\_svinn := \frac{\text{abs}(\Delta\sigma_{p.svinn})}{\sigma_p} \cdot 100 = 7.574 \%$$

Nedbøyning etter lang tid (kryp og svinn)

Har beregnet treghetsmomentet for transformert tverrsnitt  $I_{t.2} = (8.186 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$  og

$$E_{middel} = (9.052 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Dette gir bøyestivheten etter lang tid:

$$EI_{lang} := I_{t.2} \cdot E_{middel} = (7.41 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Nedbøyning:

$$\delta_{lang} := \frac{1}{384} \cdot \frac{(g_{Ed} + q_{Ed}) \cdot L^4}{EI_{lang}} = 9.362 \text{ mm}$$

Svinnets påvirkning på nedbøyning iht. Sørensen, 5.33:

$$k_s := \frac{N_s \cdot e_n}{EI_{lang}} = (2.177 \cdot 10^{-4}) \frac{1}{m}$$

Enhetslastmetoden gir nedbøyning iht. Sørensen, eksempel 5.6 side 136:

$$\delta_{svinn} := \frac{k_s \cdot L^2}{8} = 1.681 \text{ mm}$$

Total langtidsnedbøyning:

$$\delta_{tot} := \delta_{lang} + \delta_{svinn} = 11.043 \text{ mm}$$

Sjekker mot nedbøyningskravet

if $\delta_{tot} < \frac{L}{250}$	= "Nedbøyningskravet er innfridd"
"Nedbøyningskravet er innfridd"	
else	
"Ikke OK nedbøyning"	

## Relaksasjon

Definerer relaksasjonsklasse, klasse 2 tråd eller tau - lav relaksasjon, etter EC2, 3.3.2(4).

Har ikke informasjon fra produsentens sertifikat for  $p_{1000}$  -> Bruker verdien  $p_{1000} := 2.5$  for klasse 2 iht. EC2, 3.3.2(7).

Beregning av relaksasjonstapet iht. EC2, 3.3.2(7) og 5.10.4(1)(i):

$$\sigma_{pi} := \sigma_p - \Delta\sigma_{l\ddot{a}s} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_t = 970.071 \frac{N}{mm^2}$$

$$\mu_r := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.571$$

Endelig relaksasjonstap etter  $t := 500000$  timer:

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot p_{1000} \cdot e^{(9.1 \cdot \mu_r)} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_r)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 21.311 \frac{N}{mm^2}$$

Prosentvis tap pga. relaksasjon:

$$Prosent\_relaksasjon := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} \cdot 100 = 2.197 \%$$

Samlet tap etter lang tid pga. kryp, svinn og relaksasjon:

$$Prosent\_samlet := Prosent\_kryp + Prosent\_svinn + Prosent\_relaksasjon = 9.834 \%$$

$$Samlet\_tap := \frac{Prosent\_samlet}{100} = 0.098$$

### **Bruddgrensetilstand:**

Dimensjonerende krefter:

$$andel_2 = 0.8$$

$$M_{Ed} := \frac{andel_2 \cdot (q_{Ed} + g_{Ed}) \cdot L^2}{8} = 43.116 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} := \frac{andel_2 \cdot (q_{Ed} + g_{Ed}) \cdot L}{2} = 21.942 \text{ kN}$$

Avstand fra topprand til armeringens tyngdepunkt:

$$d := 155 \text{ mm}$$

Forspenning etter umiddelbare tap:

$$\sigma_{pi} = 970.071 \frac{N}{mm^2}$$

Initiell tøyningdifferanse:

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pi}}{E_p} = 0.005$$

Tøyningstap:

$$\Delta\varepsilon_{tap} := Samlet\_tap \cdot \varepsilon_{p0} = 4.892 \cdot 10^{-4}$$

Effektiv tøyningsdifferanse:

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 0.004$$

Trykksonehøydefaktor iht. Sørensen, 7.7 (del 2):

$$\varepsilon_{cu1} := 0.035 \quad (\text{Tabell 3.1, EC2})$$
$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu1}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu1}} = 0.935$$

Balansert armeringsmengde iht. Sørensen, 7.8 (del 2):

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d = (2.048 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

if $A_p < A_{pb}$	= "Underarmert armering, duktilt"
"Underarmert armering, duktilt"	
else	
"Overarmert armering, sprøtt"	

Reell alfa iht. Sørensen, 7.9 (del 2):

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.137$$

Tverrsnittets momentkapasitet iht. Sørensen, 7.5 (del 2):

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 59.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

if $M_{Rd} > M_{Ed}$	= "Momentkapasitet OK"
"Momentkapasitet OK"	
else	
"Momentkapasitet ikke OK"	

### Kontroll av skjær

Her velges  $\gamma_{P, fav} := 0.9$  iht. EC2, NA.2.4.2.2(1).

Her er spennarmeringen rettlinjet og vil dermed bare bidra til et ekvivalent moment. Regner videre med  $V_{Ed} = 21.942 \text{ kN}$

### Kontroll av skjær gjennomføres videre iht. EC2, 6.2

Oppspenningskraft inkludert tap,  $P_{inkl.tap} := \sigma_{pi} \cdot A_p = 291.858 \text{ kN}$

Aksiell trykkraft,  $N_{Ed} := \gamma_{P.fav} \cdot P_{inkl.tap} \cdot (1 - Samlet\_tap) = 236.84 \text{ kN}$

Skjærkapasitet,  $V_{Rd.c}$ : (EC2, 6.2.2(1))

$$k_V := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 2.136$$

if  $k_V < 2.0$  | = "Bruk  $k_{v2} = 2.0$  videre"

|| "Bruk verdien for  $k_v$ "

else

|| "Bruk  $k_{v2} = 2.0$  videre"

$$k_{V2} := 2.0$$

$$\rho_l := \frac{A_p}{b \cdot d} = 0.002$$

if  $\rho_l < 0.02$  | = "Bruk verdien for  $\rho_l$ "

|| "Bruk verdien for  $\rho_l$ "

else

|| "Bruk  $\rho_l = 0.02$  videre"

$$k_2 := 0.18$$

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k_1 := 0.15$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 1.868 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

if  $\sigma_{cp} < 0.2 \cdot f_{cd}$  | = "Bruk verdien for  $\sigma_{cp}$ "

|| "Bruk verdien for  $\sigma_{cp}$ "

else

|| "Bruk  $\sigma_{cp} = 0.2 \cdot f_{cd}$  videre"

$$V_{Rd.c} = \left( C_{Rd.c} \cdot k_{V2} \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b \cdot d$$



$$V_{Rd.c} := \left( C_{Rd.c} \cdot k_{V2} \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot 35)^{\frac{1}{3}} \cdot \left( \frac{N}{mm^2} \right) + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b \cdot d = 131.679 \text{ kN}$$

Med en minste verdi iht. EC2, 6.6.2:

$$v_{min} = 0.035 \cdot k_{V2}^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k_{V2}^{\frac{3}{2}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} \cdot \left( \frac{N}{mm^2} \right) = 0.586 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd.c.min} := (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d = 161.052 \text{ kN}$$

Bruker den minste verdien:

if $V_{Rd.c} < V_{Rd.c.min}$	= "Bruk V_Rd.c"
"Bruk V_Rd.c"	
else	
"Bruk V_Rd.c.min"	

Sjekker om det må skjærarmeres:

if $V_{Ed} < V_{Rd.c}$	= "Trenger ikke å skjærarmere"
"Trenger ikke å skjærarmere"	
else	
"Må skjærarmere"	

Iht. EC2, 6.2.1 (4), trenger ikke plater minimum skjærarmering.

Beregning av resonansfrekvensverdi. Benytter "dynamisk E-modul" med en anbefalt verdi  $3.5 - 4.5 \cdot 10^{10}$

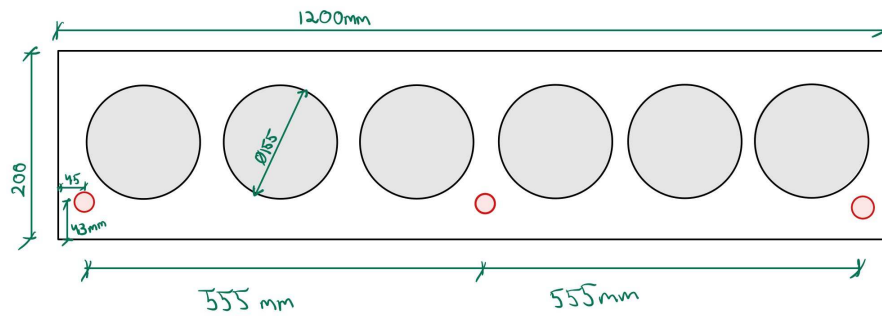
$$E_d := 4.0 \cdot 10^{10} \frac{N}{m^2} \quad m := 2.0 \frac{kN}{m} \cdot 101.97 \frac{kg}{kN} = 203.94 \frac{kg}{m}$$

$$I := 5.92 \cdot 10^{-4} m^4 \text{ (Betongelementboka tabell C.19)}$$

$$f_1 := \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{E_d \cdot I}{m}} = 8.664 \text{ Hz}$$

**Konklusjon:**

- 3 stk. tau per element  $A_p = 300.862 \text{ mm}^2$
- Dekke tilfredsstillende krav mot vibrasjon



### D.3 Slakkarmerte betongdekker

#### D.3 SLAKKARMERT BETONGDEKKE

##### Henviser til:

NS-EN 1991-1-1, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger

NS-EN 1992-1-1, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

Sørensen, S.I. (2020). *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2*. (2. utg.). Fagbokforlaget

##### Antagelser:

##### **BETONG**

- Betongklasse B35: Karakteristisk fasthet,  $f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$  (Tabell 3.1, EC2-1-1)
- $f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$  (Tabell 3.1, EC2-1-1)
- $f_{cm} := 43 \frac{N}{mm^2}$  (Tabell 3.1, EC2-1-1)
- $E_{cm} := 34 \cdot 10^3 \frac{N}{mm^2}$  (Tabell 3.1, EC2-1-1)
- Materialfaktor (vedvarende og forbigående),  $\gamma_c := 1.5$  (Tabell 2.1N, EC2-1-1)
- Dimensjonerende fasthet,  $f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.833 \frac{N}{mm^2}$
- Tyngdetetthet normalbetong,  $\gamma := 24 \frac{kN}{m^3} + 1 \frac{kN}{m^3} = 25 \frac{kN}{m^3}$  (Tabell A.1, EC1-1-1)
- Spennvidde,  $L := 7860 \text{ mm}$
- Bredde,  $b := 1000 \text{ mm}$  (Per element)
- Høyde,  $h := 250 \text{ mm}$
- Betongareal,  $A_c := b \cdot h = (2.5 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$
- Egenvekt,  $g_{k,c} := \gamma \cdot h \cdot 1 \text{ m} = 6.25 \frac{kN}{m}$
- Lastfaktor,  $\gamma_{lf} := 1.35$  (Nyttelast og egenlast)
- Tøyning ved brudd,  $\varepsilon_{cu3} := 0.0035$  (Tabell 3.1, EC2-1-1)
- Eksponeringsklasse: (Tabell 4.1, EC2-1-1)  
Velger eksponeringsklasse X0 pga. betongdekke ligger inne i oppvarmede og tørt rom
- Konstruksjonsklasse S4 (anbefalt verdi for brukstid på 50 år) (4.4.1.2(5), EC2-1-1)
- Egenlast påføres 3 dager etter støp
- Nyttelast påføres 28 dager etter støp
- Sementklasse N

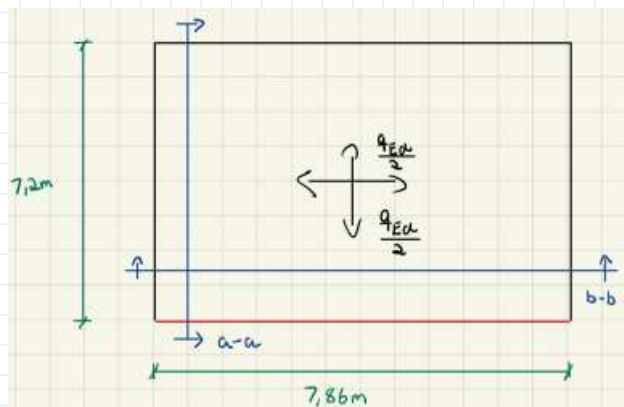
## ARMERING

- Elastisitetsmodul stål,  $E_s := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$
- Kamstålqualität B500NC,  $f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$
- Materialfaktor,  $\gamma_s := 1.15$
- Dimensjonerende flytespenning,  $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{N}{mm^2}$
- Diameter lengdearmring,  $\phi := 12 \text{ mm}$
- Antall armeringstenger,  $n_s := 24.6$
- Armeringsareal,  $A_s := \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot n_s = (2.782 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$
- Flytetøyning,  $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00217$

## Laster

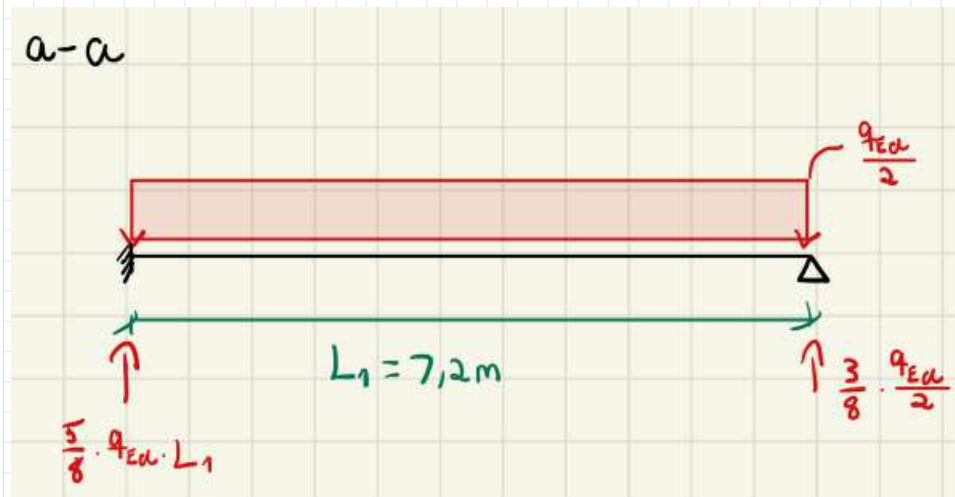
- Egenlast,  $g_k := g_{k.c} = 6.25 \frac{kN}{m}$
- Nyttelast,  $q_k := 2.0 \frac{kN}{m^2} \cdot b = 2 \frac{kN}{m}$

Beregning av opptredende moment i kritisk snitt ved bruk av stripemetoden:



Snitt a-a:

Har her antatt en fordeling lik som en bjelke som er fast innspent ved en ende og er fritt opplagt på den andre siden.



Snitt b-b:



Snitt b-b med bidrag fra punktlast fra snitt a-a:



Maksimal moment i snitt b-b:

$$M_{max} = \frac{(q_{Ed} + g_{Ed}) * L^2}{16} + \frac{1}{L} * \frac{27 * (q_{Ed} + g_{Ed}) * L^2}{80} = 6.5(q_{Ed} + g_{Ed})$$

$$\frac{(q_{Ed} + g_{Ed}) * L^2}{8} = 7.72(q_{Ed} + g_{Ed})$$

$$\frac{6.5}{7.72} \approx 0.8 = 80\%$$

Dette tilsvarer ca. 80% av momentet man får ved å betrakte en bjelke, dermed reduseres lastene med en faktor for å oppnå riktig moment:

$$andel_2 := 0.8$$

Momentet blir dermed

$$M_{Ek} := \frac{andel_2 * (q_k + g_k) * L^2}{8} = 50.968 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Minimum overdekning iht. EC2 4.4.1.2(2):

$$C_{min.b} := \max(\phi, 10 \text{ mm}) = 12 \text{ mm} \quad (\text{Tabell NA.4.2N, EC2-1-1})$$

$$C_{min.dur} := C_{min.b} \quad (\text{Tabell NA.4.4N, EC2-1-1})$$

$$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm} \quad (\text{NA.4.4.1.3(1)P})$$

$$C_{min} := \max(C_{min.b}, C_{min.dur}, 10 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$$

$$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 22 \text{ mm}$$

Kontroll av senteravstand:

$$s := \frac{b}{n_s} = 40.65 \text{ mm}$$

$$s_{max.slabs} := \min(3 * h, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm} \quad (\text{NA.9.3.1.1(3), EC2-1-1})$$

```

if  $s < s_{max.slabs}$  | = "Senteravstand er ok"
|| "Senteravstand er ok"
else
|| "Senteravstand er ikke ok"

```

Beregning av maksimal avstand fra topp til strekkarmeringens tyngdepunkt:

$$d := h - 20 \text{ mm} - \frac{\phi}{2} = 224 \text{ mm}$$

### **Bruddgrensetilstand**

Dimensjonerende laster og krefter:

$$g_{Ed} := g_k \cdot \gamma_{lf} = 8.438 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed} := q_k \cdot \gamma_{lf} = 2.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Ed} := \frac{andel_2 \cdot (q_{Ed} + g_{Ed}) \cdot L}{2} = 35.016 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} := M_{Ek} \cdot \gamma_{lf} = 68.807 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### **Kontroll av momentkapasitet**

Balansert armeringstverrsnitt:

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu3}} = 0.617 \quad (\text{Sørensen, 4.20})$$

$$A_{s,b} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot d \cdot \alpha_b = (5.043 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad (\text{Sørensen, 4.21})$$

```

if  $A_s < A_{s,b}$  | = "Underarmert"
|| "Underarmert"
else
|| "Overarmert"

```

Dette gir reell alfa:

$$\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.34 \quad (\text{Sørensen, 4.19})$$

Kontroll av armeringstøyning:

$$\varepsilon_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \varepsilon_{cu3} = 0.0068$$

```

if  $\varepsilon_s < 0.03$  | = "Ok"
|| "Ok"
else
|| "Ikke ok"

```

Momentkapasitet:

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 234.073 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

```

if  $M_{Rd} > M_{Ed}$  | = "Momentkapasiteten er ok"
|| "Momentkapasiteten er ok"
else
|| "Momentkapasiteten er ikke ok"

```

Kontroll av skjærkapasitet iht. EC2, 6.2

Skjærkapasitet,  $V_{Rd,c}$  (EC2, 6.2.2(1))

$$k_V := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1.945$$

```

if  $k_V < 2.0$  | = "Bruk verdien for k_v"
|| "Bruk verdien for k_v"
else
|| "Bruk k_v2 = 2.0 videre"

```

$$k_{V2} := 2.0 \quad \rho_l := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.012$$

```

if  $\rho_l < 0.02$  | = "Bruk verdien for ρl"
|| "Bruk verdien for ρl"
else
|| "Bruk ρl = 0.02 videre"

```

$$k_2 := 0.18 \quad C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12 \quad k_1 := 0.15$$

$$V_{Rd,c} := C_{Rd,c} \cdot k_V \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot 45)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot b \cdot d = 199.885 \text{ kN}$$



Med en minsteverdi:

$$v_{min} := 0.035 \cdot k_V^{\frac{3}{2}} \cdot 45^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{N}{mm^2} = 0.637 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd.c.min} := v_{min} \cdot b \cdot d = 142.65 \text{ kN}$$

Ser at tverrsnittet har veldig god margin for skjærkapasitet, og velger dermed ikke å kontrollere med en redusert skjærkraft

### **Brukgrensetilstand**

Beregning av langtidsnedbøying.

Faktorer:

$$\alpha_1(f_{cm}) := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_1(43) = 0.866$$

$$\alpha_2(f_{cm}) := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_2(43) = 0.96$$

$$\alpha_3(f_{cm}) := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} \quad \alpha_3(43) = 0.902$$

Omkrets som er utsatt for uttørking:

$$u := 1 \cdot h + 2 \cdot b = (2.25 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelser:

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 222.222 \text{ mm}$$

Antar innvendig relativ luftfuktighet,  $RH := 30\%$

Faktoren tar hensyn til virkningen av  $RH$  på det normerte kryptallet iht. EC2, B.3b:

$$\phi_{RH}(h_0) := \left( 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1(43) \right) \cdot \alpha_2(43)$$

$$\phi_{RH}(222.22) = 1.92$$

Faktoren  $\beta(f_{cm})$  tar hensyn til betongfastheten på det normerte kryptallet iht. EC2, B.4:

$$\beta_c(f_{cm}) := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad \beta_c(43) = 2.562$$

Faktoren  $\beta(t_0)$  tar hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens aldre ved pålasting iht. EC2, B.5:

$$\beta(t_0) := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})}$$

**Egenlast påført etter 3 dager:**

$$\beta(3) = 0.743$$

**Nyttelast påført etter 28 dager:**

$$\beta(28) = 0.488$$

Beregning av normert kryptall,  $\phi_t = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$  iht. EC2, B.1:

$$\phi_3 := \phi_{RH}(222.22) \cdot \beta_c(43) \cdot \beta(3) = 3.655$$

$$\phi_{28} := \phi_{RH}(222.22) \cdot \beta_c(43) \cdot \beta(28) = 2.403$$

Beregning av langtids E-modul:

$$E_{cl.3} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_3} = (7.304 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{cl.28} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{28}} = (9.992 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Momenter fra hvert lastbidrag:

$$M_{gk} := \frac{andel_2 \cdot g_k \cdot L^2}{8} = 38.612 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Egenlast})$$

$$M_{qk} := \frac{andel_2 \cdot q_k \cdot L^2}{8} = 12.356 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ek} = 50.968 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Beregning av midlere E-modul:

$$E_{\text{middel}} := \frac{\langle M_{Ek} \rangle \cdot 10^6}{\left( \frac{M_{gk} \cdot 10^6}{E_{cl.3}} \right) + \left( \frac{M_{gk} \cdot 10^6}{E_{cl.28}} \right)} = (7.814 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2} \quad (\text{Sørensen, 5.25})$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{\text{middel}}} = 25.597 \quad \rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.012 \quad \eta \cdot \rho = 0.318$$

Trykksonehøyde  $\alpha$

$$\alpha_{\text{some}} := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.541$$

Ekvivalent arealtreghetsmoment:

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha_{\text{some}}^2 \cdot \left( 1 - \frac{\alpha_{\text{some}}}{3} \right) \cdot b \cdot d^3 = (1.346 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Bøystivheten:

$$EI_c := E_{\text{middel}} \cdot I_c = (1.052 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Nedbøying etter lang tid:

$$\delta_{\text{lang}} := \frac{5}{384} \cdot \frac{andel_2 \cdot (q_k + g_k) \cdot L^4}{EI_c} = 31.187 \text{ mm}$$

Virkning av svinn på nedbøyinger:

$$\delta_{\text{svinn}} := 0 \text{ mm}$$

Total nedbøying etter lang tid:

$$\delta_{\text{total}} := \delta_{\text{lang}} + \delta_{\text{svinn}} = 31.187 \text{ mm}$$

Kontroll mot krav:

if $\delta_{\text{total}} < \frac{L}{250}$	= "Nedbøying er innenfor krav"
"Nedbøying er innenfor krav"	
else	
"Nedbøyingen er for stor"	

Risskontroll iht. EC2, 7.3.3(2)

Faktor som tar hensyn til overdekning over minimum:

$$k_c := \min\left(\frac{C_{nom}}{C_{min.dur}}, 1.3\right) = 1.3 \quad (\text{NA.7.3.1(5), EC2-1-1})$$

Maksimal rissvidde,  $w_{max} := 0.3 \cdot k_c = 0.39$  (Tabell NA.7.1N, EC2-1-1)

$$\alpha = 0.34$$

$$M_{Ek} = 50.968 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$EI_c = (1.052 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$s = 40.65 \text{ mm}$$

Beregning av armeringsspenning:

$$\sigma_s := E_s \cdot \frac{M_{Ek} \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{EI_c} = 143.214 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Sørensen, 5.55})$$

Fra tabell 7.2N, EC2 (Interpolert med  $\phi = 12 \text{ mm}$ ):

$$\text{Største tillatte armeringsspenning, } \sigma_{s.tillatt.1} := 222 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Fra tabell 7.3N, EC2 (Interpolert med  $s = 40.65 \text{ mm}$ ):

$$\text{Største tillatte armeringsspenning, } \sigma_{s.tillatt.2} := 286 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Som gir:

$$\sigma_{s.tillatt} := \min(\sigma_{s.tillatt.1}, \sigma_{s.tillatt.2}) = 222 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

if $\sigma_s < \sigma_{s.tillatt}$	= "Rissviddekontroll er OK"
"Rissviddekontroll er OK"	
else	
"Rissviddekontroll er ikke OK"	

Beregning av resonansfrekvensverdi. Benytter "dynamisk E-modul" med en anbefalt verdi  $3.5 - 4.5 \cdot 10^{10}$

$$E_d := 3.5 \cdot 10^{10} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad m := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 101.97 \frac{\text{kg}}{\text{kN}} = 203.94 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0013 \text{ m}^4$$

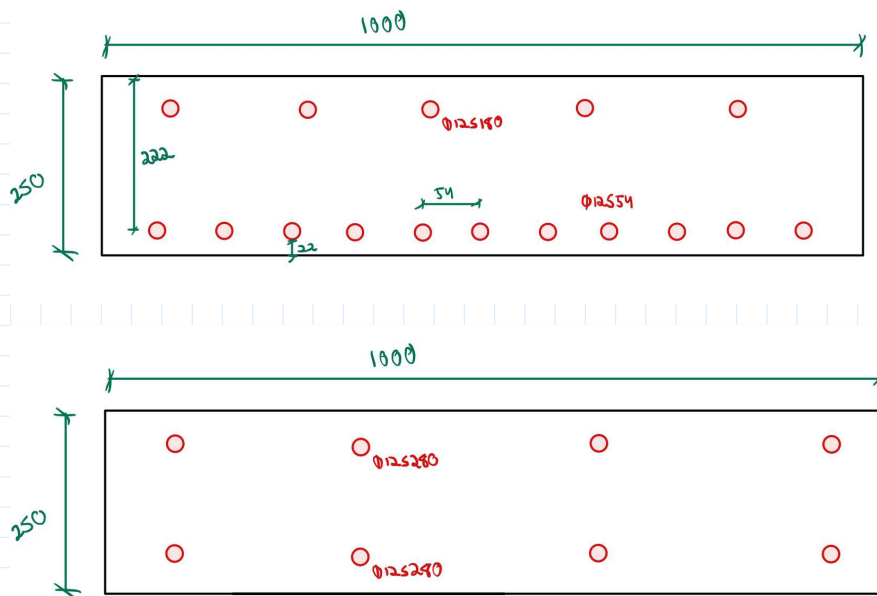
$$f_1 := \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{E_d \cdot I}{m}} = 12.019 \text{ Hz}$$

#### Konklusjon:

- Tverrsnitt,  $h = 250 \text{ mm}$
- Dekke tilfredsstill minimumskrav for vibrasjoner

#### Armering:

- Bunn i lengderetning:  $\phi 12s54$
- Tverretning:  $\phi 12s280$  topp og bunn
- Topp i lengderetning:  $\phi 12s180$
- Total armeringsmengde:  $2782 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$  i lengderetning og  $800 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$  i tverretning



## E Beregningsgrunnlag

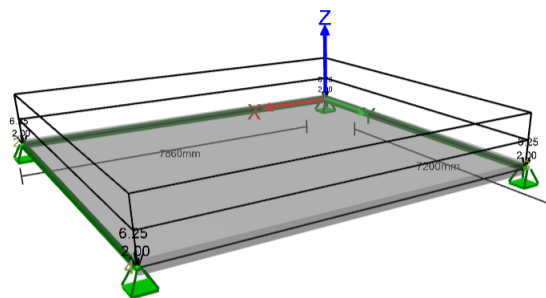
### E.1 Kontroll mot FEM-programmet Focus konstruksjon

#### E.1 Kontroll mot FEM-programmet Focus konstruksjon

##### Slakkarmert betongdekke:

##### Modell:

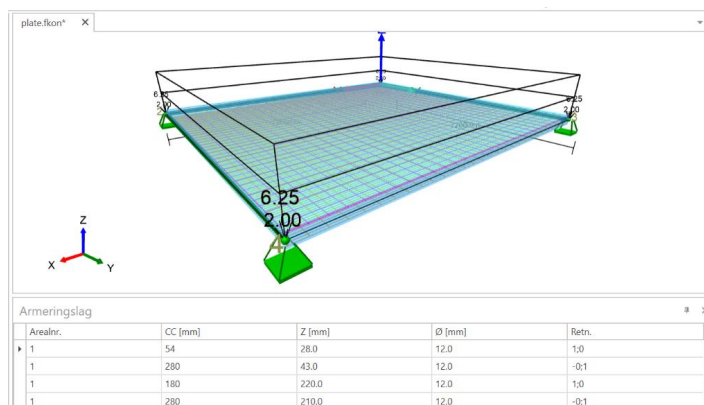
Betongplaten er tegnet med sidekanter lik 7,86 m og 7,2 m. Det er modellert med opplager langs tre av fire sidekanter. Flatelasten er delt i to, med 6,25 kN/m<sup>2</sup> som egenlast og 2,0 kN/m<sup>2</sup> i nyttelast. Utklipp fra Focus er gitt i figur 1.



Figur 1 - Modell av slakkarmert dekke på Focus for boligblokk A på Kværnerhøyden.

##### Armering:

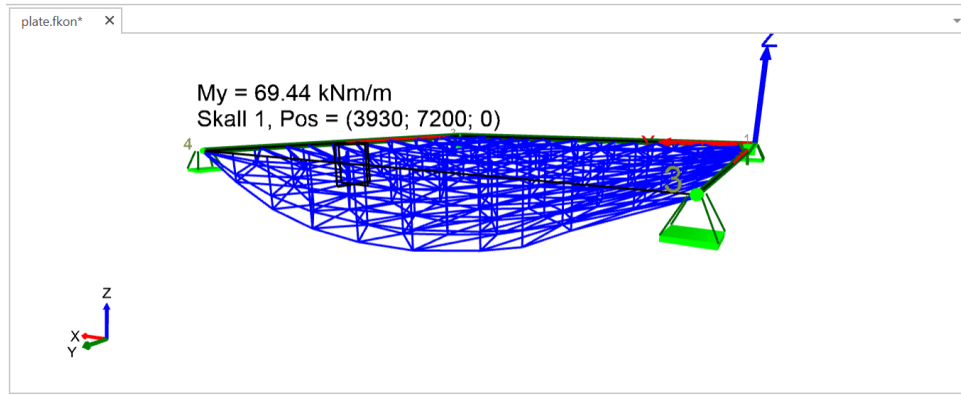
Det er lagt inn lengde- og tverrarmering i henhold til vedlegg D.3 og er illustrert i figur 2.



Figur 2 - Armeringsmodell av slakkarmert dekke på Focus for boligblokk A på Kværnerhøyden.

### Opptredende moment:

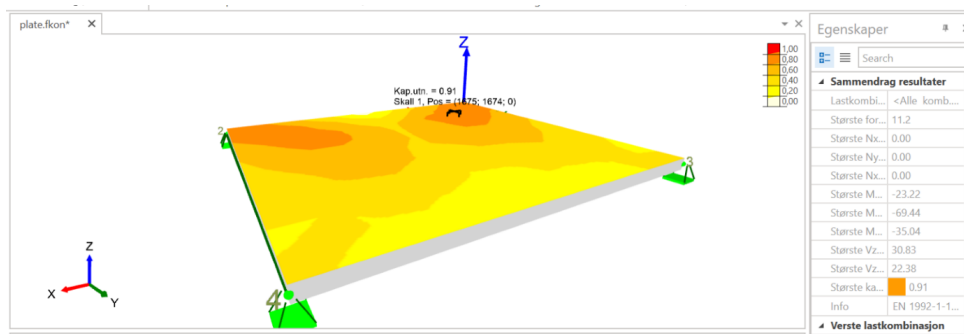
Lineær analyse av platen gir opptredende moment lik 69,44 kNm/m, se figur 3. Dette er <1 % avvik fra beregnet moment i vedlegg D.1.



Figur 3 - Opptredende moment av slakkarmert dekke på Focus for boligblokk A på Kværnerhøyden.

### Kapasitetskontroll iht. EK2:

Focus utfører en kapasitetskontroll av platen i henhold til Eurokode 2. Figur 4 viser at platen tilfredsstiller krav til kapasitet.



Figur 4 - Kapasitetskontroll iht. EK2 av slakkarmert dekke på Focus for boligblokk A på Kværnerhøyden.

**Forspent hulldekke:**

Tabell for overslagsdimensjonering av hulldekker hentet fra Betongelementforeningen.

Denne viser at maks spennvidde er 10 m for HD200, som betyr at dimensjonering i vedlegg D.2 er ok (se figur 5).

50

A4 HJELPEMIDLER TIL OVERSLAGSDIMENSJONERING

*Tabell A 4.2. Vekter og anbefalte spennvidder for hulldekker.*

Elementtype B / H	Egenvekt av fuget dekke, kN/m <sup>2</sup>	Maks. anbefalt spenn- vidde, m
1200 / 200	2,6	10
1200 / 220	3,1	10
1200 / 265	3,7	13
1200 / 285	4,2	13
1200 / 320	4,2	15
1200 / 340	4,7	15
1200 / 400	5,0	17
1200 / 420	5,5	17
1200 / 500	6,8	19
1200 / 520	7,3	19

*Figur 5 - Spennvidder for hulldekker HD200 (Betongelementforeningen, 2018).***Spennarmerte betongdekke:**

Det er ikke benyttet programvare for kontroll for spennarmerte dekker. Dette er fordi Focus konstruksjon ikke har funksjoner for det foreløpig.



## E.2 Prisoverslag for de ulike dekketypene for boligblokk A på Kværnerhøyden

### E.2 Prisoverslag for de ulike dekketypene for boligblokk A på Kværnerhøyden

#### Massivtre

Splitkon angir generell pris på massivtredekke til 9000 kr/m<sup>3</sup> (P.R. Brox, personlig kommunikasjon, 3. mars 2023). Kolonnen *antall per etg.* i tabell 1 angir et estimat på antall dekkelementer for maksimal spennvidde (C-C) for standard elementbredde for doble langsgående yttersjikt. Med denne prisantydningen blir totalprisen for blokk A på Kværnerhøyden estimert for et massivtredekke fra Splitkon følgende:

Estimert pris av massivtredekke for boligblokk på Kværnerhøyden med endret statisk system							
Lengde [mm]	Antall per etg.	Tykkelse [mm]	Bredde [mm]	Antall etg.	Totalt volum [m3]	Pris [kr/m3]	Totalpris [MNOK]
6210	44	200	1200	12	786,93	9000	7,08

Tabell 1 - Estimert pris av massivtredekke for boligblokk A på Kværnerhøyden.

#### Spennarmert betongdekke

Masteroppgaven til Hjelseng angir pris for prefabrikkert betongdekke til 600 kr/m<sup>2</sup> som er ut ifra en dekketykkelse på 265 mm (Hjelseng, 2014, s.54). Tallene fra Hjelseng er hentet fra AF sin kalkulasjonsavdeling. Pris er korrigert etter dekketykkelse som i denne oppgaven er 200 mm. Kolonnen *antall per etg.* i tabell 2 angir et estimat på antall dekkelementer for aktuell bredde som behøves for minste og største spenn. Med denne prisantydningen blir totalprisen for blokk A på Kværnerhøyden estimert for et spennarmert dekke følgende:

Estimert pris av spennarmert dekke for boligblokk på Kværnerhøyden						
	Lengde [mm]	Antall per etg.	Tykkelse [mm]	Bredde [mm]	Antall etg.	Sum [m3]
Minste spenn	5735	24	200	1000	12	330,336
Største spenn	7860	24				452,736
Totalt volum [m3]	783,072					
Pris [kr/m3]	3000					
Totalpris [MNOK]	2.35					

Tabell 2 - Estimert pris av spennarmert dekke for boligblokk A på Kværnerhøyden.

#### Forspent hulldekke

Pris er angitt og utregnet på lik måte som for spennarmert betongdekke, med unntak at bredden på hulldekke er på 1200 mm istedenfor 1000 mm for spennarmert dekke (se tabell 3). Merk at det også er en reduksjonsfaktor på 0,6 siden hulldekke har 40 % mindre vekt enn spennarmert dekke se vedlegg D.2.

Estimert pris av hulldekker for boligblokk på Kværnerhøyden						
	Lengde [mm]	Antall per etg.	Tykkelse [mm]	Bredde [mm]	Antall etg.	Sum [m3]
Minste spenn	5735	20	200	1200	12	330,336
Største spenn	7860	20				452,736
Reduksjonsfaktor	0,6					
Totalt volum [m3]	469,8432					
Pris [kr/m3]	2500					
Totalpris [MNOK]	1.17					

Tabell 3 - Estimert pris av hulldekker for boligblokk A på Kværnerhøyden.

### Slakkarmert betongdekke

Masteroppgaven til Hjelseng angir pris for plasstøpt slakkarmert betongdekke 1250 kr/m<sup>2</sup> som er ut ifra en dekketykkelse på 265 mm (Hjelseng, 2014, s.54). Tallene fra Hjelseng er hentet fra AF sin kalkulasjonsavdeling. Pris er korrigert etter dekketykkelse som i denne oppgaven er 250 mm, mens øvrige tall er hentet fra Revit. Med denne prisantydningen blir totalprisen for blokk A på Kværnerhøyden estimert for et slakkarmert dekke i tabell 4 følgende:

Estimert pris av slakkarmert betongdekke for boligblokk på Kværnerhøyden			
Bredde [mm]	Lengde [mm]	Tykkelse [mm]	Antall etg.
12295	27190	250	12
Totalt volum [m3]	1002,90315		
Pris [kr/m3]	5000		
Totalpris [MNOK]	5,01		

Tabell 4 - Estimert pris av slakkarmert betongdekke for boligblokk A på Kværnerhøyden.

### Plattendekker

Elementsalg som er benyttet på Kværnerhøyden angir pris for slakkarmert plattendekker til 410,-/m<sup>2</sup> for tykkelse 50 mm og 470,-/m<sup>2</sup> for tykkelse 70 mm eksklusiv frakt for ellers identiske dekker som benyttet i beregninger i oppgaven (T. Bakke, personlig kommunikasjon, 30. mars 2023). Pris er korrigert etter dekketykkelse som i denne oppgaven er 250 mm, mens øvrige tall er hentet fra Revit. Med denne prisantydningen blir totalprisen for blokk A på Kværnerhøyden estimert for plattendekker i tabell 5 følgende:

Estimert pris av plattendekker for boligblokk på Kværnerhøyden			
Bredde [mm]	Lengde [mm]	Tykkelse [mm]	Antall etg.
12295	27190	250	12
<b>Totalt volum [m3]</b>	1002,90315		
<b>Pris [kr/m3]</b>	2700		
<b>Totalpris [MNOK]</b>	2,71		

Tabell 5 - Estimert pris av plattendekker for boligblokk A på Kværnerhøyden.

## E.3 Miljøberegninger

### E.3 Miljøberegninger

#### Massivtre

Alle klimaverdier er hentet fra <https://eibrowser.indecol.no/>

Tabell 1 viser miljøpåvirkningen av avfall for massivtre og utvinning/produksjon i CO<sub>2</sub>-Eq.

name	unit	value	
Climate change; GWP100; kg CO <sub>2</sub> -Eq		0,03681007	Treatment for waste wood in Norway
Climate change; GWP100; kg CO <sub>2</sub> -Eq		20,5523572	Impact of solid wood in Europe (without CH)

Tabell 1 - Klimatall for behandling av avfall og påvirkning av massivtre.

Tabell 2 viser midlere densitet for fasthetsklasse T22 og T15, hentet fra Splitkon sin tekniske godkjenning, samt totalt volum utregnet i vedlegg E.1.

Data for beregning av totalmasse	
rho, T22 [kg/m <sup>3</sup> ]	470
rho, T15 [kg/m <sup>3</sup> ]	430
Totalt volum [m <sup>3</sup> ]	786,93

Tabell 2 - Data for beregning av totalmasse for massivtredekke.

Klimapåvirkningen er beregnet ut ifra et massivtredekke med 5-sjikt standard elementbredde og doble langsgående yttersjikt (se tabell 3). Klimapåvirkning og klimaavfall er beregnet ut ifra totalmasse.

Spennvidde (C-C) [mm]	Totalmasse [kg]	Total klimapåvirkning [tonn*CO <sub>2</sub> -Eq]	Total klimaavfall [tonn*CO <sub>2</sub> -Eq]
6210	1817808,30	37360,25	66,91
CLT 200 (5ss)			

Tabell 3 - Klimapåvirkning av massivtredekke.

#### Transport

Tabell 4 viser miljøpåvirkning av transport i CO<sub>2</sub>-Eq.

name	unit	value	
Climate change; GWP100; kg CO <sub>2</sub> -Eq		0,35618701	Impact of transport global with metric ton*km

Tabell 4 - Klimatall for transport.

Tabell 5 viser avstand fra nærmeste leverandør av dekkeelement til boligblokk A på Kværnerhøyden. Klimapåvirkning av transport er beregnet ut ifra avstanden.

	Avstand fra leverandør til Svartdalsparken [km]	Klimapåvirkning av transport [tonn*km*CO <sub>2</sub> -Eq]	
Massivtre	71,1	0,025	Splitkon
Spennarmert	15	0,005	Norbetong Gjelleråsen
Hulldykke	15	0,005	Norbetong Gjelleråsen
Slakkarmert	15	0,005	Norbetong Gjelleråsen
Plattendekker	24,4	0,009	Elementsalg AS

Tabell 5 - Klimapåvirkning av transport.

#### Betong

Tabell 6 viser miljøpåvirkningen for ulike betongklasser samt behandling av betongavfall i CO<sub>2</sub>-Eq.

name	unit	value	
Climate change; GWP100; kg CO2-Eq		239,520995	Impact of concrete B20 global
Climate change; GWP100; kg CO2-Eq		243,479161	Impact of concrete B25 global
Climate change; GWP100; kg CO2-Eq		337,528564	Impact of concrete B35 global
Climate change; GWP100; kg CO2-Eq		0,00827552	Treatment of waste concrete

Tabell 6 - Klimatall for betong.

Tabell 7 viser egenvekt for betong og totalt volum for hver betongtype utregnet i vedlegg E.1.

	Egenvekt [kg/m3]	Totalt volum [m3]
Spennarmert	2548	783,072
Hulldেকে		469,843
Slakkarmert		1003,903
Plattendecker		1003,903

Tabell 7 - Data for beregning av totalmasse for hver betongtype.

Klimapåvirkningen er beregnet ut ifra ulike betongklasser og klimaavfall for hver betongtype (se tabell 8). Klimapåvirkning og klimaavfall er beregnet ut ifra totalmasse.

	Totalmasse [kg]	Total klimapåvirkning [tonn*CO2-Eq]			Total klimaavfall [tonn*CO2-Eq]
		B20	B25	B35	
Spennarmert	1995267,456	477908,45	485806,05	673459,76	16,51
Hulldেকে	1197159,964	286744,95	291483,50	404075,68	9,91
Slakkarmert	2557944,844	612681,49	622806,27	863379,45	21,17
Plattendecker	2557944,844	612681,49	622806,27	863379,45	21,17

Tabell 8 - Klimapåvirkning av betong.

## E.4 Lydisolasjon av tekniske føringer

### E.4 Lydisolasjon av tekniske føringer

Beregning av nødvendig lydisolasjon mot tekniske føringer for spennarmert betongdekke er gjennomført i henhold til Byggforskserien 553.182. Beregningsgangen utført i tabell 1 og er lik som tabell 721. Videre henvisninger av figurer/tabeller nedenfor er i samme blad.

Trinn	Forutsetninger	Referanse	Lydnivåer [dB]
a) + b)	Referansesituasjon c og støysvake plastrør	Figur 42/Tabell 42	50
c)	Himling med 13mm gipsplate + 30mm mineralull	Tabell 65	-20
f)	Beregningsresultat		30
	Krav	Tabell 14	32
	Kontroll	Resultat < Krav	OK

Tabell 1 - Beregning av nødvendig lydisolasjon mot tekniske føringer for spennarmert betongdekke.

## E.5 Beregning av nødvendig armeringsdybde i branntilstand for forspente hulldekker

### E.5 Beregning av nødvendig armeringsdybde for forspent hulldekke HD200 for brannklasse 3

Henviser til:

Betongelementforeningen, bind D – Brannmotstand, bestandighet og tetting

<http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookD.asp?isSearch=0&liID=Forord&DocumentId=BindD/Forord.pdf&BookId=D> )

NS-EN-1990 – Grunnlag for dimensjonering av konstruksjoner

Forutsetninger (Verdier hentet fra vedlegg D.3):

Spennstålets fasthet:

$$f_{p0,1k} = 1550 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende last:

$$q_{Ed} = 6,98 \frac{kN}{m}$$

Indre momentarm:

$$z = 155 \text{ mm}$$

Spennstålets strekkapasitet:

$$F_p = A_p * \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = 135 \text{ kN pr. tau}$$

Total strekkapasitet per element:

$$S_d = n * F_p = 404 \text{ kN}$$

Momentkapasitet per element:

$$M_d = S_d * z = 62,7 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende moment (hentet fra vedlegg D.3):

$$M_{Ed} = 43,1 \text{ kNm}$$

Ekvivalent høyde:

$$A = 126\,800 \text{ mm}^2$$

$$h_{ekv} = \frac{A}{1200} = 106'$$

Faktor som tar høyde for bruksområde (innendørs bostedsarealer valgt):

$$\psi_2 = 0,3 \quad (\text{NS-EN 1990, NA Tabell A1.1})$$

Dimensjonerende last i brannsituasjon:

$$q_{Ed,fi} = 3,17 + 0,3 * 2,0 = 3,77 \frac{kN}{m^2}$$

Lasteffekt i ulykkestilstanden brann (lastfaktorer og reduksjonsfaktor hentet fra vedlegg D.3):

$$E_{d,fi} = M_{Ed,fi} = q_{Ed,fi} * \frac{l^2}{8} * 1,35 * 0,8 = 31,4 \text{ kNm}$$

Kapasitet ved tiden  $t = 0$  minutter (start brann, temperatur  $20^\circ\text{C}$ ) i ulykkestilstand:

$$R_{d,fi}(0) = M_{d,fi} = n * f_{d,fi}(20^\circ\text{C}) * A_p * z = 3 * 1550 * 100 * 155 * 10^{-6} = 72,1 \text{ kNm}$$

Utnyttelsesfaktor:

$$\mu_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{R_{d,fi}} = \frac{M_{Ed,fi}}{M_{d,fi}} = \frac{31,4}{72,1} = 0,44$$

Fra figur D 3.2:

$$k_{p0,1k} = \mu_{fi} = 0,55 \Rightarrow \theta_{krit} = 430^\circ\text{C}$$

Reduksjon av nødvendig armeringsdybde:

$$\Delta a = 0,1 * (350^\circ\text{C} - 380^\circ\text{C}) = -8\text{mm}$$

Opprinnelig nødvendig armeringsdybde i henhold til NS-EN 1992-1-2 table 5.7:

$$a_{n\ddot{o}dv} = 45\text{mm}$$

Nødvendig armeringsdybde inkludert beregnet reduksjon:

$$\underline{a_{n\ddot{o}dv} = 45\text{mm} - 8\text{mm} = 37\text{mm}}$$



# I Avtaledokument

## I.I Forprosjekt



FAKULTET FOR INGENIØRVITENSKAP  
Institutt for bygg- og miljøteknikk  
Institutt for konstruksjonsteknikk

### FORPROSJEKT BYGT2900 Bacheloroppgaven bygg

<i>Tittel (norsk og engelsk):</i>  Optimalisere ulike råbyggsmetoder. Optimizing various raw building methods.	<i>Prosjektnr.:</i>  2023-6
<i>Forfattere:</i> Andreas Kjørnes Christoffer Bolstad Joakim Horten Bakken	<i>Dato:</i> 26.01.2023
	<i>Gradering:</i> Åpen
<i>Fordypning:</i>  Konstruksjonsteknikk	
<i>Veileder internt:</i>  Arne Mathias Selberg	
<i>Oppdragsgiver:</i>  AF Gruppen ASA	
<i>Oppdragsgiver, kontaktinfo:</i>  Navn: Geir Hansen E-post: <a href="mailto:geir.hansen@afgruppen.no">geir.hansen@afgruppen.no</a> Tlf: +47 951 20 091 Navn: Sif Løvdal E-post: <a href="mailto:sif.lovdal@afgruppen.no">sif.lovdal@afgruppen.no</a> Tlf: +47 457 86 585	
<i>Sammendrag:</i> Gruppen har gjennom AF Gruppen fått utlevert prosjektet 'Kværnerhøyden' og fått tildelt en oppgave med å optimalisere råbyggsmetoder for ulike materialer. Rapporten omhandler å prosjektere og dimensjonere et fullt bæresystem i stål som skal være konstant og grunnlag for videre dimensjonering. Gruppen vil samtidig dimensjonere ulike dekker i råbygget med ulike materialer som tre og betong med ulike materialeegenskaper. Resultatet av oppgaven er å skape et kompendium som kan tas i bruk som underlag til opplæring og oppslagsverk i AF Gruppen ved senere fagkurs.	
<i>Stikkord:</i>	<i>Key Words</i>
<ul style="list-style-type: none"><li>- Råbygg</li><li>- Materialer</li><li>- Dimensjonering</li><li>- Kompendium</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Raw building</li><li>- Materials</li><li>- Dimensioning</li><li>- Compendium</li></ul>

## INNHOLDSFORTEGNELSE

1 MÅL OG RAMMER.....	1
1.1.....	Orientering
1.2 Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål.....	1
1.3 Effektmål .....	2
1.4 Rammer .....	2
2 ORGANISERING .....	2
3 GJENNOMFØRING.....	3
3.1 Hovedaktiviteter, milepæler, opplastinger av kritiske datoer.....	3
4 OPPFØLGING OG KVALITETSSIKRING .....	3
4.1 Kvalitetssikring.....	3
5 Risikoanalyse .....	4
6 Referanser .....	5
7 VEDLEGG .....	6
7.1 Gantt-diagram .....	6
7.2 Avtaledokument (se standardavtalen) .....	6

# 1 MÅL OG RAMMER

## 1.1 Orientering

Startfasen av bacheloroppgaven startet høsten 2022 med å kontakte flere ulike eksterne bedrifter i byggebransjen. Bedriftene ble kontaktet via epost, der de ble forespurt om de ville være ekstern veileder til bachelorgruppa. AF Gruppen ASA viste interesse og ba om en definisjon av en mulig problemstilling. Selskapet sendte en PowerPoint med tre aktuelle oppgaver til bacheloroppgaven: (1) grunn og fundamenter, (2) råbygg og (3) tett bygg (fasade, tett tak). Bachelorgruppen valgte en problemstilling rundt oppgaven om råbygg og optimalisering av ulike råbyggsmetoder. Flere ulike problemstillinger ble drøftet innad i bachelorgruppen. Valget falt på dimensjonering og beregning av ulike materialer i et råbygg. Foreløpig problemstilling ble tatt imot med god respons av AF Gruppen, og det ble avtalt at de skulle bli ekstern veileder på bacheloroppgaven. Det ble avtalt et oppstartsmøte i Teams den 20. desember 2022 mellom bachelorgruppen og AF Gruppen. Under møtet ble det opprettet kjennskap til Geir Hansen og Sif Løvdal som skulle bli kontaktpersoner fra AF gjennom arbeidet med bacheloroppgaven. De delte deres erfaringer fra tidligere veiledninger og ga innsikt i deres ønsker og forventninger.

## 1.2 Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål

Råbygg er et bygg som er lukket og oppført i sin ytre form uten innredning, tekniske installasjoner, kledning eller overflatebehandling (Nordal, 2019). Problemstillingen for bacheloroppgaven er å optimalisere ulike råbyggsmetoder, se på løsningene rundt materialvalg og materialegenskaper når det kommer til brukervennlighet, kostand, miljø, byggetid og opptredende laster.

Bachelorgruppen har fått tildelt oppgaven gjennom prosjektet 'Kværnerhøyden' av AF Gruppen ASA. Kværnerhøyden ligger ved Svartdalsparken i Oslo og er et pågående prosjekt med AF Gruppen som totalentreprenør. Kværnerhøyden består av to boligblokker på henholdsvis fem og tolv etasjer med totalt 71 leiligheter, parkeringskjeller, takterrasse samt et adskilt townhouse. I denne oppgaven tar bachelorgruppen utgangspunkt i blokk A på tolv etasjer.

Med bacheloroppgaven ønsker bachelorgruppen å gi en innføring i 'bestep praksis' for ulike råbyggsmetoder. Råbyggsmetodene vil dimensjoneres for hånd opp mot FEM-analyseprogram i forhold til opptrenden laster og gjeldene krav ut ifra standarder som plan og bygningsloven (PBL), byggt teknisk forskrift (TEK 17), Eurokode 1, 2 og 3 samt Norsk Standard (NS). Ut ifra beregningene og resultatene med hensyn på byggets bruksområde og funksjonalitet, vil bachelorgruppen skape et kompendium som vil hjelpe AF Gruppen med å optimalisere materialvalg i tidlig fase av prosjekter. Kompendiet vil bidra med godt samspill på byggeplass med fleksible detaljer og forhindre feilvalg som forplanter seg videre i prosjekter. Kompendiet er tiltenkt å være et underlag til opplæring og oppslagsverk i AF Gruppen ved senere prosjekter og fagkurs.

### Stikkord:

- Råbygg
- Dimensjonering
- Materialer
- Programvarer

### Keyword:

- Raw building
- Dimensioning
- Materials
- Software

- Illustrasjoner
- Kompendium

- Illustrations
- Compendium

### 1.3 Effektmål

Målet med bacheloroppgaven er å utnytte kompetansen som er gjennomgått gjennom utdanningsløpet med spesialisering innen konstruksjonsteknikk og opparbeide erfaringer fra å jobbe i team opp mot næringslivet. Bacheloroppgaven skal være et springbrett mot videre master og arbeidslivet med en problemstilling som utfordrer oss til å tilegne oss ny kunnskap, løsninger og nye idéer. Valget av bacheloroppgaven er basert på interesseområde og tilbakemeldinger fra ekstern og intern veileder. Bacheloroppgaven er valgt for å utnytte kunnskapen opparbeidet fra statikk-ennene, stål- og betongkonstruksjoner. Bachelorgruppen ønsker å ha jevn arbeidsinnsats og god moral gjennom hele oppgaven. Bachelorgruppen planlegger å jobbe sammen på grupperom, hver for oss og ha sosiale aktiviteter utenom bacheloroppgaven for å opprettholde god moral og holdning gjennom hele perioden.

### 1.4 Rammer

Per 14.02.2023 har bachelorgruppen ingen behov for penger og utstyr. Bachelorgruppen har ingen spesielle behov for tilgang på materialer eller egne rom. Grupperom bookes på NTNU sin rombestillingsplattform før hvert møte.

## 2 ORGANISERING

Bacheloroppgaven våren 2023 for gruppe 6 består av tre byggingeniørstudenter som har gjennomført fem semestre av en bachelor i ingeniørfag, bygg. Alle tre studenter har faglig fordypning i konstruksjonsteknikk og består av:

Andreas Kjørnes	<a href="mailto:andkjo@ntnu.no">andkjo@ntnu.no</a>	+47 948 61 270
Joakim Horten Bakken	<a href="mailto:joakimhb@ntnu.no">joakimhb@ntnu.no</a>	+47 901 32 868
Christoffer Bolstad	<a href="mailto:chribols@ntnu.no">chribols@ntnu.no</a>	+47 467 93 931

Med på laget har gruppen fått med intern veileder; universitetslektor Arne Mathias Selberg fra institutt for konstruksjonsteknikk på NTNU:

Arne Mathias Selberg	<a href="mailto:arne.m.selberg@ntnu.no">arne.m.selberg@ntnu.no</a>	+47 734 12 049
----------------------	--------------------------------------------------------------------	----------------

Bachelorgruppen har i tillegg fått AF Gruppen som er ekstern veileder. AF Gruppen har avsatt KS-sjef for AF byggfornyelse, Geir Hansen, og HR-manager, Sif Løvdal, til å bistå gjennom arbeidet med Bacheloroppgaven våren 2023:

Geir Hansen	<a href="mailto:geir.hansen@afgruppen.no">geir.hansen@afgruppen.no</a>	+47 951 20 091
Sif Løvdal	<a href="mailto:sif.lovdal@afgruppen.no">sif.lovdal@afgruppen.no</a>	+47 457 86 585

### 3 GJENNOMFØRING

#### 3.1 Hovedaktiviteter, milepæler, opplastinger av kritiske datoer.

Bachelorgruppen har sammen kommet til enighet over en plan for prosessen av bacheloroppgaven. I hovedtrekk har bachelorgruppen kommet fram til å ferdigstille beregninger, modeller og tegninger (det tekniske) uka før påske. I uken før påske er det avtalt et møte der bachelorgruppen går gjennom det tekniske, ferdigstiller og ser på fordelingen av innholdet i rapporten. Påsken kan benyttes til å se over foreløpig arbeid som vil gi et godt utgangspunkt før utforming og skriving av selve rapporten etter påske. Bachelorgruppen har som mål å bli ferdig 08.05.2023 slik at de to siste ukene før innlevering går til rettskriving og å lese over rapporten.

Hovedaktivitet/milepæl	Ansvarlig	Kritisk dato
Standardavtale	Alle	27.01.2023
Forprosjekt	Alle	15.02.2023
Midtveispresentasjon	Alle	01.03.2023
Ferdigstilling av beregninger/dimensjonerings	Alle	10.03.2023
Innlevering av tittel	Alle	24.04.2023
Innlevering av plakat/artikkel	Alle	01.05.2023
Presentasjon av oppgave	Alle	18.05.2023
Innlevering av oppgave	Alle	22.05.2023

### 4 OPPFØLGING OG KVALITETSSIKRING

#### 4.1 Kvalitetssikring

Bachelorgruppen har sammen skrevet og blitt enige om en samarbeidsavtale med forventinger, møteprosedyrer, møtetidspunkt, samarbeid, prosess, avtaler, kommunikasjon, konsekvenser og møteleder/gruppeleder som rulleres på hver uke. Ved at alle gruppemedlemmer sammen har utarbeidet samarbeidsavtale og rammer for prosjektoppgaven tidlig i prosjektfasen, oppnår bachelorgruppen en gjensidig enighet og forventning til alle gruppemedlemmer. Møteleder har som oppgave å utarbeide agenda, møtereferat og å ta avgjørelser (med vetorett) underveis i prosess for å minimere risiko for å bli stående uten fremdrift i prosjektet. Med møteleder oppnår bachelorgruppen at alle medlemmer må sette seg godt inn i prosessen noe som vil øke kvaliteten i arbeid når alle til enhver tid er på samme nivå. Bachelorgruppen har samtidig planlagt ulike sosiale møter utenfor arbeidet med bacheloroppgaven for å opprettholde motivasjon, positiv innstilling, god moral og stemning.

## 5 Risikoanalyse

Risiko- og sårbarhetsanalyse (ROS). Risikoskala 1-10.

Uønsket hendelse	Mulig årsak	Risiko (sannsynlighet x konsekvens)	Forebyggende tiltak
Ikke møter til avtalt tid.	Sykdom, forsovelse, forsinka buss.	4	Møteleder klargjør i messenger-gruppe møtested og tidspunkt før hver uke.
Ikke svarer/reagerer på meldinger fra andre gruppemedlemmer.	Ser ikke meldinga, overser meldinga.	3	Signert skriftlig samarbeidsavtale.
Mister motivasjon.	Ser mørkt på å jobbe med problemstillinga	7	Gjøre sosiale ting utenom gruppearbeidet.
Ikke hører på møteleder.	Liker ikke agenda/opplegg for dagen.	4	Signert skriftlig samarbeidsavtale.
Mister viktige dokumenter.	Skade på PC, lagrer ikke via Teams.	7	Bruk av felles skylagring i Teams.

## 6 Referanser

Nordal, O. (2019, 18. juli). Råbygg. I *Store norske leksikon*. <https://snl.no/r%C3%A5bygg>

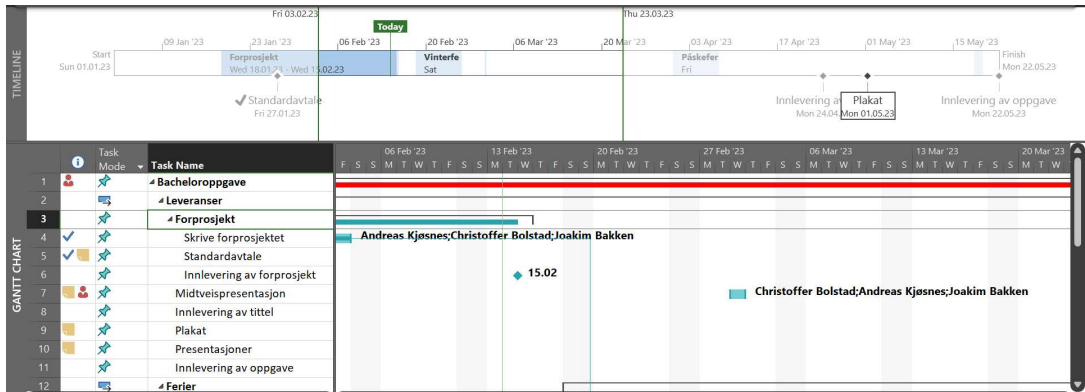
## **7 VEDLEGG**

### ***7.1 Gantt-diagram***

### ***7.2 Avtaledokument (se standardavtalen)***



7.1 Gantt-diagram



Utklipp av Gantt-diagram fra Microsoft Project.

Link til hele framdriftsplanen i Microsoft Project:  
[https://studntnu.sharepoint.com/:u:/s/o365\\_Bacheloroppgave545/ETZ6NmaZxljp1Tvw49jbooBAiVNmMtGz17FNFUXnDRmmw?e=a0Vhba](https://studntnu.sharepoint.com/:u:/s/o365_Bacheloroppgave545/ETZ6NmaZxljp1Tvw49jbooBAiVNmMtGz17FNFUXnDRmmw?e=a0Vhba)

## 7.2 Avtaledokument (se standardavtale)



Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

*Fastsatt av prorektor for utdanning 10.12.2020*

### STANDARDAVTALE

#### om utføring av studentoppgave i samarbeid med ekstern virksomhet

Avtalen er ufravikelig for studentoppgaver (heretter oppgave) ved NTNU som utføres i samarbeid med ekstern virksomhet.

*Standardavtalen brukes også ved interne oppgaver. NTNU trer da inn som oppdragsgiver/ekstern virksomhet gjennom teksten i avtalen. Navn og signeringer «Ekstern virksomhet» fylles da ikke ut.*

#### Forklaring av begrep

##### Opphavsrett

Er den rett som den som skaper et åndsverk har til å fremstille eksemplar av åndsverket og gjøre det tilgjengelig for allmennheten. Et åndsverk kan være et litterært, vitenskapelig eller kunstnerisk verk. En studentoppgave vil være et åndsverk.

##### Eiendomsrett til resultater

Betyr at den som eier resultatene bestemmer over disse. Utgangspunktet er at studenten eier resultatene fra sitt studentarbeid. Studenten kan også overføre eiendomsretten til den eksterne virksomheten.

##### Bruksrett til resultater

Den som eier resultatene kan gi andre en rett til å bruke resultatene, f.eks. at studenten gir NTNU og den eksterne virksomheten rett til å bruke resultatene fra studentoppgaven i deres virksomhet.

##### Prosjektbakgrunn

Det partene i avtalen har med seg inn i prosjektet, dvs. som vedkommende eier eller har rettigheter til fra før og som brukes i det videre arbeidet med studentoppgaven. Dette kan også være materiale som tredjepersoner (som ikke er part i avtalen) har rettigheter til.

##### Utsatt offentliggjøring

Betyr at oppgaven ikke blir tilgjengelig for allmennheten før etter en viss tid, f.eks. før etter tre år. Da vil det kun være veileder ved NTNU, sensorene og den eksterne virksomheten som har tilgang til studentarbeidet de tre første årene etter at studentarbeidet er innlevert.

## 1. Avtaleparter

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) Institutt: Konstruksjonsteknikk (IKT)
<b>Veileder ved NTNU:</b> Arne Mathias Selberg e-post: <a href="mailto:arne.m.selberg@ntnu.no">arne.m.selberg@ntnu.no</a> Tlf.: +47 734 12 049
<b>Ekstern virksomhet:</b> Ekstern virksomhet sin kontaktperson, e-post og tlf.: Navn: Geir Hansen E-post: <a href="mailto:geir.hansen@afgruppen.no">geir.hansen@afgruppen.no</a> Tlf: +47 951 20 091 Navn: Sif Løvdal E-post: <a href="mailto:sif.lovdal@afgruppen.no">sif.lovdal@afgruppen.no</a> Tlf: +47 457 86 585
Student: Andreas Kjøsnes E-post: <a href="mailto:andkjo@stud.ntnu.no">andkjo@stud.ntnu.no</a> Tlf: +47 94861270 Fødselsdato: 30.03.2001
Student: Joakim Horten Bakken E-post: <a href="mailto:joakimhb@stud.ntnu.no">joakimhb@stud.ntnu.no</a> Tlf: +47 901 32 868 Fødselsdato: 10.03.1999
Student: Christoffer Bolstad E-post: <a href="mailto:chribols@stud.ntnu.no">chribols@stud.ntnu.no</a> Tlf: +47 467 93 931 Fødselsdato: 20.12.1998

Partene har ansvar for å klarere eventuelle immaterielle rettigheter som studenten, NTNU, den eksterne eller tredjeperson (som ikke er part i avtalen) har til prosjektbakgrunn før bruk i forbindelse med utførelse av oppgaven. Eierskap til prosjektbakgrunn skal fremgå av eget vedlegg til avtalen der dette kan ha betydning for utførelse av oppgaven.

## 2. Utførelse av oppgave

Studenten skal utføre: (sett kryss)

Masteroppgave	
Bacheloroppgave	x
Prosjektoppgave	
Annen oppgave	

Startdato: 16.01.2023
Sluttdato: 22.05.2023

Oppgavens arbeidstittel er:

Beregne byggematerialer (hovedsakelig betong, stål og tre) til et allerede eksisterende bygg og sammenligne våres beregninger, betraktninger og metoder opp mot det som er

utført. På den måten se på forbedringer for å optimalisere mengden og samhandlingen til de ulike materialene på bygget.

Ansvarlig veileder ved NTNU har det overordnede faglige ansvaret for utforming og godkjenning av prosjektbeskrivelse og studentens læring.

### 3. Ekstern virksomhet sine plikter

Ekstern virksomhet skal stille med en kontaktperson som har nødvendig faglig kompetanse til å gi studenten tilstrekkelig veiledning i samarbeid med veileder ved NTNU. Ekstern kontaktperson fremgår i punkt 1.

Formålet med oppgaven er studentarbeid. Oppgaven utføres som ledd i studiet. Studenten skal ikke motta lønn eller lignende godtgjørelse fra den eksterne for studentarbeidet. Utgifter knyttet til gjennomføring av oppgaven skal dekkes av den eksterne. Aktuelle utgifter kan for eksempel være reiser, materialer for bygging av prototyp, innkjøp av prøver, tester på lab, kjemikalier. Studenten skal klarere dekning av utgifter med ekstern virksomhet på forhånd.

Ekstern virksomhet skal dekke følgende utgifter til utførelse av oppgaven:  
Avtales direkte med studentgruppen etter behov og tilbud fra eksternt virksomhet (AF Gruppen).

Dekning av utgifter til annet enn det som er oppført her avgjøres av den eksterne underveis i arbeidet.

### 4. Studentens rettigheter

Studenten har opphavsrett til oppgaven<sup>1</sup>. Alle resultater av oppgaven, skapt av studenten alene gjennom arbeidet med oppgaven, eies av studenten med de begrensninger som følger av punkt 5, 6 og 7 nedenfor. Eiendomsretten til resultatene overføres til ekstern virksomhet hvis punkt 5 b er avkrysset eller for tilfelle som i punkt 6 (overføring ved patenterbare oppfinnelser).

I henhold til lov om opphavsrett til åndsverk beholder alltid studenten de ideelle rettigheter til eget åndsverk, dvs. retten til navngivelse og vern mot krenkende bruk.

Studenten har rett til å inngå egen avtale med NTNU om publisering av sin oppgave i NTNUs institusjonelle arkiv på Internett (NTNU Open). Studenten har også rett til å publisere

<sup>1</sup> Jf. Lov om opphavsrett til åndsverk mv. av 15.06.2018 § 1

oppgaven eller deler av den i andre sammenhenger dersom det ikke i denne avtalen er avtalt begrensninger i adgangen til å publisere, jf. punkt 8.

#### 5. Den eksterne virksomheten sine rettigheter

Der oppgaven bygger på, eller videreutvikler materiale og/eller metoder (prosjektbakgrunn) som eies av den eksterne, eies prosjektbakgrunnen fortsatt av den eksterne. Hvis studenten skal utnytte resultater som inkluderer den eksterne sin prosjektbakgrunn, forutsetter dette at det er inngått egen avtale om dette mellom studenten og den eksterne virksomheten.

##### Alternativ a) (sett kryss) Hovedregel

<input checked="" type="checkbox"/>	Ekstern virksomhet skal ha bruksrett til resultatene av oppgaven
-------------------------------------	------------------------------------------------------------------

Dette innebærer at ekstern virksomhet skal ha rett til å benytte resultatene av oppgaven i egen virksomhet. Retten er ikke-eksklusiv.

##### Alternativ b) (sett kryss) Unntak

<input type="checkbox"/>	Ekstern virksomhet skal ha eiendomsretten til resultatene av oppgaven og studentens bidrag i ekstern virksomhet sitt prosjekt
--------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Begrunnelse for at ekstern virksomhet har behov for å få overført eiendomsrett til resultatene:

#### 6. Godtgjøring ved patenterbare oppfinnelser

Dersom studenten i forbindelse med utførelsen av oppgaven har nådd frem til en patenterbar oppfinnelse, enten alene eller sammen med andre, kan den eksterne kreve retten til oppfinnelsen overført til seg. Dette forutsetter at utnyttelsen av oppfinnelsen faller inn under den eksterne sitt virksomhetsområde. I så fall har studenten krav på rimelig godtgjøring. Godtgjøringen skal fastsettes i samsvar med arbeidstakeroppfinnelsesloven § 7. Fristbestemmelsene i § 7 gis tilsvarende anvendelse.

#### 7. NTNU sine rettigheter

De innleverte filer av oppgaven med vedlegg, som er nødvendig for sensur og arkivering ved NTNU, tilhører NTNU. NTNU får en vederlagsfri bruksrett til resultatene av oppgaven, inkludert vedlegg til denne, og kan benytte dette til undervisnings- og forskningsformål med de eventuelle begrensninger som fremgår i punkt 8.

### 8. Utsatt offentliggjøring

Hovedregelen er at studentoppgaver skal være offentlige.

Sett kryss

<input checked="" type="checkbox"/>	Oppgaven skal være offentlig
-------------------------------------	------------------------------

I særlige tilfeller kan partene bli enige om at hele eller deler av oppgaven skal være undergitt utsatt offentliggjøring i maksimalt tre år. Hvis oppgaven unntas fra offentliggjøring, vil den kun være tilgjengelig for student, ekstern virksomhet og veileder i denne perioden. Sensurkomiteen vil ha tilgang til oppgaven i forbindelse med sensur. Student, veileder og sensorer har taushetsplikt om innhold som er unntatt offentliggjøring.

Oppgaven skal være underlagt utsatt offentliggjøring i (sett kryss hvis dette er aktuelt):

Sett kryss

Sett dato

<input type="checkbox"/>	ett år	
<input type="checkbox"/>	to år	
<input type="checkbox"/>	tre år	

Behovet for utsatt offentliggjøring er begrunnet ut fra følgende:

Dersom partene, etter at oppgaven er ferdig, blir enig om at det ikke er behov for utsatt offentliggjøring, kan dette endres. I så fall skal dette avtales skriftlig.

Vedlegg til oppgaven kan unntas ut over tre år etter forespørsel fra ekstern virksomhet. NTNU (ved instituttet) og student skal godta dette hvis den eksterne har saklig grunn for å be om at et eller flere vedlegg unntas. Ekstern virksomhet må sende forespørsel før oppgaven leveres.

De delene av oppgaven som ikke er undergitt utsatt offentliggjøring, kan publiseres i NTNUs institusjonelle arkiv, jf. punkt 4, siste avsnitt. Selv om oppgaven er undergitt utsatt offentliggjøring, skal ekstern virksomhet legge til rette for at studenten kan benytte hele eller deler av oppgaven i forbindelse med jobbsøknader samt videreføring i et master- eller doktorgradsarbeid.

### 9. Generelt

Denne avtalen skal ha gyldighet foran andre avtaler som er eller blir opprettet mellom to av partene som er nevnt ovenfor. Dersom student og ekstern virksomhet skal inngå avtale om konfidensialitet om det som studenten får kjennskap til i eller gjennom den eksterne virksomheten, kan NTNUs standardmal for konfidensialitetsavtale benyttes.



Den eksterne sin egen konfidensialitetsavtale, eventuell konfidensialitetsavtale den eksterne har inngått i samarbeidprosjekter, kan også brukes forutsatt at den ikke inneholder punkter i motstrid med denne avtalen (om rettigheter, offentliggjøring mm). Dersom det likevel viser seg at det er motstrid, skal NTNUs standardavtale om utføring av studentoppgave gå foran. Eventuell avtale om konfidensialitet skal vedlegges denne avtalen.

Eventuell uenighet som følge av denne avtalen skal søkes løst ved forhandlinger. Hvis dette ikke fører frem, er partene enige om at tvisten avgjøres ved voldgift i henhold til norsk lov. Tvisten avgjøres av sorenskriveren ved Sør-Trøndelag tingrett eller den han/hun oppnevner.

Denne avtale er signert i fire eksemplarer hvor partene skal ha hvert sitt eksemplar. Avtalen er gyldig når den er underskrevet av NTNU v/instituttleder/faggruppeleder.

**Signaturer:**

Instituttleder/faggruppeleder:  Dato:  Signatur:
Veileder ved NTNU:  Dato: 13.02.2023 Signatur:  Signatur:
Ekstern virksomhet: AF Gruppen. Org.nr. 938333572 Geir Hansen Dato: 26.01.2022 Signatur: 
Student: Christoffer Bolstad Dato: 16.01.2023 Signatur: 



Student: Andreas Kjøsnæs Dato: 16.01.2023 Signatur: 
Student: Joakim Horten Bakken Dato: 16.01.2023 Signatur: 