

# Dimensjonering og sammenligning av ulike bæresystemer for et leilighetsbygg



*Arkitekttegning av Skifer Signatur. Foto: KB ARKITEKTER (1)*

Byggingen av Skifer Signatur i Oppdal kommune har planlagt oppstart sommeren 2022 og skal føres opp av Consto Midt-Norge. Når et bygg prosjekteres er det mange faktorer som påvirker valget av materialet til bæresystem. Det kan være rådgivende ingeniører eller entreprenør sine erfaringer med materialet, byggherre sitt ønske, pris eller krav til bygget. For å kunne bedre forstå valgene som tas ble Skifer Signatur brukt som referanseprosjekt i dimensjonering og sammenligning av bæresystem i ulike materialer. Bæresystemet er utført i plasstøpt betong, stål og prefabrikkerte hulldekker, samt bæresystem som er i trematerialer som limtre og massivtre. Målet var at resultatet skulle kunne brukes til utforming av en sjekkliste som brukes til valg av bæresystem.

## **Prosjektets start**

Skifer Signatur er et leilighetsbygg som skal ligge sammen med Quality Hotel Skifer i Oppdal. Utvendige fasader til Skifer Signatur skal være identisk med hotellet. For dimensjonering ble det forsøkt å kun bruke en type materiale i bæresystemet, og de ulike bæresystemene er blitt sammenlignet for å se om det er noe som utpeker seg som best.

## **Hva viser dataene?**

For at det skulle være lettere å sammenligne er det forsøkt å ha like statiske systemer med identiske bredder på dekkene i beregningene. Beregningene viser at det allerede fra start ble utfordrende for dekkene til slakkarmert betong og massivtre å opprettholde kravene ved spennvidder på 7.5 meter. Begge materialtypene måtte redusere spennvidden til 6 meter for å se om de da kom innenfor kravet, men det var kun massivtre som fikk et godkjent resultat på nedbøyningkontrollen. Slakkarmert betong kunne likevel gjøre tilpasninger slik at det til slutt ble godkjent. Hulldekkene hadde ikke ingen utfordringer med spennvidden.



*Spennarmerte hulldekker. Foto: Helgeland Betong (2)*

### **Flere tilpasninger måtte gjøres**

Det å ha like statiske system for materialene viste seg å være utfordrende. Derfor ble det gjort tilpasninger slik at materialet ble bedre utnyttet. Med kun bruk av massivtre var det lite som kunne gjøres for å beholde en spennvidde på 7.5 meter, om en ikke brukte andre materialer eller la inn flere bærebjelker. Slakkarmert betong kunne løse problemet med å endre det statiske systemet. De største endringene kunne likevel skjules slik at man ikke legger merke til endringen, bortsett fra noe ekstra søyler. For hulldekker ble spennvidden økt til 12 meter fordi at spennvidden på 7.5m ga liten materialutnyttelse. Med en økning til 12 meter ble det bedre materialutnyttelse og færre bærebjelker uten at utforming til leilighetene ble påvirket.

### **Konklusjon**

Rapporten indikerer at det er vanskelig å sammenligne de forskjellige systemene og det er også veldig forskjellig kunnskap rundt materialene. Av entreprenørene som er kontaktet er det få som har erfaring med bruken av massivtre sammenlignet med stål og betong.

Prisen på stål har også økt betydelig etter at det brøt ut krig i Ukraina. Når det skal sammenlignes pris får en nå et helt annet resultat enn det en kunne fått for bare et halvt år tilbake. En god kalkulasjon burde også ta inn flere faktorer enn materialkostnad og det ble vurdert til å være for tidskrevende for oppgaven.

Oppsummert sier rapporten at det er vanskelig å sammenligne materialene med like bæresystem. Hvert material må ha sitt eget statiske system tilpasset bygget og etter det kan kostnad og miljø sammenlignes. Det antas også at et samvirke av materialer vil bedre selv om dette ikke er undersøkt.

Det stilles tvil til om en god sjekkliste for valg av bæresystem kan utvikles og generaliseres. Det vurderes til å kreve kunnskap om dimensjonering og materialer som er over bachelornivå.

Kilder:

- (1) *Skifer Signatur Oppdal*. [Hentet 04.05.22] Tilgjengelig fra: <http://skifersignatur.no/>
- (2) Helgeland Betong. [Hentet 04.05.22] Tilgjengelig fra: <https://www.helgelandbetong.no/produkter/hulldekker/>

## B.1. Snølast

### Refererer til:

NS-EN 1991-1-3, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Snølast  
Byggforskserien, 471.041: Snølast på tak. Dimensjonerende laster

### NA.4.1 Karakteristiske verdier

$$s_{k.0} := 4.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$H_g := 650 \text{ m}$$

$$\Delta s_k := 1.0$$

$$s_{k.maks} := 7.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$H := 545 \text{ m}$$

Hvis  $H < H_g$ , blir snølast på mark lik  $s_{k.0}$

### **Dimensjonerende snølast på mark i Oppdal:**

$$s_k := s_{k.0} = 4.5 \frac{kN}{m^2}$$

Dimensjonerende faktorer for snølast på tak:

$$\mu_1 := 0.8$$

$\mu$  = snølasten sin formfaktor = 0.8 for flate tak.

$$C_e := 1.0$$

$C_e$  = eksponeringskoeffisienten = 1.0 etter NS 3491-3 tillegg E.

$$C_t := 1.0$$

$C_t$  = termisk faktor for snøsmelting

$$s_k = 4.5 \frac{kN}{m^2}$$

$s_k$  = Karakteristisk verdi for snølast på mark

### **Dimensjonerende snølast:**

$$s := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 3.6 \frac{kN}{m^2}$$

## B.2. Vindlast

### Referer til:

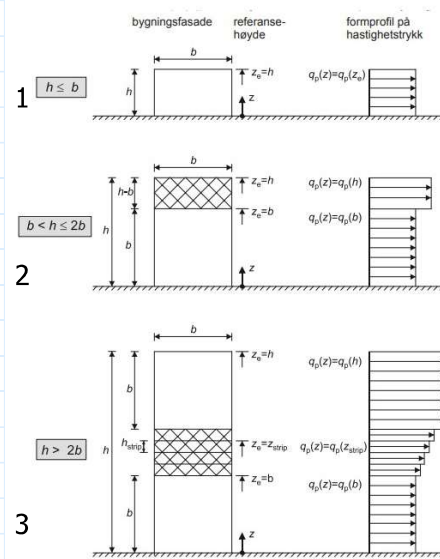
NS-EN 1991-1-4, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Vindlast  
Byggforskserien, 471.043: Vindlaster på bygninger

### 7.2.2 Vertikale vegger på rektangulære bygninger

Bredde på bygget:  $b := 55000 \text{ mm}$

Høyde på bygget:  $h := 14000 \text{ mm}$

if  $h < b$  = "Alternativ 1"  
|| "Alternativ 1"  
else if  $b < h < 2 \cdot b$   
|| "Alternativ 2"  
else if  $h > 2 \cdot b$   
|| "Alternativ 3"





# Vindlast

## Basisvindhastighet

NA.4.2(2)P Merknad 2 og NA.4.2(2)P (901.1)

$$c_{dir} := 1$$

$$c_{season} := 1$$

$$c_{prob} := 1$$

$$c_{alt} := 1$$

Høyden  $H > H_0$  gir  $c_{alt}$  lik 1 jf. NA.4.2(2)P (901.1)

$$v_{b,0} := 26 \frac{m}{s}$$

Referansevindhastighet for Oppdal kommune.

$$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} = 26 \frac{m}{s}$$

## Terrengruhetsfaktor

NA.4.3.2 Terrengruhet, Tabell NA.4.1 og Tillegg A - Terrengvirkninger

Terrengruhetskategori: III

$$k_r := 0.22$$

$$z_0 := 0.3 \text{ m}$$

$$z_{min} := 8 \text{ m}$$

## Ruhetsfaktor

4.3.2 Terrengruhet

$$z_{min} := 8 \text{ m} \quad z := 14 \text{ m} \quad z_{maks} := 200 \text{ m} \quad c_r(z) := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

$$c_r(z) = 0.845 \quad c_r(z_{min}) = 0.722$$

$$\text{if } z_{min} \leq z \leq z_{maks} \quad \left| \quad c_r(z) = 0.845 \right.$$

$$\left| \quad c_r(z) \right.$$

$$\text{else if } z \leq z_{min}$$

$$\left| \quad c_r(z_{min}) \right.$$

# Vindlast

## Terrengformfaktor

A3. Numerisk beregning av terrengformfaktor (4)

$$c_0(z) := 1$$

## Stedsvindhastighet

4.3.1 Stedsvindhastighet

$$v_m := c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 21.982 \frac{m}{s}$$

## Vindturbulens

4.4 Vindturbulens

$$k_1 := 1.0$$

Anbefalt verdi punkt 4.4

$$I_v := \left( \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \right) = 0.26$$

## Vindkasthastighetstrykk

NA.4.5 Vindkasthastighetstrykket

$$\rho := 1.25 \frac{kg}{m^3}$$

$$q_m := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 = 0.302 \frac{kN}{m^2}$$

$$k_p := 3.5$$

$$q_p := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v) \cdot q_m = 0.852 \frac{kN}{m^2}$$

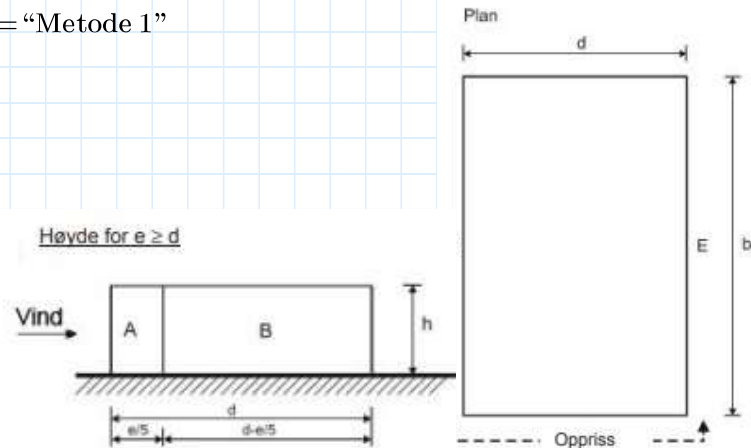
## Formfaktor vegger - vindfallsretning = 0°

### Refererer til:

Tabell 7.1 og figur 7.7

$$b_1 := 55000 \text{ mm} \quad d_1 := 14000 \text{ mm} \quad \frac{z}{d_1} = 1 \quad e_1 := \min(b_1, 2 \cdot z) = 28 \text{ m}$$

if  $e_1 > d_1$  = "Metode 1"  
 || "Metode 1"  
 else  
 || "Metode 2"



Sone	A		B		C		D		E	
h/d	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

$$SoneA_1 := -1.2 \quad SoneB_1 := -0.8 \quad SoneC_1 := 0 \quad SoneD_1 := 0.8 \quad SoneE_1 := -0.5$$

### Vindlaster:

Beregninger fra Ove Sletten.

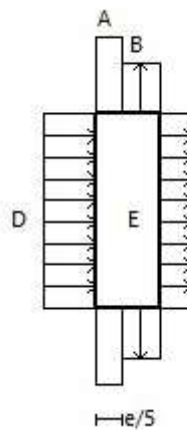
$$q_{A1} := q_p \cdot SoneA_1 = -1.023 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{B1} := q_p \cdot SoneB_1 = -0.682 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{C1} := q_p \cdot SoneC_1 = 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{D1} := q_p \cdot SoneD_1 = 0.682 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{E1} := q_p \cdot SoneE_1 = -0.426 \frac{kN}{m^2}$$



	Cpe	Statisk last kN/m2
A	-1,20	-1,02
B	-0,80	-0,68
C		
D	0,80	0,68
E	-0,50	-0,43

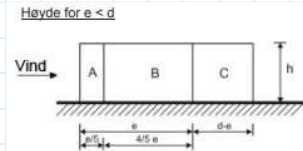
## Formfaktor vegger - vindfallsretning = 90°

### Refererer til:

Tabell 7.1 og figur 7.7

$$b_2 := 14000 \text{ mm} \quad d_2 := 55000 \text{ mm} \quad \frac{z}{d_2} = 0.255 \quad e_2 := \min(b_2, 2 \cdot z)$$

if  $e_2 > d_2$  = "Metode 2"  
 || "Metode 1"  
 else  
 || "Metode 2"



Sone	A		B		C		D		E	
h/d	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

$$SoneA_2 := -1.2 \quad SoneB_2 := -0.8 \quad SoneC_2 := -0.5 \quad SoneD_2 := 0.7$$

$$SoneE_2 := -0.3$$

### Vindlaster:

### Beregninger fra Ove Sletten.

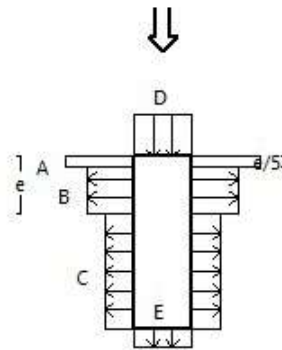
$$q_{A2} := q_p \cdot SoneA_2 = -1.023 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{B2} := q_p \cdot SoneB_2 = -0.682 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{C2} := q_p \cdot SoneC_2 = -0.426 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{D2} := q_p \cdot SoneD_2 = 0.596 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{E2} := q_p \cdot SoneE_2 = -0.256 \frac{kN}{m^2}$$



	C <sub>pe</sub>	Statisk last kN/m <sup>2</sup>
A	-1,20	-1,02
B	-0,80	-0,68
C	-0,50	-0,43
D	0,70	0,60
E	-0,30	-0,26

## Formfaktor for flatt tak med parapet

### Referer til:

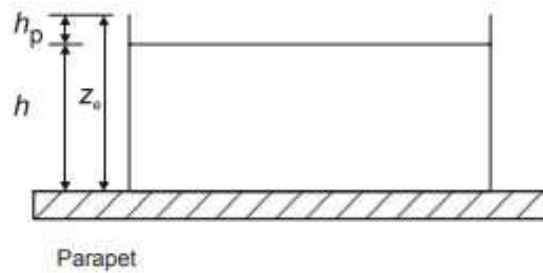
Tabell 7.2 og figur 7.6

$$h_{\text{parapett}} := 0.30 \text{ m}$$

$$z_{\text{bygg}} := 14 \text{ m}$$

$$h_{\text{bygg}} := z_{\text{bygg}} - h_{\text{parapett}} = 13.7 \text{ m}$$

$$\frac{h_{\text{parapett}}}{h_{\text{bygg}}} = 0.022$$



Tabell 7.2 – Utvendige formfaktorer for flate tak

Taktype		Sone							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Skarp takavslutning		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Med parapet	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
								-0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
								-0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
								-0,2	-0,2

$$SoneF_1 := -1.6 \quad SoneG_1 := -1.1 \quad SoneH_1 := -0.7 \quad SoneI_1 := 0.2 \quad SoneI_2 := -0.2$$

### Vindlaster:

$$q_{F1} := q_p \cdot SoneF_1 = -1.363 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{G1} := q_p \cdot SoneG_1 = -0.937 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{H1} := q_p \cdot SoneH_1 = -0.596 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{I1} := q_p \cdot SoneI_1 = 0.17 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{I2} := q_p \cdot SoneI_2 = -0.17 \frac{kN}{m^2}$$

## Formfaktor vegger - vindfallsretning = 0°

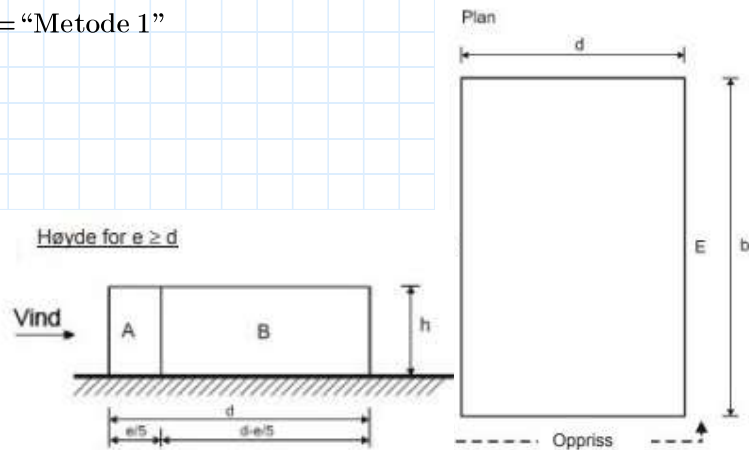
### Refererer til:

Tabell 7.1 og figur 7.7

$$b_3 := 14670 \text{ mm} \quad d_3 := 6033 \text{ mm} \quad \frac{z}{d_3} = 2.321$$

$$e_3 := \min(b_3, 2 \cdot z) = (1.467 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

if  $e_3 > d_3$  | = "Metode 1"  
 || "Metode 1"  
 else  
 || "Metode 2"



Sone	A		B		C		D		E	
h/d	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,8	+1,0	-0,7	-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,8	+1,0	-0,5	-0,5
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,7	+1,0	-0,3	-0,3

$$SoneA_3 := -1.2 \quad SoneB_3 := -0.8 \quad SoneC_3 := 0 \quad SoneD_3 := 0.8 \quad SoneE_3 := -0.5$$

### Vindlaster:

### Beregninger fra Ove Sletten.

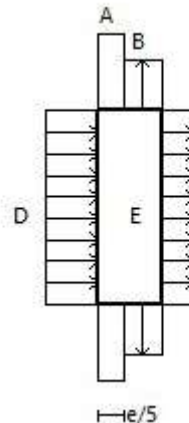
$$q_{A3} := q_p \cdot SoneA_3 = -1.023 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{B3} := q_p \cdot SoneB_3 = -0.682 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{C3} := q_p \cdot SoneC_3 = 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{D3} := q_p \cdot SoneD_3 = 0.682 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{E3} := q_p \cdot SoneE_3 = -0.426 \frac{kN}{m^2}$$



	C <sub>pe</sub>	Statisk last kN/m <sup>2</sup>
A	-1,20	-1,02
B	-0,80	-0,68
C		
D	0,80	0,68
E	-0,50	-0,43

## Formfaktor vegger - vindfallsretning = 90°

### Refererer til:

Tabell 7.1 og figur 7.7

$$b_4 := 6033 \text{ mm} \quad d_4 := 14670 \text{ mm} \quad \frac{z}{d_4} = 0.954$$

$$e_4 := \min(b_4, 2 \cdot z) = (6.033 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

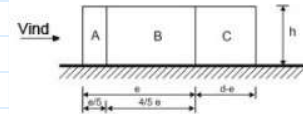
if  $e_4 > d_4$  | = "Metode 2"

|| "Metode 1"

else

|| "Metode 2"

Høyde for  $e < d$



Sone	A		B		C		D		E	
h/d	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,8	+1,0	-0,7	-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,8	+1,0	-0,5	-0,5
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,7	+1,0	-0,3	-0,3

$$SoneA_4 := -1.2 \quad SoneB_4 := -0.8 \quad SoneC_4 := -0.5 \quad SoneD_4 := 0.7$$

$$SoneE_4 := -0.3$$

### Vindlaster:

$$q_{A4} := q_p \cdot SoneA_4 = -1.023 \frac{kN}{m^2}$$

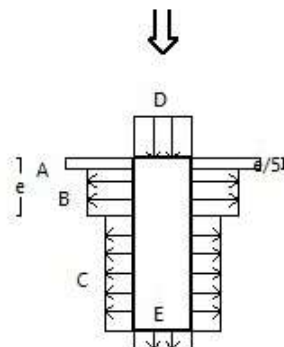
$$q_{B4} := q_p \cdot SoneB_4 = -0.682 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{C4} := q_p \cdot SoneC_4 = -0.426 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{D4} := q_p \cdot SoneD_4 = 0.596 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{E4} := q_p \cdot SoneE_4 = -0.256 \frac{kN}{m^2}$$

### Beregninger fra Ove Sletten.



	Cpe	Statisk last kN/m2
A	-1,20	-1,02
B	-0,80	-0,68
C	-0,50	-0,43
D	0,70	0,60
E	-0,30	-0,26



## Formfaktor for flatt tak med parapet

### Referer til:

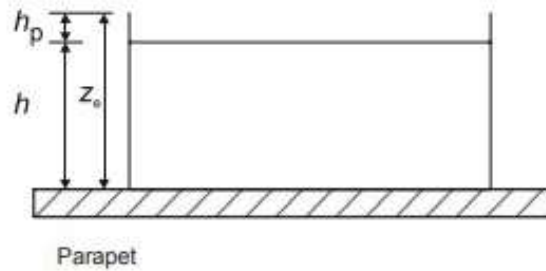
Tabell 7.2 og figur 7.6

$$h_{\text{parapett},2} := 0.30 \text{ m}$$

$$z_{\text{bygg},2} := 14 \text{ m}$$

$$h_{\text{bygg},2} := z_{\text{bygg}} - h_{\text{parapett}} = 13.7 \text{ m}$$

$$\frac{h_{\text{parapett},2}}{h_{\text{bygg},2}} = 0.022$$



Tabell 7.2 – Utvendige formfaktorer for flate tak

Taktype		Sone							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Skarp takavslutning		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Med parapet	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
								+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
								+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
								+0,2	-0,2

$$SoneF_2 := -1.6 \quad SoneG_2 := -1.1 \quad SoneH_2 := -0.7 \quad SoneI_3 := 0.2 \quad SoneI_4 := -0.2$$

### Vindlaster:

$$q_{F2} := q_p \cdot SoneF_2 = -1.363 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{G2} := q_p \cdot SoneG_2 = -0.937 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{H2} := q_p \cdot SoneH_2 = -0.596 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{I3} := q_p \cdot SoneI_3 = 0.17 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{I4} := q_p \cdot SoneI_4 = -0.17 \frac{kN}{m^2}$$

### C.1.1. Massivdekke med 5-sjikt

#### Referanser til standarder

- [1] NS-EN 1995-1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- [2] NS-EN 338: Konstruksjonstrevirke - Fasthetsklasser
- [3] NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

#### Utgangspunkt for dimensjonering:

- 5-sjiktsmassivtreelement (5s TL)
- 3 langsgående sjikt (40mm) og 2 tversgående sjikt (20mm)
- Total tykkelse på massivtreelement er 160mm
- Alle sjikt er av kvalitet C24

#### Forutsetninger og antakelser

$$d_1 := 40 \text{ mm}$$

$$d_3 := 40 \text{ mm}$$

$$d_5 := 40 \text{ mm}$$

$$d_2 := 40 \text{ mm}$$

$$d_4 := 40 \text{ mm}$$

$$h := d_1 + d_2 + d_3 + d_4 + d_5 = 200 \text{ mm}$$

$$L := 6 \text{ m}$$

$$b := 1200 \text{ mm}$$

(Ser på 1.2 m bredde av elementet)



#### Avstand til elementet sitt tyngdepunkt fra hvert enkelt sjikt:

$$z_1 := \frac{h}{2} - \frac{d_1}{2}$$

$$z_2 := \frac{h}{2} - d_1 - \frac{d_2}{2}$$

$$z_3 := \frac{h}{2} - d_1 - d_2 - \frac{d_3}{2}$$

$$z_4 := z_2 = 40 \text{ mm}$$

$$z_1 = 80 \text{ mm}$$

$$z_2 = 40 \text{ mm}$$

$$z_3 = (3.469 \cdot 10^{-15}) \text{ mm}$$

$$z_5 := z_1 = 80 \text{ mm}$$

[1] Tab.2.3      Partialfaktor:       $\gamma_M := 1.25$

[1] Tab.3.1      Fasthetsfaktor:       $k_{mod} := 0.8$

[3] Tab.1      E-modul til sjiktene (alle C24):       $E_0 := 11000 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$        $E_{90} := 370 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$

## Laster

Egenvekt:  $g_k := 3 \frac{kN}{m^2} \cdot b$   $g_{ed} := 1.2 \cdot g_k$

Nyttelast:  $q_k := 2.4 \frac{kN}{m^2} \cdot b$   $q_{ed} := 1.5 \cdot q_k$

Opptredende moment:  $M_{Ed} := \frac{(g_{ed} + q_{ed}) \cdot L^2}{8}$   $M_{Ed} = 38.88 \text{ kN} \cdot m$

## Bøystivhet

Bøystivhet til bjelke A:  $EI_A := \frac{b}{12} \cdot (2 \cdot (E_0 \cdot d_1^3) + 2 \cdot (E_{90} \cdot d_2^3) + 1 \cdot (E_0 \cdot d_1^3))$

$$EI_A = (2.159 \cdot 10^{11}) \text{ N} \cdot mm^2$$

Bøystivhet til bjelke B:  $EI_B := b \cdot (2 \cdot (E_0 \cdot d_1 \cdot z_1^2) + 2 \cdot (E_{90} \cdot d_2 \cdot z_2^2))$

$$EI_B = (6.815 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot mm^2$$

Total bøystivhet:  $EI_{ef} := EI_A + EI_B$   $EI_{ef} = (7.031 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot mm^2$

Effektiv E-modul:  $E_{element} := \frac{EI_{ef}}{\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3}$   $E_{element} = (8.789 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$

## Momentfordeling

Momentfordeling mellom bjelke A og B:

$$M_A := \frac{M_{Ed}}{EI_{ef}} \cdot EI_A \quad M_A = 1.194 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_B := \frac{M_{Ed}}{EI_{ef}} \cdot EI_B \quad M_B = 37.686 \text{ kN} \cdot m$$

Momentfordeling til hvert sjikt:

$$I_1 := \frac{1}{12} \cdot b \cdot d_1^3 \qquad I_2 := \frac{1}{12} \cdot b \cdot d_2^3$$

$$M_{A1} := \frac{E_0 \cdot I_1}{EI_A} \cdot M_A \qquad M_{A1} = 0.389 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A2} := \frac{E_{90} \cdot I_2 \cdot M_A}{EI_A} \qquad M_{A2} = 0.013 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A3} := M_{A1} = 0.389 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A4} := M_{A2} = 0.013 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A5} := M_{A1} = 0.389 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Normalkraftfordeling til hvert sjikt:

$$N_{B1} := \frac{E_0 \cdot (b \cdot d_1) \cdot z_1 \cdot M_B}{EI_B} \qquad N_{B1} = 233.573 \text{ kN}$$

$$N_{B2} := \frac{E_{90} \cdot (b \cdot d_2) \cdot z_2 \cdot M_B}{EI_B} \qquad N_{B2} = 3.928 \text{ kN}$$

$$N_{B3} := \frac{E_0 \cdot (b \cdot d_3) \cdot z_3 \cdot M_B}{EI_B} \qquad N_{B3} = (1.013 \cdot 10^{-14}) \text{ kN}$$

$$N_{B4} := N_{B2} = 3.928 \text{ kN}$$

$$N_{B5} := N_{B1} = 233.573 \text{ kN}$$

Bøyespenning til hvert sjikt ut fra momentfordeling fra bjelke A

$$\sigma_{M1} := \frac{M_{A1}}{I_1} \cdot \left( \frac{d_1}{2} \right)$$

$$\sigma_{M1} = 1.217 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M2} := \frac{M_{A2}}{I_2} \cdot \left( \frac{d_2}{2} \right)$$

$$\sigma_{M2} = 0.041 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M3} := \frac{M_{A3}}{I_1} \cdot \left( \frac{d_3}{2} \right)$$

$$\sigma_{M3} = 1.217 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M4} := \frac{M_{A4}}{I_2} \cdot \left( \frac{d_4}{2} \right)$$

$$\sigma_{M4} = 0.041 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M5} := \frac{M_{A5}}{I_1} \cdot \left( \frac{d_5}{2} \right)$$

$$\sigma_{M5} = 1.217 \frac{N}{mm^2}$$

Normalspenning til hvert sjikt ut fra normalfordeling fra bjelke B:

$$\sigma_{N1} := \frac{N_{B1}}{b \cdot d_1}$$

$$\sigma_{N1} = 4.866 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N2} := \frac{N_{B2}}{b \cdot d_2}$$

$$\sigma_{N2} = 0.082 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N3} := \frac{N_{B3}}{b \cdot d_3}$$

$$\sigma_{N3} = (2.11 \cdot 10^{-16}) \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N4} := \frac{N_{B4}}{b \cdot d_4}$$

$$\sigma_{N4} = 0.082 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N5} := \frac{N_{B5}}{b \cdot d_5}$$

$$\sigma_{N5} = 4.866 \frac{N}{mm^2}$$

Sum spenninger i overgang mellom hvert sjikt:

$$\text{Sjikt 1:} \quad \sigma_{N1} = 4.866 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N1} + \sigma_{M1} = 6.083 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N1} - \sigma_{M1} = 3.65 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Sjikt 2:} \quad \sigma_{N2} = 0.082 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N2} + \sigma_{M2} = 0.123 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N2} - \sigma_{M2} = 0.041 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Sjikt 3:} \quad \sigma_{N3} = (2.11 \cdot 10^{-16}) \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N3} + \sigma_{M3} = 1.217 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N3} - \sigma_{M3} = -1.217 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Sjikt 4:} \quad \sigma_{N4} = 0.082 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N4} + \sigma_{M4} = 0.123 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N4} - \sigma_{M4} = 0.041 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Sjikt 5:} \quad \sigma_{N5} = 4.866 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N5} + \sigma_{M5} = 6.083 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N5} - \sigma_{M5} = 3.65 \frac{N}{mm^2}$$

### Kontroll av kapasitet:

[3] Tab.1      Bøyefasthet til sjiktene (alle C24):       $f_{mk.C24} := 24 \frac{N}{mm^2}$

$$f_{md} := \frac{f_{mk.C24} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = 15.36 \frac{N}{mm^2}$$

### Utnyttelse:

$$\frac{\sigma_{N5} + \sigma_{M5}}{f_{md}} = 0.396$$

if $\frac{(\sigma_{N5} + \sigma_{M5})}{f_{md}} < 1$	= "OK"
	"OK"
else	
	"IKKE OK"

### Bruksgrensekontroll:

[1] Tab.3.2      Deformasjonsfaktoren:       $k_{def} := 0.6$       (Klimaklasse 1)

[1] Tab.NA.7.2      Grenseverdi for nedbøying:       $w_{net.fin} := \frac{L}{250}$

[1] Tab.NA.A1.1       $\psi_{0,q} := 0.7$        $\psi_{1,q} := 0.5$        $\psi_{2,q} := 0.3$

### Øyeblikkelig nedbøying:

$$\delta_g := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k \cdot L^4}{EI_{ef}} \quad \delta_g = 8.64 \text{ mm}$$

$$\delta_q := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot L^4}{EI_{ef}} \quad \delta_q = 6.912 \text{ mm}$$

$$w_{inst} := \delta_g + \delta_q$$

if $w_{inst} < \frac{L}{300}$	= "OK"
	"OK"
else	
	"IKKE OK"

$$w_{inst} = 15.552 \text{ mm}$$



Langtidsnedbøying:

$$\delta_{gfin} := \delta_g \cdot (1 + k_{def})$$

$$\delta_{gfin} = 13.824 \text{ mm}$$

$$\delta_{qfin} := \delta_q \cdot (1 + \psi_{2,q} \cdot k_{def})$$

$$\delta_{qfin} = 8.156 \text{ mm}$$

$$w_{fin} := \delta_{gfin} + \delta_{qfin}$$

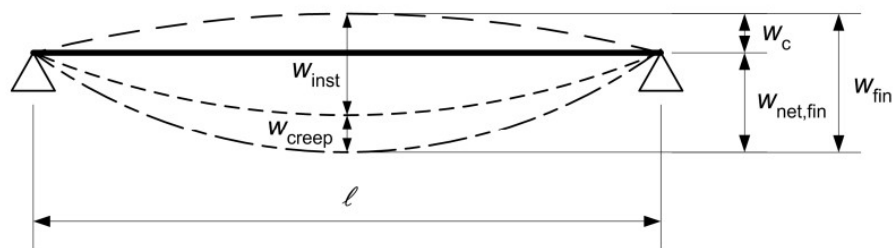
$$w_{fin} = 21.98 \text{ mm}$$

$$\text{if } w_{fin} < \frac{L}{250} \quad = \text{"OK"}$$

$$\quad \parallel \text{"OK"}$$

else

$$\quad \parallel \text{"IKKE OK"}$$



### C.1.2. Massivdekke med 7-sjikt

#### Referanser til standarder

- [1] NS-EN 1995-1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- [2] NS-EN 338: Konstruksjonstrevirke - Fasthetsklasser
- [3] NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

#### Utgangspunkt for dimensjonering:

- 5-sjiktsmassivtreelement (5s TL)
- 3 langsgående sjikt (40mm) og 2 tversgående sjikt (20mm)
- Total tykkelse på massivtreelement er 160mm
- Alle sjikt er av kvalitet C24

#### Forutsetninger og antakelser

$$d_1 := 30 \text{ mm}$$

$$d_3 := 30 \text{ mm}$$

$$d_5 := 30 \text{ mm}$$

$$d_7 := 30 \text{ mm}$$

$$d_2 := 40 \text{ mm}$$

$$d_4 := 40 \text{ mm}$$

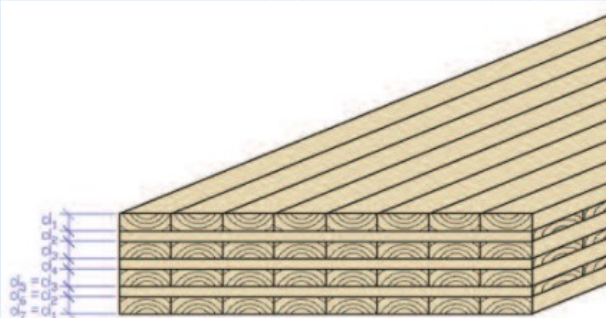
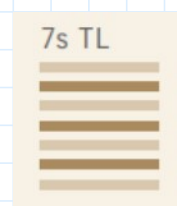
$$d_6 := 40 \text{ mm}$$

$$h := d_1 + d_2 + d_3 + d_4 + d_5 + d_6 + d_7 = 240 \text{ mm}$$

$$L := 7.5 \text{ m}$$

$$b := 1200 \text{ mm}$$

(Ser på 1.2m bredde av elementet)



#### Avstand til elementet sitt tyngdepunkt fra hvert enkelt sjikt:

$$z_1 := \frac{h}{2} - \frac{d_1}{2} \quad z_2 := \frac{h}{2} - d_1 - \frac{d_2}{2} \quad z_3 := \frac{h}{2} - d_1 - d_2 - \frac{d_3}{2}$$

$$z_1 = 105 \text{ mm} \quad z_2 = 70 \text{ mm} \quad z_3 = 35 \text{ mm}$$

$$z_4 := 0 \text{ mm} \quad z_5 := z_3 = 35 \text{ mm} \quad z_6 := z_2 = 70 \text{ mm} \quad z_7 := z_1 = 105 \text{ mm}$$

[1] Tab.2.3 Partialfaktor:  $\gamma_M := 1.25$

[1] Tab.3.1 Fasthetsfaktor:  $k_{mod} := 0.8$

[3] Tab.1 E-modul til sjiktene (alle C24):  $E_0 := 11000 \cdot \frac{N}{mm^2}$   $E_{90} := 370 \cdot \frac{N}{mm^2}$

### Laster

Egenvekt:  $g_k := 3 \frac{kN}{m^2} \cdot b$   $g_{ed} := 1.2 \cdot g_k$

Nyttelast:  $q_k := 2.4 \frac{kN}{m^2} \cdot b$   $q_{ed} := 1.5 \cdot q_k$

Opptredende moment:  $M_{Ed} := \frac{(g_{ed} + q_{ed}) \cdot L^2}{8}$   $M_{Ed} = 60.75 \text{ kN} \cdot m$

### Bøystivhet (skjæranalogimetoden)

Bøystivhet til bjelke A:  $EI_A := \frac{b}{12} \cdot (4 \cdot (E_0 \cdot d_1^3) + 3 \cdot (E_{90} \cdot d_2^3))$   
 $EI_A = (1.259 \cdot 10^{11}) \text{ N} \cdot mm^2$

Bøystivhet til bjelke B:  $EI_B := b \cdot (2 \cdot (E_0 \cdot d_1 \cdot z_1^2) + 2 \cdot ((E_0 \cdot d_3 \cdot z_3^2)) + 2 \cdot (E_{90} \cdot d_2 \cdot z_2^2))$   
 $EI_B = (9.876 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot mm^2$

Total bøystivhet:  $EI_{ef} := EI_A + EI_B$   $EI_{ef} = (1 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot mm^2$

Effektiv E-modul:  $E_{element} := \frac{EI_{ef}}{\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3}$   $E_{element} = (7.235 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$

### Momentfordeling

Momentfordeling mellom bjelke A og B:

$M_A := \frac{M_{Ed}}{EI_{ef}} \cdot EI_A$   $M_A = 0.765 \text{ kN} \cdot m$

$M_B := \frac{M_{Ed}}{EI_{ef}} \cdot EI_B$   $M_B = 59.985 \text{ kN} \cdot m$

Momentfordeling til hvert sjikt:

$$I_1 := \frac{1}{12} \cdot b \cdot d_1^3 \quad I_2 := \frac{1}{12} \cdot b \cdot d_2^3$$

$$M_{A1} := \frac{E_0 \cdot I_1}{EI_A} \cdot M_A \quad M_{A1} = 0.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A2} := \frac{E_{90} \cdot I_2 \cdot M_A}{EI_A} \quad M_{A2} = 0.014 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A3} := M_{A1} = 0.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A4} := M_{A2} = 0.014 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A5} := M_{A1} = 0.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A6} := M_{A2} = 0.014 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A7} := M_{A1} = 0.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Normalkraftfordeling til hvert sjikt:

$$N_{B1} := \frac{E_0 \cdot (b \cdot d_1) \cdot z_1 \cdot M_B}{EI_B} \quad N_{B1} = 252.549 \text{ kN}$$

$$N_{B2} := \frac{E_{90} \cdot (b \cdot d_2) \cdot z_2 \cdot M_B}{EI_B} \quad N_{B2} = 7.551 \text{ kN}$$

$$N_{B3} := \frac{E_0 \cdot (b \cdot d_3) \cdot z_3 \cdot M_B}{EI_B} \quad N_{B3} = 84.183 \text{ kN}$$

$$N_{B4} := \frac{E_{90} \cdot (b \cdot d_4) \cdot z_4 \cdot M_B}{EI_B} \quad N_{B4} = 0 \text{ N}$$

$$N_{B5} := N_{B3} = 84.183 \text{ kN}$$

$$N_{B6} := N_{B2} = 7.551 \text{ kN}$$

$$N_{B7} := N_{B1} = 252.549 \text{ kN}$$

Bøyespenning til hvert sjikt ut fra momentfordeling fra bjelke A

$$\sigma_{M1} := \frac{M_{A1}}{I_1} \cdot \left( \frac{d_1}{2} \right)$$

$$\sigma_{M1} = 1.002 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M2} := \frac{M_{A2}}{I_2} \cdot \left( \frac{d_2}{2} \right)$$

$$\sigma_{M2} = 0.045 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M3} := \frac{M_{A3}}{I_1} \cdot \left( \frac{d_3}{2} \right)$$

$$\sigma_{M3} = 1.002 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M4} := \frac{M_{A4}}{I_2} \cdot \left( \frac{d_4}{2} \right)$$

$$\sigma_{M4} = 0.045 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M5} := \frac{M_{A5}}{I_1} \cdot \left( \frac{d_5}{2} \right)$$

$$\sigma_{M5} = 1.002 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M6} := \frac{M_{A5}}{I_2} \cdot \left( \frac{d_6}{2} \right)$$

$$\sigma_{M6} = 0.564 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M7} := \frac{M_{A7}}{I_1} \cdot \left( \frac{d_7}{2} \right)$$

$$\sigma_{M7} = 1.002 \frac{N}{mm^2}$$

Normalspenning til hvert sjikt ut fra normalfordeling fra bjelke B:

$$\sigma_{N1} := \frac{N_{B1}}{b \cdot d_1}$$

$$\sigma_{N1} = 7.015 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N2} := \frac{N_{B2}}{b \cdot d_2}$$

$$\sigma_{N2} = 0.157 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N3} := \frac{N_{B3}}{b \cdot d_3}$$

$$\sigma_{N3} = 2.338 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N4} := \frac{N_{B4}}{b \cdot d_4}$$

$$\sigma_{N4} = 0 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N5} := \frac{N_{B5}}{b \cdot d_5}$$

$$\sigma_{N5} = 2.338 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N6} := \frac{N_{B6}}{b \cdot d_6}$$

$$\sigma_{N6} = 0.157 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N7} := \frac{N_{B7}}{b \cdot d_7}$$

$$\sigma_{N7} = 7.015 \frac{N}{mm^2}$$

Sum spenninger i overgang mellom hvert sjikt:

$$\text{Sjikt 1: } \sigma_{N1} = 7.015 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N1} + \sigma_{M1} = 8.017 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N1} - \sigma_{M1} = 6.013 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Sjikt 2: } \sigma_{N2} = 0.157 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N2} + \sigma_{M2} = 0.202 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N2} - \sigma_{M2} = 0.112 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Sjikt 3: } \sigma_{N3} = 2.338 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N3} + \sigma_{M3} = 3.341 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N3} - \sigma_{M3} = 1.336 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Sjikt 4: } \sigma_{N4} = 0 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N4} + \sigma_{M4} = 0.045 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N4} - \sigma_{M4} = -0.045 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Sjikt 5: } \sigma_{N5} = 2.338 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N5} + \sigma_{M5} = 3.341 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N5} - \sigma_{M5} = 1.336 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Sjikt 6: } \sigma_{N6} = 0.157 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N6} + \sigma_{M6} = 0.721 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N6} - \sigma_{M6} = -0.406 \frac{N}{mm^2}$$

Sjikt 7:  $\sigma_{N7} = 7.015 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N7} + \sigma_{M7} = 8.017 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N7} - \sigma_{M7} = 6.013 \frac{N}{mm^2}$$

### Kontroll av kapasitet:

[3] Tab.1 Bøyefasthet til sjiktene (alle C24):

$$f_{mk.C24} := 24 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md} := \frac{f_{mk.C24} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = 15.36 \frac{N}{mm^2}$$

Utnyttelse:

$$\frac{\sigma_{N5} + \sigma_{M5}}{f_{md}} = 0.217$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{(\sigma_{N5} + \sigma_{M5})}{f_{md}} < 1 \\ \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "IKKE OK" } \end{array} \right| = \text{"OK"}$$

### Bruksgrensekontroll:

[1] Tab.3.2 Deformasjonsfaktoren:

$$k_{def} := 0.6 \quad (\text{Klimaklasse 1})$$

[1] Tab.NA.7.2 Grenseverdi for nedbøying:

$$w_{net.fin} := \frac{L}{250}$$

[1] Tab.NA.A1.1

$$\psi_{0,q} := 0.7 \quad \psi_{1,q} := 0.5 \quad \psi_{2,q} := 0.3$$

Øyeblikkelig nedbøying:

$$\delta_g := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k \cdot L^4}{EI_{ef}}$$

$$\delta_g = 14.829 \text{ mm}$$

$$\delta_q := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot L^4}{EI_{ef}}$$

$$\delta_q = 11.863 \text{ mm}$$



$$w_{inst} := \delta_g + \delta_q$$

$$w_{inst} = 26.692 \text{ mm}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } w_{inst} < \frac{L}{300} \\ \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "IKKE OK" } \end{array} \Bigg| = \text{ "IKKE OK" }$$

Langtidsnedbøying:

$$\delta_{gfin} := \delta_g \cdot (1 + k_{def})$$

$$\delta_{gfin} = 23.726 \text{ mm}$$

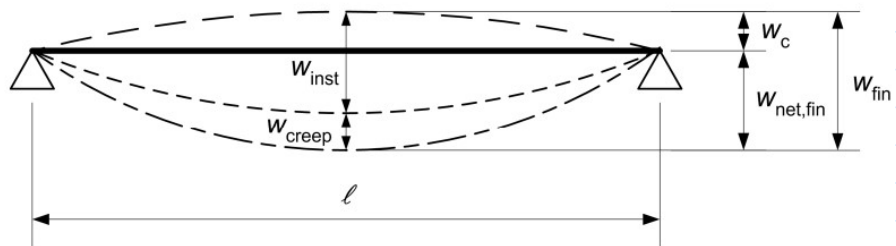
$$\delta_{qfin} := \delta_q \cdot (1 + \psi_{2,q} \cdot k_{def})$$

$$\delta_{qfin} = 13.998 \text{ mm}$$

$$w_{fin} := \delta_{gfin} + \delta_{qfin}$$

$$w_{fin} = 37.724 \text{ mm}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } w_{fin} < \frac{L}{250} \\ \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "IKKE OK" } \end{array} \Bigg| = \text{ "IKKE OK" }$$



## C.2.1. Fritt opplagt bjelke

### Referanser til standarder

- [1] NS-EN 1995-1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- [2] NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- [3] Norsk Limtreprodusenters Forening, Limtreboka - Beregningseksempler (2018)
- [4] Byggeteknisk forskrift (TEK17)
- [5] Norsk Limtreprodusenters Forening, Limtreboka (2015)

### Utgangspunkt for dimensjonering:

[1] NA.901 Klimaklasse: 1

[1] Tab.2.3 Partialfaktor for limtre:  $\gamma_M := 1.25$

Lengde:  $L := 7000 \text{ mm}$

[5] Tab.7.3 Antar bjelketverrsnitt:  $b := 240 \text{ mm}$   $h := 585 \text{ mm}$

Lastbredde:  $L_b := 6000 \text{ mm}$

[5] Tab.1-1 GL30h:

$$\rho_m := 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad f_{m,k} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{0.05} := 11300 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{c,90k} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{v,k} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{mean} := 13600 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

### Laster:

Egenlast etasjeskiller:  $g_{d,k} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b$   $g_{d,k} = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenlast bjelke:  $g_{b,k} := b \cdot h \cdot \rho_m \cdot g$   $g_{b,k} = 0.661 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Permanent last:  $g_k := g_{d,k} + g_{b,k}$   $g_k = 18.661 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelast:  $q_k := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b$   $q_k = 14.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

### Bruddgrensekontroll:

[2] Tab. NA.A1.1       $\psi_0 := 0.7$        $\psi_1 := 0.5$        $\psi_2 := 0.3$       (Nyttelast kategori A)

[1] Likning (3.2)      Høydefaktor:       $k_h := \min \left( \left( \frac{600 \text{ mm}}{h} \right)^{0.1}, 1.1 \right)$        $k_h = 1.003$

### ***Dimensjonerende laster***

Verdier hentet fra beregningen  
av etasjeskiller:

$$V := 23 \frac{\text{kN}}{1.2 \text{ m}}$$

$$X := V \cdot 2 = 46 \frac{\text{kN}}{1.2 \text{ m}}$$

$$Y := X \cdot 1 = 38.333 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_d := Y + \left( b \cdot h \cdot 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = 39.035 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### ***Dimensjonerende fastheter:***

$$k_{mod} := 0.8$$

$$f_{m.d} := f_{m.k} \cdot \frac{k_h \cdot k_{mod}}{\gamma_M}$$

$$f_{m.d} = 19.249 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c.90.d} := f_{c.90.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

$$f_{c.90.d} = 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v.d} := f_{v.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

$$f_{v.d} = 2.24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

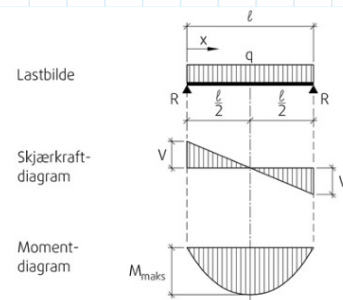
### Dimensjonerende krefter:

$$M_{Ed} := \frac{p_d \cdot L^2}{8}$$

$$M_{Ed} = 239.091 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} := \frac{p_d L}{2}$$

$$V_{Ed} = 136.624 \text{ kN}$$



### Vipping

Bøying om kun en akse og antar at bjelkene er gaffellagret mot rotasjon om egen akse ved oppleggene. Antar videre at gulvflaten vil forhindre vipping setter derfor:

$$k_{crit} := 1$$

### Bøyekontroll:

[1] 6.1.6

$$W := \frac{(b \cdot h^2)}{6}$$
$$W = (1.369 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{m.d} := \frac{M_{Ed}}{W}$$
$$\sigma_{m.d} = 17.466 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{m.d}}{k_{crit} \cdot f_{m.d}} = 0.907$$

if  $\frac{\sigma_{m.d}}{k_{crit} \cdot f_{m.d}} < 1$  = "OK"

|| "OK"

else

|| "IKKE OK"

### Skjærkontroll:

[1] 6.1.7

Sprekkfaktor for limtre:  $k_{cr} := 0.67$

$$b_{ef} := k_{cr} \cdot b$$

$$\tau_d := \frac{(3 \cdot V_{Ed})}{2 \cdot b_{ef} \cdot h}$$
$$\tau_d = 2.179 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} = 0.973$$

if $\frac{\tau_d}{f_{v.d}} < 1$	= "OK"
"OK"	
else	
"IKKE OK"	

Trykk vinkelrett på fiberretning (ved oppleggene):

[1] 6.1.5      Antar søyledimensjon:     $b_s := 140 \text{ mm}$        $h_s := 360 \text{ mm}$

$$F_{c.90.d} := V_{Ed}$$

$$A_{ef} := b_s \cdot (h_s + 30 \text{ mm})$$

$$\sigma_{c.90.d} := \frac{F_{c.90.d}}{A_{ef}} \qquad \sigma_{c.90.d} = 2.502 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

[1] 6.1.5 (4)       $k_{c.90} := 1.75$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.d}} = 0.894$$

if $\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.d}} < 1$	= "OK"
"OK"	
else	
"IKKE OK"	

Bruksgrensekontroll:

**Nedbøying:**

[1] Tab 3.2       $k_{def} := 0.6$       (Klimaklasse 1)       $I := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$

[1] Tab 7.2      Øyeblikkelig nedbøying:

$$\delta_g := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k \cdot L^4}{E_{mean} \cdot I} \qquad \delta_g = 10.714 \text{ mm}$$

$$\delta_q := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot L^4}{E_{mean} \cdot I}$$

$$\delta_q = 8.267 \text{ mm}$$

$$w_{inst} := \delta_g + \delta_q$$

$$w_{inst} = 18.981 \text{ mm}$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } w_{inst} < \frac{L}{300} & = \text{"OK"} \\ \parallel & \\ \text{"OK"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"IKKE OK"} & \end{array}$$

Langtidsnedbøyning:

$$\delta_{g.fin} := \delta_g \cdot (1 + k_{def})$$

$$\delta_{g.fin} = 17.142 \text{ mm}$$

$$\delta_{q.fin} := \delta_q \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

$$\delta_{q.fin} = 9.755 \text{ mm}$$

$$w_{fin} := \delta_{g.fin} + \delta_{q.fin}$$

$$w_{fin} = 26.897 \text{ mm}$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } w_{fin} < \frac{L}{200} & = \text{"OK"} \\ \parallel & \\ \text{"OK"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"IKKE OK"} & \end{array}$$

## C.2.2. Kontinuerlig bjelke

### Referanser til standarder

- [1] NS-EN 1995-1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- [2] NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- [3] Norsk Limtreprodusenters Forening, Limtreboka - Beregningseksempler (2018)
- [4] Byggeteknisk forskrift (TEK17)
- [5] Norsk Limtreprodusenters Forening, Limtreboka (2015)

### Utgangspunkt for dimensjonering:

[1] NA.901 Klimaklasse: 1

[1] Tab.2.3 Partialfaktor for limtre:  $\gamma_M := 1.25$

Spennlengde:  $L := 7000 \text{ mm}$

Total lengde:  $L_{tot} := 14000 \text{ mm}$

[5] Tab.7.3 Antar bjelketverrsnitt:  $b := 240 \text{ mm}$   $h := 630 \text{ mm}$

Lastbredde:  $Lb := 6000 \text{ mm}$

[5] Tab.1-1 GL30h:

$$\rho_m := 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$f_{m.k} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{0.05} := 11300 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c.90k} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v.k} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{mean} := 13600 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

### Laster:

Egenlast etasjeskiller:  $g_{d.k} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot Lb$

$$g_{d.k} = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenlast bjelke:  $g_{b.k} := b \cdot h \cdot \rho_m \cdot g$

$$g_{b.k} = 0.712 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Permanent last:  $g_k := g_{d.k} + g_{b.k}$

$$g_k = 18.712 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Nyttelast:

$$q_k := 2.4 \frac{kN}{m^2} \cdot Lb$$

$$q_k = 14.4 \frac{kN}{m}$$

Lastkombinasjoner bruddgrense:

[2] Tab. NA.A1.1  $\psi_0 := 0.7$   $\psi_1 := 0.5$   $\psi_2 := 0.3$  (Nyttelast kategori A)

[1] Likning (3.2) Høydefaktor:  $k_h := \min\left(\left(\frac{600 \frac{mm}{h}}{h}\right)^{0.1}, 1.1\right)$   $k_h = 0.995$

### ***Dimensjonerende laster:***

Verdier hentet fra beregningen  
av etasjeskiller:

$$V := 23 \frac{kN}{1.2 \frac{m}}$$

$$X := V \cdot 2 = 46 \frac{kN}{1.2 \frac{m}}$$

$$Y := X \cdot 1 = 38.333 \frac{kN}{m}$$

$$p_d := Y + \left(b \cdot h \cdot 5 \frac{kN}{m^3}\right) = 39.089 \frac{kN}{m}$$

### ***Dimensjonerende fastheter:***

$$k_{mod} := 0.8$$

$$f_{m.d} := f_{m.k} \cdot \frac{k_h \cdot k_{mod}}{\gamma_M}$$

$$f_{m.d} = 19.107 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c.90.d} := f_{c.90.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

$$f_{c.90.d} = 1.6 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{v.d} := f_{v.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

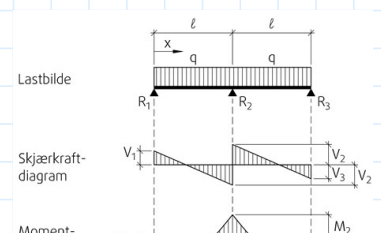
$$f_{v.d} = 2.24 \frac{N}{mm^2}$$

### ***Dimensjonerende krefter:***

[4] artikkel 421.051 (71)

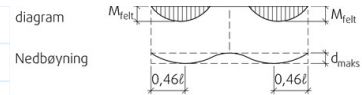
$$M_{Ed} := \frac{p_d \cdot L^2}{8}$$

$$M_{Ed} = 239.422 \text{ kN} \cdot m$$



$$V_{Ed} := \frac{5 p_d \cdot L}{8}$$

$$V_{Ed} = 171.016 \text{ kN}$$



Lastkombinasjoner bruksgrense:

Ofte forekommende kombinasjon:

$$p_{ofte} := g_k + \psi_1 \cdot q_k = 25.912 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Brudgrensekontroll:

Kontroll for bøyning:

$$[1] \text{ 6.1.6} \quad W := \frac{(b \cdot h^2)}{6} \quad W = (1.588 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{m.d} := \frac{M_{Ed}}{W}$$

$$\sigma_{m.d} = 15.081 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

if  $\sigma_{m.d} < f_{m.d}$  = "OK"  
 || "OK"  
 else  
 || "IKKE OK"

Kontroll for vipping:

$$[1] \text{ Tab.6.1} \quad L_{ef} := 0.8 \cdot 2880 \text{ mm} + 2 \cdot h \quad L_{ef} = 3.564 \text{ m}$$

$$\sigma_{m.crit} := \frac{(0.78 \cdot b^2)}{h \cdot L_{ef}} \cdot E_{0.05} \quad \sigma_{m.crit} = 226.109 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\lambda_{rel.m} := \sqrt{\frac{f_{m.k}}{\sigma_{m.crit}}} \quad k_{crit} := 1$$

$$\lambda_{rel.m} = 0.364$$

if  $\lambda_{rel.m} \leq 0.75$  = "OK"  
 || "OK"  
 else  
 || "IKKE OK"

Skjærkontroll:

[1] 6.1.7 Sprekkfaktor for limtre:  $k_{cr} := 0.67$

$$b_{ef} := k_{cr} \cdot b$$

$$\tau_d := \frac{(3 \cdot V_{Ed})}{2 \cdot b_{ef} \cdot h} \quad \tau_d = 2.532 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v.d}} = 1.13$$

if  $\frac{\tau_d}{f_{v.d}} < 1$  | = "IKKE OK"  
|| "OK"  
else  
|| "IKKE OK"

Trykk vinkelrett på fiberretning:

[1] 6.1.5 Søyledimensjon:  $b_s := 140 \text{ mm}$   $h_s := 360 \text{ mm}$

$$F_{c.90.d} := V_{Ed}$$

$$A_{ef} := b_s \cdot (h_s + 60 \text{ mm})$$

$$\sigma_{c.90.d} := \frac{F_{c.90.d}}{A_{ef}} \quad \sigma_{c.90.d} = 2.908 \frac{N}{mm^2}$$

[1] 6.1.5 (4)  $k_{c.90} := 1.75$  Konstruksjonsdelen hviler på enkeltopplegg hvor  $l \geq 2 \cdot h$  og  $l \leq 400 \text{ mm}$

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.d}} = 1.039$$

if  $\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.d}} < 1$  | = "IKKE OK"  
|| "OK"  
else  
|| "IKKE OK"

Bruksgrensekontroll:

***Nedbøying:***

[1] Tab 3.2       $k_{def} := 0.6$       (Klimaklasse 1)       $I := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$

[1] Tab 7.2      Øyeblikkelig nedbøying:

$$\delta_g := \frac{1}{185} \cdot \frac{g_k \cdot L^4}{E_{mean} \cdot I} \quad \delta_g = 3.571 \text{ mm}$$

$$\delta_q := \frac{1}{185} \cdot \frac{q_k \cdot L^4}{E_{mean} \cdot I} \quad \delta_q = 2.748 \text{ mm}$$

$$\begin{array}{l} w_{inst} := \delta_g + \delta_q \\ w_{inst} = 6.319 \text{ mm} \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} \text{if } w_{inst} < \frac{L}{300} \\ \parallel \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \parallel \text{“IKKE OK”} \end{array} \right| = \text{“OK”}$$

Langtidsnedbøying:

$$\delta_{g,fin} := \delta_g \cdot (1 + k_{def}) \quad \delta_{g,fin} = 5.713 \text{ mm}$$

$$\delta_{q,fin} := \delta_q \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) \quad \delta_{q,fin} = 3.242 \text{ mm}$$

$$\begin{array}{l} w_{fin} := \delta_{g,fin} + \delta_{q,fin} \\ w_{fin} = 8.956 \text{ mm} \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} \text{if } w_{fin} < \frac{L}{200} \\ \parallel \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \parallel \text{“IKKE OK”} \end{array} \right| = \text{“OK”}$$

### C.3.1. Søyle med lastbredde 7.5m

#### Referanse til standarder:

- [1] NS-EN 1995-1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- [2] NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- [3] Byggeteknisk forskrift (TEK17)
- [4] Norsk Limtreprodusenters Forening, Limtreboka - Beregningseksempler (2018)
- [5] Norsk Limtreprodusenters Forening, Limtreboka (2015)
- [6] NS-EN 1991-1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
- [7] NS-EN 1991-1-3: Allmenne laster, Snølaster

#### Utgangspunkt for dimensjonering:

Materiale: Limtre GL30h

[1] NA.901 Klimaklasse: 1

[1] Tab. 2.1 Lastvarighetsklasse for snølast: Korttidslast  
Lastvarighetsklasse for vindlasten: Øyeblikkslast

[1] Tab.2.3 Partialfaktor for limtre:  $\gamma_M := 1.25$

Antar søyletverrsnitt:  $b := 190 \text{ mm}$   $h := 540 \text{ mm}$   $A := b \cdot h$

Søylelengde:  $L := 3700 \text{ mm}$

Lastbredde:  $L_b := 7.5 \text{ m}$

Opplagt bjelke:  $b_1 := 240 \text{ mm}$   $h_1 := 585 \text{ mm}$

Lastareal:  $L_1 := \frac{7000 \text{ mm}}{2}$   $L_2 := \frac{7000 \text{ mm}}{2}$

$$L_A := L_b \cdot (L_1 + L_2) = 52.5 \text{ m}^2$$

[5] Tab.1-1 Limtre GL30h:

$$f_{m,k} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{c,90} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{v,k} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c,0,k} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_{0.05} := 11300 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \rho_m := 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad W_y := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \quad W_z := \frac{1}{6} \cdot h \cdot b^2$$

### Laster:

$$\text{Egenlast (tak):} \quad g_k := 4.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A \quad g_k = 231 \text{ kN}$$

$$\text{Nyttelast (tak):} \quad p_k := 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A \quad p_k = 39.375 \text{ kN}$$

$$\text{Snølast:} \quad s_k := 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A \quad s_k = 189 \text{ kN}$$

$$\text{Vindlast:} \quad w_k := 0.17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A \quad w_k = 8.925 \text{ kN}$$

$$\text{Egenvekt bjelke (4.stk):} \quad g_{kb} := (b_1 \cdot h_1 \cdot \rho_m \cdot g) \cdot (L_1 + L_2) \cdot 4 \quad g_{kb} = 18.511 \text{ kN}$$

$$\text{Nyttelast etg.skinner (3 etasjer):} \quad p_{ke} := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A \cdot 3 \quad p_{ke} = 378 \text{ kN}$$

$$\text{Egenlast etg.skinner (3 etasjer):} \quad g_{ke} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A \cdot 3 \quad g_{ke} = 472.5 \text{ kN}$$

$$\text{Permanent last:} \quad p_l := g_k + g_{kb} + g_{ke} \quad p_l = 722.011 \text{ kN}$$

Egenvekt søyle neglisjeres

### Lastkombinasjoner:

Inne, oppvarmet --> klimaklasse 1

$$[2] \text{ Tab.A1.1} \quad \psi_{0,p} := 0 \quad \psi_{0,w} := 0.6 \quad \psi_{0,pe} := 0.7$$

$$[7] \text{ Tab.4.1} \quad \psi_{0,s} := 0.7$$

Kombinasjon EVSP  $k_{mod,1} := 1.1$  (Øyeblikkslast)

$$N_{1.1} := 1.2 \cdot p_l + 1.5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot p_k + 1.5 \cdot p_{ke} = (1.64 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N_{1.2} := 1.35 \cdot p_l + 1.5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot p_k + 1.5 \cdot p_{ke} = (1.748 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\sigma_1 := \frac{N_{1.2}}{A} = 17.039 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d1} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod.1}}{\gamma_M} = 26.4 \frac{N}{mm^2}$$

$$U_1 := \frac{\sigma_1}{f_{c.0.d1}} = 0.645$$

Kombinasjon ESP

$$k_{mod.2} := 0.9$$

(Korttidslast)

$$N_{2.1} := 1.2 \cdot p_l + 1.5 \cdot \psi_{0.s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0.p} \cdot p_k + 1.5 \cdot p_k = (1.124 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N_{2.2} := 1.35 \cdot p_l + 1.5 \cdot \psi_{0.s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0.p} \cdot p_k + 1.5 \cdot \psi_{0.pe} \cdot p_{ke} = (1.57 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\sigma_2 := \frac{N_{2.2}}{A} = 15.303 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d2} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod.2}}{\gamma_M} = 21.6 \frac{N}{mm^2}$$

$$U_2 := \frac{\sigma_2}{f_{c.0.d2}} = 0.708$$

Kombinasjon EP

$$k_{mod.3} := 0.8$$

(Mellomlangtidslast)

$$N_{3.1} := 1.2 \cdot p_l + 1.5 \cdot \psi_{0.p} \cdot p_k + 1.5 \cdot p_{ke} = (1.433 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N_{3.2} := 1.35 \cdot p_l + 1.5 \cdot \psi_{0.p} \cdot p_k + 1.5 \cdot \psi_{0.pe} \cdot p_{ke} = (1.372 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\sigma_3 := \frac{N_{3.1}}{A} = 13.971 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d3} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod.3}}{\gamma_M} = 19.2 \frac{N}{mm^2}$$

$$U_3 := \frac{\sigma_3}{f_{c.0.d3}} = 0.728$$

Kombinasjons E

$$k_{mod.4} := 0.6$$

$$N_4 := 1.35 \cdot p_l = 974.715 \text{ kN}$$

$$\sigma_4 := \frac{N_4}{A} = 9.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d4} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod.4}}{\gamma_M} = 14.4 \frac{N}{mm^2}$$

$$U_4 := \frac{\sigma_4}{f_{c.0.d4}} = 0.66$$

### Bruddgrense kontroll:

$$k_{mod} := 1.1$$

$$N_{tot} := \max(N_{1.1}, N_{1.2}, N_{2.1}, N_{2.2}, N_{3.1}, N_{3.2}, N_4) = (1.748 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

### [1] 6.1.4 Trykk i fiberretning (uten knekking)

$$f_{c.0.d} := \frac{(f_{c.0.k} \cdot k_{mod})}{\gamma_M} = 26.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{N_{tot}}{b \cdot h} = 17.039 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$u_c := \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} = 0.645 \quad \left| \begin{array}{l} \text{if } \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} < 1 \\ \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "IKKE OK" } \end{array} \right| = \text{"OK"}$$

### [1] 6.3.2 Kontroll for knekking

Treghetsradius:  $i_y := 0.29 \cdot h = 156.6 \text{ mm}$

$$i_z := 0.29 \cdot b = 55.1 \text{ mm}$$

Knekk lengde:  $L_{ky} := L + h1 \quad (\text{Søyle} + \text{bjelkehøyde}) \quad L_{kz} := L + h1 \quad (\text{Søyle} + \text{bjelkehøyde})$

Slankhet:  $\lambda_y := \frac{L_{ky}}{i_y} = 27.363 \quad \lambda_z := \frac{L_{kz}}{i_z} = 77.768$

Relativ slankhet:  $\lambda_{rel y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0.k}}{E_{0.05}}} = 0.449 \quad \lambda_{rel z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0.k}}{E_{0.05}}} = 1.275$

$$\beta_c := 0.1 \quad (\text{Limtre})$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel y} - 0.3) + \lambda_{rel y}^2) = 0.608$$

$$k_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel z} - 0.3) + \lambda_{rel z}^2) = 1.362$$



Knekkfaktor:  $k_{cy} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel y}^2}} = 0.982$

$$k_{cz} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel z}^2}} = 0.543$$

Egenvekt tak  $g_{k1} := 3 \frac{kN}{m^2} \cdot Lb = 22.5 \frac{kN}{m}$

Nyttelast tak  $p_{k1} := 2.4 \frac{kN}{m^2} \cdot Lb = 18 \frac{kN}{m}$

Egenvekt bjelke  $g_{kb1} := (b1 \cdot h1 \cdot \rho_m \cdot g) = 0.661 \frac{kN}{m}$

1.ordens moment: Samme jevnt fordelt last over begge bjelkene/spennene:

$$q_{1.1} := 1.2 \cdot (g_{k1} + g_{kb1}) + 1.5 \cdot p_{k1} = 54.793 \frac{kN}{m}$$

$$q_{1.2} := 1.35 \cdot (g_{k1} + g_{kb1}) = 31.268 \frac{kN}{m}$$

$$v := q_{1.1} \cdot L1 = 191.777 \text{ kN}$$

$$e := \frac{b1}{2} = 0.12 \text{ m}$$

$$M := v \cdot e = 23.013 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bøyespenning:

$$\sigma_{myd} := \frac{M}{W_y} = 2.492 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{mzd} := \frac{M}{W_z} = 7.083 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{myd} := f_{m.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 26.4 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{mzd} := f_{m.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 26.4 \frac{N}{mm^2}$$

$$u_{my} := \frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} = 0.094$$

$$u_{mz} := \frac{\sigma_{mzd}}{f_{mzd}} = 0.268$$

Høydefaktor:

$$[1] \text{ Likning (3.2)} \quad k_{hy} := \min \left( \left( \frac{600 \text{ mm}}{h} \right)^{0.1}, 1.1 \right) \quad k_{hy} = 1.011$$

$$k_{hz} := \min \left( \left( \frac{600 \text{ mm}}{b} \right)^{0.1}, 1.1 \right) \quad k_{hz} = 1.1$$

Kombinasjon av bøyespenning og aksialspenning:

$$[1] \text{ 6.1.3 (2)} \quad \text{Rektangulært tverrsnitt:} \quad k_m := 0.7$$

**Z-aksen:**

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{cy} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{myd}}{k_{hy} \cdot f_{myd}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{mzd}}{k_{hz} \cdot f_{mzd}} = 0.922$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{cy} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{myd}}{k_{hy} \cdot f_{myd}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{mzd}}{k_{hz} \cdot f_{mzd}} < 1 = \text{"OK"} \\ \parallel \\ \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \parallel \\ \text{"IKKE OK"} \end{array}$$

**Y-aksen:**

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{cy} \cdot f_{c.0.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{myd}}{k_{hy} \cdot f_{myd}} + \frac{\sigma_{mzd}}{k_{hz} \cdot f_{mzd}} = 0.967$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{cy} \cdot f_{c.0.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{myd}}{k_{hy} \cdot f_{myd}} + \frac{\sigma_{mzd}}{k_{hz} \cdot f_{mzd}} < 1 = \text{"OK"} \\ \parallel \\ \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \parallel \\ \text{"IKKE OK"} \end{array}$$

### C.3.2. Søyle med lastbredde 6m

#### Referanse til standarder:

- [1] NS-EN 1995-1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- [2] NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- [3] Byggeteknisk forskrift (TEK17)
- [4] Norsk Limtreprodusenters Forening, Limtreboka - Beregningseksempler (2018)
- [5] Norsk Limtreprodusenters Forening, Limtreboka (2015)
- [6] NS-EN 1991-1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
- [7] NS-EN 1991-1-3: Allmenne laster, Snølaster

#### Utgangspunkt for dimensjonering:

Materiale: Limtre GL30h

[1] NA.901 Klimaklasse: 1

[1] Tab. 2.1 Lastvarighetsklasse for snølast: Korttidslast  
Lastvarighetsklasse for vindlasten: Øyeblikkslast

[1] Tab.2.3 Partialfaktor for limtre:  $\gamma_M := 1.25$

Antar søyletverrsnitt:  $b := 190 \text{ mm}$   $h := 440 \text{ mm}$   $A := b \cdot h$

Søylelengde:  $L := 3700 \text{ mm}$

Lastbredde:  $L_b := 6 \text{ m}$

Opplagt bjelke:  $b_1 := 240 \text{ mm}$   $h_1 := 585 \text{ mm}$

Lastareal:  $L_1 := \frac{7000 \text{ mm}}{2}$   $L_2 := \frac{7000 \text{ mm}}{2}$

$$L_A := L_b \cdot (L_1 + L_2) = 42 \text{ m}^2$$

[5] Tab.1-1 Limtre GL30h:

$$f_{m,k} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{c,90} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{v,k} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c,0,k} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_{0.05} := 11300 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \rho_m := 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad W_y := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \quad W_z := \frac{1}{6} \cdot h \cdot b^2$$

### Laster:

$$\text{Egenlast (tak):} \quad g_k := 4.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A \quad g_k = 184.8 \text{ kN}$$

$$\text{Nyttelast (tak):} \quad p_k := 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A \quad p_k = 31.5 \text{ kN}$$

$$\text{Snølast:} \quad s_k := 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A \quad s_k = 151.2 \text{ kN}$$

$$\text{Vindlast:} \quad w_k := 0.17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A \quad w_k = 7.14 \text{ kN}$$

$$\text{Egenvekt bjelke (4.stk):} \quad g_{kb} := (b_1 \cdot h_1 \cdot \rho_m \cdot g) \cdot (L_1 + L_2) \cdot 4 \quad g_{kb} = 18.511 \text{ kN}$$

$$\text{Nyttelast etg.skinner (3 etasjer):} \quad p_{ke} := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A \cdot 3 \quad p_{ke} = 302.4 \text{ kN}$$

$$\text{Egenlast etg.skinner (3 etasjer):} \quad g_{ke} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A \cdot 3 \quad g_{ke} = 378 \text{ kN}$$

$$\text{Permanent last:} \quad p_l := g_k + g_{kb} + g_{ke} \quad p_l = 581.311 \text{ kN}$$

Egenvekt søyle neglisjeres

### Lastkombinasjoner:

Inne, oppvarmet --> klimaklasse 1

$$[2] \text{ Tab.A1.1} \quad \psi_{0,p} := 0 \quad \psi_{0,w} := 0.6 \quad \psi_{0,pe} := 0.7$$

$$[7] \text{ Tab.4.1} \quad \psi_{0,s} := 0.7$$

Kombinasjon EVSP  $k_{mod,1} := 1.1$  (Øyeblikkslast)

$$N_{1.1} := 1.2 \cdot p_l + 1.5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot p_k + 1.5 \cdot p_{ke} = (1.316 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N_{1.2} := 1.35 \cdot p_l + 1.5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot p_k + 1.5 \cdot p_{ke} = (1.404 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\sigma_1 := \frac{N_{1.2}}{A} = 16.789 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d1} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod.1}}{\gamma_M} = 26.4 \frac{N}{mm^2}$$

$$U_1 := \frac{\sigma_1}{f_{c.0.d1}} = 0.636$$

Kombinasjon ESP  $k_{mod.2} := 0.9$  (Korttidslast)

$$N_{2.1} := 1.2 \cdot p_l + 1.5 \cdot \psi_{0.s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0.p} \cdot p_k + 1.5 \cdot p_k = 903.583 \text{ kN}$$

$$N_{2.2} := 1.35 \cdot p_l + 1.5 \cdot \psi_{0.s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0.p} \cdot p_k + 1.5 \cdot \psi_{0.pe} \cdot p_{ke} = (1.261 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\sigma_2 := \frac{N_{2.2}}{A} = 15.084 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d2} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod.2}}{\gamma_M} = 21.6 \frac{N}{mm^2}$$

$$U_2 := \frac{\sigma_2}{f_{c.0.d2}} = 0.698$$

Kombinasjon EP  $k_{mod.3} := 0.8$  (Mellomlangtidslast)

$$N_{3.1} := 1.2 \cdot p_l + 1.5 \cdot \psi_{0.p} \cdot p_k + 1.5 \cdot p_{ke} = (1.151 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N_{3.2} := 1.35 \cdot p_l + 1.5 \cdot \psi_{0.p} \cdot p_k + 1.5 \cdot \psi_{0.pe} \cdot p_{ke} = (1.102 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\sigma_3 := \frac{N_{3.1}}{A} = 13.77 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d3} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod.3}}{\gamma_M} = 19.2 \frac{N}{mm^2}$$

$$U_3 := \frac{\sigma_3}{f_{c.0.d3}} = 0.717$$

Kombinasjons E  $k_{mod.4} := 0.6$

$$N_4 := 1.35 \cdot p_l = 784.77 \text{ kN}$$

$$\sigma_4 := \frac{N_4}{A} = 9.387 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c.0.d4} := f_{c.0.k} \cdot \frac{k_{mod.4}}{\gamma_M} = 14.4 \frac{N}{mm^2}$$

$$U_4 := \frac{\sigma_4}{f_{c.0.d4}} = 0.652$$

Bruddgrense kontroll:

$$k_{mod} := 1.1$$

$$N_{tot} := \max(N_{1.1}, N_{1.2}, N_{2.1}, N_{2.2}, N_{3.1}, N_{3.2}, N_4) = (1.404 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

[1] 6.1.4 Trykk i fiberretning (uten knekking)

$$f_{c.0.d} := \frac{(f_{c.0.k} \cdot k_{mod})}{\gamma_M} = 26.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{N_{tot}}{b \cdot h} = 16.789 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$u_c := \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} = 0.636 \quad \left| \begin{array}{l} \text{if } \frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} < 1 \\ \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "IKKE OK" } \end{array} \right| = \text{"OK"}$$

[1] 6.3.2 Kontroll for knekking

Treghetsradius:  $i_y := 0.29 \cdot h = 127.6 \text{ mm}$

$$i_z := 0.29 \cdot b = 55.1 \text{ mm}$$

Knekk lengde:  $L_{ky} := L + h1 \quad (\text{Søyle} + \text{bjelkehøyde}) \quad L_{kz} := L + h1 \quad (\text{Søyle} + \text{bjelkehøyde})$

Slankhet:  $\lambda_y := \frac{L_{ky}}{i_y} = 33.582 \quad \lambda_z := \frac{L_{kz}}{i_z} = 77.768$

Relativ slankhet:  $\lambda_{rel y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0.k}}{E_{0.05}}} = 0.551 \quad \lambda_{rel z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0.k}}{E_{0.05}}} = 1.275$

$$\beta_c := 0.1 \quad (\text{Limtre})$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel y} - 0.3) + \lambda_{rel y}^2) = 0.664$$

$$k_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel z} - 0.3) + \lambda_{rel z}^2) = 1.362$$

Knekkfaktor:  $k_{cy} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel y}^2}} = 0.966$

$$k_{cz} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel z}^2}} = 0.543$$

Eigenvekt tak  $g_{k1} := 3 \frac{kN}{m^2} \cdot Lb = 18 \frac{kN}{m}$

Nyttelast tak  $p_{k1} := 2.4 \frac{kN}{m^2} \cdot Lb = 14.4 \frac{kN}{m}$

Eigenvekt bjelke  $g_{kb1} := (b1 \cdot h1 \cdot \rho_m \cdot g) = 0.661 \frac{kN}{m}$

1.ordens moment: Samme jevnt fordelt last over begge bjelkene/spennene:

$$q_{1.1} := 1.2 \cdot (g_{k1} + g_{kb1}) + 1.5 \cdot p_{k1} = 43.993 \frac{kN}{m}$$

$$q_{1.2} := 1.35 \cdot (g_{k1} + g_{kb1}) = 25.193 \frac{kN}{m}$$

$$v := q_{1.1} \cdot L1 = 153.977 \frac{kN}{m}$$

$$e := \frac{b1}{2} = 0.12 \frac{m}{m}$$

$$M := v \cdot e = 18.477 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Bøyespenning:

$$\sigma_{myd} := \frac{M}{W_y} = 3.014 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{mzd} := \frac{M}{W_z} = 6.98 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{myd} := f_{m.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 26.4 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{mzd} := f_{m.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 26.4 \frac{N}{mm^2}$$

$$u_{my} := \frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} = 0.114$$

$$u_{mz} := \frac{\sigma_{mzd}}{f_{mzd}} = 0.264$$

Høydefaktor:

$$[1] \text{ Likning (3.2)} \quad k_{hy} := \min \left( \left( \frac{600 \text{ mm}}{h} \right)^{0.1}, 1.1 \right) \quad k_{hy} = 1.032$$

$$k_{hz} := \min \left( \left( \frac{600 \text{ mm}}{b} \right)^{0.1}, 1.1 \right) \quad k_{hz} = 1.1$$

Kombinasjon av bøyespenning og aksialspenning:

$$[1] \text{ 6.1.3 (2)} \quad \text{Rektangulært tverrsnitt:} \quad k_m := 0.7$$

**Z-aksen:**

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{cy} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{myd}}{k_{hy} \cdot f_{myd}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{mzd}}{k_{hz} \cdot f_{mzd}} = 0.937$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{cy} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{myd}}{k_{hy} \cdot f_{myd}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{mzd}}{k_{hz} \cdot f_{mzd}} < 1 = \text{"OK"} \\ \parallel \\ \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \parallel \\ \text{"IKKE OK"} \end{array}$$

**Y-aksen:**

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{cy} \cdot f_{c.0.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{myd}}{k_{hy} \cdot f_{myd}} + \frac{\sigma_{mzd}}{k_{hz} \cdot f_{mzd}} = 0.976$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{cy} \cdot f_{c.0.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{myd}}{k_{hy} \cdot f_{myd}} + \frac{\sigma_{mzd}}{k_{hz} \cdot f_{mzd}} < 1 = \text{"OK"} \\ \parallel \\ \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \parallel \\ \text{"IKKE OK"} \end{array}$$



# D. Betongberegninger

## Info:

Pålitelighetsklasse 2 (boligbygg) NS-EN 1990- NA.A1(901)

I lastkombinasjoner skal nyttelast plasseres slik at det gir det verst tenkelige tilfelle. Det kan være for nedbøyning, skjær, moment eller kraft i opplager. I beregningene er det blitt forenklet slik at nyttelast er kun blitt regnet som en jevnt fordelt last over hele dekket eller bjelken.

## D.1. Dekke

### D.1.1. Dekke 380mm

**L:** 7.5m

**H:** 380mm

**B:** 1200mm

**Betong:** B35

**Stålkvalitet:** B500NC

**Statisk system:** Fritt opplagt

$$F_{cd} = 0.85 \frac{35}{1.5} = 19.8 N/mm^2$$

$$F_{yd} = \frac{500}{1.15} = 434 N/mm^2$$

$$\frac{L_y}{L_x} > 2(\text{definert som enveisplate})/\text{fritt opplagt dekke} = \text{eneisplate}$$

*Med statisk system der det er kun to opplagre er det automatisk en enveisplate*

Anbefalte høyde av dekket:  
(EC2, tabell 7.4N)

$$\frac{L}{20} = \frac{7.5}{20} = 0.375 \sim 0.380$$

## Laster:

Betong med 15mm påstøp

$$g = 0.395m * 1.2m * 25kN/m^3 = 11.85kN/m$$

Nyttelast:

NS-EN 1991-1-1-1

Brukskategori A (bolig) =  $2.0 \text{ kN/m}^2$  (ikke justert for flere etasjer)

For et 1.2m bredt dekke

$$\text{Nyttelast} = 1.2 \text{ m} * 2.0 \text{ kN/m}^2 = 2.4 \text{ kN/m}$$

Lastkombinasjoner:

(NS-EN 1990, Tabell NA.A1.1 og Tabell NA.A1.2(B))

$$q_{ed1} = 1.35 * 9.45 \text{ kN/m} + 1.05 * 2.4 \text{ kN/m} = 18.5 \text{ kN/m}$$

$$q_{ed2} = 1.2 * 9.45 \text{ kN/m} + 1.5 * 2.4 \text{ kN/m} = 17.8 \text{ kN/m}$$

Benytter størst lastvirkning til videre beregning

**Moment og skjærkraft:**

$$M = \frac{q * l^2}{8}$$

$$V = \frac{q * l}{2}$$

$$M_{ed} = 130 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 69.4 \text{ kN}$$

**Overdekning**

(EC2, NA.4.4N)

- 100 års levetid
- Klasse: XC1 (tørt eller permanent vått)

(EC2, 4.4.1.1)

Velger å bruke lengdearmering  $\phi 12$

$$C_{min, \max} = C_{min. b}, C_{min. dur}, 10 \text{ mm}$$

$$C_{min. b} = 12 \text{ mm}$$

$$C_{min. dur} = 25 \text{ mm}$$

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}(EC2, N. A. 4.4.1.3) = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$$

**Effektiv høyde(d):**

$$d = h - C_{nom} - \frac{\phi_{12}}{2} = 380 - 35 - 6 = 339mm$$

**Kapasitet av tverrsnitt og armering**

$$M_{rd} = 0.275 * f_{cd} * b * d^2 = 0.275 * 19.8 * 1200 * 339^2 = 751kNm$$

$$M_{rd} > M_{ed}, OK$$

$$z = \left(1 - c * \frac{M_{ed}}{M_{rd}}\right) * d = \left(1 - 0.17 * \frac{130}{751}\right) * 339 = 329mm$$

$$A_s = \frac{M_{ed}}{f_{yd} * z} = \frac{130 * 10^6}{434 * 329} = 910mm^2$$

$$n > \frac{A_s}{\phi_{12}}, n > \frac{910mm^2}{113mm^2} = 8.05 \sim 9\phi_{12} = 1017mm^2$$

**Kontroll av minimum armering:**

(EC2, NA.9.2.1.1(1))

$$A_{s,min1} = 0.26 * A_b * d * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.26 * 1200 * 339 * \frac{3.2}{500} = 676mm^2$$

$$A_{s,min2} = 0.0013 * b * d = 0.0013 * 1200 * 339 = 528mm^2$$

$$A_{s,min1} > A_{s,min2}$$

$$A_s > A_{s,min1}, OK$$

$$A_{s,max} = 0.04 * A_c = 0.04 * 1200 * 380 = 18240mm^2$$

$$A_{s,max} > A_s, OK$$

Mer detaljerte kontroller og utregninger er ikke lagt ved på grunn av resultatet i nedbøyningsberegningene for dette dekket. Se «(2) ULS-Slakkarmert dekke – 300mm» for mer detaljerte beregninger.

## Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstand settes lastfaktoren for permanente (egenlast, forspenningslast) og variable laster (nyttelast) til 1.0 etter NS-EN 1990 A1.4.1(1) [19].

## Nedbøyningsbegrensing

(EC2, 7.4.1(4))

(4) Krav til nedbøyning vil være tilfredsstillende for boliger, kontorer, offentlige bygninger eller fabrikker

Spennvidde/250 (for bjelke, plater eller utkrager)  
 $7500/250 = 30\text{mm}$

## Langtidsnedbøyning på grunn av permanente laster

Forutsetter at:

- Forskaling fjernes etter 7 dager
- Nyttelast påføres etter 90 dager
- 50 % av nyttelast er permanent last

### Langtidslaster:

Betong – 11.85kN/m

Nyttelast –  $2.4\text{kN/m} * 0.5 = 1.2\text{kN/m}$

### Kortidslaster:

Nyttelast – 1.2kN/m

## Kryptall:

EC2, 3.1.4, figur 3.1

RH – 50%

Betong: B35, klasse S

$$\phi(\infty, 7) = 3.1$$

$$\phi(\infty, 90) = 2.0$$

$$E_{c,1} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, 7)} = \frac{34000}{1 + 3.1} = 8293\text{Mpa}$$

$$E_{c,2} = \frac{34000}{1 + 2.0} = 11333\text{Mpa}$$

$$E_{c,3} = 34000\text{Mpa}$$

$$M = \frac{q * l^2}{8}$$

$$M1 = 83.3kNm$$

$$M2 = M3 = 8.4kNm$$

$$E_{c,mid} = \frac{83.3 + 8.4 + 8.4}{\frac{83.3}{8293} + \frac{8.4}{11333} + \frac{8.4}{34000}} = 9073MPa$$

$$\eta = \frac{E_{sk}}{E_{c,mid}} = \frac{200000}{9253} = 22$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{1017}{1200 * 339} = 0.0025$$

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2 * \eta\rho} - \eta\rho = \sqrt{0.055^2 + 2 * 0.055} - 0.055 = 0.281$$

$$I_s = A_s(1 - \alpha) \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) d^2 = 1017(1 - 0.281) \left(1 - \frac{0.281}{3}\right) 339^2 = 0.761 * 10^8$$

$$EI = E_s * I_s = 200000 * 0.761 * 10^8 = 1.52 * 10^{13}$$

$$\delta = \frac{5 * (11.85 + 1.2 + 1.2) * 7500^4}{384 * 1.52 * 10^{13}} = 38.6mm$$

$$38.6mm > 30mm, \text{ ikke ok!}$$

Det er valgt å ikke ta hensyn til svinn, men det må gjøres ved nøyaktigere beregninger.

For beregning av kryp ble figur 3.1 i EC2, 3.1.4 benyttet.

Dekke innfrir ikke krav til nedbøyning og høyden er for stor med hensyn på etasjehøyder og byggets totale høyde. På bakgrunn av massivtre sine lignende begrensninger for spennvidde, så gjøres det ny beregning med spenn på 6 meter med redusert tykkelse.

### D.1.2. Dekke 300mm

**L:** 6m

**H:** 300mm

**B:** 1200mm

**Betong:** B35

**Stålkvalitet:** B500NC

**Statisk system:** Fritt opplagt

$$F_{cd} = 0.85 \frac{35}{1.5} = 19.8 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{yd} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{L_y}{L_x} > 2 (\text{definert som enveisplate}) / \text{fritt opplagt dekke} = \text{eneisplate}$$

*Med statisk system der det er kun to opplagre er det automatisk en enveisplate*

Anbefalte høyde av dekket:  
(EC2, tabell 7.4N)

$$\frac{L}{20} = \frac{6}{20} = 0.3$$

**Laster:**

Betong med 15mm påstøp

$$g = 0.315 \text{ m} * 1.2 \text{ m} * 25 \text{ kN/m}^3 = 9.45 \text{ kN/m}$$

Nyttelast:

NS-EN 1991-1-1-1

Brukskategori A (bolig) =  $2.0 \text{ kN/m}^2$  (ikke justert for flere etasjer)

For et 1.2m bredt dekke

$$\text{Nyttelast} = 1.2 \text{ m} * 2.0 \text{ kN/m}^2 = 2.4 \text{ kN/m}$$

Lastkombinasjoner:

(NS-EN 1990, Tabell NA.A1.1 og Tabell NA.A1.2(B))

$$q_{ed1} = 1.35 * 9.45 \text{ kN/m} + 1.05 * 2.4 \text{ kN/m} = 15.3 \text{ kN/m}$$

$$q_{ed2} = 1.2 * 9.45 \text{ kN/m} + 1.5 * 2.4 \text{ kN/m} = 14.95 \text{ kN/m}$$

Benytter størst lastvirkning til videre beregning

### **Moment og skjærkraft:**

$$M = \frac{q * l^2}{8}$$

$$V = \frac{q * l}{2}$$

$$M_{ed} = 68.9 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 45.9 \text{ kN}$$

### **Overdekning**

(EC2, NA.4.4N)

- 100 års levetid
- Klasse: XC1 (tørt eller permanent vått)

(EC2, 4.4.1.1)

*Velger å bruke lengdearmringing  $\phi 12$*

$$C_{min, max} = C_{min. b}, C_{min. dur}, 10 \text{ mm}$$

$$C_{min. b} = 12 \text{ mm}$$

$$C_{min. dur} = 25 \text{ mm}$$

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}(EC2, N. A. 4.4.1.3) = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$$

### **Effektiv høyde(d):**

$$d = h - C_{nom} - \frac{\phi 12}{2} = 300 - 35 - 6 = 259 \text{ mm}$$

### **Kapasitet av tverrsnitt og armering**

$$M_{rd} = 0.275 * f_{cd} * b * d^2 = 0.275 * 19.8 * 1200 * 259^2 = 438 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} > M_{ed}, OK$$

$$z = \left(1 - c * \frac{Med}{Mrd}\right) * d = \left(1 - 0.17 * \frac{68.9}{438}\right) * 259 = 252mm$$

$$As = \frac{Med}{fyd * z} = \frac{68.9 * 10^6}{434 * 252} = 629mm^2$$

$$n > \frac{As}{\phi 12}, n > \frac{629mm^2}{113mm^2} = 5.56 \sim 6\phi 12 = 678mm^2$$

### **Kontroll av minimum armering:**

(EC2, NA.9.2.1.1(1))

$$As, min1 = 0.26 * Ab * d * \frac{fctm}{fyk} = 0.26 * 1200 * 259 * \frac{3.2}{500} = 517mm^2$$

$$As, min2 = 0.0013 * bd = 0.0013 * 1200 * 259 = 404mm^2$$

$$As, min1 > As, min2$$

$$As > As, min1, OK$$

$$As, max = 0.04 * Ac = 0.04 * 1200 * 300 = 14400mm^2$$

$$As, max > As, OK$$

### **Krav til avstand mellom armering:**

(EC2, N.A.8.2)

$$ah, max = k1 * \phi, dg + k2, 20mm$$

$$EC2, NA: k1 = 2(horisontal), 1.5(vertikal) \quad k2 = 5$$

*dg settes til 16mm som er vanlig kornstørrelse i betongtilslag*

$$ah, max = 2 * \phi 12, 16 + 5, 20mm$$

$$ah = 24mm, OK$$

Kontroll av avstand

*Endeplate der en ende krever overdekning(1.2m)*

$$ah, faktisk = \frac{b - Cnom - (6\phi 12)}{5} = 219mm$$

*Midtplate uten behov for overdekning på sidene(1.2m)*



$$ah, faktisk = \frac{b - (6\phi 12)}{5} = 226mm$$

Max senteravstand  
(EC2, N.A.9.3.1.1)

$$S_{max, slabs} = 3h < 400mm = 3 * 300 < 400mm = 900mm < 400mm$$

$$S_{max, slabs} = 400mm, OK$$

### **Fordelingsarmering:**

EC2, 9.3.1.1 (2),(3)

Fordelingsarmering skal utgjøre minst 20% av hovedarmering for enveisplater

$$A_s, hoved = 629mm^2$$

$$A_s, fordelingsarmering = 629mm^2 * 0.2 = 126mm^2$$

$$S_{max, slabs} = 3.5h \leq 450mm$$

$$S_{max, slabs} = 3.5 * 300 \leq 450mm$$

$$S_{max, slabs} = 450mm$$

Tester med  $\phi 10s450$

$$n = \frac{1200}{450} = 2.66$$

$$\phi 10 * 2.66 = 208mm^2 > 126mm^2, OK$$

### **Valg av armering:**

Hovedarmering: Ø12s220 i bunn av tverrsnitt og i topp over opplagre. Eventuelt kan det legges langs hele platen og ikke kun over opplagrene.

Senteravstand er fra beregning til en midtplate på 1.2m bredde uten overdekning. Det må derfor passes på at endene har tilstrekkelig overdekning på minimum 35mm.

Fordelingsarmering: Ø10s450

### **Kontroll av skjær:**

(EC2, 6.2.2 (6.2a))

$$V_{ed, red} = \frac{q_{ed}(l - 2d)}{2} = \frac{15.3kN/m(6 - 2 * 0.259)}{2} = 42kN$$

$$V_{rd,c} = CR_{d,c} * k(100 - \rho l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} * b_w * d$$

*Deler av formel for  $V_{rd,c}$  utgår på grunn av fravær av aksialkraft*

$$CR_{d,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

*( $k_2 = 0.18$  i følge NA.6.2.2)*

$$\rho l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} \leq 0.02$$

$$\rho l = \frac{629}{1200 * 259} = 0.002 \leq 0.02$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{259}} = 1.878 \leq 2.0$$

$$V_{rd,c} = 0.12 * 1.878(100 - 0.002 * 35)^{\frac{1}{3}} * 1200 * 259 = 145kN$$

*$V_{rd,c} > V_{ed,red}$ , Ikke behov for skjærarmering, og ikke behov for minimum skjærarmering i plate.*

**Kontrollerer skjærtrykkapasitet**  
(N.A.6.2.2(6) )

$$V_{rd,max} = 0.5 * b_w * d * v * f_{cd}$$

$$v = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.6 \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0.516$$

$$V_{rd,max} = 0.5 * 1200 * 259 * 0.516 * 19.8 = 1588kN$$

$$V_{rd,max} \gg V_{ed,OK}$$

## Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstand settes lastfaktoren for permanente (egenlast, forspenningslast) og variable laster (nyttelast) til 1.0 etter NS-EN 1990 A1.4.1(1) [19].

## Nedbøyningsbegrensing

(EC2, 7.4.1(4))

(4) Krav til nedbøyning vil være tilfredsstillende for boliger, kontorer, offentlige bygninger eller fabrikker

Spennvidde/250 (for bjelke, plater eller utkrager)  
 $6000/250 = 24\text{mm}$

## Langtidsnedbøyning på grunn av permanente laster

Forutsetter at:

- Forskaling fjernes etter 7 dager
- Nyttelast påføres etter 90 dager
- 50 % av nyttelast er permanent last

### Langtidslaster:

Betong –  $9.45\text{kN/m}$

Nyttelast –  $2.4\text{kN/m} \times 0.5 = 1.2\text{kN/m}$

### Kortidslaster:

Nyttelast –  $1.2\text{kN/m}$

## Kryptall:

EC2, 3.1.4, figur 3.1

RH – 50%

Betong: B35, klasse S

$$\phi(\infty, 7) = 3.1$$

$$\phi(\infty, 90) = 2.0$$

$$E_{c,1} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, 7)} = \frac{34000}{1 + 3.1} = 8293\text{Mpa}$$

$$E_{c,2} = \frac{34000}{1 + 2.0} = 11333\text{Mpa}$$

$$E_{c,3} = 34000\text{Mpa}$$

$$M = \frac{q * l^2}{8}$$

$$M_1 = 42.5\text{kNm}$$

$$M2 = M3 = 5.4kNm$$

$$E_{c,mid} = \frac{42.5 + 5.4 + 5.4}{\frac{42.5}{8293} + \frac{5.4}{11333} + \frac{5.4}{34000}} = 9253MPa$$

$$\eta = \frac{E_{sk}}{E_{c,mid}} = \frac{200000}{9253} = 21.6$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{678}{1200 * 259} = 0.00218$$

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2 * \eta\rho} - \eta\rho = \sqrt{0.0471^2 + 2 * 0.0471} - 0.0471 = 0.263$$

$$I_s = A_s(1 - \alpha) \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) d^2 = 678(1 - 0.263) \left(1 - \frac{0.263}{3}\right) 259^2 = 0.305 * 10^8$$

$$EI = E_s * I_s = 200000 * 0.305 * 10^8 = 6.116 * 10^{12}$$

$$\delta = \frac{5 * (9.45 + 1.2 + 1.2) * 6000^4}{384 * 6.116 * 10^{12}} = 32.7mm$$

$$32.7mm > 24mm, \text{for stor nedbøyning}$$

Det er valgt å ikke ta hensyn til svinn, men det må gjøres ved nøyaktigere beregninger.

For beregning av kryp ble figur 3.1 i EC2, 3.1.4 benyttet.

Beregningen visere at nedbøyning er 8.7mm mer en tillatt. Ganske likt som 380mm dekke. Det er flere alternative løsninger, men i dette tilfellet kan det velges mellom å bygge forskaling med overhøyde, eller at det legges inn mer armering. Utrekning er gjort for å kalkulere hvor mye mer armering som er nødvendig for å innfri krav til nedbøyning på 24mm. 9Ø12 vil være nok til at overhøyde ikke er nødvendig. Det vil si 3 mer lengdearmeringsjern.

En kontinuerlig bjelke ville vært fordelaktig med hensyn på nedbøyningen som er limiterende for denne slakkarmerte betongplaten. Bakgrunnen for at det ikke ble valgt er for å sammenligne likt statisk system der ulike materialer brukes. Det er likevel gjort en beregning for et kontinuerlig dekke, se «(5) Slakkarmert dekke – 300mm kontinuerlig». Beregningen viser at nedbøyning vil havne innenfor grense ( $20.1mm < 24mm$ , OK)

## D.2. Bjelke

### D.2.1. Kontinuerlig bjelke

**L:** 14m

**H:** 575mm

**B:** 350mm

**Betong:** B40

**Stålkvalitet:** B500NC

**Statisk system:** Kontinuerlig bjelke med 2 spenn

$$f_{cd} = 0.85 \frac{40}{1.5} = 22.7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ N/mm}^2$$

#### Laster:

Belastning fra hvert dekke gir en linjelast på bjelken. Må ganges opp med to på grunn av dekke på hver side. Må også ta hensyn til at dekke er beregnet med 1200mm bredde.

$$V_{ed, 300\text{mm dekke}} = 45.9 \text{ kN/1.2m} = 38.25 \text{ kN/m}$$

$$q_{ed} = 2 * 38.25 \text{ kN/m} + (0.350\text{m} * 0.575\text{m} * 25 \text{ kN/m}) * 1.35 = 83.3 \text{ kN/m}$$

#### Dimensjonerende moment- og skjærkraft:

$$M_{, midt} = q_{ed} * l^2 * -0.125 = 83.3 \text{ kN/m} * 7^2 * -0.125 = -510.2 \text{ kNm}$$

$$M_{, felt} = q_{ed} * l^2 * 0.0703 = 83.3 \text{ kN/m} * 7^2 * 0.0703 = 287 \text{ kNm}$$

$$V_{ed, midt} = \frac{q_{ed} * l * 1.25}{2} = \frac{83.3 \text{ kN/m} * 7 * 1.25}{2} = 364 \text{ kN}$$

#### Overdekning

(EC2, NA.4.4N)

- 100 års levetid
- Klasse: XC1 (tørt eller permanent vått)

(EC2, 4.4.1.1)

Velger å bruke lengdearmering  $\phi 25$

$$C_{min, max} = C_{min. b}, C_{min. dur}, 10mm$$

$$C_{min. b} = C_{min. dur} = 25mm$$

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}(EC2, N. A. 4.4.1.3) = 25mm + 10mm = 35mm$$

### Effektiv høyde:

Tar utgangspunkt i 2-lag med lengdearmering.

$$d = h - C_{nom} - \phi 10 - \phi 25 - \left( \frac{1.5 * \phi 25}{2} \right) = 575 - 35 - 10 - 25 - 18.75 = 486mm$$

### Kapasitet av tverrsnitt og armering

$$M_{rd} = 0.275 * f_{cd} * b * d^2 = 0.275 * 22.7 * 350 * 486^2 = 516kNm$$

$$M_{rd} > M_{ed}, OK$$

$$z = \left( 1 - c * \frac{M_{ed}}{M_{rd}} \right) * d = \left( 1 - 0.17 * \frac{510.2}{516} \right) * 486 = 404mm$$

$$A_s = \frac{M_{ed}}{f_{yd} * z} = \frac{510.2 * 10^6}{434 * 404} = 2897mm^2$$

$$n > \frac{A_s}{\phi 25^2}, n > \frac{2897mm^2}{491mm^2} = 5.89 \sim 6\phi 25$$

$$6\phi 25 = 2946mm^2$$

### Kontroll av min. Armering:

(EC2, NA.9.2.1.1(1))

$$A_{s, min1} = 0.26 * A_b * d * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.26 * 350 * 486 * \frac{3.5}{500} = 310mm^2$$

$$A_{s, min2} = 0.0013 * b * d = 0.0013 * 350 * 486 = 221mm^2$$

$$A_{s, min1} > A_{s, min2}$$

$$A_s > A_{s, min1}, OK$$

$$A_{s, max} = 0.04 * A_c = 0.04 * 350 * 575 = 8050mm^2$$

$$A_{s,max} > A_{s,OK}$$

**Krav til avstand mellom armering:**

(EC2, N.A.8.2)

$$a_{h,max}/a_{v,max} = k_1 * \phi, dg + k_2, 20mm$$

$$N.A - k_1 = 2(\text{horisontal}), 1.5(\text{vertikal}) \quad k_2 = 5$$

*dg settes til 16mm som er vanlig kornstørrelse i betongtilslag*

$$a_{h,max} = 2 * \phi_{25,16} + 5, 20mm$$

$$a_h = 50mm, OK$$

$$a_{v,max} = 1.5 * \phi_{25,16} + 5, 20mm$$

$$a_v = 37.5mm, OK$$

Max senteravstand

(EC2, N.A.9.3.1.1)

$$S_{max,slabs} = 3h < 400mm = 3 * 575 < 400mm = 1725mm < 400mm$$

$$S_{max,slabs} = 400mm, OK$$

**Kontroll av skjær:**

(EC2, 6.2.2 (6.2a))

$$V_{rd,c} = CR_{d,c} * k(100 - \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} * b_w * d$$

*Deler av formel for  $V_{rd,c}$  utgår på grunn av fravær av aksialkraft*

$$CR_{d,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} \leq 0.02$$

$$\rho_l = \frac{2946}{350 * 486} = 0.0173 \leq 0.02$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{486}} = 1.64 \leq 2.0$$

$$V_{rd,c} = 0.12 * 1.64(100 - 0.0173 * 40)^{\frac{1}{3}} * 350 * 486 = 137.4kN$$

$V_{rd,c} < V_{ed}$ , beregningsmessig behov for skjærarmering

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{ed}}{f_{ywd} * z * \cot \theta} = \frac{364 * 10^3}{434 * 404 * 2.5} = 0.830 mm^2/mm$$

Kontrollerer minimum:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \rho_{w,min} = 0.1 * \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} * b = 0.1 * \frac{\sqrt{40}}{500} * 350 = 0.443 mm^2/mm$$

$$\phi 10 \text{ er valgt fra tidligere} - 2 * 78,5 mm^2 = 157 mm^2$$

$$s \leq \frac{157}{0.830} = 189 mm$$

**Kontrollerer skjærtrykkapasitet**

(N.A.6.2.2(6) )

$$V_{rd,max} = 0.5 * b_w * d * v * f_{cd}$$

$$v = 0.6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.6 \left( 1 - \frac{40}{250} \right) = 0.504$$

$$V_{rd,max} = 0.5 * 350 * 486 * 0.504 * 22.7 = 973kN$$

$$V_{rd,max} \gg V_{ed}, OK$$

**Forenklet gjennomregning for mindre armering ved feltmoment:**

$$M_{ed} = 287kNm$$

Antar at man kan bruke  $\phi 20$  for hovedarmering i ett lag

$$d = h - C_{nom} - \phi 10 - \frac{\phi 20}{2} = 520 mm$$

$$M_{rd} = 0.275 * f_{cd} * b * d^2 = 0.275 * 22.7 * 350 * 486^2 = 516kNm \text{ (endrer ikke)}$$

$$M_{rd} > M_{ed}, OK$$



$$z = \left(1 - c * \frac{Med}{Mrd}\right) * d = \left(1 - 0.17 * \frac{287}{516}\right) * 520 = 471mm$$

$$As = \frac{Med}{fyd * z} = \frac{287 * 10^6}{434 * 471} = 1404mm^2$$

$$n > \frac{As}{\phi 25}, n > \frac{1404mm^2}{491mm^2} = 2.85 \sim 3\phi 25$$

$$3\phi 25 = 1473mm^2$$

$$ah, max = 2 * \phi 25, 16 + 5, 20mm$$

$$ah = 50mm$$

Kontrollerer om det er nok plass

$$Tilgjengelig plass = b - (2 * Cnom) - (2 * \phi 10) - (4 * \phi 25) = 185mm$$

$$\frac{185mm}{3} = 61.6mm > 40mm, OK!$$

### Valg av armering og plassering:

*Hovedarmering overside tverrsnitt: 6φ25s115 (2-lag)*

*Hovedarmering underside tverrsnitt: 3φ25s85 (1-lag)*

*Trykkarmering: 2φ12 for innfestning til skjærbøyler*

*Hovedarmering vil ligge i toppen av tverrsnittet over midtstøtte og i underkant av tverrsnittet der vi har feltmoment. Det kan også velges å legge 6φ25s115 på overside og underside om det er besparende*

*Skjærbøyler: φ10s190*

### Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstand settes lastfaktoren for permanente (egenlast, forspenningslast) og variable laster (nyttelast) til 1.0 etter NS-EN 1990 A1.4.1(1) [19].

### Nedbøyningsbegrensing

( EC2, 7.4.1(4))

Krav til nedbøyning vil være tilfredsstillende for boliger, kontorer, offentlige bygninger eller fabrikker

Spennvidde/250 (for bjelke, plater eller utkrager)

$$7000/250 = 28\text{mm}$$

### **Langtidsnedbøyning på grunn av permanente laster**

Forutsetter at:

- Forskaling fjernes etter 7 dager
- Nyttelast påføres etter 90 dager
- 50 % av nyttelast er permanent last

#### Langtidslaster:

Hvert dekke gir en linjelast på bjelken

$$\text{Betong: } 9.45\text{kN/m} * 6\text{m} * \frac{1000}{1200} + (0.350 * 0.575 * 25\text{kN/m}^3 = 52.3\text{kN/m}$$

$$\text{Nyttelast: } \frac{2.4\text{kN/m} * 6\text{m} * 1000 / 1200}{2} = 6\text{kN/m}$$

#### Kortidslaster:

Nyttelast: 6kN/m

### **Kryptall:**

EC2, 3.1.4, figur 3.1

RH – 50%

Betong: B40, klasse S

$$h_o = \frac{2Ac}{u} = \frac{2 * 350 * 575}{2 * (350 + 575)} = 217$$

$$\phi(\infty, 7) = 2.8$$

$$\phi(\infty, 90) = 1.8$$

$$E_{c,1} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, 7)} = \frac{35000}{1 + 2.8} = 9210\text{Mpa}$$

$$E_{c,2} = \frac{35000}{1 + 1.8} = 12500\text{Mpa}$$

$$E_{c,3} = 35000\text{Mpa}$$

$$M = q * l^2 * 0.0703$$

$$M1 = 180kNm$$

$$M2 = 20.6kNm$$

$$M3 = 20.6kNm$$

$$E_{c,mid} = \frac{180 + 20.6 + 20.6}{\frac{180}{9210} + \frac{20.6}{12500} + \frac{20.6}{35000}} = 10156MPa$$

$$\eta = \frac{E_{sk}}{E_{c,mid}} = \frac{200000}{10242} = 19.7$$

Bruker As for hovedarmering underkant 3Ø25

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{1473}{350 * 486} = 0.00865$$

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2 * \eta\rho} - \eta\rho = \sqrt{0.170^2 + 2 * 0.170} - 0.170 = 0.437$$

$$I_s = A_s(1 - \alpha) \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) d^2 = 1473(1 - 0.437) \left(1 - \frac{0.437}{3}\right) 486^2 = 1.67 * 10^8$$

$$EI = E_s * I_s = 200000 * 1.67 * 10^8 = 3.35 * 10^{13}$$

$$\delta = \frac{q * l^4}{185 * EI} = \frac{(52.3 + 6 + 6) * 7000^4}{185 * 3.35 * 10^{13}} = 24.9mm$$

$$24.9mm < 28mm, OK$$

Det er valgt å ikke ta hensyn til svinn, men det må gjøres ved nøyaktigere beregninger.

For beregning av kryp ble figur 3.1 i EC2, 3.1.4 benyttet. Det ble også regnet med programvare som indikerte fra 0.1-0.4 lavere verdi på kryptall enn det avlesning fra figur i EC2 gjorde. Valgte å bruke høyeste verdi i beregninger. (<https://concrete-creep.strusoft.com/>)

## D.3. Søyler

### D.3.1. Kjellersøyler

**L:** 3.7m

**H:** 325mm

**B:** 325mm

**Betong:** B35

**Stålkvalitet:** B500NC

**Statisk system:** Søylen er fast innspent i bunn og fast opplagret i topp

Søylen er ikke dimensjonert med hensyn på ulykker(kollisjon)

$$F_{cd} = 0.85 \frac{35}{1.5} = 19.8 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{yd} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ N/mm}^2$$

**Laster:**

$$Takkonstruksjon = 4.4 \text{ kN/m}^2$$

$$Snølast = 3.6 \text{ kN/m}^2$$

$$Vindlast = 0.17 \text{ kN/m}^2$$

Beregnes likt som belastning på dekker(6m) overført til 2 felts kontinuerlig bjelke(14m).  
Ønsker å finne opplagerkraft i midtre opplager.

$$q_{ed1} = 4.4 \text{ kN/m}^2 * 1.2 + 3.6 \text{ kN/m}^2 * 1.5 + 0.17 \text{ kN/m}^2 * 1.05 = 10.85 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ed2} = 4.4 \text{ kN/m}^2 * 1.35 + 3.6 \text{ kN/m}^2 * 1.05 + 0.17 \text{ kN/m}^2 * 1.05 = 9.9 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Linjelast for bjelke, tak} = \frac{10.85 \text{ kN/m}^2 * 1 \text{ m} * 6 \text{ m}}{2} * 2(\text{dekker}) = 65.1 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Linjelast for bjelke inkl. egenlast av bjelke} &= 65.1 \text{ kN/m} + 5.1 \text{ kN/m} * 1.2 \\ &= 71.2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Opplager, midt} = q * l * 1.25 = 71.2 \text{ kN/m} * 7 * 1.25 = 623 \text{ kN}$$

$$\text{Opplager, midt, fra dekke og bjelke i hver etasje} = 728.8 \text{ kN}$$

$$\text{Omtrent egenvekt av hver søyle} = 0.3 \text{ m} * 0.3 \text{ m} * 2.7 \text{ m} * 25 \text{ kN/m}^3 = 6 \text{ kN}$$

$$\text{Total kraft N, søyle} = 623 \text{ kN} + 728.8 \text{ kN} * 3 + 6 \text{ kN} * 3 = 2827.4 \text{ kN}$$

### Slankhetskriterium

(EC2, NA.5.8.3.1)

$$\lambda n \leq \lambda n, \lim$$

$$\lambda n, \lim = 13(2 - rm) * A\varphi$$

(for trykkstaver der enden ikke er sideveis fritt forskyvelig, og som er uten tverrlast)

(NA.5.13.aN)

$$\lambda n = \lambda \sqrt{\frac{n}{1 + 2Ka * \omega}}$$

$$\lambda = \frac{L_o}{i}, i = \sqrt{\frac{I}{A}}, I = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I = \frac{325 * 325^3}{12} = 929.7 * 10^6 mm^4$$

$$i = \sqrt{\frac{929.7 * 10^6}{325 * 325}} = 93.9 mm$$

$$\lambda = \frac{0.7 * 3700}{93.9} = 27.6$$

Tar utgangspunkt i  $4\phi 25 = 1964 mm^2$ . Kunne også brukt  $A_{s, min}$

$$\omega = \frac{f_{yd} * A_s}{f_{cd} * A_c} = \frac{434 * 1964}{19.8 * (325 * 325)} = 0.407$$

$$n = \frac{N_{ed}}{f_{cd} * A_c} = \frac{2827.4 * 10^3}{19.8 * (325 * 325)} = 1.35$$

$$Ka = 1, (NA. 5.8.3.1(1))$$

$$\lambda n = 27.6 \sqrt{\frac{1.35}{1 + 2 * 1 * 0.407}} = 23.8$$

$$\lambda n, \lim = 13(2 - rm) * A\varphi$$

$$rm = 1$$

$$A\varphi = \frac{1.25}{1 + 0.2 * \varphi_{ef}} \leq 1$$

Med  $rm = 1$  og  $A\varphi$  ikke kan bli større enn 1 kan vi allerede se at maksimal verdi

for  $\lambda_n, \lim = 13$

Dermed,  $\lambda_n > \lambda_n, \lim = 23.8 > 13$

Det er en slank søyle. Andre ordens effekter må inkluderes i beregninger. Velger likevel å regne videre med første ordens effekter i dette tilfellet.

**L:** 3.7m

**H:** 350mm

**B:** 350mm

**Betong:** B35

**Stålkvalitet:** B500NC

**Statisk system:** Endres til fast opplagret i topp og bunn. Fast innspanning i bunn var forsøkt for å redusere knekk lengde ved slankhetskriterium.

**Ned:** 2827.4kN

Justerer tverrsnitt på bakgrunn av mellomregning som indikerer at 325mm blir for lite med hensyn på krav til horisontal avstand for armering. Mengde armering ble stor på grunn av M/N-diagram med  $d_2/h=0.20$ . Slankhetskriterium ville ikke blitt innenfor med økt tverrsnitt.

EC2, 6.1.4 (minste eksentrisitet)

$$eo = \max \left\{ \frac{h}{30} \middle| 20mm \right\} = \left\{ \frac{350}{30} \middle| 20mm \right\} = 20mm$$

$$Med = Ned * eo = 2827.4kN * 0.02m = 56.6kNm$$

(Formler hentet fra Sørensen, Del 1, s.100)

$$n = \frac{Ned}{f_{ck} * b * h} = \frac{2827.4 * 10^3}{35 * 350 * 350} = 0.659$$

$$m = \frac{Med}{f_{ck} * b * h^2} = \frac{56.6 * 10^6}{35 * 350 * 350^2} = 0.037$$

Bruker  $C_{nom}$  fra beregning til bjelke

$$d_2 = C_{nom} + \phi_{10} + \frac{\phi_{25}}{2} = 35 + 10 + 12.5 = 57.5mm$$

$$\text{Velger } M/N - \text{diagram basert på } \frac{d_2}{h} = \frac{57.5}{350} = 0.16$$

M/N for  $d_2/h = 0.15$  gir  $w = 0.22$

$$w = \frac{f_{yk} * A_s}{f_{ck} * b * h}$$

$$A_s = \frac{b * h * f_{ck}}{f_{yk}} * w = \frac{350 * 350 * 35}{500} * 0.22 = 1887 \text{ mm}^2$$

$$n \geq \frac{A_s}{\phi 25} = \frac{1887}{491} = 3.84 = 4\phi 25$$

Sjekker opp mot aksialkraftkapasiteten

$$N_{rd} = f_{cd}(A_c - A's) + f_{yd} * A's = 19.8(350 * 350 - 4\phi 25) + 434 * 4\phi 25 = 3239 \text{ kN}$$

$$N_{rd} > N_{ed}, \text{ OK}$$

### **Krav til avstand mellom armering:**

(EC2, N.A.8.2)

$$a_{h, \max} = k_1 * \phi, dg + k_2, 20 \text{ mm}$$

$$N.A - k_1 = 2(\text{horisontal}), 1.5(\text{vertikal}) \quad k_2 = 5$$

*dg settes til 16mm som er vanlig kornstørrelse i betongtilslag*

$$a_{h, \max} = 2 * \phi 25, 16 + 5, 20 \text{ mm}$$

$$a_h = 50 \text{ mm}, \text{ OK}$$

### **Minimumsarmering:**

(EC2, NA. 9.5.2(2))

$$A_{s, \min} = \frac{0.2 * A_c * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.2 * 350 * 350 * 19.8}{434} = 1118 \text{ mm}^2$$

$$\text{men ikke mindre enn } 0.01 A_c = 0.01 * 350 * 350 = 1225 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \min} < A_s, \text{ OK}$$

$$A_{s, \max} = 0.08 * A_c = 0.08 * 350 * 350 = 9800 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \max} > A_s, \text{ OK}$$

### **Skjærbøyler:**

(NA.9.5.3(3))

*Scl, tmax settes lik den minsta av,*

- 15 ganger diameteren av minste lengdearmering
- Søylen minste tverrsnittdimensjon
- 400mm

$$Scl, tmax = 350mm$$

### Valg av armering:

Benytter 4 $\phi$ 25 til lengdearmering. Disse plasseres symmetrisk med en stang i hvert hjørne.

For bøyler brukes det  $\phi$ 10s350. Bøyler og senteravstand er gjort med en forenklet beregning der minste senteravstand er lagt til grunn. Må beregnes mer nøyaktig med hensyn på skjærkrefter i søylen.

## D.4. Utregning med hensyn på endret statisk system for dekke

Utregning for dekket viser utfordringer med hensyn på nedbøyning for et fritt opplagt dekke. Det er derfor gjort en utregning for et kontinuerlig dekke for å vise en alternativ løsning.

### D.4.1. Dekke – 300mm (kontinuerlig)

Forenklet beregning som bruker en del av samme verdier som tidligere beregnet dekke.

Regner på mengde armering på største moment over støtte, og bruker den verdi for armering ved nedbøyningskontroll. Skjær utelates fra beregning.

**L:** 6m

**H:** 300mm

**B:** 1200mm

**Betong:** B35

**Stålkvalitet:** B500NC

**Statisk system:** Kontinuerlig plate med 3 spenn

$$Fcd = 0.85 \frac{35}{1.5} = 19.8 N/mm^2$$

$$Fyd = \frac{500}{1.15} = 434 N/mm^2$$

$$\frac{Ly}{Lx} > 2 (\text{definert som enveisplate})$$

*Med statisk system der det er kun to opplagre er det automatisk en enveisplate*

Anbefalte høyde av dekket:

$$\frac{L}{20} = \frac{6}{20} = 0.3$$



**Laster:**

Betong med 15mm påstøp

$$g = 0.315m * 1.2m * 25kN/m^3 = 9.45kN/m$$

Nyttelast:

NS-EN 1991-1-1-1

Brukskategori A (bolig) =  $2.0kN/m^2$  (ikke justert for flere etasjer)

For et 1.2m bredt dekke

$$Nyttelast = 1.2m * 2.0kN/m^2 = 2.4kN/m$$

**Lastkombinasjoner:**

(NS-EN 1990, Tabell NA.A1.1 og Tabell NA.A1.2(B))

$$q_{ed1} = 1.35 * 9.45kN/m + 1.05 * 2.4kN/m = 15.3kN/m$$

$$q_{ed2} = 1.2 * 9.45kN/m + 1.5 * 2.4kN/m = 14.95kN/m$$

Benytter størst lastvirkning til videre beregning

**Moment og skjærkraft:**

$$M = q * l^2 * -0.10$$

$$M_{ed} = 55kNm$$

**Overdekning**

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}(EC2, N.A.4.4.1.3) = 25mm + 10mm = 35mm$$

**Effektiv høyde(d):**

$$d = h - C_{nom} - \frac{\phi_{12}}{2} = 300 - 35 - 6 = 259mm$$

**Kapasitet av tverrsnitt og armering**

$$M_{rd} = 0.275 * f_{cd} * b * d^2 = 0.275 * 19.8 * 1200 * 259^2 = 438kNm$$

$$M_{rd} > M_{ed}, OK$$

$$z = \left(1 - c * \frac{Med}{Mrd}\right) * d = \left(1 - 0.17 * \frac{55}{438}\right) * 259 = 254mm$$

$$As = \frac{Med}{fyd * z} = \frac{55 * 10^6}{434 * 254} = 499mm^2$$

$$n > \frac{As}{\phi 12}, n > \frac{629mm^2}{113mm^2} = 4.41 \sim 5\phi 12 = 565mm^2$$

**Kontroll av minimum armering:**  
(EC2, NA.9.2.1.1(1))

$$As, min1 = 0.26 * Ab * d * \frac{fctm}{fyk} = 0.26 * 1200 * 259 * \frac{3.2}{500} = 517mm^2$$

$$As, min2 = 0.0013 * bd = 0.0013 * 1200 * 259 = 404mm^2$$

$$As, min1 > As, min2$$

$$As > As, min1, OK$$

$$As, max = 0.04 * Ac = 0.04 * 1200 * 300 = 14400mm^2$$

$$As, max > As, OK$$

**Fordelingsarmering:**  
EC2, 9.3.1.1 (2),(3)

Fordelingsarmering skal utgjøre minst 20% av hovedarmering for enveisplater

$$As, hoved = 499mm^2$$

$$As, fordelingsarmering = 499mm^2 * 0.2 = 100mm^2$$

$$Smax, slabs = 3.5h \leq 450mm$$

$$Smax, slabs = 3.5 * 300 \leq 450mm$$

$$Smax, slabs = 450mm$$

Tester med  $\phi 10s450$

$$n = \frac{1200}{450} = 2.66$$

$$\phi 10 * 2.66 = 208mm^2 > 100mm^2, OK$$

### **Valg av armering:**

Hovedarmering:  $\phi 12s260$  i bunn av tverrsnitt og i topp over opplagre. Eventuelt kan det legges langs hele platen og ikke kun over opplagrene.

Senteravstand er fra beregning til en midtplate på 1.2m bredde uten overdekning. Det må derfor passes på at endene har tilstrekkelig overdekning på minimum 35mm.

Fordelingsarmering:  $\phi 10s450$

### **Bruksgrensetilstand**

I bruksgrensetilstand settes lastfaktoren for permanente (egenlast, forspenningslast) og variable laster (nyttelast) til 1.0 etter NS-EN 1990 A1.4.1(1) [19].

### **Nedbøyningsbegrensing ( EC2, 7.4.1(4)**

(4) Krav til nedbøyning vil være tilfredstillende for boliger, kontorer, offentlige bygninger eller fabrikker

Spennvidde/250 (for bjelke, plater eller utkrager)  
 $6000/250 = 24mm$

### **Langtidsnedbøyning på grunn av permanente laster**

Forutsetter at:

- Forskaling fjernes etter 7 dager
- Nyttelast påføres etter 90 dager
- 50 % av nyttelast er permanent last

#### Langtidslaster:

Betong – 9.45kN/m

Nyttelast – 2.4kN/m x 0.5 = 1,2kN/m

#### Kortidslaster:

Nyttelast– 1.2kN/m

### **Kryptall:**

EC2, 3.1.4, figur 3.1

RH – 50%

Betong: B35, klasse S

$$\phi(\infty, 7) = 3.1$$

$$\phi(\infty, 90) = 2.0$$

$$E_{c,1} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, 7)} = \frac{34000}{1 + 3.1} = 8293 \text{ Mpa}$$

$$E_{c,2} = \frac{34000}{1 + 2.0} = 11333 \text{ Mpa}$$

$$E_{c,3} = 34000 \text{ Mpa}$$

Feltmoment:

$$M = q * l^2 * 0.080$$

$$M_1 = 27 \text{ kNm}$$

$$M_2 = M_3 = 3.5 \text{ kNm}$$

$$E_{c,mid} = \frac{27 + 3.5 + 3.5}{\frac{27}{8293} + \frac{3.5}{11333} + \frac{3.5}{34000}} = 9271 \text{ MPa}$$

$$\eta = \frac{E_{sk}}{E_{c,mid}} = \frac{200000}{9271} = 21.6$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{565}{1200 * 259} = 0.00181$$

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2 * \eta\rho} - \eta\rho = \sqrt{0.0392^2 + 2 * 0.0392} - 0.0392 = 0.243$$

$$I_s = A_s(1 - \alpha) \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) d^2 = 565(1 - 0.243) \left(1 - \frac{0.243}{3}\right) 259^2 = 0.263 * 10^8$$

$$EI = E_s * I_s = 200000 * 0.263 * 10^8 = 5.27 * 10^{12}$$

$$\delta = \frac{0.0069 * q * l^4}{EI} = \frac{0.0069(9.45 + 1.2 + 1.2) * 6000^4}{5.27 * 10^{12}} = 20.1 \text{ mm}$$

$$20.1 \text{ mm} < 24 \text{ mm, OK}$$

Kontinuerlig dekke vil redusere nedbøyning slik at det er innenfor kravet og det vil også redusere mengde armering.

#### D.4.2. Bjelke med økt belastning på grunn av kontinuerlig dekke

**L:** 14m

**H:** 575mm

**B:** 350mm

**Betong:** B40

**Stålkvalitet:** B500NC

**Statisk system:** Kontinuerlig bjelke med 2 spenn

$$F_{cd} = 0.85 \frac{40}{1.5} = 22.7 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{yd} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ N/mm}^2$$

**Laster:**

*q<sub>ed</sub> = belastning fra dekke per meter + egenvekt bjelke*

*q<sub>ed</sub> = q \* l \* 1.10 + b \* h \* egenvekt betong inkl. armering \* sikkerhetsfaktor*

$$q_{ed} = (15.3 \text{ kN/m} * 6 * 1.10) * \frac{1000}{1200} + (0.350 * 0.575 * 25 \text{ kN/m}^3) * 1.35 = 89.1 \text{ kN/m}$$

**Dimensjonerende moment**

$$M, \text{midt} = q_{ed} * l^2 * -0.125 = 89.1 \text{ kN/m} * 7^2 * -0.125 = -545.7 \text{ kNm}$$

$$M, \text{felt} = q_{ed} * l^2 * 0.0703 = 89.1 \text{ kN/m} * 7^2 * 0.0703 = 306.9 \text{ kNm}$$

**Kapasitet av tverrsnitt og armering**

$$M_{rd} = 0.275 * f_{cd} * b * d^2 = 0.275 * 22.7 * 350 * 486^2 = 516 \text{ kNm}$$

*M<sub>rd</sub> < M<sub>ed</sub>, ikke godkjent*

*Øker betongkvalitet til B45*

(Obs: For enkelhet av beregning økes betongkvaliteten, men for et kontinuerlig dekke som er sammenføyet med bjelken vil dekket og bjelken støpes sammen og samme betongkvalitet vil brukes. Derfor vil bredde eller høyde på tverrsnittet måtte økes i et reelt tilfelle. Ved økning til 625mm høyde er M<sub>rd</sub>=548kNm)

$$M_{rd} = 0.275 * f_{cd} * b * d^2 = 0.275 * 25.5 * 350 * 486^2 = 579.7 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} > M_{ed}, OK$$

$$z = \left(1 - c * \frac{M_{ed}}{M_{rd}}\right) * d = \left(1 - 0.17 * \frac{545.7}{579.7}\right) * 486 = 408 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ed}}{f_{yd} * z} = \frac{510.2 * 10^6}{434 * 408} = 3081 \text{ mm}^2$$

$$n > \frac{A_s}{\phi_{25}}, n > \frac{3156 \text{ mm}^2}{491 \text{ mm}^2} = 6.27 \sim 7\phi_{25}$$

$$7\phi_{25} = 3437 \text{ mm}^2$$

Det er plass til 4 $\phi_{25}$  i bredden av tverrsnittet. En mulig løsning er altså å øke betongkvaliteten og mengde armering for at bjelken skal tåle belastningen. Nærmere beregning og kontroll må gjennomføres. Belastning på søyle vil også øke noe. Den vil derfor også måtte kontrolleres ved kontinuerlig dekke.

## D.5. Beregning for optimalisert statisk system

### D.5.1. Dekke – 250mm (kontinuerlig)

**L:** 3.75m

**H:** 250mm

**B:** 1200mm

**Betong:** B35

**Stålkvalitet:** B500NC

**Statisk system:** Kontinuerlig dekke med 6 spenn. Fast innspenn i endene.

$$f_{cd} = 0.85 \frac{35}{1.5} = 19.8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ N/mm}^2$$

**Laster:**

Betong med 15mm påstøp

$$g = 0.250m * 1.2m * 25kN/m^3 = 7.95kN/m$$

Nyttelast:

NS-EN 1991-1-1-1

Brukskategori A (bolig) =  $2.0kN/m^2$  (ikke justert for flere etasjer)

For et 1.2m bredt dekke

$$Nyttelast = 1.2m * 2.0kN/m^2 = 2.4kN/m$$

Lastkombinasjoner:

(NS-EN 1990, Tabell NA.A1.1 og Tabell NA.A1.2(B))

$$qed = 1.35 * 7.95kN/m + 1.05 * 2.4kN/m = 13.2kN/m$$

**Moment og skjærkraft:**

Beregnet med clearcalcs beam calculator (<https://clearcalcs.com/freetools/beam-analysis/au>)

$$Med = 15.5kNm$$

**Overdekning**

$$Cnom = Cmin + \Delta Cdev(EC2, N. A. 4.4.1.3) = 25mm + 10mm = 35mm$$

**Effektiv høyde(d):**

$$d = h - Cnom - \frac{\phi 12}{2} = 250 - 35 - 6 = 209mm$$

**Kapasitet av tverrsnitt og armering**

$$Mrd = 0.275 * fcd * b * d^2 = 0.275 * 19.8 * 1200 * 209^2 = 285kNm$$

$$Mrd > Med, OK$$

$$z = \left(1 - c * \frac{Med}{Mrd}\right) * d = \left(1 - 0.17 * \frac{55}{438}\right) * 259 = 207mm$$

$$As = \frac{Med}{fyd * z} = \frac{15.5 * 10^6}{434 * 207} = 173mm^2$$

**Kontroll av minimum armering:**

(EC2, NA.9.2.1.1(1))

$$A_{s,min1} = 0.26 * A_b * d * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.26 * 1200 * 209 * \frac{3.2}{500} = 417mm^2$$

$$A_{s,min2} = 0.0013 * b * d = 0.0013 * 1200 * 259 = 326mm^2$$

$$A_{s,min1} > A_{s,min2}$$

$A_s < A_{s,min1}$ , Må bruke minimum armering

$$n > \frac{A_s}{\phi_{12}}, n > \frac{417mm^2}{113mm^2} = 3.7 \sim 4\phi_{12} = 452mm^2$$

**Fordelingsarmering:**

EC2, 9.3.1.1 (2),(3)

Fordelingsarmering skal utgjøre minst 20% av hovedarmering for enveisplater

$$A_{s,hoved} = 417mm^2$$

$$A_{s,fordelingsarmering} = 417mm^2 * 0.2 = 84mm^2$$

$$S_{max,slabs} = 3.5h \leq 450mm$$

$$S_{max,slabs} = 3.5 * 250 \leq 450mm$$

$$S_{max,slabs} = 450mm$$

Tester med  $\phi_{10s450}$

$$n = \frac{1200}{450} = 2.66$$

$$\phi_{10} * 2.66 = 208mm^2 > 84mm^2, OK$$

**Valg av armering:**

Hovedarmering:  $\phi_{12s390}$  i bunn av tverrsnitt og i topp over opplagre. Eventuelt kan det legges langs hele platen og ikke kun over opplagrene.

Senteravstand er fra beregning til en midtplate på 1.2m bredde uten overdekning. Det må derfor passes på at endene har tilstrekkelig overdekning på minimum 35mm.

Fordelingsarmering:  $\phi_{10s450}$



## Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstand settes lastfaktoren for permanente (egenlast, forspenningslast) og variable laster (nyttelast) til 1.0 etter NS-EN 1990 A1.4.1(1) [19].

### Nedbøyningsbegrensning ( EC2, 7.4.1(4))

(4) Krav til nedbøyning vil være tilfredstillende for boliger, kontorer, offentlige bygninger eller fabrikker

Spennvidde/250 (for bjelke, plater eller utkrager)

$$3750/250 = 15\text{mm}$$

### Langtidsnedbøyning på grunn av permanente laster

Forutsetter at:

- Forskaling fjernes etter 7 dager
- Nyttelast påføres etter 90 dager
- 50 % av nyttelast er permanent last

#### Langtidslaster:

Betong – 7.95kN/m

Nyttelast – 2.4kN/m x 0.5 = 1,2kN/m

#### Kortidslaster:

Nyttelast– 1.2kN/m

### Kryptall:

EC2, 3.1.4, figur 3.1

RH – 50%

Betong: B35, klasse S

$$\phi(\infty, 7) = 3.1$$

$$\phi(\infty, 90) = 2.0$$

$$E_{c,1} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, 7)} = \frac{34000}{1 + 3.1} = 8293\text{Mpa}$$

$$E_{c,2} = \frac{34000}{1 + 2.0} = 11333\text{Mpa}$$

$$E_{c,3} = 34000\text{Mpa}$$

Feltmoment:

$M =$  Hentet fra clearcalcs bjelkeberegning

$M_1 = 4.6 \text{ kNm}$

$M_2 = M_3 = 0.7 \text{ kNm}$

$$E_{c, mid} = \frac{4.6 + 0.7 + 0.7}{\frac{4.6}{8293} + \frac{0.7}{11333} + \frac{0.7}{34000}} = 9419 \text{ MPa}$$

$$\eta = \frac{E_{sk}}{E_{c, mid}} = \frac{200000}{9419} = 21.2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{452}{1200 * 259} = 0.00180$$

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2 * \eta\rho} - \eta\rho = \sqrt{0.0383^2 + 2 * 0.0383} - 0.0383 = 0.241$$

$$I_s = A_s(1 - \alpha) \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) d^2 = 452(1 - 0.241) \left(1 - \frac{0.241}{3}\right) 209^2 = 0.138 * 10^8$$

$$EI = E_s * I_s = 200000 * 0.138 * 10^8 = 2.75 * 10^{12}$$

$\delta = 2 \text{ mm}$  (data fra håndregning er lagt inn i clearcalcs beam calculator)

$$2 \text{ mm} < 15 \text{ mm, OK}$$

### D.5.2. Bjelke innlemmet i dekket og vegg

**L:** 14m

**H:** 250mm

**B:** 200mm

**Betong:** B35

**Stålkvalitet:** B500NC

**Statisk system:** Kontinuerlig bjelke med 4 spenn og fast innspent i sidene.

$$F_{cd} = 0.85 \frac{35}{1.5} = 19.8 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{yd} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ N/mm}^2$$

**Laster:**

$$\text{Opplagerkraft fra dekke} = 49.5 \text{ kN} / 1.2 \text{ m} = 41.2 \text{ kN/m}$$

$$q_{ed} = 41.3 \text{ kN/m} + (0.200 \text{ m} * 0.250 \text{ m} * 25 \text{ kN/m}) * 1.2 = 42.7 \text{ kN/m}$$

**Dimensjonerende moment- og skjærkraft:**

Moment og skjærkraft er hentet fra clearcalcs beam calculator  
<https://clearcalcs.com/freetools/beam-analysis/au>

$$M_{ed} = 43 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 74 \text{ kN}$$

**Overdekning**

(EC2, NA.4.4N)

- 100 års levetid
- Klasse: XC1 (tørt eller permanent vått)

(EC2, 4.4.1.1)

Velger å bruke lengdearmering  $\phi 16$

$$C_{min, \max} = C_{min. b}, C_{min. dur}, 10 \text{ mm}$$

$$C_{min. b} = C_{min. dur} = 16 \text{ mm}$$

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}(EC2, N. A. 4.4.1.3) = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$$

**Effektiv høyde:**

$$d = h - C_{nom} - \phi 8 - \frac{\phi 16}{2} = 250 - 35 - 8 - 8 = 199 \text{ mm}$$

**Kapasitet av tverrsnitt og armering**

$$M_{rd} = 0.275 * f_{cd} * b * d^2 = 0.275 * 19.8 * 200 * 199^2 = 43.1 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} > M_{ed}, OK$$

$$z = \left(1 - c * \frac{M_{ed}}{M_{rd}}\right) * d = \left(1 - 0.17 * \frac{43}{43.1}\right) * 199 = 165 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ed}}{f_{yd} * z} = \frac{43 * 10^6}{434 * 165} = 600 \text{ mm}^2$$

$$n > \frac{A_s}{\phi_{16}}, n > \frac{600 \text{ mm}^2}{201 \text{ mm}^2} = 2.98 \sim 3 \phi_{16} = 603 \text{ mm}^2$$

#### **Kontroll av min. Armering:**

(EC2, NA.9.2.1.1(1))

$$A_{s,min1} = 0.26 * A_b * d * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.26 * 200 * 199 * \frac{3.2}{500} = 66 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min2} = 0.0013 * b * d = 0.0013 * 200 * 199 = 51 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min1} > A_{s,min2}$$

$$A_s > A_{s,min1}, OK$$

#### **Krav til avstand mellom armering:**

(EC2, N.A.8.2)

$$a_{h,max}/a_{v,max} = k_1 * \phi, dg + k_2, 20 \text{ mm}$$

N.A –  $k_1 = 2(\text{horisontal}), 1.5(\text{vertikal})$        $k_2 = 5$   
 $dg$  settes til 16mm som er vanlig kornstørrelse i betongtilslag

$$a_{h,max} = 2 * \phi_{16}, 16 + 5, 20 \text{ mm}$$

$$a_h = 32 \text{ mm}$$

Krav til avstand kontrollert med tverrsnitt og armering, ok!

#### **Kontroll av skjær:**

(EC2, 6.2.2 (6.2a))

$$V_{rd,c} = C R_{d,c} * k (100 - \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} * b_w * d$$

Deler av formel for  $V_{rd,c}$  utgår på grunn av fravær av aksialkraft

$$C R_{d,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} \leq 0.02$$

$$\rho_l = \frac{603}{200 * 199} = 0.015 \leq 0.02$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{200}} = 2.0 \leq 2.0$$

$$V_{rd,c} = 0.12 * 2.0 (100 - 0.015 * 35)^{\frac{1}{3}} * 200 * 199 = 44.2 kN$$

$V_{rd,c} < V_{ed}$ , beregningsmessig behov for skjærarmering

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{ed}}{f_{ywd} * z * \cot \theta} = \frac{74 * 10^3}{434 * 179 * 2.5} = 0.381 mm^2/mm$$

Kontrollerer minimum:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \rho_{w,min} = 0.1 * \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} * b = 0.1 * \frac{\sqrt{35}}{500} * 200 = 0.236 mm^2/mm$$

$$\phi 8 \text{ er valgt fra tidligere} - 2 * 50.3 mm^2 = 100.6 mm^2$$

$$s \leq \frac{100.6}{0.381} = 264 mm$$

### Valg av armering og plassering:

Hovedarmering overside tverrsnitt:  $\phi 16s45$

Trykkarmering:  $2\phi 12$  for innfestning til skjærbøyler

Skjærbøyler:  $\phi 8s260$

### Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstand settes lastfaktoren for permanente (egenlast, forspenningslast) og variable laster (nyttelast) til 1.0 etter NS-EN 1990 A1.4.1(1) [19].

### Nedbøyningsbegrensning

(EC2, 7.4.1(4))

Krav til nedbøyning vil være tilfredsstillende for boliger, kontorer, offentlige bygninger eller fabrikker

Spennvidde/250 (for bjelke, plater eller utkrager)

$$3500/250 = 14\text{mm}$$

### **Langtidsnedbøyning på grunn av permanente laster**

Forenklet beregnet med konservative verdier lagt inn i clearcalcs beam calculator. Fikk en nedbøyning på 10mm. Like premisser som tidligere beregninger.

$$10 < 14\text{mm}, OK$$

### **OBS:**

Det er gjort en avrunding i beregninger av dekkene. Dekkene er beregnet med en 1200mm bredde. Når antall nødvendige armeringsjern for tverrsnittet ble funnet, så er det gjort en avrunding opp. For bjelker ville dette vært riktig, men når det skal legges mange armeringsjern i et langt dekke utgjør det en del unødvendig ekstra armering.

Eksempel

$$n > \frac{A_s}{\phi 12}, n > \frac{417\text{mm}^2}{113\text{mm}^2} = 3.7 \sim 4\phi 12 = 452\text{mm}^2$$

### E.1.1 Dimensjonering av hulldekker HD200

#### Antagelser ved beregning:

- *Betong: B35*
- *Forspenning etter 2.5 dager*
- $RH = 40\%$
- $Temperatur = 20^{\circ}C$
- *Forspenningsareal  $A_p = 800 \frac{mm^2}{m}$*
- $\sigma_{po} = 1292 \frac{N}{mm^2}$
- $P_0 = \sigma_{po} \cdot A_p = 1292 \frac{N}{mm^2} \cdot 800 \frac{mm^2}{m} = -1034 \frac{kN}{m}$
- $E_p = 205\,000 \frac{N}{mm^2}$
- $e = 135\,mm$

**Geometri:**

$$b = 1200 \text{ mm}$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$num_{voids} = 6$$

$$h_{void} = 140 \text{ mm}$$

$$L = 7500 \text{ mm}$$

$$e = 135 \text{ mm}$$

$$b_{void} = 140 \text{ mm}$$

$$A_c = b \cdot h - num_{voids} \cdot h_{void} \cdot b_{void} = 1200 \cdot 200 - 6 \cdot 140 \cdot 140 = 122\,400 \text{ mm}^2$$

$$u = 2 \cdot b = 2400 \text{ mm}$$

**Materialelegenskaper:**

$$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = 43 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 34\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_p = 205\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$A_p = 800 \text{ mm}^2/\text{m}$$

**Annen info**

$$RH = 40$$

Sementklasse C

**Laster på hulldekker:**

$$P_0 = \sigma_{po} \cdot A_p = 1292 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 800 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = -1034 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_1 = 255 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1.2 \text{ m} \cdot 1.2 = 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_2 = 1 \cdot 1.2 \text{ m} \cdot 1.2 = 1.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{nyttelast} = 2.0 \cdot 1.2 \text{ m} \cdot 1.5 = 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



### Lastpåføring ved 2.5 døgns modenhet, t=28 dager

$$h_0 = h = 200 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = 0.87$$

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

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = 0.90$$

$$\beta_H = \min[1.5 \cdot h_0(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3] = 525.0$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}\right) \cdot \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - \frac{40}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{200}}\right) \cdot 0.96 = 1.026$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.56$$

$$\beta_c(28,2.5) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = \left(\frac{28 - 2.5}{525 + 28 - 2.5}\right)^{0.3} = 0.398$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.77$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.026 \cdot 2.56 \cdot 0.77 = 2.022$$

$$\varphi(28,2.5) = \varphi_0 \cdot \beta_c(28,2.5) = 2.022 \cdot 0.398 = 0.8$$

### 28-døgns E-modul

$$E_{cL}(28,2.5) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{28,2.5}} = \frac{34\,000 \frac{N}{mm^2}}{1 + 0.8} = 18\,889 \frac{N}{mm^2}$$

### Lastpåføring ved 2.5 døgns modenhet, lang tid

$$h_0 = h = 200 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = 0.87$$

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

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = 0.90$$

$$\beta_H = \min[1.5 \cdot h_0(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3] = 525.0$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}\right) \cdot \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - \frac{40}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{200}}\right) \cdot 0.96 = 1.026$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.56$$

$$\beta_c(28,2.5) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = \left(\frac{28 - 2.5}{525 + 28 - 2.5}\right)^{0.3} = 1.0$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.77$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.026 \cdot 2.56 \cdot 0.77 = 2.022$$

$$\varphi(28,2.5) = \varphi_0 \cdot \beta_c(28,2.5) = 2.022 \cdot 1.0 = 2.022$$

### Langtids E-modul

$$E_{cL}(\infty, 2.5) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{28,2.5}} = \frac{34\,000 \frac{N}{mm^2}}{1 + 2.022} = 11\,250 \frac{N}{mm^2}$$

## Lastpåføring ved 2.5 døgns modenhet, lang tid

$$h_0 = h = 200 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = 0.87$$

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

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = 0.90$$

$$\beta_H = \min[1.5 \cdot h_0(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3] = 525.0$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}\right) \cdot \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - \frac{40}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{200}}\right) \cdot 0.96 = 1.026$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.56$$

$$\beta_c(\infty, 28) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = \left(\frac{28 - 2.5}{525 + 28 - 2.5}\right)^{0.3} = 1.0$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.488$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.026 \cdot 2.56 \cdot 0.488 = 1.282$$

$$\varphi(\infty, 28) = \varphi_0 \cdot \beta_c(\infty, 28) = 1.282 \cdot 1.0 = 1.282$$

## Langtids E-modul

$$E_{cL}(\infty, 28) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{\infty, 28}} = \frac{34\,000 \frac{N}{mm^2}}{1 + 1.282} = 14\,900 \frac{N}{mm^2}$$

**Opptredende momenter:**

$$M_p = P_0 \cdot e = -139.6 \text{ kNm}$$

$$M_{g1} = \frac{g_1 \cdot L^2}{8} = \frac{3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (7.5\text{m})^2}{8} = 25.3125 \text{ kNm}$$

$$M_{g2} = \frac{g_2 \cdot L^2}{8} = \frac{1.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (7.5\text{m})^2}{8} = 10.125 \text{ kNm}$$

$$M_{q.\text{nyttelast}} = \frac{q_{\text{nyttelast}} \cdot L^2}{8} = \frac{3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (7.5\text{m})^2}{8} = 25.3125 \text{ kNm}$$

**[1] Ved montasje (28d)**

$$M_{\text{tot}} = 200.35 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{tot}}}{E_{\text{middel}}} = \frac{M_p}{E_{cl.28}} + \frac{M_{g1}}{E_{cl.28}} \rightarrow \frac{200.35 \cdot 10^6}{E_{\text{middel}}} = \frac{139.6 \cdot 10^6}{18\,889} + \frac{25.3125 \cdot 10^6}{18\,889}$$

$$\rightarrow E_{\text{middel}} = 22\,948 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

**[2] Etter lang tid med full nyttelast**

$$M_{\text{tot}} = 258.4 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{tot}}}{E_{\text{middel}}} = \frac{M_p}{E_{cl.2.5}} + \frac{M_{g1}}{E_{cl.2.5}} + \frac{M_{g2}}{E_{cl.28}} + \frac{M_{q.\text{nyttelast}}}{E_{cl.\infty}}$$

$$\rightarrow \frac{200.35 \cdot 10^6}{E_{\text{middel}}} = \frac{139.6 \cdot 10^6}{11\,250} + \frac{25.3125 \cdot 10^6}{11\,250} + \frac{10.125 \cdot 10^6}{14\,900} + \frac{25.3125 \cdot 10^6}{34\,000}$$

$$\rightarrow E_{\text{middel}} = 19\,730 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

## Bestemmelse av tverrsnittsstørrelser for transformert tverrsnitt:

### [1] Ved montasje (28d)

$$n = \frac{E_p}{E_{middel}} = \frac{2.05 \cdot 10^5}{22\,948} = 8.93$$

$$A_t = A - A_{void} + (n + 1) \cdot A_p = 240\,000 - 98\,000 + (8.93 - 1) \cdot 800 = 148\,344 \frac{mm^2}{m}$$

$$y_t = (n - 1) \cdot A_p \cdot \frac{e}{A_t} = (8.93 - 1) \cdot 800 \cdot \frac{135}{148\,344} = 5.76 \text{ mm}$$

$$I_t = \frac{\left(\frac{b \cdot h^3}{12}\right) + y_t^2 \cdot b \cdot h - 4 \left(\frac{b_{void} \cdot h_{void}^3}{12} + y_t^2 \cdot b_{void} \cdot h_{void}\right) + (n - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2}{b}$$

$$\rightarrow \frac{8 \cdot 10^8 + 7962624 - 130654457 + 105963690}{1200} = \frac{783271857}{1200} = 6.53 \cdot 10^8 mm^4$$

$$E_{middel} \cdot I_t = 22\,948 \cdot 6.53 \cdot 10^8 = 1.50 \cdot 10^{13}$$

### [2] Etter lang tid med full nyttelast

$$n = \frac{E_p}{E_{middel}} = \frac{2.05 \cdot 10^5}{19\,730} = 10.39$$

$$A_t = A - A_{void} + (n + 1) \cdot A_p = 240\,000 - 98\,000 + (10.39 - 1) \cdot 800 = 149\,512 \frac{mm^2}{m}$$

$$y_t = (n - 1) \cdot A_p \cdot \frac{e}{A_t} = (10.39 - 1) \cdot 800 \cdot \frac{135}{149\,512} = 6.783 \text{ mm}$$

$$I_t = \frac{\left(\frac{b \cdot h^3}{12}\right) + y_t^2 \cdot b \cdot h - 4 \left(\frac{b_{void} \cdot h_{void}^3}{12} + y_t^2 \cdot b_{void} \cdot h_{void}\right) + (n - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2}{b}$$

$$\rightarrow \frac{8 \cdot 10^8 + 11042181 - 131660446 + 123494268}{1200} = 6.7 \cdot 10^8 mm^4$$

$$E_{middel} \cdot I_t = 19\,730 \cdot 6.7 \cdot 10^8 = 1.322 \cdot 10^{13}$$

### [1] Ved montasje (28d)

*Deformasjon ved forspenning:*

$$\delta_p = 0.125 \cdot \frac{(-139.6) \cdot 10^6 \cdot 7500^2}{1.50 \cdot 10^{13}} = -65.5 \text{ mm}$$

$$\delta_{g1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{3.6 \cdot 7500^4}{1.50 \cdot 10^{13}} = 10.0 \text{ mm}$$

$$\delta_{g2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1.44 \cdot 7500^4}{1.50 \cdot 10^{13}} = 4.0 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot} = \delta_p + \delta_{g1} + \delta_{g2} = -51.5 (\text{oppbøyning})$$

### [2] Etter lang tid med full nyttelast

$$\delta_p = 0.125 \cdot \frac{(-139.6) \cdot 10^6 \cdot 7500^2}{1.322 \cdot 10^{13}} = -74.2 \text{ mm}$$

$$\delta_g = \frac{5}{384} \cdot \frac{(3.6+1.44+3.6) \cdot 7500^4}{1.322 \cdot 10^{13}} = 23.7 \text{ mm}$$

**Effekt av svinn:**

$$RH_0 = 100\%$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \left( 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.45$$

$$f_{cm0} = 10 \frac{N}{mm^2}$$

$$\alpha_{ds1} = 6$$

$$\alpha_{ds2} = 0.11$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \cdot \left( (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right) \cdot 10^6 \cdot \beta_{RH} = 6.76 \cdot 10^{-4}$$

### EC2-3.1.4(6)

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}}$$

$$\beta_{ds}(\infty, 2.5) \rightarrow 1 \text{ og } \beta_{ds}(\infty, 28) \rightarrow 1$$

### EC2 – Tabell 3.3

$$k_h = 0.928$$

#### Påvirkning fra tørkende svinn:

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds} \cdot h_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 6.27$$

#### Påvirkning av svinn:

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{0.2 \cdot \sqrt{t}} = 1$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^6 = 6.25 \cdot 10^5$$

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 6.90 \cdot 10^{-4}$$

#### Total påvirkning av svinn:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 6.90 \cdot 10^{-4}$$

#### Last og moment på grunn av svinn:

$$N_S = -\varepsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p = 113.11 \text{ kN}$$

$$M_S = N_S \cdot (e_p - y_t) = 14.7 \text{ kNm}$$

#### Nedbøyning på grunn av svinn:

$$\delta_{Ms} = 0.125 \cdot \frac{(14.7) \cdot 10^6 \cdot 7500^2}{1.322 \cdot 10^{13}} = 7.8 \text{ mm}$$

#### Totale nedbøyninger:

$$\delta_{tot} = \delta_p + \delta_{g1} + \delta_{g2} + \delta_{Ms} = -42.7 \text{ mm}(\text{oppbøyning})$$

Tilstand:	Beregnet:	Anbefalt:	OK?
Montasje	$-51.5 \text{ mm}$ ( <i>oppbøyning</i> )	$\leq \frac{L}{500} = 15 \text{ mm}$	Nei
Lang tid med full nyttelast	$-42.7 \text{ mm}$ ( <i>oppbøyning</i> )	$\leq \frac{L}{400} = 18.75 \text{ mm}$	Nei



## E.1.2 Dimensjonering av hulldekker HD265

### Antagelser ved beregning:

- *Betong: B35*
- *Forspenning etter 2.5 dager*
- *$RH = 40\%$*
- *$Temperatur = 20^{\circ}C$*
- *Forspenningsareal  $A_p = 800 \frac{mm^2}{m}$*
- *$\sigma_{po} = 1292 \frac{N}{mm^2}$*
- *$P_0 = \sigma_{po} \cdot A_p = 1292 \frac{N}{mm^2} \cdot 800 \frac{mm^2}{m} = -1034 \frac{kN}{m}$*
- *$E_p = 205\,000 \frac{N}{mm^2}$*
- *$e = 135\,mm$*

**Geometri:**

$$b = 1200 \text{ mm}$$

$$h = 265 \text{ mm}$$

$$num_{voids} = 6$$

$$h_{void} = 165 \text{ mm}$$

$$L = 12\,000 \text{ mm}$$

$$e = 135 \text{ mm}$$

$$b_{void} = 165 \text{ mm}$$

$$A_c = b \cdot h - num_{voids} \cdot h_{void} \cdot b_{void} = 1200 \cdot 200 - 6 \cdot 140 \cdot 140 = 76\,650 \text{ mm}^2$$

$$u = 2 \cdot b = 2400 \text{ mm}$$

**Materialelegenskaper:**

$$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = 43 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 34\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_p = 205\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$A_p = 800 \text{ mm}^2/\text{m}$$

**Annen info**

$$RH = 40$$

Sementklasse C

**Laster på hulldekker:**

$$P_0 = \sigma_{po} \cdot A_p = 1292 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 800 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = -1034 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_1 = 255 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1.2 \text{ m} \cdot 1.2 = 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_2 = 1 \cdot 1.2 \text{ m} \cdot 1.2 = 1.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{nyttelast} = 2.0 \cdot 1.2 \text{ m} \cdot 1.5 = 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Lastpåføring ved 2.5 døgns modenhet, t=28 dager

$$h_0 = h = 265 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = 0.87$$

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

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = 0.90$$

$$\beta_H = \min[1.5 \cdot h_0(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3] = 622.5$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}\right) \cdot \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - \frac{40}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{265}}\right) \cdot 0.96 = 1.857$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.56$$

$$\beta_c(28, 2.5) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = \left(\frac{28 - 2.5}{622.5 + 28 - 2.5}\right)^{0.3} = 0.379$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.77$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.857 \cdot 2.56 \cdot 0.77 = 3.66$$

$$\varphi(28, 2.5) = \varphi_0 \cdot \beta_c(28, 2.5) = 3.66 \cdot 0.379 = 1.387$$

### 28-døgns E-modul

$$E_{cL}(28, 2.5) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{28, 2.5}} = \frac{34\,000 \frac{N}{mm^2}}{1 + 1.387} = 14\,244 \frac{N}{mm^2}$$

### Lastpåføring ved 2.5 døgns modenhet, lang tid

$$h_0 = h = 265 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = 0.87$$

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

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = 0.90$$

$$\beta_H = \min[1.5 \cdot h_0(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3] = 622.5$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}\right) \cdot \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - \frac{40}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{265}}\right) \cdot 0.96 = 1.856$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.56$$

$$\beta_c(28, 2.5) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = \left(\frac{28 - 2.5}{622.5 + 28 - 2.5}\right)^{0.3} = 1.0$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.77$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.856 \cdot 2.56 \cdot 0.77 = 3.66$$

$$\varphi(28, 2.5) = \varphi_0 \cdot \beta_c(28, 2.5) = 3.66 \cdot 1.0 = 3.66$$

### Langtids E-modul

$$E_{cL}(\infty, 2.5) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{28, 2.5}} = \frac{34\,000 \frac{N}{mm^2}}{1 + 3.66} = 7296.0 \frac{N}{mm^2}$$

## Lastpåføring ved 2.5 døgns modenhet, lang tid

$$h_0 = h = 265 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = 0.87$$

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

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = 0.90$$

$$\beta_H = \min[1.5 \cdot h_0(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3] = 622.5$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}\right) \cdot \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - \frac{40}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{200}}\right) \cdot 0.96 = 1.856$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.56$$

$$\beta_c(\infty, 28) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = \left(\frac{28 - 2.5}{525 + 28 - 2.5}\right)^{0.3} = 1.0$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.488$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.856 \cdot 2.56 \cdot 0.488 = 2.32$$

$$\varphi(\infty, 28) = \varphi_0 \cdot \beta_c(\infty, 28) = 2.32 \cdot 1.0 = 2.32$$

## Langtids E-modul

$$E_{cL}(\infty, 28) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{\infty, 28}} = \frac{34\,000 \frac{N}{mm^2}}{1 + 2.32} = 10\,241 \frac{N}{mm^2}$$

**Opptredende momenter:**

$$M_p = P_0 \cdot e = -139.6 \text{ kNm}$$

$$M_{g1} = \frac{g_1 \cdot L^2}{8} = \frac{3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (12\text{m})^2}{8} = 64.8 \text{ kNm}$$

$$M_{g2} = \frac{g_2 \cdot L^2}{8} = \frac{1.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (12\text{m})^2}{8} = 25.92 \text{ kNm}$$

$$M_{q.\text{nyttelast}} = \frac{q_{\text{nyttelast}} \cdot L^2}{8} = \frac{3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (12\text{m})^2}{8} = 64.8 \text{ kNm}$$

**[1] Ved montasje (28d)**

$$M_{\text{tot}} = 295.12 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{tot}}}{E_{\text{middel}}} = \frac{M_p}{E_{cl.28}} + \frac{M_{g1}}{E_{cl.28}} \rightarrow \frac{295.12 \cdot 10^6}{E_{\text{middel}}} = \frac{139.6 \cdot 10^6}{14\,244} + \frac{64.8 \cdot 10^6}{14\,244}$$

$$\rightarrow E_{\text{middel}} = 20\,566 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

**[2] Etter lang tid med full nyttelast**

$$M_{\text{tot}} = 295.12 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{\text{tot}}}{E_{\text{middel}}} = \frac{M_p}{E_{cl.2.5}} + \frac{M_{g1}}{E_{cl.2.5}} + \frac{M_{g2}}{E_{cl.28}} + \frac{M_{q.\text{nyttelast}}}{E_{cl.\infty}}$$

$$\rightarrow \frac{295.12 \cdot 10^6}{E_{\text{middel}}} = \frac{139.6 \cdot 10^6}{7296.0} + \frac{64.8 \cdot 10^6}{7296.0} + \frac{25.92 \cdot 10^6}{10\,241} + \frac{64.8 \cdot 10^6}{34\,000}$$

$$\rightarrow E_{\text{middel}} = 9094 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

## Bestemmelse av tverrsnittsstørrelser for transformert tverrsnitt:

### [1] Ved montasje (28d)

$$n = \frac{E_p}{E_{middel}} = \frac{2.05 \cdot 10^5}{20\,566} = 9.97$$

$$A_t = A - A_{void} + (n + 1) \cdot A_p = 318\,000 - 163\,350 + (9.97 - 1) \cdot 800 = 161\,826 \frac{mm^2}{m}$$

$$y_t = (n - 1) \cdot A_p \cdot \frac{e}{A_t} = (9.97 - 1) \cdot 800 \cdot \frac{135}{161\,826} = 5.98 \, mm$$

$$I_t = \frac{\left(\frac{b \cdot h^3}{12}\right) + y_t^2 \cdot b \cdot h - 4 \left(\frac{b_{void} \cdot h_{void}^3}{12} + y_t^2 \cdot b_{void} \cdot h_{void}\right) + (n - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2}{b}$$

$$\rightarrow \frac{1860962500 + 11371807 - 250961182 + 119452847}{1200} = 1.45 \cdot 10^9 mm^4$$

$$E_{middel} \cdot I_t = 20\,566 \cdot 1.45 \cdot 10^9 = 2.98 \cdot 10^{13}$$

### [2] Etter lang tid med full nyttelast

$$n = \frac{E_p}{E_{middel}} = \frac{2.05 \cdot 10^5}{9094} = 22.54$$

$$\begin{aligned} A_t &= A - A_{void} + (n + 1) \cdot A_p = 318\,000 - 163\,350 + (22.54 - 1) \cdot 800 \\ &= 171\,882 \frac{mm^2}{m} \end{aligned}$$

$$y_t = (n - 1) \cdot A_p \cdot \frac{e}{A_t} = (22.54 - 1) \cdot 800 \cdot \frac{135}{171\,882} = 13.53 \, mm$$

$$I_t = \frac{\left(\frac{b \cdot h^3}{12}\right) + y_t^2 \cdot b \cdot h - 4 \left(\frac{b_{void} \cdot h_{void}^3}{12} + y_t^2 \cdot b_{void} \cdot h_{void}\right) + (n - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2}{b}$$

$$\rightarrow \frac{1860962500 + 58213366 - 267002207 + 2093171}{1.2} = 1.82 \cdot 10^9 mm^4$$

$$E_{middel} \cdot I_t = 9094 \cdot 1.82 \cdot 10^9 = 1.655 \cdot 10^{13}$$

### [1] Ved montasje (28d)

*Deformasjon ved forspenning:*

$$\delta_P = 0.125 \cdot \frac{(-139.6) \cdot 10^6 \cdot 12000^2}{2.98 \cdot 10^{13}} = -84.32 \text{ mm}$$

$$\delta_{g1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{3.6 \cdot 12000^4}{2.98 \cdot 10^{13}} = 32.61 \text{ mm}$$

$$\delta_{g2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1.44 \cdot 7500^4}{2.98 \cdot 10^{13}} = 13.05 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot} = \delta_P + \delta_{g1} + \delta_{g2} = 38.66(\text{oppbøyning})$$

### [2] Etter lang tid med full nyttelast

$$\delta_P = 0.125 \cdot \frac{(-139.6) \cdot 10^6 \cdot 12000^2}{1.322 \cdot 10^{13}} = -190 \text{ mm}$$

$$\delta_g = \frac{5}{384} \cdot \frac{(3.6+1.44+3.6) \cdot 12000^4}{1.655 \cdot 10^{13}} = 156.46 \text{ mm}$$

**Effekt av svinn:**

$$RH_0 = 100\%$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \left( 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.45$$

$$f_{cm0} = 10 \frac{N}{mm^2}$$

$$\alpha_{ds1} = 6$$

$$\alpha_{ds2} = 0.11$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \cdot \left( (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right) \cdot 10^6 \cdot \beta_{RH} = 6.76 \cdot 10^{-4}$$

### EC2-3.1.4(6)

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}}$$

$$\beta_{ds}(\infty, 2.5) \rightarrow 1 \text{ og } \beta_{ds}(\infty, 28) \rightarrow 1$$



### EC2 – Tabell 3.3

$$k_h = 0.928$$

#### Påvirkning fra tørkende svinn:

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds} \cdot h_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 6.27$$

#### Påvirkning av svinn:

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{0.2 \cdot \sqrt{t}} = 1$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^6 = 6.25 \cdot 10^5$$

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 6.90 \cdot 10^{-4}$$

#### Total påvirkning av svinn:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 6.90 \cdot 10^{-4}$$

#### Last og moment på grunn av svinn:

$$N_S = -\varepsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p = 113.11 \text{ kN}$$

$$M_S = N_S \cdot (e_p - y_t) = 14.7 \text{ kNm}$$

#### Nedbøyning på grunn av svinn:

$$\delta_{Ms} = 0.125 \cdot \frac{(14.7) \cdot 10^6 \cdot 12000^2}{1.655 \cdot 10^{13}} = 1.65 \text{ mm}$$

#### Totale nedbøyninger:

$$\delta_{tot} = \delta_p + \delta_{g1} + \delta_{g2} + \delta_{Ms} = -32.54 \text{ mm}(\text{oppbøyning})$$

Tilstand:	Beregnet:	Anbefalt:	OK?
Montasje	$-51.5 \text{ mm}$ ( <i>oppbøyning</i> )	$\leq \frac{L}{500} = 24 \text{ mm}$	Nei
Lang tid med full nyttelast	$-42.7 \text{ mm}$ ( <i>oppbøyning</i> )	$\leq \frac{L}{400} = 30 \text{ mm}$	Nei

## E.2.1. Dimensjonering av bjelke - THP 185x5 - 250x25 - 510x12

### Referer til:

Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

### Dimensjonerende lastvirkninger:

$$L_{bjelke} := 14 \text{ m} \quad L_{spenn} := 7 \text{ m} \quad B_{hulldekke} := 1200 \text{ mm} \quad L_{hulldekke} := 12000 \text{ mm}$$

### [2] Nyttelaster på hulldekker

$$q_{nyttelast} := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot B_{hulldekke} = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{egenlast.HD200} := 255 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot B_{hulldekke} = 3.002 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### [2] Last på hulldekker

$$q_{Ed.1} := 1.35 \cdot g_{egenlast.HD200} + 1.05 \cdot q_{nyttelast} = 6.573 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed.2} := 1.2 \cdot g_{egenlast.HD200} + 1.5 \cdot q_{nyttelast} = 7.202 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed.hulldekke} := \max(q_{Ed.1}, q_{Ed.2}) = 7.202 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### [3] Kontroll av moment- og skjærkapasitet

$$M_{y.Ed.hulldekke} := \frac{q_{Ed.hulldekke} \cdot L_{hulldekke}^2}{8} = 129.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.hulldekke} := \frac{q_{Ed.hulldekke} \cdot L_{hulldekke}}{2} = 43.213 \text{ kN}$$

### Materialkvalitet:

Styrke S355:

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

Materialfaktorer:

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

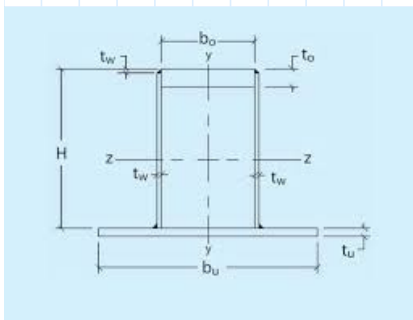
$$\gamma_{M1} := 1.05$$

E-modul:

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

### Tverrsnittsdata:

Profil: THP 185x5 - 200x20 - 460x10



$$H := 185 \text{ mm}$$

$$A := 14.2 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

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

$$I_y := 103.8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$b_0 := 250 \text{ mm}$$

$$W_{el.y} := 1038 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$t_0 := 25 \text{ mm}$$

$$W_{pl.y} := 1185 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$b_u := 510 \text{ mm}$$

$$q_{Ed} := V_{Ed.hulldekke} \cdot \frac{1}{1.2 \text{ m}}$$

$$t_u := 12 \text{ mm}$$

### [4] Kontroll av moment- og skjærkapasitet

$$M_{y.Ed} := \frac{q_{Ed} \cdot L_{spenn}^2}{8} = 220.568 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} := \frac{q_{Ed} \cdot L_{spenn}}{2} = 126.039 \text{ kN}$$

$$W_{y.min.el} := \frac{M_{y.Ed}}{\left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}}\right)} = (6.524 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$\tau_{Rd} := \frac{\left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}}\right)}{\frac{2}{\sqrt{3}}} = 195.199 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{if } W_{y.min.el} < W_{el.y} \mid = \text{"OK"}$$

|| "OK"

else

|| "IKKE OK"

$$A_{w.min} := \frac{V_{Ed}}{\tau_{Rd}} = 645.694 \text{ mm}^2$$

$$\text{if } A_{w.min} < A \mid = \text{"OK"}$$

|| "OK"

else

|| "IKKE OK"

#### [5] Kontroll av nedbøyning

$$u_{nedbøyning} := \frac{q_{Ed} \cdot L_{spenn}^4}{185 \cdot E \cdot I_y} = 21.441 \text{ mm}$$

$$u_{maks} := \frac{L_{spenn}}{300} = 23.333 \text{ mm}$$

if $u_{nedbøyning} < \frac{L_{spenn}}{300}$		= "OK"
"OK"		
else    "IKKE OK"		

#### [6] Restkapasitet i bjelken

$$R_{kapasitet} := \left( 1 - \frac{u_{nedbøyning}}{\left( \frac{L_{spenn}}{300} \right)} \right) = 0.081$$

## E.2.2. Dimensjonering av bjelke - THP 250x6 - 200x25 - 462x12

### Referer til:

Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

### Dimensjonerende lastvirkninger:

$$L_{bjelke} := 14 \text{ m} \quad L_{spenn} := 7 \text{ m} \quad B_{hulldekke} := 1200 \text{ mm} \quad L_{hulldekke} := 12000 \text{ mm}$$

### [2] Nyttelaster på hulldekker

$$q_{nyttelast} := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot B_{hulldekke} = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{egenlast.HD265} := 371 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot B_{hulldekke} = 4.367 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### [2] Last på hulldekker

$$q_{Ed.1} := 1.35 \cdot g_{egenlast.HD265} + 1.05 \cdot q_{nyttelast} = 8.416 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed.2} := 1.2 \cdot g_{egenlast.HD265} + 1.5 \cdot q_{nyttelast} = 8.841 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed.hulldekke} := \max(q_{Ed.1}, q_{Ed.2}) = 8.841 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### [3] Kontroll av moment- og skjærkapasitet

$$M_{y.Ed.hulldekke} := \frac{q_{Ed.hulldekke} \cdot L_{hulldekke}^2}{8} = 159.136 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.hulldekke} := \frac{q_{Ed.hulldekke} \cdot L_{hulldekke}}{2} = 53.045 \text{ kN}$$

### Materialkvalitet:

Styrke S355:

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

Materialfaktorer:

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

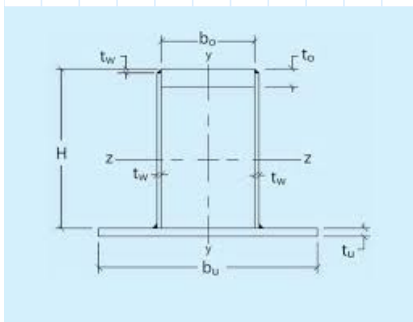
$$\gamma_{M1} := 1.05$$

E-modul:

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

### Tverrsnittsdata:

Profil: THP 250x6 - 200x25 - 462x12



$$H := 250 \text{ mm}$$

$$A := 13.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$t_w := 6 \text{ mm}$$

$$I_y := 171.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$b_0 := 200 \text{ mm}$$

$$W_{el.y} := 1242 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$t_0 := 25 \text{ mm}$$

$$W_{pl.y} := 1460 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$b_u := 462 \text{ mm}$$

$$q_{Ed} := V_{Ed.hulldekke} \cdot \frac{1}{1.2 \text{ m}}$$

$$t_u := 12 \text{ mm}$$

### [4] Kontroll av moment- og skjærkapasitet

$$M_{y.Ed} := \frac{q_{Ed} \cdot L_{spenn}^2}{8} = 270.752 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} := \frac{q_{Ed} \cdot L_{spenn}}{2} = 154.716 \text{ kN}$$

$$W_{y.min.el} := \frac{M_{y.Ed}}{\left( \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)} = (8.008 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$\tau_{Rd} := \frac{\left( \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)}{\frac{2}{\sqrt{3}}} = 195.199 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{if } W_{y.min.el} < W_{el.y} \mid = \text{"OK"}$$

|| "OK"

else

|| "IKKE OK"

$$A_{w.min} := \frac{V_{Ed}}{\tau_{Rd}} = 792.603 \text{ mm}^2$$

$$\text{if } A_{w.min} < A \mid = \text{"OK"}$$

|| "OK"

else

|| "IKKE OK"

#### [5] Kontroll av nedbøyning

$$u_{nedbøyning} := \frac{q_{Ed} \cdot L_{spenn}^4}{185 \cdot E \cdot I_y} = 15.967 \text{ mm}$$

$$u_{maks} := \frac{L_{spenn}}{300} = 23.333 \text{ mm}$$

if $u_{nedbøyning} < \frac{L_{spenn}}{300}$		= "OK"
"OK"		
else		
"IKKE OK"		

#### [6] Restkapasitet i bjelken

$$R_{kapasitet} := \left( 1 - \frac{u_{nedbøyning}}{\left( \frac{L_{spenn}}{300} \right)} \right) = 0.316$$



### E.3.1. Dimensjonering av søyle. KFHUP 200x200x8

#### Refererer til:

NS-EN 1993 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner  
Stålkonstruksjoner. Profiler og formler

#### Avgrensninger:

Antar sentrisk trykk på søylen.

#### Informasjon om materialet:

Materialkvalitet: S355

Materialfaktorer:

E-modul

$$f_y := 355 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

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

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

#### Tverrsnittsdata:

Profil: HFRHS 200x200x8

$$h := 200 \text{ mm}$$

$$I := 36.8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$b := 200 \text{ mm}$$

$$W := 368 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$t := 8 \text{ mm}$$

$$L := 3700 \text{ mm}$$

$$A := 6.05 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$



#### Dimensjonerende lastvirkninger

Lastareal:

$$A_{lastareal} := 52.5 \text{ m}^2$$

Egenvekt stålbjelke:

$$g_b := 83.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 7 \text{ m} \cdot 4 = 22.853 \text{ kN}$$

Egenlast (tak):

$$g_k := 4.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{lastareal} = 231 \text{ kN}$$

Nyttelast (tak):

$$q_k := 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{lastareal} = 39.375 \text{ kN}$$

Snølast:

$$s_k := 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{lastareal} = 189 \text{ kN}$$

Vindlast:

$$w_k := 0.17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{lastareal} = 8.925 \text{ kN}$$

Nyttelast dekke (3 etasjer):  $p_{ke} := 2.4 \frac{kN}{m^2} \cdot A_{lastareal} \cdot 3 = 378 \text{ kN}$

Egenlast dekke (3 etasjer):  $g_{ke} := 3.7 \frac{kN}{m^2} \cdot A_{lastareal} \cdot 3 = 582.75 \text{ kN}$

Permanente laster:  $g_{permanent} := g_{ke} + g_k + g_b = 836.603 \text{ kN}$

Lastkombinasjoner:

Inne, oppvarmet --> klimaklasse 1

[2] Tab.A1.1  $\psi_{0,p} := 0$   $\psi_{0,w} := 0.6$   $\psi_{0,pe} := 0.7$

[7] Tab.4.1  $\psi_{0,s} := 0.7$

Kombinasjon EVSP

(Øyeblikkslast)

$$N_{1.1} := 1.2 \cdot g_{permanent} + 1.5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot q_k + 1.5 \cdot p_{ke} = (1.777 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N_{1.2} := 1.35 \cdot g_{permanent} + 1.5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot q_k + 1.5 \cdot p_{ke} = (1.903 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Kombinasjon ESP

(Korttidslast)

$$N_{2.1} := 1.2 \cdot g_{permanent} + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot q_k + 1.5 \cdot q_k = (1.261 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N_{2.2} := 1.35 \cdot g_{permanent} + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,pe} \cdot p_{ke} = (1.725 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Kombinasjon EP

(Mellomlangtidslast)

$$N_{3.1} := 1.2 \cdot g_{permanent} + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot q_k + 1.5 \cdot p_{ke} = (1.571 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N_{3.2} := 1.35 \cdot g_{permanent} + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,pe} \cdot p_{ke} = (1.526 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Kombinasjons E

$$N_4 := 1.35 \cdot g_{permanent} = (1.129 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Bruddgrensekontroll:

$$N_{tot} := \max(N_{1.1}, N_{1.2}, N_{2.1}, N_{2.2}, N_{3.1}, N_{3.2}, N_4) = (1.903 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Moment:

$$M_{y.Ed} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$M_{z.Ed} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjærkraft:

$$V_{Ed} := 0 \text{ kN}$$

Aksialkraft:

$$N_{Ed} := N_{tot} = (1.903 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Tverrsnittsklasse:

NS-EN 1993-1-1, Tabell 5.2

$$\varepsilon := \sqrt[2]{\frac{235 \text{ MPa}}{f_y}} = 0.814$$

$$c_f := b - 3 \cdot t = 176 \text{ mm}$$

$$\lambda_f := \frac{c_f}{t \cdot \varepsilon} = 27.04$$

$$\text{TVERSNITTSKLASSE} := \begin{array}{l} \text{if } \lambda_f \leq 33 \\ \quad \parallel 1 \\ \text{else if } 33 \leq \lambda_f \leq 38 \\ \quad \parallel 2 \\ \text{else if } 38 \leq \lambda_f \leq 42 \\ \quad \parallel 3 \end{array} = 1$$

Aksialkapasitet:

#### 6.2.4 Trykk

1) Dimensjonerende trykkraft,  $N_{Ed}$ , skal oppfylle følgende krav:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c.Rd}} \leq 1.0$$

2) Dimensjonerende tv.kapasitet for sentrisk trykk,  $N_{c.Rd}$ , fastsettes som følger:

$$N_{c.Rd} := \frac{(A \cdot f_y)}{(\gamma_{M0})} = (2.045 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$1) \quad \text{Kontroll} := \begin{array}{l} \text{if } \frac{|N_{Ed}|}{N_{c.Rd}} \leq 1 \\ \quad \parallel \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{"IKKE OK"} \end{array} = \text{"OK"}$$

### Bøyeknekking:

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

$$L_{cr} := L \cdot 0.5 = 1.85 \text{ m}$$

$$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{cr}^2} = (2.229 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$\alpha := 0.21$$

$$\lambda_{r,s} := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0.31$$

$$\phi := 0.5 \left( 1 + \alpha \cdot (\lambda_{r,s} - 0.2) + \lambda_{r,s}^2 \right) = 0.56$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_{r,s}^2}} = 0.975$$

$$\chi_{reell} := \begin{array}{l} \text{if } \chi \leq 1.0 \\ \quad \parallel \chi \\ \text{else if } \chi \geq 1.0 \\ \quad \parallel 1.0 \end{array} = 0.975$$

1) En stav med tilsiktet sentrisk trykk bør påvises mot knekking som følger:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0$$

3) Dimensjonerende knekkapasitet for en stav med sentrisk trykk bør antas som følger:

$$N_{b,Rd} := \frac{(\chi \cdot A \cdot f_y)}{(\gamma_{M0})} = (1.994 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$1) \quad Bøyeknekking := \begin{array}{l} \text{if } \frac{|N_{Ed}|}{N_{b,Rd}} \leq 1.0 \\ \quad \parallel \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{"IKKE OK"} \end{array} = \text{"OK"}$$

### E.3.2. Dimensjonering av søyle. KFHUP 250x250x10

#### Refererer til:

NS-EN 1993 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner  
Stålkonstruksjoner. Profiler og formler

#### Avgrensninger:

Antar sentrisk trykk på søylen.

#### Informasjon om materialet:

Materialkvalitet: S355

Materialfaktorer:

E-modul

$$f_y := 355 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

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

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

#### Tverrsnittsdata:

Profil: HFRHS 250x250x10

$$h := 250 \text{ mm}$$

$$I := 89.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$b := 250 \text{ mm}$$

$$W := 718 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

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

$$L := 3700 \text{ mm}$$

$$A := 9.45 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$



#### Dimensjonerende lastvirkninger

Lastareal:

$$A_{lastareal} := 84 \text{ m}^2$$

Egenvekt stålbejelke:

$$g_b := 74.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 7 \text{ m} \cdot 4 = 20.381 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenlast (tak):

$$g_k := 4.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{lastareal} = 369.6 \text{ kN}$$

Nyttelast (tak):

$$q_k := 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{lastareal} = 63 \text{ kN}$$

Snølast:

$$s_k := 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{lastareal} = 302.4 \text{ kN}$$

Vindlast:

$$w_k := 0.17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{lastareal} = 14.28 \text{ kN}$$

Nyttelast dekke (3 etasjer):  $p_{ke} := 2.4 \frac{kN}{m^2} \cdot A_{lastareal} \cdot 3 = 604.8 \text{ kN}$

Egenlast dekke (3 etasjer):  $g_{ke} := 4 \frac{kN}{m^2} \cdot A_{lastareal} \cdot 3 = (1.008 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Permanente laster:  $g_{permanent} := g_{ke} + g_k + g_b = (1.398 \cdot 10^3) \text{ kN}$

### **Lastkombinasjoner:**

Inne, oppvarmet --> klimaklasse 1

[2] Tab.A1.1  $\psi_{0,p} := 0$   $\psi_{0,w} := 0.6$   $\psi_{0,pe} := 0.7$

[7] Tab.4.1  $\psi_{0,s} := 0.7$

### **Kombinasjon EVSP**

(Øyeblikkslast)

$$N_{1.1} := 1.2 \cdot g_{permanent} + 1.5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot q_k + 1.5 \cdot p_{ke} = (2.915 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N_{1.2} := 1.35 \cdot g_{permanent} + 1.5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot q_k + 1.5 \cdot p_{ke} = (3.125 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

### **Kombinasjon ESP**

(Korttidslast)

$$N_{2.1} := 1.2 \cdot g_{permanent} + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot q_k + 1.5 \cdot q_k = (2.09 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N_{2.2} := 1.35 \cdot g_{permanent} + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,pe} \cdot p_{ke} = (2.84 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

### **Kombinasjon EP**

(Mellomlangtidslast)

$$N_{3.1} := 1.2 \cdot g_{permanent} + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot q_k + 1.5 \cdot p_{ke} = (2.585 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N_{3.2} := 1.35 \cdot g_{permanent} + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi_{0,pe} \cdot p_{ke} = (2.522 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

### **Kombinasjons E**

$$N_4 := 1.35 \cdot g_{permanent} = (1.887 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

### **Bruddgrensekontroll:**

$$N_{tot} := \max(N_{1.1}, N_{1.2}, N_{2.1}, N_{2.2}, N_{3.1}, N_{3.2}, N_4) = (3.125 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Moment:

$$M_{y.Ed} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$M_{z.Ed} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjærkraft:

$$V_{Ed} := 0 \text{ kN}$$

Aksialkraft:

$$N_{Ed} := N_{tot} = (3.125 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Tverrsnittsklasse:

NS-EN 1993-1-1, Tabell 5.2

$$\varepsilon := \sqrt[2]{\frac{235 \text{ MPa}}{f_y}} = 0.814$$

$$c_f := b - 3 \cdot t = 220 \text{ mm}$$

$$\lambda_f := \frac{c_f}{t \cdot \varepsilon} = 27.04$$

$$\text{TVERSNITTSKLASSE} := \begin{array}{l} \text{if } \lambda_f \leq 33 \\ \quad \parallel 1 \\ \text{else if } 33 \leq \lambda_f \leq 38 \\ \quad \parallel 2 \\ \text{else if } 38 \leq \lambda_f \leq 42 \\ \quad \parallel 3 \end{array} = 1$$

Aksialkapasitet:

#### 6.2.4 Trykk

1) Dimensjonerende trykkraft,  $N_{Ed}$ , skal oppfylle følgende krav:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c.Rd}} \leq 1.0$$

2) Dimensjonerende tv.kapasitet for sentrisk trykk,  $N_{c.Rd}$ , fastsettes som følger:

$$N_{c.Rd} := \frac{(A \cdot f_y)}{(\gamma_{M0})} = (3.195 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$1) \quad \text{Kontroll} := \begin{array}{l} \text{if } \frac{|N_{Ed}|}{N_{c.Rd}} \leq 1 \\ \quad \parallel \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{"IKKE OK"} \end{array} = \text{"OK"}$$

### Bøyeknekking:

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

$$L_{cr} := L \cdot 0.5 = 1.85 \text{ m}$$

$$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{cr}^2} = (5.432 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$\alpha := 0.21$$

$$\lambda_{r,s} := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0.249$$

$$\phi := 0.5 \left( 1 + \alpha \cdot (\lambda_{r,s} - 0.2) + \lambda_{r,s}^2 \right) = 0.536$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_{r,s}^2}} = 0.989$$

$$\chi_{reell} := \begin{array}{l} \text{if } \chi \leq 1.0 \\ \quad \parallel \chi \\ \text{else if } \chi \geq 1.0 \\ \quad \parallel 1.0 \end{array} = 0.989$$

1) En stav med tilsiktet sentrisk trykk bør påvises mot knekking som følger:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0$$

3) Dimensjonerende knekkapasitet for en stav med sentrisk trykk bør antas som følger:

$$N_{b,Rd} := \frac{(\chi \cdot A \cdot f_y)}{(\gamma_{M0})} = (3.161 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$1) \quad Bøyeknekking := \begin{array}{l} \text{if } \frac{|N_{Ed}|}{N_{b,Rd}} \leq 1.0 \\ \quad \parallel \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{"IKKE OK"} \end{array} = \text{"OK"}$$



## F. Prisberegning

Beregninger er avgrenset til dekke, bjelker og søyler i kjelleretasje og dekke mellom kjeller- og boligetasjen.

$$\text{Areal dekker} = (55m * 14m) + (6m * 14m) = 854m^2$$

### Tre:

$$36 \text{ søyler } (140 \times 405 \text{ mm}) = 1123 \frac{\text{kr}}{m} * 3.7m * 36 \text{ stk} = 149\,584 \text{ kr}$$

$$12 \text{ bjelker } (350 \times 575 \text{ mm}) = 1606 \frac{\text{kr}}{m} * 14m * 12 \text{ stk} = 269\,808 \text{ kr}$$

$$\text{Dekke} - 854m^2 (t = 200 \text{ mm}) = 854m^2 * 2751 \frac{\text{kr}}{m^2} = 2\,349\,354 \text{ kr}$$

$$\text{Total} = 2\,768\,746 \text{ kr}$$

### Betong:

- Pris for betong er hentet fra [betongsentrum.no](http://betongsentrum.no) sin priskalkulator.
- Pris for kamstål 10-32mm (03.05.22) = 14 190kr/tonn.
- Det er brukt snittverdier for estimert kg stål per kubikk betong for dekke, søyler og bjelker

Snittverdier:

Dekke (stål - 80kg per kubikk betong)

Bjelke (stål - 140kg per kubikk betong)

Søyle (stål - 160kg per kubikk betong)

### **Beregning:**

$$\begin{aligned} 36 \text{ søyler } (350 \times 350 \text{ mm}) &= 0.350m * 0.350m * 3.7m * 36 \text{ stk} \\ &= 16.4m^3 \text{ betong} + 2.62 \text{ tonn armering} * 14190 \frac{\text{kr}}{\text{tonn}} \\ &= 35\,096 \text{ kr}(\text{betong}) + 37\,178 \text{ kr}(\text{armering}) = 72\,274 \text{ kr} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 12 \text{ bjelker } (350 \times 575\text{mm}) &= 0.350\text{m} * (0.575\text{m} - 0.300\text{m}) * 14\text{m} * 12\text{stk} \\
 &= 16.2\text{m}^3 \text{ betong} + 2.3 \text{ tonn armering} * 14190 \frac{\text{kr}}{\text{tonn}} \\
 &= 35\,097 \text{ kr}(\text{betong}) + 32\,123 \text{ kr}(\text{armering}) = 72\,274\text{kr}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Dekke} - 854\text{m}^2(t = 300\text{mm}) &= 854\text{m}^2 * 0.300\text{m} \\
 &= 256.2\text{m}^3 \text{ betong} + 25.6 \text{ tonn armering} * 14190 \frac{\text{kr}}{\text{tonn}} \\
 &= 561\,536 \text{ kr}(\text{betong}) + 353\,264 \text{ kr}(\text{armering}) = 924\,800\text{kr}
 \end{aligned}$$

**Total = 1 064 293 kr**

**Beregning med bruk av norsk prisbok for betong:**

$$36 \text{ søyler } (350 \times 350\text{mm}) = 718 \frac{\text{kr}}{\text{m}} * 3.7\text{m} * 36\text{stk} = 95\,638 \text{ kr}$$

$$12 \text{ bjelker } (350 \times 575\text{mm}) = 1513 \frac{\text{kr}}{\text{m}} * 14\text{m} * 12\text{stk} = 254\,184 \text{ kr}$$

$$\text{Dekke} - 854\text{m}^2(t = 300\text{mm}) = 854\text{m}^2 * 1064 \frac{\text{kr}}{\text{m}^2} = 908\,656 \text{ kr}$$

**Total = 1 258 478 kr**

**Stål:**

$$21 \text{ søyler } (250 \times 250 \times 10\text{mm}) = 1800 \frac{\text{kr}}{\text{m}} * 3.7\text{m} * 21\text{stk} = 139\,860 \text{ kr}$$

$$7 \text{ bjelker } (THP) = \frac{1800\text{kr}}{\text{m}} * 14\text{m} * \frac{40\text{kr}}{\text{kg}} = 492\,352 \text{ kr}$$

$$\text{Dekke} - 854\text{m}^2(t = 265\text{mm}) = 854\text{m}^2 * 1366,13 \frac{\text{kr}}{\text{m}^2} = 1\,166\,675 \text{ kr}$$

**Total = 1 798 887 kr**



## G. Sjekkliste for kontroll av dimensjonering

# Sjekkliste for kontroll av dimensjonering

Prosjektnavn: \_\_\_\_\_

Tegningsnummer: \_\_\_\_\_

Ingeniør: \_\_\_\_\_

Punkt	Er dette kontrollert?	Kontroll: JA    NEI	Merknad:
<b>Regelverk:</b>			
1	Betong: Krav i NS-EN 1992-1-1 ivaretatt	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
2	Stål: Krav i NS-EN 1993-1-1 ivaretatt	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
3	Tre: Krav i NS-EN 1995-1-1 ivaretatt	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
<b>Geoteknikk</b>			
4	Krav i geoteknisk rapport ivaretatt	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
<b>Kontroll</b>			
6	Bruddgrensekontroll	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
7	Brukgrensekontroll	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
<b>Klassifisering av konstruksjon</b>			
8	Risikoklasse	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
9	Pålitelighetsklasse	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
10	Brannklasse	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
<b>Laster på konstruksjonen:</b>			
11	Materialfaktorer	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
12	Kontroll egenlast	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
13	Kontroll nyttelast	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
14	Kontroll av lastreduksjon - nyttelast	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
15	Snølast	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
16	Stabilitetsberegning - vindlast	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
17	Ulykkesberegninger	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
<b>Dimensjonering</b>			
18	Overslagsberegninger utført	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
19	Resultat kontroller opp mot overslagsberegninger	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
20	Beregninger er ryddige og lesbare?	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	

Miljø			
21	Tverrsnitt optimalisert med hensyn på materialbruk?	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
22	Mulige lastendringer grunnet klimaendringer?	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
<div>Signatur: _____</div> <div>Dato: _____</div>			

## Dimensjonering og sammenligning av ulike bæresystemer for et leilighetsbygg

Structural analysis and comparison of different load carrying systems for an apartment building

Prosjektnr 2022-39

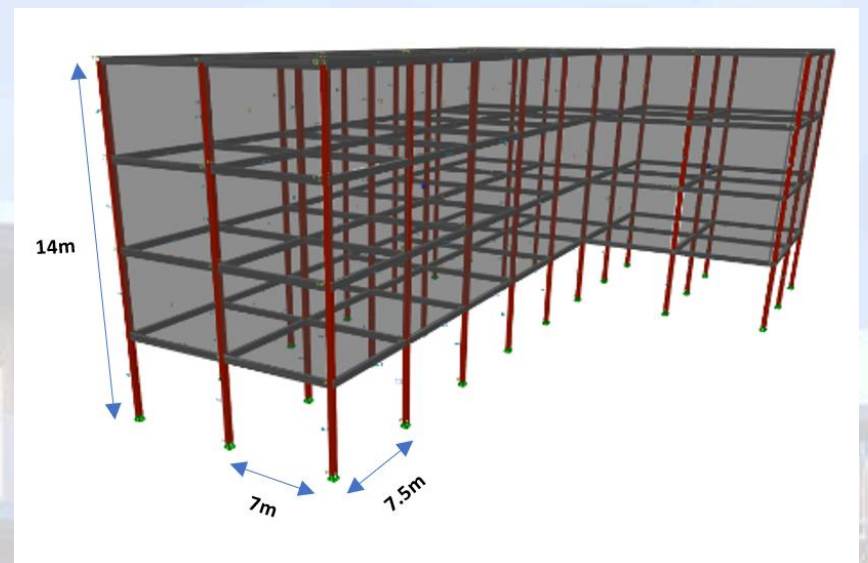
Intern veileder: Arne M. Selberg

Daniel T. Johansen, Kai Jakobsen, Niklas H. Sekkelsten

Ekstern kontakt: Consto Midt-Norge, Avd. LH-Bbygg

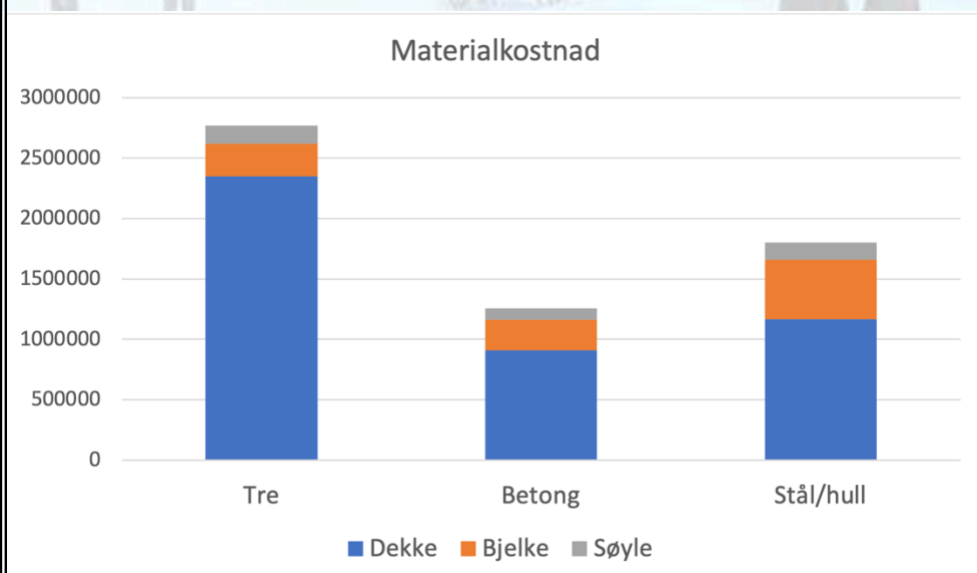
### Problemdefinering

- Ekstern bedrift ønsket en systematisk liste med fordeler, ulemper eller begrensninger til ulike materialer i et bæresystem
- Materialene som ble brukt var plaststøpt slakkarmert betong, stål med spennarmerte hulldekker og tre med massivtredekker og limtrebjelker
- Referanseprosjekt brukt til dimensjonering var Skifer Signatur som er et leilighetsbygg i tilknytning til Skifer hotell i Oppdal



### Resultat/vurdering

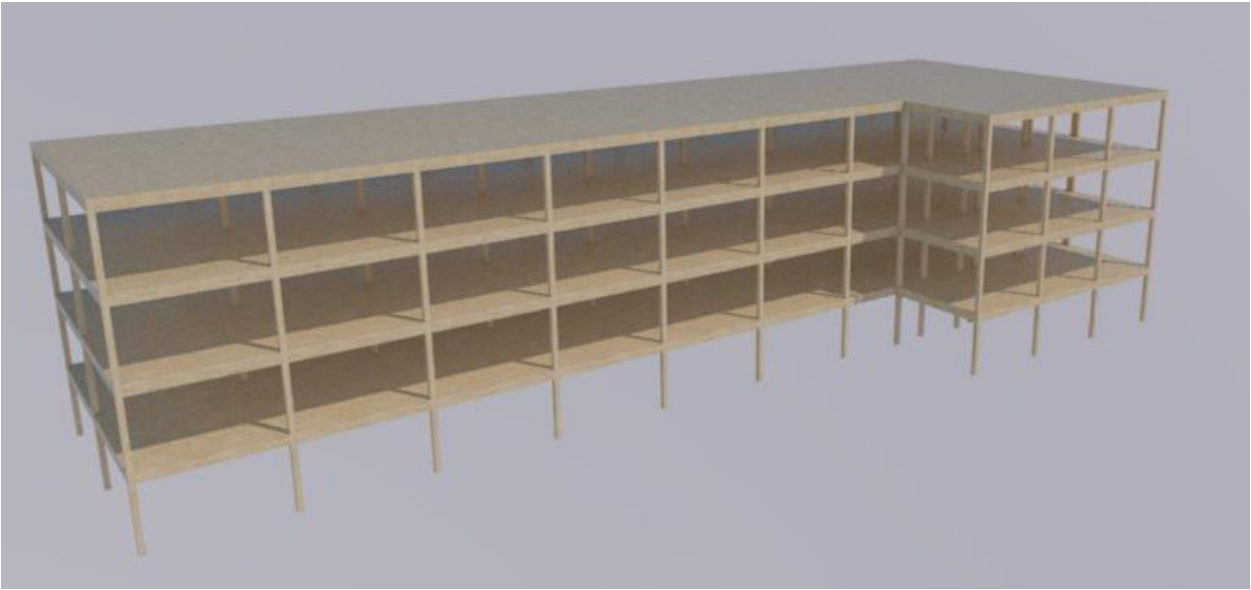
- Like statiske system for materialene var ikke mulig
- Utfordringer med dekker i slakkarmert betong og massivtre med hensyn på spennvidder opp til 7.5 meter. Hulldekker dimensjonert opp til 12 meter uten problem
- Utforming av leiligheter vil måtte endres med bruk av slakkarmert betong og massivtre/limtre. Mindre tiltak for slakkarmert betong enn for massivtre/limtre.
- Betongbjelker og limtrebjelker fikk dimensjoner som påvirket utformingen av leiligheter
- Stål og hulldekker vil kunne fungere som bæresystem til gitte arkitekttegninger



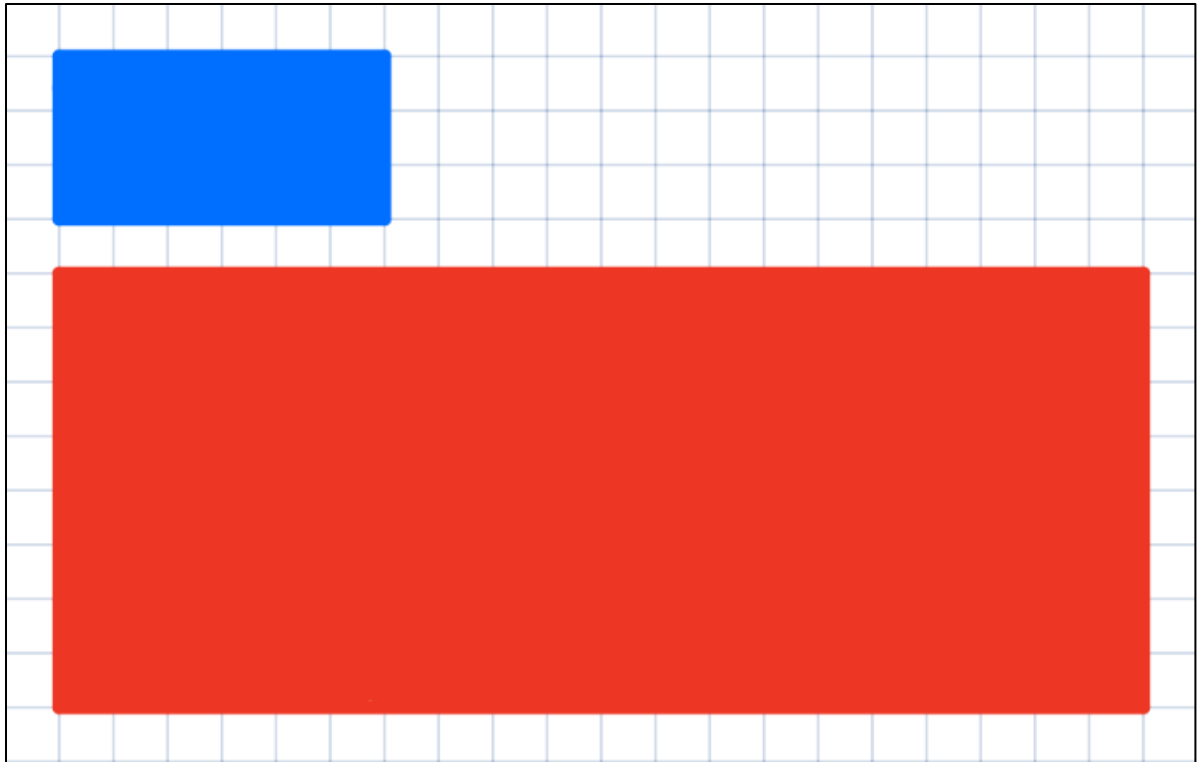
### Konklusjon

- Statisk system må optimaliseres til det spesifikke materialet
- Bortsett fra totale kostnader er det mange faktorer som vil påvirke valg av bæresystem
- Et samvirke av materialer vil kunne være fordelaktig
- Usikkert om en systematisk liste kan utarbeides og om den kan generaliseres. Krever forståelse av dimensjonering og materialeegenskaper over bachelornivå

## I.1. Bæresystem av tre



## I.2. Vindlast



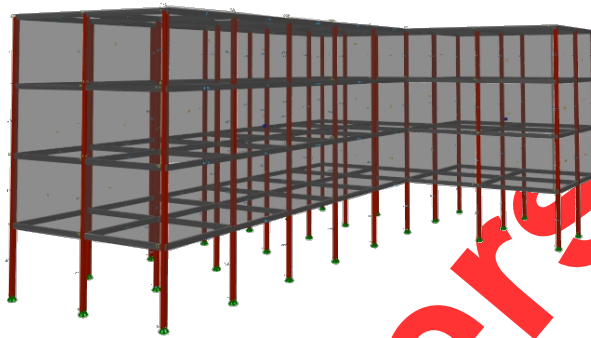


---

## 1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER

---

### I.3. 3D modell av statisk system



Studentversjon

## I.4.1 2D-modell av statisk system

