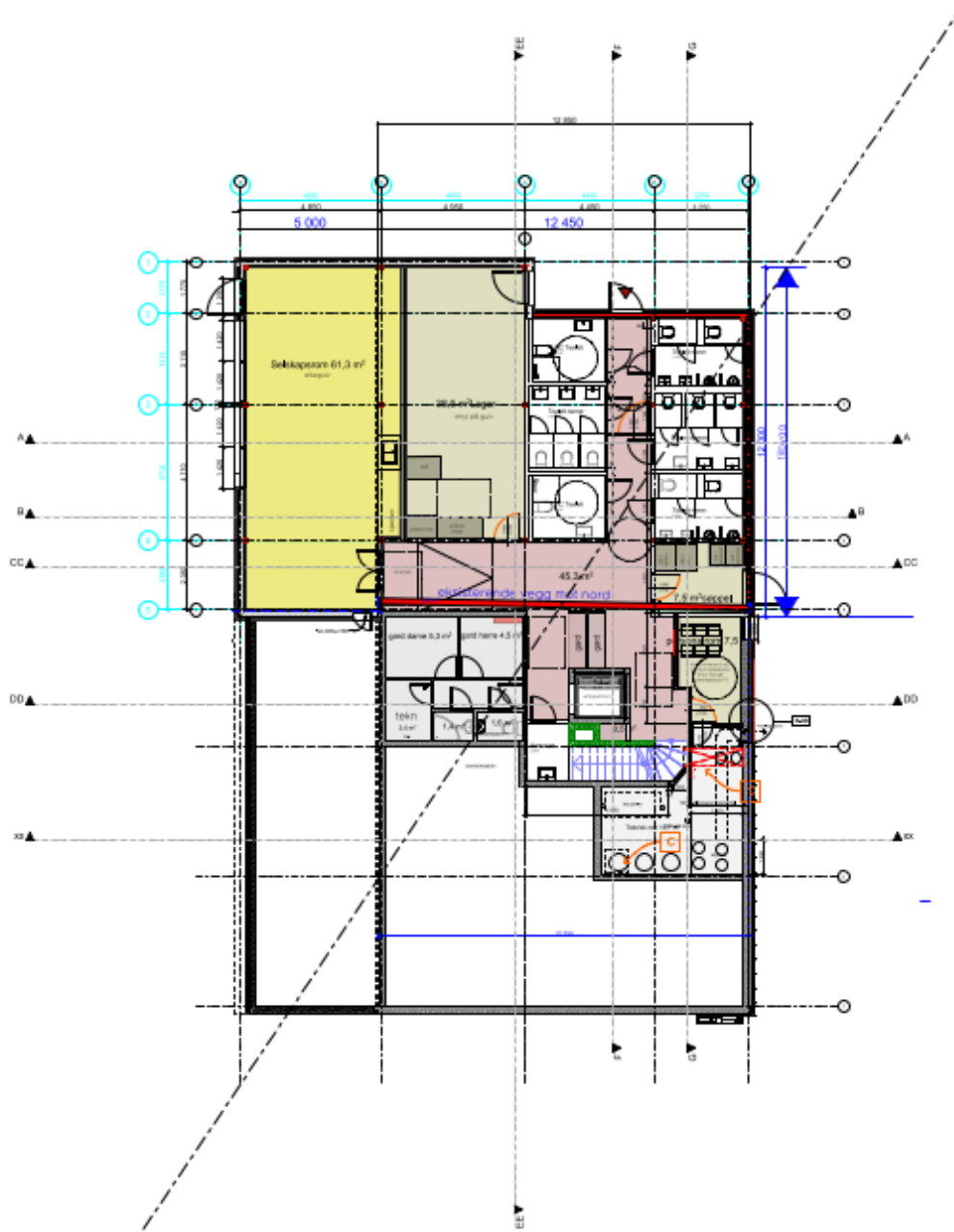


# VEDLEGG

VEDLEGG A1, ARKITEKTTEGNING PLAN U .....	2
VEDLEGG A2, ARKITEKTTEGNING PLAN 1 .....	3
VEDLEGG B1, SNØLAST PÅ TAK BEREGNET I OVE SLETTEN «LASTBEREGNINGER» .....	4
VEDLEGG B2, FONNING PÅ TAK BEREGNET I OVE SLETTEN «LASTBEREGNINGER».....	5
VEDLEGG B3, VINDLAST BEREGNET I OVE SLETTEN – «LASTBEREGNINGER».....	6
VEDLEGG B4, VINDLAST BEREGNET I MATHCAD .....	9
VEDLEGG B5, VINDLAST FOR HELE BYGGET INKL. EKSISTERENDE DEL.....	11
VEDLEGG B6, SKJEVSTILLINGSLAST MATHCAD .....	14
VEDLEGG C1, SEISMIKK – UTELATELSESKRITERIER TRE MATHCAD.....	15
VEDLEGG C2, SEISMIKK – UTELATELSESKRITERIER STÅL MATHCAD .....	19
VEDLEGG D1, DIMENSJONERING TAKBJELKE .....	21
VEDLEGG D2, DIMENSJONERING GULVBJELKER .....	25
VEDLEGG D3, DIMENSJONERING BÆREBJELKER .....	29
VEDLEGG D4, EGENFREKVENNS BÆREBJELKE.....	37
VEDLEGG D5, V-SKIVE BEREGNINGER OG RESULTATER .....	38
VEDLEGG D6, DIMENSJONERING AV VINDKRYSS, WIRE.....	41
VEDLEGG D7, DIMENSJONERING SØYLER .....	43
VEDLEGG D8, DIMENSJONERING AV FUNDAMENT OG XPS-PLATER .....	47
VEDLEGG E1, KONTROLL TAKBJELKE .....	49
VEDLEGG E2, KONTROLL GULVBJELKE INNE.....	51
VEDLEGG E3, KONTROLL BÆREBJELKE 2 .....	54
VEDLEGG E4, V-SKIVE BEREGNINGER OG RESULTATER .....	57
VEDLEGG E5, KONTROLL VINDKRYSS 3 – SKRÅSTAV .....	60
VEDLEGG E6, KONTROLL SØYLE .....	63
VEDLEGG E7, KONTROLL SØYLE 2 .....	66

# VEDLEGG A1, ARKITEKTTEGNING PLAN U

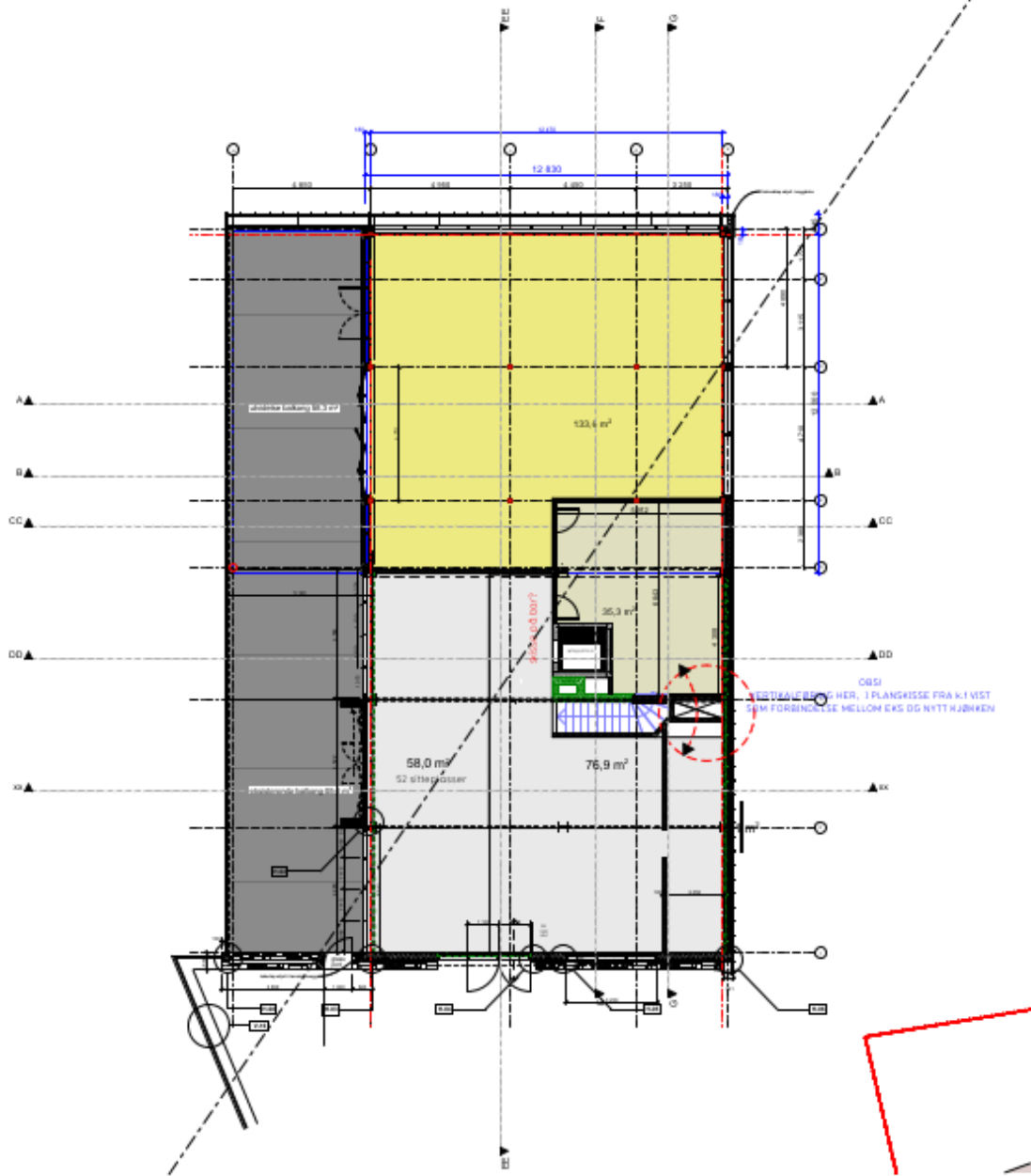


Foreløpig  
tegning

Prosjekt	Lilken taubane restaurant	Prosjekt	#Client Custom	Prosjekt	#Site Custom
Rev	Arbeidstegning	Dato	21.0.2020	Blad	18/19
Utskrift	U etasje	Arkitekt	A20-104	Utvalgt	vis

EN EN  
ARKIT  
EKTER

# VEDLEGG A2, ARKITEKTTEGNING PLAN 1



Foreløpig  
tegning

Prosjekt	Lilken laubane restaurant	Klient	#Client Custom	Arkitekt	#Site Custo
Dato	21.10.2020	Rev	1819	MV	AR
Etasje	A20-105	100			


ENEN  
ARKIT  
EKTER

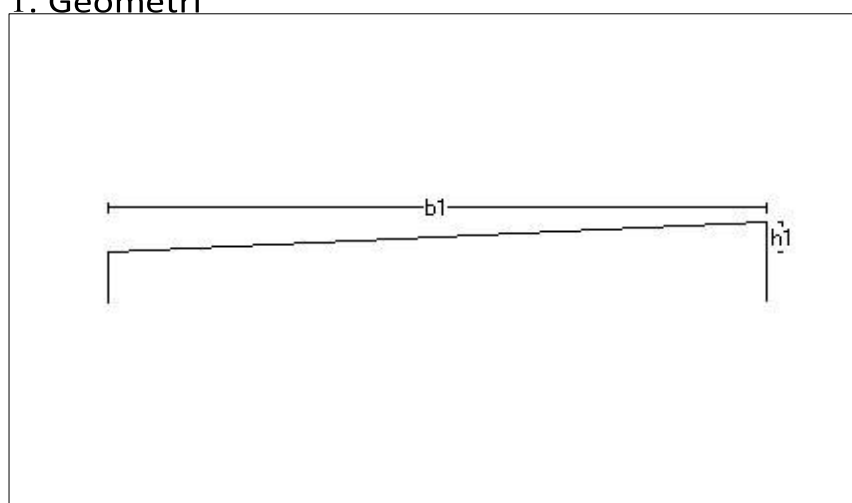
# VEDLEGG B1, SNØLAST PÅ TAK BEREGNET I OVE SLETTEN «LASTBEREGNINGER»

Tittel Snølast på tak			Side 1
Prosjekt Tilbygg Skyskraperen restaurant	Ordre	Sign	Dato 22-04-2021

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS

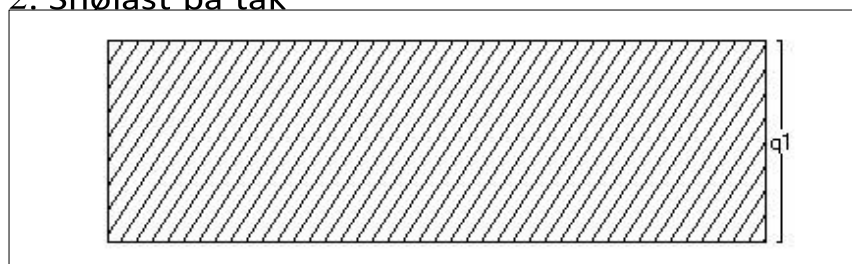
Standard NS-EN 1991-1-3: Snølaster

## 1. Geometri



b1 12500 mm  
h1 600 mm

## 2. Snølast på tak



Last nr.:1  
q1 3,60 kN/m2

## 3. Snølastdata

Fylke	Hordaland
Kommune	Bergen
Sted	Ulriken
Byggets plassering (moh)	600 moh
Eksponeeringskoeffisient $C_e$	1
Termisk koeffisient $C_t$	1
Snølast, $S$ :	4,5 kN/m2

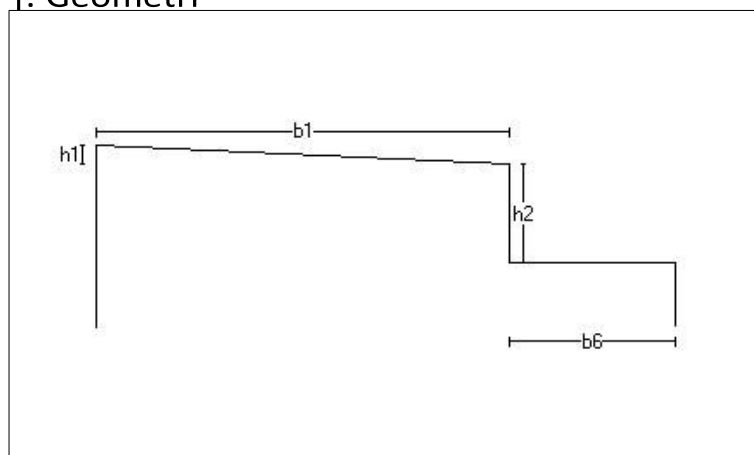
## VEDLEGG B2, FONNING PÅ TAK BEREGNET I OVE SLETTEN «LASTBEREGNINGER»

Tittel <b>Fonning</b>			Side <b>1</b>
Prosjekt Tilbygg Skyskraperen restaurant	Ordre	Sign	Dato 22-04-2021

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS

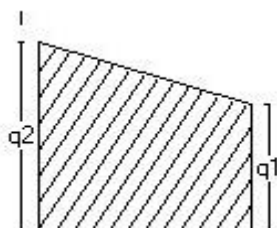
Standard NS-EN 1991-1-3: Snølaster

### 1. Geometri



b1	12500	mm
h1	600	mm
h2	3000	mm
b6	5000	mm

### 2. Snølast på tak



Last nr.:1		
q1	4,00	kN/m2
q2	6,00	kN/m2

Det er snøfanger på overliggende tak, og bidrag pga takras er ikke tatt med ( $U_s=0$ )

### 3. Snølastdata

Fylke	Hordaland
Kommune	Bergen
Sted	Ulriken
Byggets plassering (moh)	600 moh
Eksponeeringskoeffisient $C_e$	1
Termisk koeffisient $C_t$	1
Snølast, S:	4,5 kN/m2

Vedlegg B3, Vindlast beregnet i Ove Sletten «lastberegninger»

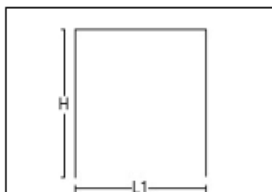
## VEDLEGG B3, VINDLAST BEREGNET I OVE SLETTEN – «LASTBEREGNINGER»

Tittel Vind			Side 1
Prosjekt Tilbygg Skyskraperen restaurant	Ordre	Sign	Dato 22-04-2021

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS  
Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster

Data er lagret på fil:

### 1. Geometri



H 6700 mm

L1 12000 mm

Byggets lengde, L2: 17500 mm

Takvinkel : 0,00 (grader)

*Vertikalsnitt*

### 2. Vindhastighet

Fylke: Hordaland Kommune: Bergen Referansevindhastighet: 26 m/s

Byggested, høyde over havet (m): 600 Calt: 1

Returperiode (år):50 Cprob: 1

Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året

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

Basisvindhastighet: 26 m/s

Høyde Z over grunnivået: 10 m

#### BYGGSTEDETS TERRENGDATA

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

Terrengkategorifaktoren Kt: 0,17 Ruhetslengden Zo (m): 0,01 Zmin (m): 2 Vm (m/s): 45,49 Cr: 1,17

TOPOGRAFI: NA.4.3.3 (901.2.1) Terrengformfaktor for frittliggende ås eller skråning.

Terrengformfaktor Co(z): 1,49 Turbulensfaktor Ki: 1

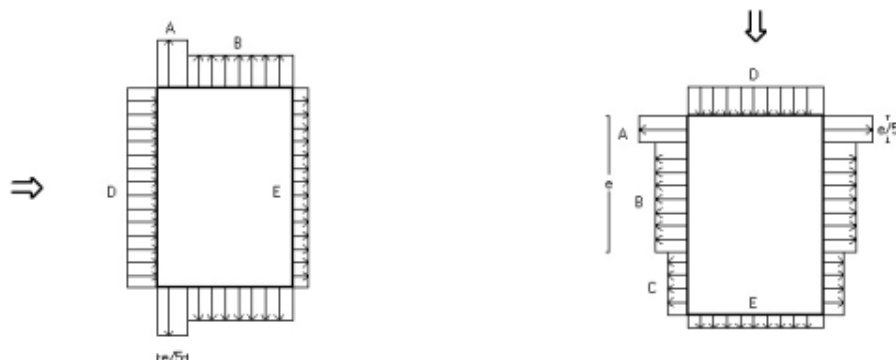
Kap. 5.4.2.1 Skjema for beregning av Ct(z). Symbolforklaring se standard.					
Plassering	X [m]	H [m]	Lh [m]	B [m]	Lo [m]
Skråning	1	600	1200	1000	2800

Vkast: 58,97 m/s

Qkast: 2,173 kN/m<sup>2</sup>

### 3. Yttervegger

#### 3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader.  $e=13400$  mm

Vindretning 90 grader.  $e=12000$  mm

#### Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,74	-0,38
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,61	-1,74		1,61	-0,83
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,38
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-3,04	-2,39		2,17	-0,83
Utstrekning (mm)	2680	9320		17500	17500

#### Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,72	-0,34
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,61	-1,74	-1,09	1,56	-0,73
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,34
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-3,04	-2,39	-1,09	2,17	-0,73
Utstrekning (mm)	2400	9600	5500	12000	12000

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

#### 3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

Beregn innvendig vindlast for  $u=0.2$  overtrykk og  $u=-0.3$  (undertrykk)

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-0,65	0,43

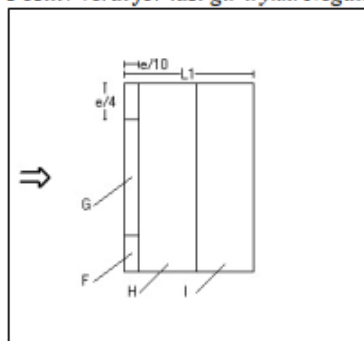
## 4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=12000 mm L2=17500 mm

$C_{pe,10}$  Gjelder for hele bygget. ( $>=10m^2$ )

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



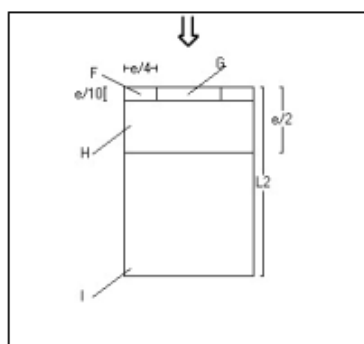
Utstrekning (mm)

e=13400

e/4=3350

e/10=1340

	$C_{pe,10}$	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-3,91	3350x1340
G	-1,20	-2,61	10800x1340
H	-0,70	-1,52	17500x5360
I	+/-0,20	+/-0,43	17500x5300



Utstrekning (mm)

e=12000

e/4=3000

e/10=1200

	$C_{pe,10}$	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-3,91	3000x1200
G	-1,20	-2,61	6000x1200
H	-0,70	-1,52	12000x4800
I	+/-0,20	+/-0,43	12000x11500

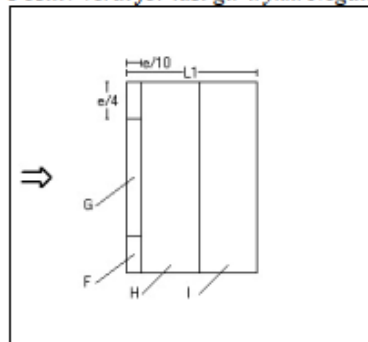
Taktype: Flatt tak

L1=12000 mm L2=17500 mm

$C_{pe,1}$  Gjelder for en lokal flate på 1m<sup>2</sup>. Benyttes ved dimensjonering av limfuger, spikring, båndstål o.l.

Interpoleringsformel for belastet areal A mellom 1 og 10 m<sup>2</sup>:  $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10} A$

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



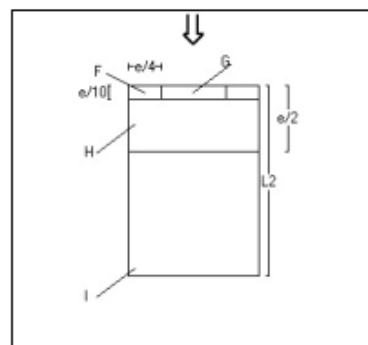
Utstrekning (mm)

e=13400

e/4=3350

e/10=1340

	$C_{pe,1}$	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-5,43	3350x1340
G	-2,00	-4,35	10800x1340
H	-1,20	-2,61	17500x5360
I	+/-0,20	+/-0,43	17500x5300



Utstrekning (mm)

e=12000

e/4=3000

e/10=1200

	$C_{pe,1}$	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-5,43	3000x1200
G	-2,00	-4,35	6000x1200
H	-1,20	-2,61	12000x4800
I	+/-0,20	+/-0,43	12000x11500



## VEDLEGG B4, VINDLAST BEREGNET I MATHCAD

### Vindlast Ulriken

Kilder: NS-EN 1991-1-4, Vindlaster

$z_0 := 0.01 \text{ m}$       Ruhetslengden  
 $z_{min} := 2 \text{ m}$       Minimumshøyden

Tabell 4.1

$z := 10 \text{ m}$   
 $z_{max} := 200 \text{ m}$

$k_r := 0.17$       Terrengruhetsfaktoren

**Ruhetsfaktor  $c_r(z)$ :**

$$c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1.174 \quad \text{For } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (4.4)$$

---

**Basisvindhastighet  $V_b$ :**

$$H := 600 \text{ m} \quad v_{b,0} := 26 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad c_{dir} := 1.0 \quad c_{season} := 1.0 \quad v_0 := 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$H_0 := 900 \text{ m} \quad H_{topp} := 1500 \text{ m} \quad c_{prob} := 1$$

$$c_{alt} := 1.0 + \frac{(v_0 - v_{b,0}) \cdot (H - H_0)}{v_{b,0} \cdot (H_{topp} - H_0)} = 0.923 \quad c_{alt} := 1.0 \quad \text{NA.4(901.1)}$$

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

---

**Stedsvindhastighet Vm:**

$$H := 600 \quad B := 1000 \quad L_0 := 2800 \quad L_H := 1200 \quad x := 0 \quad k_{\text{virik}} := 1.5$$

$$z_0 := 0.01 \quad a := 2.5 \quad z := 10 \quad s_{z.\text{maks}} := 1.8 \cdot \frac{H}{L_H}$$

$$c_0 := 1 + s_{z.\text{maks}} \cdot \left( \frac{\left( \frac{B}{L_0} \right)}{\left( \frac{B}{L_0} + 0.4 \right)} \right) \cdot \left( 1 - \frac{x}{k_{\text{virik}} \cdot L_H} \right) \cdot e^{-\left( \frac{a \cdot z}{L_H} \right)} = 1.416 \quad \text{NA.4(901.5)}$$

$$V_m := c_r \cdot c_0 \cdot V_b = 43.227 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$


---

**Vinkasthasitghetstrykk qp(z):**

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

$$q_m := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2 = (1.168 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$K_p := 3.5$$

$$K_I := 1.0$$

$$I_v := \frac{K_I}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.102$$

$$q_p := [1 + 2 \cdot K_p \cdot I_v] \cdot q_m = [2.004] \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (4.8)$$

$$v_{\text{kast}} := \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}} = [56.622] \frac{\text{m}}{\text{s}}$$


---

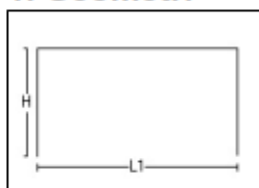
## VEDLEGG B5, VINDLAST FOR HELE BYGGET INKL. EKSISTERENDE DEL

Tittel Vind			Side 1
Prosjekt Skyskraperen restaurant	Ordre	Sign	Dato 22-04-2021

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS  
Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster

Data er lagret på fil:

### 1. Geometri



H 6700 mm  
L1 25000 mm

Byggets lengde, L2: 17500 mm  
Takvinkel : 0,00 (grader)

*Vertikalsnitt*

### 2. Vindhastighet

Fylke: Hordaland Kommune: Bergen Referansevindhastighet: 26 m/s

Byggested, høyde over havet (m): 600 Calt: 1

Returperiode (år):50 Cprob: 1

Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året

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

Basisvindhastighet: 26 m/s

Høyde Z over grunnivået: 10 m

#### BYGGSTEDETS TERRENGDATA

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

Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,17 Ruhetslengden Zo (m): 0,01 Zmin (m): 2 Vm (m/s): 45,49 Cr: 1,17

TOPOGRAFI: NA.4.3.3 (901.2.1) Terrengformfaktor for frittliggende ås eller skråning.

Terrengformfaktor Co(z): 1,49 Turbulensfaktor Ki: 1

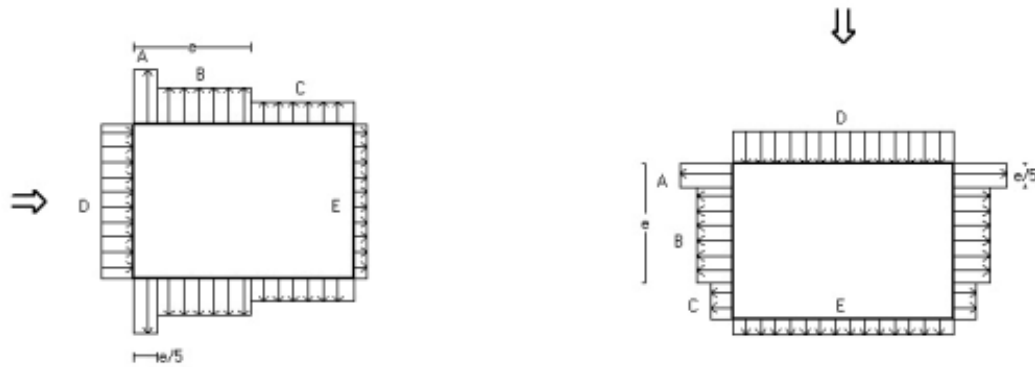
Kap. 5.4.2.1 Skjema for beregning av Ct(z). Symbolforklaring se standard.					
Plassering	X [m]	H [m]	Lh [m]	B [m]	Lo [m]
Skråning	1	600	1200	1000	2800

Vkast: 58,97 m/s

Qkast: 2,173 kN/m<sup>2</sup>

### 3. Yttervegger

#### 3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader.  $e=13400$  mm

Vindretning 90 grader.  $e=13400$  mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,61	-1,74	-1,09	1,53	-0,66
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,30
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-3,04	-2,39	-1,09	2,17	-0,66
Utstrekning (mm)	2680	10720	11600	17500	17500

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,72	-0,34
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,61	-1,74	-1,09	1,56	-0,73
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,34
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-3,04	-2,39	-1,09	2,17	-0,73
Utstrekning (mm)	2680	10720	4100	25000	25000

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

#### 3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

Beregn innvendig vindlast for  $u=0.2$  overtrykk og  $u=-0.3$  (undertrykk)

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-0,65	0,43

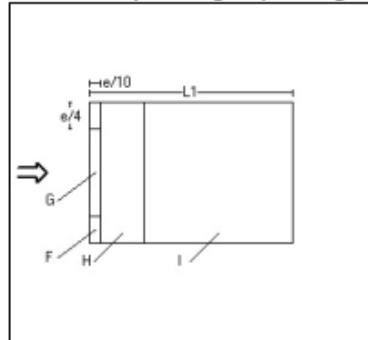
## 4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=25000 mm L2=17500 mm

Cpe,10 Gjelder for hele bygget. (>=10m2)

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



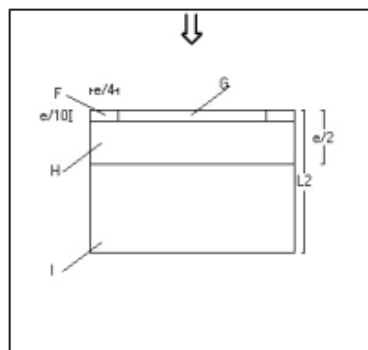
Utstrekning (mm)

e=13400

e/4=3350

e/10=1340

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-3,91	3350x1340
G	-1,20	-2,61	10800x1340
H	-0,70	-1,52	17500x5360
I	+/-0,20	+/-0,43	17500x18300



Utstrekning (mm)

e=13400

e/4=3350

e/10=1340

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-3,91	3350x1340
G	-1,20	-2,61	18300x1340
H	-0,70	-1,52	25000x5360
I	+/-0,20	+/-0,43	25000x10800

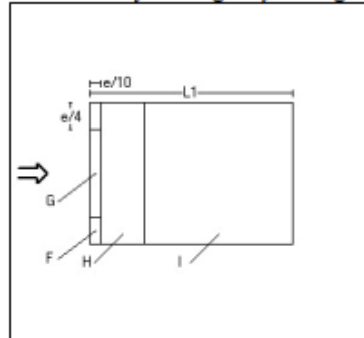
Taktype: Flatt tak

L1=25000 mm L2=17500 mm

Cpe,1 Gjelder for en lokal flate på 1m2. Benyttes ved dimensjonering av limfuger, spikring, båndstål o.l.

Interpoleringsformel for belastet areal A mellom 1 og 10 m2 :  $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10} A$

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



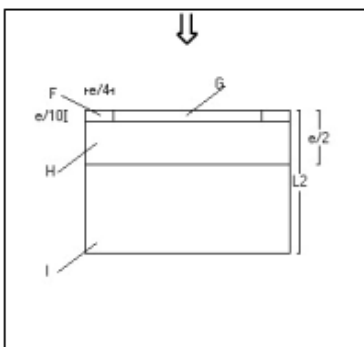
Utstrekning (mm)

e=13400

e/4=3350

e/10=1340

	Cpe,1	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-5,43	3350x1340
G	-2,00	-4,35	10800x1340
H	-1,20	-2,61	17500x5360
I	+/-0,20	+/-0,43	17500x18300



Utstrekning (mm)

e=13400

e/4=3350

e/10=1340

	Cpe,1	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-5,43	3350x1340
G	-2,00	-4,35	18300x1340
H	-1,20	-2,61	25000x5360
I	+/-0,20	+/-0,43	25000x10800

## VEDLEGG B6, SKJEVSTILLINGSLAST MATHCAD

### Skjevstillingslast

Kilder:

NS 3490 pkt 9.3.4 (3)

Eurokode 8

Skjevstillingslasten er beregnet etter NS 3490 pkt 9.3.4(3).

$$skjev := 0.005 \cdot m \cdot g$$

Bygningens totale masse over fundament (m) er beregnet etter NA.3.2.4(2)P uten å ta hensyn til kombinasjonsfaktor ( $\varphi$ ) for de variable påvirkningene i NA.4.2.4. Setter derfor  $\varphi = 1.0$ . Ved å se bort fra kombinasjonsverdiene blir den totale massen konservativ.

$$\varphi_1 := 1.0 \quad \psi_{2i} := 0.6$$

NA.4.2.4 tabell 4.2

$$\psi_{Ei} := \varphi_1 \cdot \psi_{2i} = 0.6$$

#### Lastflater:

$A_1 := 12 \text{ m} \cdot 12.5 \text{ m}$	Plan 1
$A_2 := 12 \text{ m} \cdot 17.5 \text{ m}$	Plan U
$A_3 := 12 \text{ m} \cdot 5 \text{ m}$	Terrasse

#### Løpemetere materiale

$$Bjelker := (12 \text{ m} \cdot 10) + (17.5 \text{ m} \cdot 2) + (12.5 \text{ m} \cdot 2) = 180 \text{ m}$$

$$Søyler := 3.05 \text{ m} \cdot 29 = 88.45 \text{ m}$$

$$Lm := Bjelker + Søyler = 268.45 \text{ m} \quad \text{Rundes konservativt opp} \rightarrow Lm := 300 \text{ m}$$

$$G_{plan1} := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad G_{tak} := 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G := \left( 0.431 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot Lm \right) + \frac{(G_{plan1} \cdot A_2)}{g} + \left( \frac{(G_{tak} \cdot A_1)}{g} \right) = (5.061 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

$$Q := \frac{\left( 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 \right) + \left( 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (A_1) \right) + \left( 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_2 \right) + \left( 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_3 \right) + \left( 1.08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 \right) + \left( 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_3 \right)}{g}$$

$$m := G + \psi_{Ei} \cdot Q = (2.762 \cdot 10^5) \text{ kg} \quad (3.17) \quad \text{NA.3.2.4(2)P}$$

$$skjev := 0.005 \cdot m \cdot g = 13.542 \text{ kN}$$

$$skjev := 14 \text{ kN}$$

# VEDLEGG C1, SEISMIKK – UTELATELSESKRITERIER TRE MATHCAD

## Utelatelseskriterier

Kilder: Eurokode 8  
Betongelementboken bind H  
NS 3490 pkt 9.3.4 (3)

### 1. Seismisk klasse

**Kriterie:** Seismisk klasse I

**Forsamlingslokale:** Seismisk klasse III

Tilbygget oppfykker ikke krav om konstruksjonstype.

---

### 2. Svært lav seismisitet

Grunntype A	EC8 Tabell 3.1
$\gamma_1 := 1.4$	EC8 Tabell NA.4(901)
$S := 1.0$	EC8 Tabell NA.3.3
$a_{g40Hz} := 0.85 \frac{m}{s^2}$	EC8 Figur NA.3(901)
$a_{gR} := 0.8 \cdot a_{g40Hz}$	EC8 NA.3.2.1(1)P

**Kriterie:**  $a_g S := \gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S < 0.05 g = 0.49 \frac{m}{s^2}$

Reduserer grunnakselerasjonen i henhold til NORSAR

Område	EC8-1 agR [m/s <sup>2</sup> ]	Redusert verdi agR [m/s <sup>2</sup> ]	Endring
Oslo	0,44	0,29	-35 %
Bergen	0,72	0,50	-31 %
Trondheim	0,3	0,07	-76 %
Tromsø	0,28	0,10	-64 %

$$a_{gR} := 0.5 \frac{m}{s^2}$$

$$a_g S := \gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S = 0.7 \frac{m}{s^2} > 0.49 \frac{m}{s^2}$$

Tilbygget oppfyller ikke krav om svært lav seismisitet.

---

### 3. Dimensjonerende spektrum

$$S := 1.0 \quad T_B := 0.10 \quad T_C := 0.20 \quad T_D := 1.7 \quad \text{EC8 Tabell NA.3.3}$$

$$q := 1.5 \quad H := 6.7$$

#### **Tverrkraftmetoden:**

$$C_t := 0.05 \quad \text{For alle andre konstruksjoner} \quad \text{EC8 NA.4.3.3.2.2(3)}$$

$$T_1 := C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.208 \quad (4.6)$$

$$\beta := 0.2$$

$$a_g := \gamma_1 \cdot a_{gR} = 0.7 \frac{m}{s^2}$$

$$TC \leq T \leq TD \quad S_d(T) := a_g S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T_1} \right) = 1.121 \frac{m}{s^2} > \beta \cdot a_g = 0.14 \frac{m}{s^2} \quad (3.15)$$

$$S_d(T) = 1.121 \frac{m}{s^2} > 0.49 \frac{m}{s^2}$$

Tilbygget oppfyller ikke krav om dimensjonerende spektrum

---



#### 4. Størrelse på krefter

Bygningens totale masse over fundament (m) er beregnet etter NA.3.2.4(2)P uten å ta hensyn til kombinasjonsfaktor ( $\varphi$ ) for de variable påvirkningene i NA.4.2.4. Setter derfor  $\varphi = 1.0$ . Ved å se bort fra kombinasjonsverdiene blir den totale massen konservativ. Videre er korreksjonsfaktoren ( $\lambda$ ) satt lik 1,0.

$$\varphi_1 := 1.0 \quad \varphi_2 := 0.8 \quad \varphi_3 := 0.5 \quad \psi_{2i} := 0.6 \quad \text{NA.4.2.4 tabell 4.2}$$

$$\psi_{Ei} := \varphi_1 \cdot \psi_{2i} = 0.6$$

$$\lambda := 1.0$$

##### Lastflater:

$$\begin{aligned} A_1 &:= 12 \text{ m} \cdot 12.5 \text{ m} && \text{Plan 1} \\ A_2 &:= 12 \text{ m} \cdot 17.5 \text{ m} && \text{Plan U} \\ A_3 &:= 12 \text{ m} \cdot 5 \text{ m} && \text{Terrasse} \end{aligned}$$

$$Bjelker := (12 \text{ m} \cdot 10) + (17.5 \text{ m} \cdot 2) + (12.5 \text{ m} \cdot 2) = 180 \text{ m}$$

$$Søyler := 3.05 \text{ m} \cdot 29 = 88.45 \text{ m}$$

$$Lm := Bjelker + Søyler = 268.45 \text{ m} \quad Lm := 300 \text{ m}$$

$$G_{plan1} := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad G_{tak} := 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G := \left( 0.431 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot Lm \right) + \frac{(G_{plan1} \cdot A_2)}{g} + \frac{(G_{tak} \cdot A_1)}{g} = (5.061 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

$$Q := \frac{\left( 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 \right) + \left( 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 \right) + \left( 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_2 \right) + \left( 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_3 \right) + \left( 1.08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 \right) + \left( 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_3 \right)}{g} = (3.76 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

Fb (Horisontalkraft på grunn av jordskjelv.)  
Vind (Kraft fra vindpåkjennning.)  
Skjev (Skjevstillingslaster)

$\frac{\gamma_{brudd}}{\gamma_{cDCL}}$  (Forholdet mellom materialfaktorer i ordinær bruddgrensetilstand og seismisk dimensjonering.)

Der den samlede seismiske kraften Fb bestemmes etter følgende uttrykk:

$$Fb := S_d(T) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.5)$$

Sd(T) (Dimensjonerende spektrum.)  
m (Bygningens totale masse over fundament.)  
 $\lambda$  (Korreksjonsfaktor)

$$\begin{aligned}
 m &:= G + \psi_{Et} \cdot Q = (2.762 \cdot 10^5) \text{ kg} & (3.17) & \text{ NA.3.2.4(2)P} \\
 F_b &:= S_d(\mathbf{T}) \cdot m \cdot \lambda = 309.495 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_{cDCL} &:= 1.2 & \text{Tabell NA.5(901)} \\
 \gamma_{cbrudd} &:= 1.0
 \end{aligned}$$

$$Vind := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.12 \cdot 6.7 \text{ m} \cdot 17.5 \text{ m} = 315.168 \text{ kN}$$

I denne beregningen er det konservativt valgt å medregne skjevstillingslasten. Skjevstillingslasten er beregnet etter NS 3490 pkt 9.3.4(3).

$$\begin{aligned}
 skjjev &:= 0.005 \cdot m \cdot g = 13.542 \text{ kN} \\
 skjjev &:= 14 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$U := (1.5 \cdot Vind + 1.05 \cdot skjjev) \cdot \left( \frac{\gamma_{cbrudd}}{\gamma_{cDCL}} \right) = 406.21 \text{ kN}$$

$$1.0 \cdot F_b = 309.495 \text{ kN} < U = 406.21 \text{ kN}$$

Tilbygget i tre oppfyller krav om størrelse på krefter og en trenger derfor ikke påvise tilstrekkelig kapasitet for seismisk påkjenning.

---

## VEDLEGG C2, SEISMIKK – UTELATELSESKRITERIER STÅL MATHCAD

### 4. Størrelse på krefter

Bygningens totale masse over fundament (m) er beregnet etter NA.3.2.4(2)P uten å ta hensyn til kombinasjonsfaktor ( $\varphi$ ) for de variable påvirkningene i NA.4.2.4. Setter derfor  $\varphi=1.0$ . Ved å se bort fra kombinasjonsverdiene blir den totale massen konservativ. Videre er korreksjonsfaktoren ( $\lambda$ ) satt lik 1,0.

$$\varphi_1 := 1.0 \quad \varphi_2 := 0.8 \quad \varphi_3 := 0.5 \quad \psi_{2i} := 0.6 \quad \text{NA.4.2.4 tabell 4.2}$$

$$\psi_{Ei} := \varphi_1 \cdot \psi_{2i} = 0.6$$

$$\lambda := 1.0$$

#### Lastflater:

$$\begin{aligned} A_1 &:= 12 \text{ m} \cdot 12.5 \text{ m} && \text{Plan 1} \\ A_2 &:= 12 \text{ m} \cdot 17.5 \text{ m} && \text{Plan U} \\ A_3 &:= 12 \text{ m} \cdot 5 \text{ m} && \text{Terrasse} \end{aligned}$$

$$Bjelker := (12 \text{ m} \cdot 10) + (17.5 \text{ m} \cdot 2) + (12.5 \text{ m} \cdot 2) = 180 \text{ m}$$

$$Søyler := 3.05 \text{ m} \cdot 29 = 88.45 \text{ m}$$

$$L_{mIPE300} := 100 \text{ m}$$

$$L_{mIPE270} := 100 \text{ m}$$

$$L_{msøyler} := 100 \text{ m}$$

$$G_{plan1} := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad G_{tak} := 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G := \left( 0.422 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot L_{mIPE300} \right) + \left( 0.361 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot L_{mIPE270} \right) + \left( 0.18 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot L_{msøyler} \right) + \frac{(G_{plan1} \cdot A_2)}{g} + \frac{(G_{tak} \cdot A_1)}{g} = (5.057 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

$$Q := \frac{\left( 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 \right) + \left( 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 \right) + \left( 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_2 \right) + \left( 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_3 \right) + \left( 1.08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 \right) + \left( 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_3 \right)}{g} = (3.76 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

Fb (Horisontalkraft på grunn av jordskjelv.)  
Vind (Kraft fra vindpåkjenning.)  
Skjev (Skjevstillingslaster)

$\gamma_{brudd}$  (Forholdet mellom materialfaktorer i ordinær bruddgrensetilstand og  
 $\gamma_{DCL}$  seismisk dimensjonering.)

Der den samlede seismiske kraften Fb bestemmes etter følgende uttrykk:

$$Fb := S_d(T) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.5)$$

Sd(T) (Dimensjonerende spektrum.)  
m (Bygningens totale masse over fundament.)  
 $\lambda$  (Korreksjonsfaktor)

$$m := G + \psi_{Ei} \cdot Q = (2.762 \cdot 10^5) \text{ kg} \quad (3.17) \quad \text{NA.3.2.4(2)P}$$

$$F_b := S_d(\mathbf{T}) \cdot m \cdot \lambda = 309.458 \text{ kN}$$

$$\gamma_{cDCL} := 1.2 \quad \text{Tabell NA.5(901)}$$

$$\gamma_{cbrudd} := 1.0$$

$$V_{ind} := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.12 \cdot 6.7 \text{ m} \cdot 17.5 \text{ m} = 315.168 \text{ kN}$$

I denne beregningen er det konservativt valgt å medregne skjevstillingslasten. Skjevstillingslasten er beregnet etter NS 3490 pkt 9.3.4(3).

$$skjev := 0.005 \cdot m \cdot g = 13.541 \text{ kN}$$

$$skjev := 14 \text{ kN}$$

$$U := (1.5 \cdot V_{ind} + 1.05 \cdot skjev) \cdot \left( \frac{\gamma_{cbrudd}}{\gamma_{cDCL}} \right) = 406.21 \text{ kN}$$

$$1.0 \cdot F_b = 309.458 \text{ kN} < U = 406.21 \text{ kN}$$

Tilbygget i stål oppfyller krav om størrelse på krefter og en trenger derfor ikke påvise tilstrekkelig kapasitet for seismisk påkjenning.

---

# VEDLEGG D1, DIMENSJONERING TAKBJELKE

## Bjelke tak

Kilder:

Eurokode 0  
Eurokode 5-1-1  
Eurokode 5-2  
NS 3470

Inne oppvarmet

**Lastbredde:**

$$L_{b1} := \frac{4950 \text{ mm}}{2} + \frac{4450 \text{ mm}}{2} = 4.7 \text{ m}$$

**Lengde bjelke:**

$$L_{bjelke} := 4710 \text{ mm}$$

Beregninger er gjort i Robot med følgende verdier:

Lastfaktor legges til i Robot

---

**Jevnt fordelt last:**

Egenlast bjelke:  $b_b := 0.2 \text{ m}$   $h_b := 0.45 \text{ m}$   $GL32c_b := b_b \cdot h_b \cdot 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot g = 0.388 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenlast tak:  $G_{tak} := 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{b1} = 5.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Snølast:  $S_k := 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{b1} = 16.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vindlast: Sone I + innvendig undertrykk  $q_{vind} := \left( 0.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot L_{b1} = 5.076 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

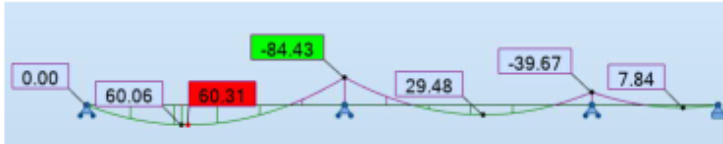
Vindsug: Sone H + innvendig overtrykk  $q_{vind.sug} := 1.52 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

---

Lastfaktor:	Factor	No.	Case name
	1.20	1	Egenvekt
	1.05	2	Nytte
	1.50	3	Snø
	1.05	4	Vind

## Resultat uten vindeffekt:

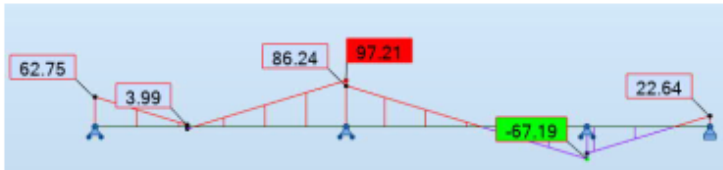
### Moment:



M[kNm]

$$M_{Ed} := 85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Skjærkraft:



V[kN]

$$V_{Ed} := 100 \text{ kN}$$

---

### Aksialkraft trykk: $\sigma_{c0d} \leq f_{c0d}$

Snølast klimaklasse 1

$$k_{mod} := 0.9 \quad F_{c90d} := V_{Ed} \quad f_{c0k} := 24.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma M := 1.15 \quad A := b_b \cdot h_b = (9 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$N_{Ed} := 9.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L_{b1} = 46.107 \text{ kN} \quad \sigma_{c0d} := \frac{N_{Ed}}{A} = 0.512 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c0d} := f_{c0k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma M} = 19.174 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

**Utnyttelse:**  $\frac{\sigma_{c0d}}{f_{c0d}} = 0.027 < 1$   
Ok for aksialkraft trykk. Ser bort fra denne fordi den er så liten.

---

### Trykk vinkelrett:

$$F_{c90d} := V_{Ed} \quad f_{c90k} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad k_{c90} := 1.75 \quad A_{ef} := b_b \cdot 250 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c90d} \leq k_{c90} \cdot f_{c90d}$$

$$f_{c90d} := f_{c90k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma M} = 1.957 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{c90d} := \frac{F_{c90d}}{A_{ef}} = 2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < k_{c90} \cdot f_{c90d} = 3.424 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

**Utnyttelse:**  $\frac{\sigma_{c90d}}{k_{c90} \cdot f_{c90d}} = 0.584 < 1$  Ok, for trykk vinkelrett.

## Bøying

$$f_{myk} := 32 \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_{myd} := \frac{M_{Ed}}{\frac{1}{6} \cdot b_b \cdot h_b^2} = 12.593 \frac{N}{mm^2} \quad f_{myd} := f_{myk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma M} = 25.043 \frac{N}{mm^2}$$

Utnyttelse:  $\frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} = 0.503 < 1$       Ok, for bøying.

---

## Skjær

$$k_{cr} := 0.8 \quad b_{ef} := k_{cr} \cdot b_b \quad f_{vk} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad \tau_d \leq f_{vd}$$

$$\tau_d := \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot b_{ef} \cdot h_b} = 2.083 \frac{N}{mm^2} < f_{vd} := f_{vk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma M} = 2.739 \frac{N}{mm^2}$$

Utnyttelse:  $\frac{\tau_d}{f_{vd}} = 0.761 < 1$       Ok, for skjær.

---

## Nedbøying

Nedbøying:  $Krav := \frac{L_{bjelke}}{350} = 13.457 \text{ mm}$



$$\delta := 4 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

### Nedbøying korttids



$$\delta := 3 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

---

## Vipping

På grunn av takspærrets fastholding av bærebjelken vil den ikke vippe i overkant.  
Lastene i underkant er så små at det ikke vil være fare for vipping.

---

## Brann

$$\beta_n := 0.7 \text{ mm} \quad t := 60$$

$$d_{char,n} := \beta_n \cdot t = 0.042 \text{ m}$$

$$k_0 := 1 \quad d_0 := 7 \text{ mm}$$

$$d_{ef} := d_{char,n} + (k_0 \cdot d_0) = ? \text{ mm}$$

$$b_{eff} := b_b - 2 \cdot d_{ef} = 102 \text{ mm}$$

$$h_{eff} := h_b - 2 \cdot d_{ef} = 352 \text{ mm}$$

### Har bjelken kapasitet etter 60min?

$$k_{modfi} := 1.0 \quad k_{fi} := 1.15 \quad f_{mk} := 32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma M_{fi} := 1.0$$

Faktorer ved ulykkeslast

(Tabell NA.A1-1)

$$\psi_{2,sn\theta} := 0.2 \quad \psi_{2,vind} := 0.0$$

$$E_{dfi} := 1.0 G_{tak} + 1.0 \cdot S_k \cdot \psi_{2,sn\theta} + 1.0 \cdot q_{vind} \cdot \psi_{2,vind} \quad E_{dfi} = 9.024 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Skjær er dimensjonerende:

$$f_{v20} := k_{fi} \cdot f_{vk} = 4.025 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{vfid} := k_{modfi} \cdot \frac{f_{v20}}{\gamma M_{fi}} = 4.025 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{dfi} := f_{vfid} \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot 0.8 \cdot b_{eff} \cdot h_{eff} \right) = 77.074 \text{ kN} \quad V_{Edfi} := 28 \text{ kN}$$

$$\tau_{dfi} := \frac{3 \cdot V_{Edfi}}{2 \cdot (b_{eff} \cdot 0.8) \cdot h_{eff}} = 1.462 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Utnyttelse skjær: } \frac{\tau_{dfi}}{f_{vfid}} = 0.363 \quad \text{Ok.}$$

---

### Gaffellagring:

$$F_\gamma := V_{Ed} \quad h := 500$$

$$H := F_\gamma \cdot \left( 0.04 + \frac{40}{h} \right) = 12 \text{ kN}$$

NS 3470 punkt 12.4.6

$F_\gamma$  Bjelkens totale oppleggskraft.

$h$  Bjelkehøyde i mm.

Det fremgår av utregning at gaffellagring må tåle en horisontal tverrkraft på minimum 12 kN ved bjelkens oppleggspunkt



## VEDLEGG D2, DIMENSJONERING GULVBELKER

### Gulvbjelke\_Terrasse

Kilder: Eurokode 5-1-1  
Eurokode 5-1-2  
Eurokode 0

$$L_b := 450 \text{ mm}$$

Inne oppvarmet

$$b := 115 \text{ mm}$$

$$h := 360 \text{ mm}$$

$$L := 4950 \text{ mm} \quad \text{Regner konservativt med full lengde.}$$

$$E := 13500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \rho := 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad q_g := 1.2 \cdot b \cdot h \cdot \rho \cdot g = 0.214 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$
$$I := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \quad a := \frac{L}{2} \quad \alpha := \frac{a}{L}$$

Laster med lastfaktorer:

$$S_k := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b \cdot 1.5 = 4.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_p := 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b \cdot 1.05 = 2.363 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad p_p := 7.0 \text{ kN} \cdot 1.05 = 7.35 \text{ kN}$$
$$q_{vind} := 7.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L_b \cdot 1.05 = 3.686 \text{ kN} \quad q_{vind.terrasse} := 0.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b \cdot 1.05 = 0.203 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende laster:

Skjær:

Moment:

$$M_{Ed} := (q_p + q_{vind.terrasse} + S_k) \cdot \frac{L^2}{8} = 20.263 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{Ed} := \frac{(q_p + q_{vind.terrasse} + S_k) \cdot L}{2} = 16.374 \text{ kN}$$

Aksial:

$$N_{Ed} := q_{vind} = 3.686 \text{ kN} \quad (\text{Trykk})$$

$$b_b := b \quad h_b := h$$

Trykk vinkelrett:

$$k_{mod} := 0.9 \quad F_{c90d} := V_{Ed} \quad f_{c90k} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad k_{c90} := 1.0 \quad \gamma_M := 1.15 \quad A_{ef} := b_b \cdot 300 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c90d} \leq k_{c90} \cdot f_{c90d}$$

$$f_{c90d} := f_{c90k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 1.957 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad < \quad \sigma_{c90d} := \frac{F_{c90d}}{A_{ef}} = 0.475 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_{c90} \cdot f_{c90d} = 1.957 \frac{N}{mm^2}$$

**Utnyttelse:**  $\frac{\sigma_{c90d}}{k_{c90} \cdot f_{c90d}} = 0.243 < 1$  Ok, for trykk vinkelrett.

---

### Bøyning

$$f_{myk} := 32 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} \leq 1.0 \quad \sigma_{myd} := \frac{M_{Ed}}{\frac{1}{6} \cdot b_b \cdot h_b^2} = 8.157 \frac{N}{mm^2} \quad f_{myd} := f_{myk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma M} = 25.043 \frac{N}{mm^2}$$

**Utnyttelse:**  $\frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} = 0.326 < 1$  Ok, for bøyning.

---

### Skjær

$$k_{cr} := 0.8 \quad b_{ef} := k_{cr} \cdot b_b \quad f_{vk} := 3.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_d \leq f_{vd}$$

$$\tau_d := \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot b_{ef} \cdot h_b} = 0.742 \frac{N}{mm^2} < f_{vd} := f_{vk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma M} = 2.739 \frac{N}{mm^2}$$

**Utnyttelse:**  $\frac{\tau_d}{f_{vd}} = 0.271 < 1$  Ok, for skjær.

---

### Aksiallast:

$$f_{c0k} := 24.5 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma M := 1.15 \quad A := b_b \cdot h_b \quad k_{mod} := 0.9$$

$$\sigma_{c0d} := \frac{N_{Ed}}{A} = 0.089 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c0d} := f_{c0k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma M} = 19.174 \frac{N}{mm^2}$$

**Utnyttelse:**  $\frac{\sigma_{c0d}}{f_{c0d}} = 0.005$  Ser bort fra denne ved kombinerings av laster, og antar ingen knekking.

---

### Vipping

Bjelkelaget vil være fastholdt mot vipping på grunn av terrassebord og plater

## Vipping

Bjelkelaget vil være fastholdt mot vipping på grunn av terrassebord og plater

Laster uten lastfaktor:

$$S_k := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b = 2.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_p := 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b = 2.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad p_p := 7.0 \text{ kN}$$
$$q_{vind} := 7.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L_b = 3.51 \text{ kN} \quad q_{vind.terrasse} := 0.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b = 0.194 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_g := b \cdot h \cdot \rho \cdot g = 0.179 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Nedbøying:

Ser konservativt på bjelken som fritt opplagt

Jevnt fordelt last: 
$$\delta_{p1} := \frac{5}{384} \cdot \frac{(q_p + q_{vind.terrasse} + S_k) \cdot L^4}{E \cdot I} = 6.661 \text{ mm}$$

Punktlast: 
$$\delta_{p2} := \frac{1}{48} \cdot \frac{p_p \cdot L^3}{E \cdot I} (3 \cdot \alpha - 4 \alpha^3) = 2.93 \text{ mm}$$

Egenlast: 
$$\delta_g := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_g \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.231 \text{ mm}$$

**Øyeblikkelig nedbøying:**      **Krav:**  $\frac{L}{500} = 9.9 \text{ mm}$

$$\delta_1 := \delta_{p1} + \delta_g = 6.893 \text{ mm} < 9.9 \text{ mm OK}$$

$$\delta_2 := \delta_{p2} + \delta_g = 3.162 \text{ mm} < 9.9 \text{ mm OK}$$

**Langtidsnedbøying:**      **Krav:**  $\frac{L}{350} = 14.143 \text{ mm}$        $K_{def} := 0.6$

$$\varphi_2 := 0.6$$

$$\delta_g := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_g \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.231 \text{ mm} < 14.14 \text{ mm OK}$$

$$\delta_{fin} := \delta_g (1 + K_{def}) + \delta_{p1} (1 + K_{def} \cdot \varphi_2) = 9.43 \text{ mm} < 14.14 \text{ mm OK}$$

**Tabell 3.2**  
**(Tabell NA.A1.1)**

---

## Brann

$$\gamma_m := 1.15 \quad k_{crit} := 1.0 \quad b_b := b \quad h_b := h \quad f_{vk} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad \beta_n := 0.7 \text{ mm}$$

$$t := 60 \quad d_0 := 7 \text{ mm} \quad k_0 := 1 \quad \psi_{2,nytte} := 0.7 \quad \psi_{2,snø} := 0.2$$

$$d_{char,n} := \beta_n \cdot t = 42 \text{ mm}$$

$$d_{ef} := d_{char,n} + (k_0 \cdot d_0) = 49 \text{ mm}$$

$$\text{Tverrsnitt etter brann:} \quad b_{eff} := b_b - 2 \cdot d_{ef} = 17 \text{ mm} \quad h_{eff} := h_b - 2 \cdot d_{ef} = 262 \text{ mm}$$

Har bjelken kapasitet etter 60min?

$$k_{modfi} := 1.0 \quad k_{fi} := 1.15 \quad f_{mk} := 32 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_{M_{fi}} := 1.0$$

$$k_h := \left( \frac{600 \text{ mm}}{h_{eff}} \right)^{0.1} = 1.086 \quad f_{mk,kh} := f_{mk} \cdot k_h$$

**Moment:**

$$f_{mfi} := k_{modfi} \cdot \frac{k_{fi} \cdot f_{mk,kh}}{\gamma_{M_{fi}}} = 39.979 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{dfi} := 1.0 \cdot q_p \cdot \psi_{2,nytte} + 1.0 \cdot S_k \cdot \psi_{2,snø}$$

$$M_{Edfi} := E_{dfi} \cdot \frac{L^2}{8} = 6.478 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$W_f := \frac{1}{6} \cdot b_{eff} \cdot h_{eff}^2$$

$$M_{dfi} := f_{mfi} \cdot W_f = 7.776 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{mdfi} := \frac{M_{Edfi}}{W_f} = 33.307 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Utnyttelse moment:} \quad \frac{\sigma_{mdfi}}{k_{crit} \cdot f_{mfi}} = 0.833$$

## VEDLEGG D3, DIMENSJONERING BÆREBJELKER

### Bjelke - terrasse

Kilder:

Eurokode 0  
Eurokode 5-1-1  
Eurokode 5-2  
NS 3470

Lastbredde:

$$L_{b.inne} := \frac{4950}{2} \text{ mm} \quad L_{b.ute} := \frac{4850}{2} \text{ mm} \quad L_{b1} := L_{b.inne} + L_{b.ute} = 4.9 \text{ m}$$

Lengde bjelke:

$$L_{bjelke} := 4890 \text{ mm} \quad \text{Lengste spenn, total lengde 11980 mm}$$

Beregninger er gjort i Robot med følgende verdier:

Lastfaktor legges til i Robot

---

**Jevnt fordelt last:**

Egenlast bjelke:  $b_b := 0.25 \text{ m}$   $h_b := 0.55 \text{ m}$   $GL32c_b := b_b \cdot h_b \cdot 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot g = 0.593 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenlast bjelkelag:  $G_{plan1} := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{b1} = 7.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Snølast:  $S_k := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{b.ute} = 14.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vindlast: ned på terrasse  $q_{vind} := \left(0.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \cdot L_{b.ute} = 1.043 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelast:  $q_{nytte} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{b1} = 24.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Fasade:  $q_{fasade} := 2.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

---

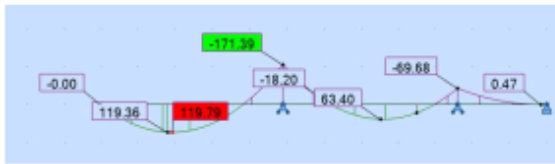
**Lastfaktorer:**

Factor	No.	Case name
1.20	1	Egenvekt
1.50	2	Nytte
1.05	3	Snø
1.05	4	Vind

Laster uten vindeffekter blir dimensjonerende.

**Resultat uten vindeffekt - Kmod=0.9:**

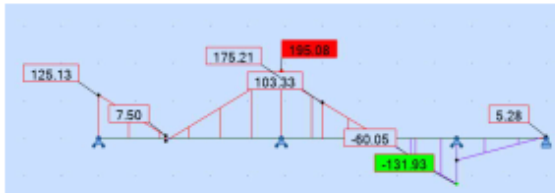
**Moment:** Med nyttestast som illustrert i oppgave



M[kNm]

$$M_{Ed} := 175 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Skjærkraft:** Med nyttestast jevnt fordelt



V[kN]

$$V_{Ed} := 200 \text{ kN}$$

**Aksialkraft trykk:**  $\sigma_{c0d} \leq f_{c0d}$

Snelast klimaklasse 1

$$k_{mod} := 0.9 \quad F_{c90d} := V_{Ed} \quad f_{c0k} := 24.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_M := 1.15 \quad A := b_b \cdot h_b = (1.375 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$N_{Ed} := 8.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L_{b1} = 40.18 \text{ kN} \quad \sigma_{c0d} := \frac{N_{Ed}}{A} = 0.292 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c0d} := f_{c0k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 19.174 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

**Utnyttelse:**  $\frac{\sigma_{c0d}}{f_{c0d}} = 0.015 < 1$   
 Ok for aksialkraft trykk. Ser bort fra denne fordi den er så liten.

**Trykk vinkelrett:**

$$A_{ef} := b_b \cdot 250 \text{ mm} \quad k_{c90} := 1.75 \quad f_{c90k} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c90d} \leq k_{c90} \cdot f_{c90d}$$

$$f_{c90d} := f_{c90k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 1.957 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{c90d} := \frac{F_{c90d}}{A_{ef}} = 3.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < k_{c90} \cdot f_{c90d} = 3.424 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

**Utnyttelse:**  $\frac{\sigma_{c90d}}{k_{c90} \cdot f_{c90d}} = 0.935 < 1$       Ok, for trykk vinkelrett.

## Bøyning

$$f_{myk} := 32 \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_{myd} := \frac{M_{Ed}}{\frac{1}{6} \cdot b_b \cdot h_b^2} = 13.884 \frac{N}{mm^2} \quad f_{myd} := f_{myk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 25.043 \frac{N}{mm^2}$$

Utnyttelse:  $\frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} = 0.554 < 1$  Ok, for bøyning.

---

## Skjær

$$k_{cr} := 0.9 \quad b_{ef} := k_{cr} \cdot b_b \quad f_{vk} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad \tau_d \leq f_{vd}$$

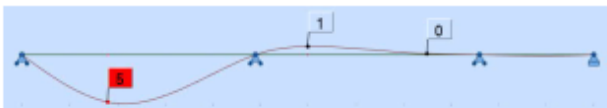
$$\tau_d := \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot b_{ef} \cdot h_b} = 2.424 \frac{N}{mm^2} < f_{vd} := f_{vk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 2.739 \frac{N}{mm^2}$$

Utnyttelse:  $\frac{\tau_d}{f_{vd}} = 0.885 < 1$  Ok, for skjær.

---

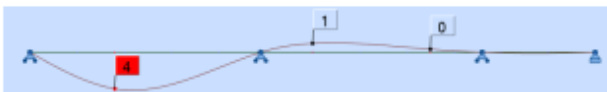
## Nedbøyning

Nedbøyning langtid:  $Krav := \frac{L_{bjelke}}{300} = 16.3 \text{ mm}$



$$\delta := 5 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Nedbøyning korttid:  $Krav := \frac{L_{bjelke}}{500} = 9.78 \text{ mm}$



$$\delta := 4 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

---

## Vipping

På grunn av bjelkelagets fastholding av bærebjelken vil den ikke vippe i overkant.  
Lastene i underkant er så små at det ikke vil være fare for vipping.

---

## Brann

$$\beta_n := 0.7 \text{ mm} \quad t := 60$$

$$d_{char,n} := \beta_n \cdot t = 42 \text{ mm}$$

$$k_0 := 1 \quad d_0 := 7 \text{ mm}$$

$$d_{ef} := d_{char,n} + (k_0 \cdot d_0) = 49 \text{ mm}$$

$$b_{eff} := b_b - 2 \cdot d_{ef} = 152 \text{ mm}$$

$$h_{eff} := h_b - 2 \cdot d_{ef} = 452 \text{ mm}$$

### Har bjelken kapasitet etter 60min?

$$k_{modfi} := 1.0 \quad k_{fi} := 1.15 \quad f_{mk} := 32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma M_{fi} := 1.0$$

Faktorer ved ulykkeslast

(Tabell NA.A1-1)

$$\psi_{2,sm\theta} := 0.2 \quad \psi_{1,nytte} := 0.7$$

$$E_{dfi} := 1.0 G_{plan1} + 1.0 \cdot S_k \cdot \psi_{2,sm\theta} + 1.0 \cdot q_{nytte} \cdot \psi_{1,nytte} \quad E_{dfi} = 27.41 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Skjær er dimensjonerende:

$$f_{v20} := k_{fi} \cdot f_{vk} = 4.025 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{vfid} := k_{modfi} \cdot \frac{f_{v20}}{\gamma M_{fi}} = 4.025 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{dfi} := f_{vfid} \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot 0.8 \cdot b_{eff} \cdot h_{eff} \right) = 147.485 \text{ kN} \quad V_{Edfi} := 28 \text{ kN}$$

$$\tau_{dfi} := \frac{3 \cdot V_{Edfi}}{2 \cdot (b_{eff} \cdot 0.8) \cdot h_{eff}} = 0.764 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Utnyttelse skjær: } \frac{\tau_{dfi}}{f_{vfid}} = 0.19 \quad \text{Ok.}$$

---

### Gaffellagring:

$$F_\gamma := V_{Ed} \quad h := 500$$

$$H := F_\gamma \cdot \left( 0.04 + \frac{40}{h} \right) = 24 \text{ kN}$$

NS 3470 punkt 12.4.6

$F_\gamma$  Bjelkens totale oppleggskraft.

$h$  Bjelkehøyde i mm.

Det fremgår av utregning at gaffellagring må tåle en horisontal tverrkraft på minimum 24 kN ved bjelkens oppleggspunkt



## Bjelke - Inne

Kilder:

Eurokode 0  
Eurokode 5-1-1  
Eurokode 5-2  
NS 3470

Inne oppvarmet

**Lastbredde:**

$$L_{b1} := \frac{4450 \text{ mm}}{2} + \frac{3250 \text{ mm}}{2} = (3.85 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

**Lengde bjelke:**

$$L_{bjelke} := 1775 \text{ mm}$$

Beregninger er gjort i Robot med følgende verdier:

Lastfaktor legges til i Robot

---

**Jevnt fordelt last:**

Egenlast bjelke:  $b_b := 0.25 \text{ m}$   $h_b := 0.55 \text{ m}$   $GL32c_b := b_b \cdot h_b \cdot 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot g = 0.593 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenlast bjelkelag:  $G_{plan1} := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{b1} = 5.775 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vindlast: aksialt  $q_{vind} := 8.20 \text{ kN}$

Nyttelast:  $q_{nytte} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{b1} = 19.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Punktlast søyle på utkrager (inkl lastfaktor):  $p_s := 90 \text{ kN}$

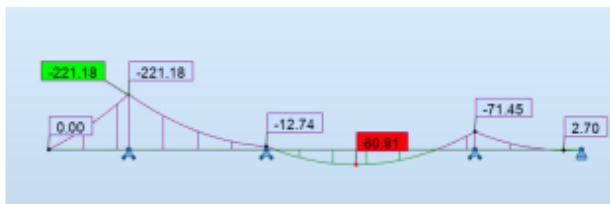
---

**Lastfaktorer:**

Factor	No.	Case name
1.20	1	Egenvekt
1.50	2	Nytte
1.05	3	Snø
1.05	4	Vind

**Kmod=0.8:**

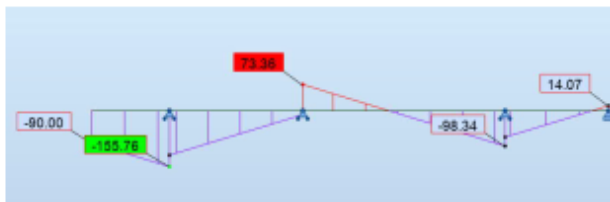
**Moment:** Med nyttelast i annenhverthvert felt, som figur i oppgave viser



M[kNm]

$$M_{Ed} := 225 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Skjærkraft:** Med nyttelast jevnt fordelt



V[kN]

$$V_{Ed} := 160 \text{ kN}$$

**Aksialkraft trykk:**  $\sigma_{c0d} \leq f_{c0d}$

$$k_{mod} := 0.8 \quad F_{c90d} := V_{Ed} \quad f_{c0k} := 24.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma M := 1.15 \quad A := b_b \cdot h_b = (1.375 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$N_{Ed} := 8.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L_{b1} = 31.57 \text{ kN} \quad \sigma_{c0d} := \frac{N_{Ed}}{A} = 0.23 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c0d} := f_{c0k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma M} = 17.043 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

**Utnyttelse:**  $\frac{\sigma_{c0d}}{f_{c0d}} = 0.013 < 1$  Ok for aksialkraft trykk. Ser bort fra denne fordi den er så liten.

**Trykk vinkelrett:**

$$A_{ef} := b_b \cdot 250 \text{ mm} \quad k_{c90} := 1.75 \quad f_{c90k} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c90d} \leq k_{c90} \cdot f_{c90d}$$

$$f_{c90d} := f_{c90k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma M} = 1.739 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{c90d} := \frac{F_{c90d}}{A_{ef}} = 2.56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < k_{c90} \cdot f_{c90d} = 3.043 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

**Utnyttelse:**  $\frac{\sigma_{c90d}}{k_{c90} \cdot f_{c90d}} = 0.841 < 1$  Ok, for trykk vinkelrett.

---

### Bøying

$$f_{myk} := 32 \frac{N}{mm^2} = (3.2 \cdot 10^7) Pa$$

$$f_{myd} := f_{myk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma M} = 22.261 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{myd} := \frac{M_{Ed}}{\frac{1}{6} \cdot b_b \cdot h_b^2} = 17.851 \frac{N}{mm^2}$$

Utnyttelse:  $\frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} = 0.802 < 1$  Ok, for bøying.

---

### Skjær

$$k_{cr} := 0.9$$

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

$$f_{vk} := 3.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_d \leq f_{vd}$$

$$\tau_d := \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot b_{ef} \cdot h_b} = 1.939 \frac{N}{mm^2} < f_{vd} := f_{vk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma M} = 2.435 \frac{N}{mm^2}$$

Utnyttelse:  $\frac{\tau_d}{f_{vd}} = 0.797 < 1$  Ok, for skjær.

---

### Nedbøying

Nedbøying langtid:  $Krav := \frac{L_{bjelke}}{175} = 10.143 mm$



$$\delta := 10 mm \quad OK$$

Nedbøying korttids  $Krav := \frac{L_{bjelke}}{350} = 5.071 mm$



$$\delta := 7 mm \quad OK$$

---

### Vipping

På grunn av bjelkelagets fastholding av bærebjelken vil den ikke vippe i overkant.  
Lastene i underkant er så små at det ikke vil være fare for vipping.

---

## Brann

$$\beta_n := 0.7 \text{ mm} \quad t := 60 \quad k_0 := 1 \quad d_0 := 7 \text{ mm}$$
$$d_{char,n} := \beta_n \cdot t = 42 \text{ mm}$$
$$d_{ef} := d_{char,n} + (k_0 \cdot d_0) = 49 \text{ mm}$$

$$b_{eff} := b_b - 2 \cdot d_{ef} = 152 \text{ mm}$$
$$h_{eff} := h_b - 2 \cdot d_{ef} = 452 \text{ mm}$$

Har bjelken kapasitet etter 60min?

$$k_{modfi} := 1.0 \quad k_{fi} := 1.15 \quad f_{mk} := 32 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma M_{fi} := 1.0 \quad k_{crit} := 1.0$$

Faktorer ved ulykkeslast

(Tabell NA.A1-1)

$$\psi_{2,smø} := 0.2 \quad \psi_{1,nytte} := 0.7$$
$$E_{dfi} := 1.0 G_{plan1} + 1.0 \cdot q_{nytte} \cdot \psi_{1,nytte} \quad E_{dfi} = 19.25 \frac{kN}{m}$$

Skjær er dimensjonerende:

$$f_{v20} := k_{fi} \cdot f_{vk} = 4.025 \frac{N}{mm^2} \quad f_{vfid} := k_{modfi} \cdot \frac{f_{v20}}{\gamma M_{fi}} = 4.025 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{dfi} := f_{vfid} \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot 0.8 \cdot b_{eff} \cdot h_{eff} \right) = 147.485 \text{ kN} \quad V_{Edfi} := 28 \text{ kN}$$

$$\tau_{dfi} := \frac{3 \cdot V_{Edfi}}{2 \cdot (b_{eff} \cdot 0.8) \cdot h_{eff}} = 0.764 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Utnyttelse skjær: } \frac{\tau_{dfi}}{f_{vfid}} = 0.19 \quad \text{Ok.}$$

Utnyttelse moment:

---

### Gaffellagring:

$$F_\gamma := V_{Ed} \quad h := 500$$

$$H := F_\gamma \cdot \left( 0.04 + \frac{40}{h} \right) = 19.2 \text{ kN}$$

NS 3470 punkt 12.4.6

$F_\gamma$  Bjelkens totale oppleggskraft.

$h$  Bjelkehøyde i mm.

Det fremgår av utregning at gaffellagring må tåle en horisontal tverkkraft på minimum 19,2 kN ved bjelkens oppleggspunkt

## VEDLEGG D4, EGENFREKVENNS BÆREBJELKE

### Egenfrekvens enveisplate/bjelke med jevnt fordelt last

$$f_{\text{bjelke}} := \frac{\pi}{2 \cdot l_{\text{bjelke}}} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{m_b}}$$

E = e-modul  
 I = treghetsmoment  
 m<sub>b</sub> = q [kg/m] i bruksgrense

Oppleggsforhold			
nr.	venstre	høyre	faktor
1	fri	fri	1,00
2	innspent	fri	1,56
3	innspent	innspent	2,27
4	innspent	utkraget	0,36

Inndata:			
E-modul	E	11800	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tregghetsmoment	I	3,27E+09	[mm <sup>4</sup> ]
Påført egenvekt	p		[kN/m <sup>2</sup> ]
Egenvekt	g		[kN/m <sup>2</sup> ]
lastbredde	lb		[m]
bjelkelengde	l	5,00	[m]
m <sub>b</sub>		1200,00	[kg/m]
Oppleggsforhold (nr.)		1	

grå felt fylles ut

Beregning av egenfrekvens med jevnt fordelt belastning. Regnearket bygger på formler ihht Betongelementboken Del C.1.4. E-modul og Tregghetsmoment (2. Arealmoment) hentes fra litteratur. Påført egenvekt "p" er egenvekt av lettvegger, gulvoppbygging, himling og tekniske føringer. Nyttelast skal ikke medtas. Beregnet egenfrekvens "Svingning" sammenholdes med anbefalinger gitt i for eksempel NS3490 Tabell C.1 eller i Betongelementboken.

Her er kg/m regnet ut direkte, dette resulterer i en svingning på 11,26 Hz

**Svingning** **11,26 [Hz]**

Regnearket bygger på formler ihht:

<http://www.betongelement.no/betongbok/default.asp>

Del C.1.4

## VEDLEGG D5, V-SKIVE BEREGNINGER OG RESULTATER

### Formler:

$$I := \frac{1}{12} \cdot t \cdot h^3 \quad I1 := I0 + A \cdot y^2 \quad h := 3050 \text{ mm}$$

$$EbIb := Es \cdot Is \quad EbIb := A \cdot y^2 \cdot 2$$

Antall etasjer	2
Antall skiver	3
Antall lasttilfeller	2
Antall lastkombinasjoner	2
Emodul (N/mm <sup>2</sup> )	25000

25000 N/mm kommer fra OS-prog, betong

Omregning fra tre til betong for v-skive:

$$L1 := 4950 \text{ mm} \quad L2 := 3250 \text{ mm} \quad L3 := 4710 \text{ mm}$$



Søyle tverrsnitt dimensjon:  $b_s := 250 \text{ mm}$   $h_s := 300 \text{ mm}$

GL32h - E = 14200

#### Kryss 1

$$t1 := 14200 \frac{N}{mm^2} \cdot 2 \cdot (b_s \cdot h_s) \cdot \left(\frac{L1}{2}\right)^2 \cdot \frac{12}{25000 \frac{N}{mm^2} \cdot h^3}$$

$$t1 = 220.735 \text{ mm}$$

#### Kryss 2

$$t2 := 14200 \frac{N}{mm^2} \cdot 2 \cdot (b_s \cdot h_s) \cdot \left(\frac{L2}{2}\right)^2 \cdot \frac{12}{25000 \frac{N}{mm^2} \cdot h^3}$$

$$t2 = 95.154 \text{ mm}$$

#### Kryss 3

$$t3 := 14200 \frac{N}{mm^2} \cdot 2 \cdot (b_s \cdot h_s) \cdot \left(\frac{L3}{2}\right)^2 \cdot \frac{12}{25000 \frac{N}{mm^2} \cdot h^3}$$

$$t3 = 199.85 \text{ mm}$$

### Linjelast i V-skive

$$h_2 := 3050 \text{ mm} \quad h := 3050 \text{ mm} \quad Q_{kast} := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad E_{cp10} := 0.38$$

$$D_{cp10} := 0.74$$

$$Q_1 \text{vind} := \left( \left( \frac{h+h_2}{2} \right) \cdot Q_{kast} \cdot (D_{cp10} + E_{cp10}) \right) = 8.198 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_2 \text{vind} := (h_2 + 600 \text{ mm}) \cdot Q_{kast} \cdot (D_{cp10} + E_{cp10}) = 9.811 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Forskyvinger av øverste dekke			
Lastkomb.	Vx (mm)	Vy (mm)	Vz (grader)
1	-3	6	-0,0165
2	1	-2	0,0058

Maks forskyvning av hjørne:

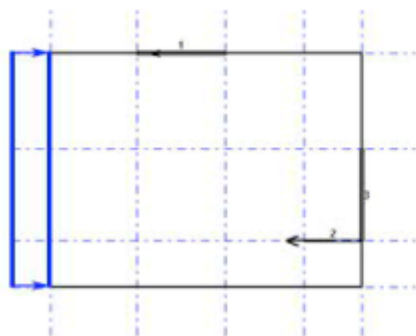
$$V_1 := \tan(0.0165 \text{ deg})$$

$$X := 17.5 \text{ m}$$

$$Y := 12 \text{ m}$$

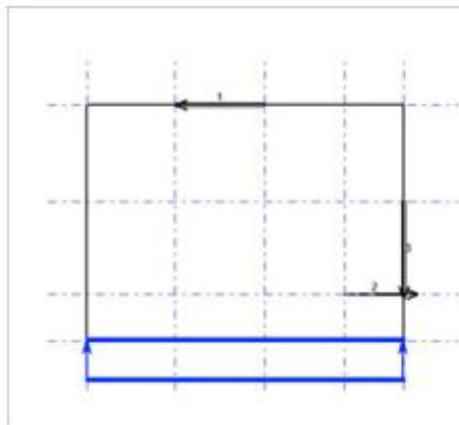
$$\delta_1 := V_1 \cdot X = 5.04 \text{ mm}$$

$$\delta_2 := V_1 \cdot Y = 3.456 \text{ mm}$$



Lasttilfeller	
Lasttilf. nr	Navn
1	Vind-Y retning
2	Vind-X retning

Lastkombinasjon 2, vind fra x.



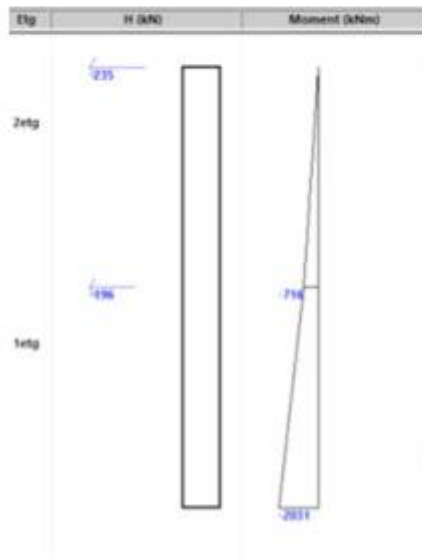
Skive nr	Kraft (kN)	Retning
1,	-235	x
2,	235	x
3,	-258	y

Lastkombinasjon 1 blir dimensjonerende, vind fra y

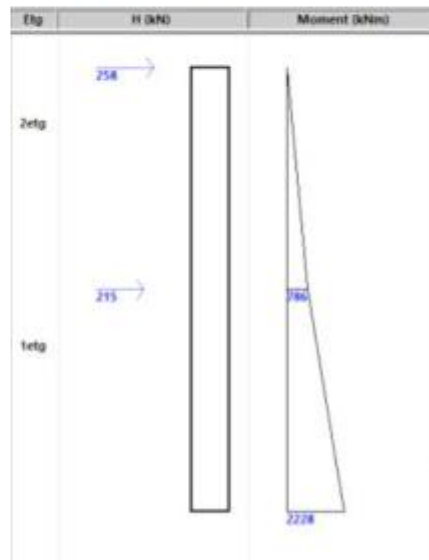
Søyle i krysset mellom skive 2 og 3 blir utsatt for trykk av begge kryss, som bildet illustrerer. Dersom lasten roteres 180 grader vil lastene virke motsatt vei

Resultat fra V-skive

Resultater fra V-skive viser at lastkombinasjon 1 gir størst last:



Lastkombinasjon 1: Skive 2.



Lastkombinasjon 1, skive 3



## VEDLEGG D6, DIMENSJONERING AV VINDKRYSS, WIRE

### VINDKRYSS 3

**Linjelaster**

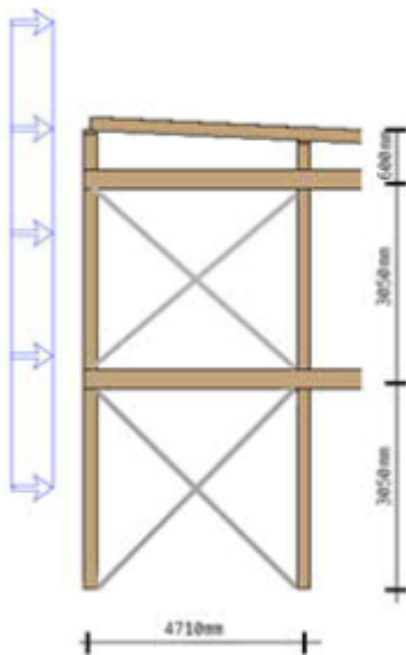
$bredde := 17500 \text{ mm}$

$$Q_{kust} := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**Lastfaktor**

$LF := 1.5$

$$D_{cp10} := 0.74 \quad E_{cp10} := 0.38$$



$$b := 4710 \text{ mm}$$

$$h := 3050 \text{ mm}$$

$$h_2 := 3050 \text{ mm}$$

$$tak := 600 \text{ mm}$$

$$\text{Plan 1} \quad Q_1 := LF \cdot \left( \left( \frac{h + h_2}{2} \right) \cdot bredde \cdot Q_{kust} \cdot (D_{cp10} + E_{cp10}) \right) = 215.208 \text{ kN}$$

$$\text{Plan tak} \quad Q_2 := LF \cdot \left( \left( \frac{h + h_2}{2} + tak \right) \cdot bredde \cdot Q_{kust} \cdot (D_{cp10} + E_{cp10}) \right) = 257.544 \text{ kN}$$

### Lastfordeling:

Lasten fra plan tak føres via bjelke og til wire.

$$Bjelke_{takz} := Q_2 = 257.544 \text{ kN}$$

$$Wire_{plm1z} := Bjelke_{takz} = 257.544 \text{ kN}$$

$$Bjelke_{plm1} := Q_1 = 215.208 \text{ kN}$$

$$Wire_{plm1z} := Bjelke_{plm1} + Wire_{plm1z} = 472.752 \text{ kN}$$

---

**FORMLIKHET**

$$Wire_{plant,y} := \frac{Wire_{plant,x} \cdot h}{b} = 166.775 \text{ kN}$$

$$Wire_{plant,strekk} := \sqrt{(Wire_{plant,x})^2 + (Wire_{plant,y})^2} = 306.827 \text{ kN}$$

Strekkkraft i wire plan 1

$$Wire_{plant,y} := \frac{Wire_{plant,x} \cdot h}{b} = 306.135 \text{ kN}$$

$$Wire_{plant,strekk} := \sqrt{(Wire_{plant,x})^2 + (Wire_{plant,y})^2} = 563.216 \text{ kN}$$

---

**SØYLE:**

$$moment\_vind := Q_1 \cdot h + Q_2 \cdot (h + h_2) = (2.227 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$søyle := \frac{moment\_vind}{b} = 472.909 \text{ kN}$$

Søylene blir belastet med 472,9 kN, V-skive gir 473,0 kN.

---

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma M0 := 1.05$$

---

**Velger en wire i plan U trenger en følgende dimensjon:**

$$N_{ed} := Wire_{plant,strekk} = 563.216 \text{ kN}$$

$$A_{nod} := \frac{N_{ed}}{f_y \cdot \gamma M0} = (1.511 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$Diameter := \sqrt{\left(4 \cdot \frac{A_{nod}}{\pi}\right)} = 43.862 \text{ mm}$$

---

**Trenger 42,7mm diameter wire i plan 1**

$$N_{ed} := Wire_{plant,strekk} = 306.827 \text{ kN} \quad A_{nod2} := \frac{(N_{ed})}{f_y \cdot \gamma M0} = 823.144 \text{ mm}^2$$

$$Diameter_2 := \sqrt{4 \cdot \frac{A_{nod2}}{\pi}} = 32.374 \text{ mm}$$

## VEDLEGG D7, DIMENSJONERING SØYLER

### Søyle

#### Lastareal:

$$L_b := \frac{3250}{2} \text{ mm} = 1.625 \text{ m}$$

$$L_1 := 2380 \text{ mm} + \frac{4710}{2} \text{ mm} = 4.735 \text{ m} \quad A_1 := L_b \cdot L_1 = 7.694 \text{ m}^2$$

Lengde søyle:  $L_s := 3.05 \text{ m}$

#### Laster:

---

Egenlast bjelke:  $b_b := 0.25 \text{ m}$   $h_b := 0.55 \text{ m}$   $GL32c_b := b_b \cdot h_b \cdot 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot g \cdot L_1 \cdot 2 = 5.619 \text{ kN}$

Egenlast plan 1:  $G_{plan1} := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 = 11.542 \text{ kN}$

Nyttelast:  $q_{nytte} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 = 38.472 \text{ kN}$

Egenlast tak:  $G_{tak} := 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 = 9.233 \text{ kN}$

Snølast:  $S_k := 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 = 27.7 \text{ kN}$

Vindlast: Sone I + innvendig undertrykk  $q_{vind} := \left( 0.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot A_1 = 8.31 \text{ kN}$

Søyle:  $b_s := 0.25 \text{ m}$   $h_s := 0.3 \text{ m}$   $GL32h_s := b_s \cdot h_s \cdot 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot g \cdot L_s \cdot 2 = 1.974 \text{ kN}$

Vindlast fra vindretning (inkl. lastfaktor 1.5)  $F_{vind} := \frac{2228 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1 \cdot 4.71 \text{ m}} = 473.036 \text{ kN}$

Vindlast fra rotasjon (inkl. lastfaktor 1.5)  $F_{rotasjon} := \frac{2031 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1 \cdot 3.25 \text{ m}} = 624.923 \text{ kN}$

---

Aksiallast totalt, inkludert lastfaktorer

$$P_{total} := 1.2 \cdot G_{tak} + 1.05 \cdot S_k + 1.05 \cdot q_{vind} + 1.2 \cdot GL32h_s + 1.05 \cdot q_{nytte} + 1.2 \cdot G_{plan1} + 1.2 \cdot GL32c_b + F_{vind} + F_{rotasjon}$$

$$P_{total} = (1.21 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

**Aksialkraft trykk:** GL32h

$$N_{Ed} := P_{total} \quad b := b_s \quad h := h_s \quad A := b \cdot h \quad f_{c0k} := 32 \frac{N}{mm^2} \quad k_{mod} := 0.8 \quad \gamma_M := 1.15$$

$$\sigma_{c0d} \leq f_{c0d}$$

$$\sigma_{c0d} := \frac{N_{Ed}}{A} = 16.136 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c0d} := f_{c0k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 22.261 \frac{N}{mm^2}$$

**Utnyttelse:**  $\frac{\sigma_{c0d}}{f_{c0d}} = 0.725 < 1$  Ok for aksialkraft trykk.

---

**Knekking:**

$$E_{005} := 11800 \frac{N}{mm^2} \quad \beta_c := 0.1 \quad i_y := 0.29 \cdot h = 87 \text{ mm} \quad i_z := 0.29 \cdot b = 72.5 \text{ mm}$$

$$L_k := 1 \cdot 3.05 \text{ m} = 3.05 \text{ m}$$

$$\lambda := \frac{L_k}{i_z} = 42.069 \quad \lambda_{rel} := \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{005}}} = 0.697$$

$$K_y := 0.5 \left( 1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel} - 0.3) + \lambda_{rel}^2 \right) = 0.763$$

$$K_{ey} := \frac{1}{\left( K_y + \sqrt{K_y^2 - \lambda_{rel}^2} \right)} = 0.932$$

$$\frac{\sigma_{c0d}}{(K_{ey} \cdot f_{c0d})} = 0.778 < 1,0 \text{ OK}$$

---

## Brann

$$\beta_n := 0.7 \text{ mm} \quad t := 60 \quad k_0 := 1 \quad d_0 := 7 \text{ mm}$$
$$d_{char,n} := \beta_n \cdot t = 42 \text{ mm} \quad d_{cf} := d_{char,n} + (k_0 \cdot d_0) = 49 \text{ mm}$$

$$b_{eff} := b_s - 2 \cdot d_{cf} = 152 \text{ mm}$$
$$h_{eff} := h_s - 2 \cdot d_{cf} = 202 \text{ mm}$$

Har bjelken kapasitet etter 60min?

$$k_{modfi} := 1.0 \quad k_{fi} := 1.15 \quad f_{mk} := 32 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma M_{fi} := 1.0$$

Faktorer ved ulykkeslast

(Tabell NA.A1-1)

$$\psi_{2.sno} := 0.2 \quad \psi_{1.nytte} := 0.7 \quad \psi_{1.vind} := 0.2$$

$$E_{dfi} := G_{plan1} + G_{tak} + GL32h_s + GL32c_0 + S_k \cdot \psi_{2.sno} + q_{nytte} \cdot \psi_{1.nytte} + q_{vind} \cdot \psi_{1.vind} + F_{vind} \cdot \psi_{1.vind} + F_{rotasjon} \cdot \psi_{1.vind}$$
$$E_{dfi} = 282.092 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c0d.brann} := \frac{E_{dfi}}{b_{eff} \cdot h_{eff}} = 9.187 \frac{N}{mm^2}$$

---

**Aksialkraft trykk etter brann:**

$$N_{Ed} := E_{dfi} \quad b := b_{eff} \quad h := h_{eff} \quad A := b \cdot h \quad f_{c0k} := 32 \frac{N}{mm^2} \quad k_{mod} := 0.8 \quad \gamma M := 1.15$$

$$\sigma_{c0d} \leq f_{c0d}$$

$$\sigma_{c0d} := \frac{N_{Ed}}{A} = 9.187 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c0d} := f_{c0k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma M} = 22.261 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Utnyttelse:} \quad \frac{\sigma_{c0d}}{f_{c0d}} = 0.413 < 1 \quad \text{Ok for aksialkraft trykk.}$$

---

**Knekking etter brann:**

$$f_{c0k} := 32 \frac{N}{mm^2} \quad E_{005} := 11800 \frac{N}{mm^2} \quad \beta_c := 0.1$$

$$i_y := 0.29 \cdot h = 58.58 \text{ mm} \quad L_k := 1 \cdot 3.05 \text{ m} = 3.05 \text{ m}$$
$$i_z := 0.29 \cdot b = 44.08 \text{ mm}$$

$$\lambda := \frac{L_k}{i_z} = 69.192$$

$$\lambda_{rel} := \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{005}}} = 1.147$$

$$K_y := 0.5 \left( 1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel} - 0.3) + \lambda_{rel}^2 \right) = 1.2$$

$$K_{cy} := \frac{1}{\left( K_y + \sqrt{K_y^2 - \lambda_{rel}^2} \right)} = 0.644$$

$$\frac{\sigma_{c0d}}{(K_{cy} \cdot f_{c0d})} = 0.641 < 1 \quad \text{Ok for knekking.}$$

### Laster for søyle i strekk:

Vindlast: Sone I + innvendig overtrykk

$$q_{vinds} := \left( 0.65 \frac{kN}{m^2} + 3.2 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot A_1 = 29.623 \text{ kN}$$

Aksiallast totalt, inkludert lastfaktorer

$$P_{totalstrekk} := 0.9 \cdot G_{tak} - 1.5 \cdot q_{vinds} + 0.9 \cdot GL32h_s + 0.9 \cdot G_{platt} + 0.9 \cdot GL32c_b - F_{vind} - F_{rotasjon}$$

$$P_{totalstrekk} = -1.117 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Strekk i fiberretning

$$N_{Ed,s} := -1 \cdot P_{totalstrekk} \quad A := b_s \cdot h_s = (7.5 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{t0d} := \frac{N_{Ed,s}}{A} = 14.892 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{t0k} := 25.6 \frac{N}{mm^2} \quad f_{t0d} := f_{t0k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 17.809 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{\sigma_{t0d}}{f_{t0d}} = 0.836$$

## VEDLEGG D8, DIMENSJONERING AV FUNDAMENT OG XPS-PLATER

### Fundament

Kilder: Eurokode 2-1-1

$$N_{Wire\_y} := 333.6 \text{ kN}$$

Se skråstav beregning

$$N_{Søyle\_trykk} := 1210 \text{ kN}$$

Se søyledimensjonering, inkl lastfaktorer

$$N_{ed} := N_{Søyle\_trykk}$$

---

$$F_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Som følge av B45} \quad \gamma_{m0} := 1.5 \quad F_{cd} := \frac{(0.85 \cdot F_{ck})}{\gamma_{m0}} = 25.5 \text{ MPa}$$

**Nødvendig dimensjon på fundament med hensytn til betongkapasitet**

$$A_{nød} := \frac{N_{ed}}{F_{cd}} = (4.745 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad Bredde := \sqrt{A_{nød}} = 217.832 \text{ mm}$$

---

**Nødvendig dimensjon på fundament med hensytn til grunnens bæreevne**

$$Bæreevne_{fjell} := 4000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad A_{nød_2} := \frac{N_{ed}}{Bæreevne_{fjell}} = (3.025 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$Bredde_2 := \sqrt{A_{nød_2}} = 0.55 \text{ m}$$

---

Dette gir behov for minimumsdimensjoner på fundament lik 550x550mm

**Velger fundament med dimensjon 650x650mm**

## XPS

Kilder: Eurokode 2-1-1  
Eurokode 1-1-1

---

$$h := 100 \text{ mm} \quad b_1 := 50 \text{ mm} \quad d_1 := 50 \text{ mm} \quad (\text{pkt6.7}) \text{ EC2-1-1}$$

$$\text{Belastningsflate OK} \quad A_{c0} := b_1 \cdot d_1 = (2.5 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$b_2 := 2.5 \cdot b_1 = 125 \text{ mm} \quad d_2 := 2.5 \cdot d_1 = 125 \text{ mm}$$

Belastningsflate UK

$$A_{c1} := b_2 \cdot d_2 = (1.563 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Last for korttidsdimensjonering

$$P_{planU} := 7 \text{ kN} \quad L_f := 1.5 \quad \text{Punktlast for lager} = 7 \text{ kN}$$

$$F := \frac{P_{planU} \cdot L_f}{A_{c1}} = 672 \text{ kPa}$$

---

XPS dimensjonering

$$XPS_{700} := 700 \text{ kPa}$$

XPS700BE POLAR 50x600x1200  
- Trykkfasthet korttidslast :700 kPa  
- Trykkfasthet langtidslast: 250 kPa

---

$$Utnyttelse := \frac{F}{XPS_{700}} = 0.96 \quad < 1.0 \text{ OK med XPS700}$$



# VEDLEGG E1, KONTROLL TAKBJELKE

## Takbjelke

Kilder: EC3-1-8  
EC3-1-1  
Profiler og formler

Lastbredde:

$$L_b := \frac{4950 \text{ mm}}{2} + \frac{4450 \text{ mm}}{2} = 4.7 \text{ m}$$

Lengde bjelke:

$$L_{bjelke} := 4710 \text{ mm}$$

IPE 270

$$E := 210000 \text{ MPa}$$

$$I_x := 57.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\gamma M0 := 1.05$$

$$W_y := 429 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

---

### Laster med lastfaktorer

Egenlaster:

$$IPE270 := 1.2 \cdot 0.354 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenlast tak:

$$G_{tak} := 1.2 \cdot 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b = 6.768 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Snølast:

$$S_k := 1.5 \cdot 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b = 25.38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindlast: Sone I + innvendig undertrykk

$$q_{vind} := 1.05 \cdot \left( 0.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot L_b = 5.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

---

Dimensjonerende skjær og moment

$$V_{Ed} := \frac{(G_{tak} + S_k + q_{vind} + IPE270) \cdot L_{bjelke}}{2} = 89.261 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} := \frac{(G_{tak} + S_k + q_{vind} + IPE270) \cdot L_{bjelke}^2}{8} = 105.104 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

---

Skjær

$$A := 4.59 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad s := 6.6 \text{ mm} \quad t_w := 10.2 \text{ mm} \quad h := 270 \text{ mm} \quad (\text{profiler og formler})$$

$$A_{flens} := (h - 2 \cdot t_w) \cdot s = (1.647 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad (6.2.8)$$

$$V_{plrd} := \frac{f_y}{3^{0.5} \cdot \gamma M_0} \cdot A_{flens} \quad V_{plrd} = 321.564 \text{ kN}$$

$$Utnyttelse_{skjær} := \frac{V_{Ed}}{V_{plrd}} \quad Utnyttelse_{skjær} = 0.278 < 0,5 \text{ kan se vekk fra skjær}$$

---

Nedbøying, langtid

$$\delta := \frac{\left( 5 \cdot \left( \left( \frac{S_k}{1.5} \right) + \left( \frac{q_{vind}}{1.05} \right) \right) \cdot L_{bjelke}^4 \right)}{384 \cdot E \cdot I_x} = 11.592 \text{ mm}$$

---

Bøyning

$$M_{yrd} := W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma M_0} = 145.043 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{yed} := M_{Ed} = 105.104 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Utnyttelse := \frac{M_{yed}}{M_{yrd}} = 0.725 < 1 - \text{ok}$$

## VEDLEGG E2, KONTROLL GULVBELKE INNE

### Gulvbjelke\_Inne\_Kontroll

Kilder: Eurokode 5-1-1  
Eurokode 5-1-2  
Eurokode 0

Laster med lastfaktorer:

$$L_b := 600 \text{ mm} \quad q_{vind} := 7.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L_b \cdot 1.05 = 4.914 \text{ kN} \quad q_p := 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b \cdot 1.5 = 4.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Inne oppvarmet

$$b := 90 \text{ mm}$$

$$h := 270 \text{ mm}$$

$$L := 4270 \text{ mm} \quad \text{Spennvidde}$$

$$E := 13500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \rho := 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad q_g := 1.2 \cdot b \cdot h \cdot \rho \cdot g = 0.126 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$
$$I := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \quad a := \frac{L}{2} \quad \alpha := \frac{a}{L}$$

Dimensjonerende laster:

$$\text{Moment: } M_{Ed} := (q_p) \cdot \frac{L^2}{8} = 10.256 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Skjær: } V_{Ed} := \frac{(q_p) \cdot L}{2} = 9.608 \text{ kN}$$

$$\text{Aksial: } N_{Ed} := q_{vind} = 4.914 \text{ kN} \quad (\text{Trykk})$$

$$b_b := b \quad h_b := h$$

$$k_{mod} := 0.8 \quad F_{c90d} := V_{Ed} \quad f_{c90k} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad k_{c90} := 1.0 \quad \gamma_M := 1.15 \quad A_{ef} := b_b \cdot 300 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c90d} \leq k_{c90} \cdot f_{c90d}$$

### Bøyning

$$f_{myk} := 32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} \leq 1.0 \quad \sigma_{myd} := \frac{M_{Ed}}{\frac{1}{6} \cdot b_b \cdot h_b^2} = 9.379 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{myd} := f_{myk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 22.261 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} = 0.421 < 1 \quad \text{Ok, for bøyning.}$$

---

### Skjær

$$k_{cr} := 0.8 \quad b_{ef} := k_{cr} \cdot b_b \quad f_{vk} := 3.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_d \leq f_{vd}$$

$$\tau_d := \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot b_{ef} \cdot h_b} = 0.741 \frac{N}{mm^2} < f_{vd} := f_{vk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma M} = 2.435 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{\tau_d}{f_{vd}} = 0.304 < 1 \quad \text{Ok, for skjær.}$$

---

### Aksiallast:

$$f_{c0k} := 24.5 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma M := 1.15 \quad A := b_b \cdot h_b \quad k_{mod} := 0.9$$

$$\sigma_{c0d} := \frac{N_{Ed}}{A} = 0.202 \frac{N}{mm^2} \quad f_{c0d} := f_{c0k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma M} = 19.174 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{\sigma_{c0d}}{f_{c0d}} = 0.011$$

---

### Vipping

Bjelkelaget vil være fastholdt mot vipping på grunn undergulvsplater og himlingsplater

---

Laster uten lastfaktorer:

$$q_{vind} := 7.8 \frac{kN}{m} \cdot L_b = 4.68 \text{ kN} \quad q_p := 5.0 \frac{kN}{m^2} \cdot L_b = 3 \frac{kN}{m} \quad p_p := 7.0 \text{ kN}$$

$$q_g := b \cdot h \cdot \rho \cdot g = 0.105 \frac{kN}{m}$$

---

**Nedbøying:** Ser konservativt på bjelken som fritt opplagt

$$\text{Jevnt fordelt last: } \delta_{p1} := \frac{5}{384} \cdot \frac{(q_p) \cdot L^4}{E \cdot I} = 6.516 \text{ mm}$$

$$\text{Punktlast: } \delta_{p2} := \frac{1}{48} \cdot \frac{p_p \cdot L^3}{E \cdot I} (3 \cdot \alpha - 4 \alpha^3) = 5.697 \text{ mm}$$

$$\text{Egenlast: } \delta_g := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_g \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.228 \text{ mm}$$

**Øyeblikkelig nedbøyning:**      **Krav:**       $\frac{L}{500} = 8.54 \text{ mm}$

$$\delta_1 := \delta_{p1} + \delta_g = 6.744 \text{ mm} < 8.5 \text{ mm OK}$$

$$\delta_2 := \delta_{p2} + \delta_g = 5.925 \text{ mm} < 8.5 \text{ mm OK}$$

**Langtidsnedbøyning:**      **Krav:**       $\frac{L}{350} = 12.2 \text{ mm}$        $K_{def} := 0.6$

$$\varphi_2 := 0.6$$

$$\delta_g := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_g \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.228 \text{ mm} < 12.2 \text{ mm OK}$$

$$\delta_{fin} := \delta_g (1 + K_{def}) + \delta_{p1} (1 + K_{def} \cdot \varphi_2) = 9.226 \text{ mm} < 12.2 \text{ mm OK}$$

**Tabell 3.2**  
**(Tabell NA.A1.1)**

## VEDLEGG E3, KONTROLL BÆREBJELKE 2

### Bjelke 2 - utkrager

Kilder: Eurokode 0  
Profiler og formler  
Eurokode 3-1-1

Lastbredde:

$$L_{b1} := \frac{1620 \text{ mm}}{2} + \frac{3070 \text{ mm}}{2} = (2.345 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Lengde bjelke:

$$L_{bjelke} := 1775 \text{ mm} \quad L_{tot} := 4890 \text{ mm} \quad L_1 := L_{tot} - L_{bjelke} = (3.115 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

---

Jevnt fordelt last:

Egenlast IPE:

$$IPE300 := 0.9 \cdot 0.414 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0.373 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenlast bjelkelag:

$$G_{plan1} := 0.9 \cdot 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{b1} = 3.166 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyttelast:

$$q_{nytte} := 1.5 \cdot 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{b1} = 17.588 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Punktlast søyle på utkrager (inkl lastfaktor):

$$p_s := 70 \text{ kN}$$

---

Skjærkraft:

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma M0 := 1.05$$

$$V_{Ed} := \frac{\left( p_s \cdot L_{bjelke} + q_{nytte} \cdot L_{bjelke} \cdot \left( L_1 + \frac{L_{bjelke}}{2} \right) + G_{plan1} \cdot L_{tot} \cdot \frac{L_{tot}}{2} \right)}{L_1} = 92.151 \text{ kN}$$

$$A := 5.38 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad s := 7.1 \text{ mm} \quad t_w := 10.7 \text{ mm} \quad h := 300 \text{ mm} \quad (\text{profiler og formler})$$

$$A_{flens} := (h - 2 \cdot t_w) \cdot s = (1.978 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} := \frac{f_y}{3^{0.5} \cdot \gamma M0} \cdot A_{flens} = 386.116 \text{ kN} \quad (6.2.8)$$

$$Utnyttelse_{skjær} := \frac{V_{Ed}}{V_{pl,rd}} \quad Utnyttelse_{skjær} = 0.239 < 0,5 \text{ kan se vekk fra skjær}$$

---

**moment over støtte:**

$$W_y := 557 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\text{arm} := \frac{4710}{2} \text{ mm} - 1775 \text{ mm} = 0.58 \text{ m}$$

$$M_{yEd} := p_s \cdot L_{bjelke} + \frac{q_{nytte} \cdot L_{bjelke}^2}{2} - G_{plan1} \cdot L_{tot} \cdot \text{arm} = 142.977 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yrd} := W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 188.319 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{M_{yEd}}{M_{yrd}} = 0.759 < 1 - \text{Ok}$$

---

### Nedbøying - Langtids

Regnet i robot, uten lastfaktorer.



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

---

Kontroll av tverrsnitt

$$A := 5.38 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad s := 7.1 \text{ mm} \quad t_w := s \quad t_f := 10.7 \text{ mm}$$

$$h := 300 \text{ mm} \quad h_w := h - t_f \cdot 2$$

$$A_{steg} := (h_w) \cdot s = (1.978 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon := 0.81 \quad r := 15 \text{ mm}$$

Tab 5.2

---

Tverrsnittsklasse - TV i trykk

$$c := h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 248.6 \text{ mm}$$

$$\text{Steg: } \frac{c}{t_f \cdot \varepsilon} = 28.684 < 33 = \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

---

$$N_{c,rd} := \frac{fy}{\gamma_{M0}} \cdot A = (1,819 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

---

$$\eta := 1.2 \quad \text{for s235-s420}$$

$$\frac{h_w \cdot \eta}{t_w \cdot \varepsilon} = 58.132 < 72 = \text{ok for skjærnekking} \quad (6.22)$$

---



## VEDLEGG E4, V-SKIVE BEREGNINGER OG RESULTATER

Formler:

$$I := \frac{1}{12} \cdot t \cdot h^3 \quad I1 := I0 + A \cdot y^2 \quad h := 3050 \text{ mm}$$

$$EbIb := Es \cdot Is \quad EbIb := A \cdot y^2 \cdot 2$$

Antall etasjer	2
Antall skiver	3
Antall lasttiifeller	2
Antall lastkombinasjoner	2
Emodul (N/mm <sup>2</sup> )	25000

25000 N/mm kommer fra OS-prog, betong

Omregning fra tre til betong for v-skive:

$$L1 := 4950 \text{ mm} \quad L2 := 3250 \text{ mm} \quad L3 := 4710 \text{ mm}$$



HUP120x5 S355

$$L1 := 4950 \text{ mm} \quad L2 := 3250 \text{ mm} \quad L3 := 4710 \text{ mm}$$

**Kryss 1**

$$t1 := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot 2 \cdot \left( 120 \text{ mm} \cdot 4 \cdot 5 \text{ mm} \cdot \left( \frac{L1}{2} \right)^2 \right) \cdot \frac{12}{25000 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot h^3}$$

$$t1 = 104.461 \text{ mm}$$

**Kryss 2**

$$t2 := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot 2 \cdot \left( 120 \text{ mm} \cdot 4 \cdot 5 \text{ mm} \cdot \left( \frac{L2}{2} \right)^2 \right) \cdot \frac{12}{25000 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot h^3}$$

$$t2 = 45.031 \text{ mm}$$

**Kryss 3**

$$t3 := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot 2 \cdot \left( 120 \text{ mm} \cdot 4 \cdot 5 \text{ mm} \cdot \left( \frac{L3}{2} \right)^2 \right) \cdot \frac{12}{25000 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot h^3}$$

$$t3 = 94.577 \text{ mm}$$

## Linjelast i V-skive

$$h_2 := 3050 \text{ mm} \quad h := 3050 \text{ mm} \quad Q_{kast} := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad E_{cp10} := 0.38$$

$$D_{cp10} := 0.74$$

$$Q_1 \text{ vind} := \left( \left( \frac{h + h_2}{2} \right) \cdot Q_{kast} \cdot (D_{cp10} + E_{cp10}) \right) = 8.198 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_2 \text{ vind} := (h_2 + 600 \text{ mm}) \cdot Q_{kast} \cdot (D_{cp10} + E_{cp10}) = 9.811 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Forskyvinger av øverste dekke

Lastkomb.	Vx (mm)	Vy (mm)	Vz (grader)
1	-7	13	-0,0396
2	3	-4	0,0138

Maks forskyvning av hjørne:

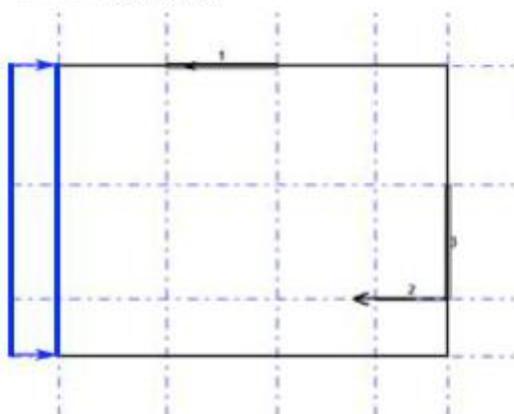
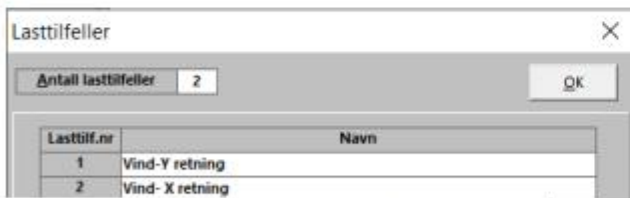
$$V_1 := \tan(0.0396 \text{ deg})$$

$$X := 17.5 \text{ m}$$

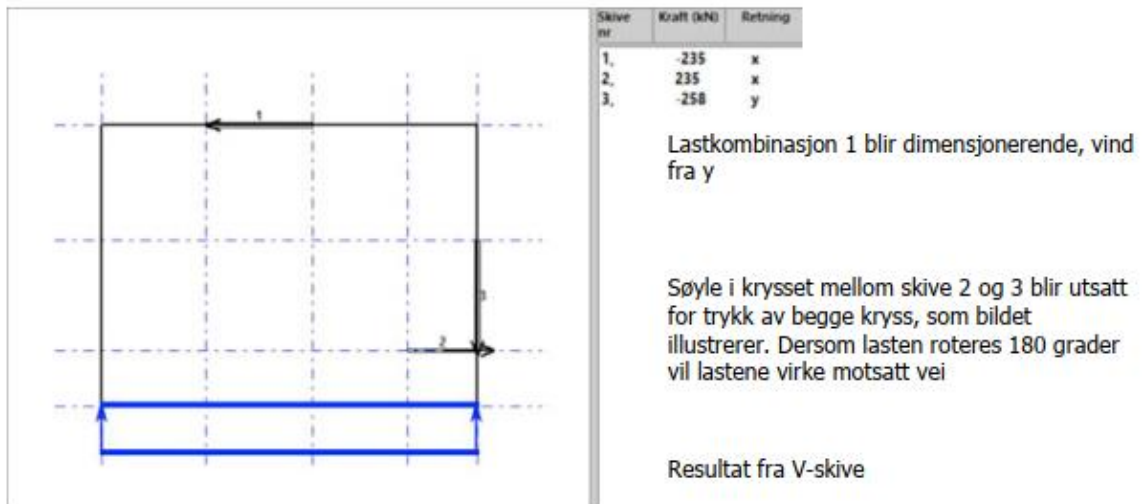
$$Y := 12 \text{ m}$$

$$\delta_1 := V_1 \cdot X = 12.095 \text{ mm}$$

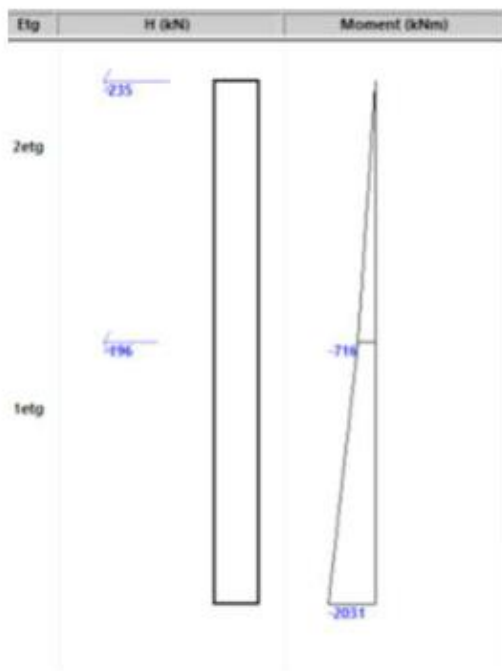
$$\delta_2 := V_1 \cdot Y = 8.294 \text{ mm}$$



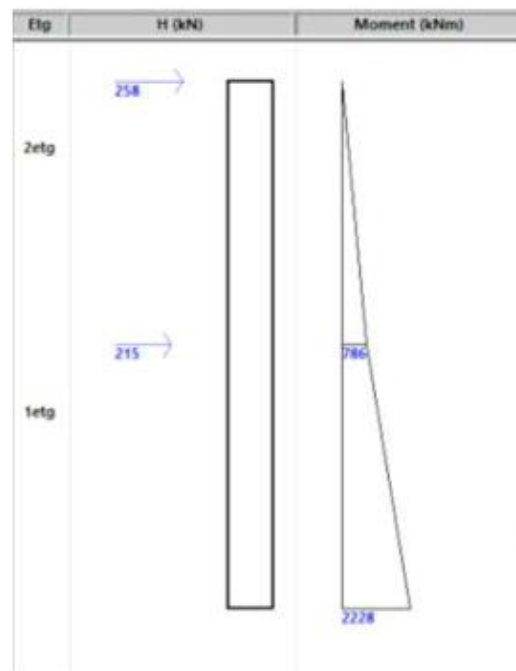
Lastkombinasjon 2, vind fra x.



Resultater fra V-skive viser at lastkombinasjon 1 gir størst last:



Lastkombinasjon 1: Skive 2.



Lastkombinasjon 1, skive 3

## VEDLEGG E5, KONTROLL VINDKRYSS 3 – SKRÅSTAV

### VINDKRYSS 3

---

**Linjelaster**

$bredde := 17500 \text{ mm}$

$$Q_{kast} := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**Lastfaktor**

$LF := 1.5$

$$D_{cp10} := 0.74 \quad E_{cp10} := 0.38$$

---

$$b := 4710 \text{ mm} \quad h := 3050 \text{ mm} \quad h_2 := 3050 \text{ mm} \quad tak := 600 \text{ mm}$$

---

$$\text{Plan 1} \quad Q_1 := LF \cdot \left( \left( \frac{h+h_2}{2} \right) \cdot bredde \cdot Q_{kast} \cdot (D_{cp10} + E_{cp10}) \right) = 215.208 \text{ kN}$$

$$\text{Plan tak} \quad Q_2 := LF \cdot \left( \left( \frac{h+h_2}{2} + tak \right) \cdot bredde \cdot Q_{kast} \cdot (D_{cp10} + E_{cp10}) \right) = 257.544 \text{ kN}$$

---

#### Lastfordeling:

Lasten fra plan tak føres via bjelke og til wire.

$$Bjelke_{takx} := Q_2 = 257.544 \text{ kN}$$

$$Wire_{plan1x} := Bjelke_{takx} = 257.544 \text{ kN}$$

$$Bjelke_{plan1} := Q_1 = 215.208 \text{ kN}$$

$$Skråstav_{planUx} := Bjelke_{plan1} + Wire_{plan1x} = 472.752 \text{ kN}$$

---

#### FORMLIKHET

$$Wire_{plan1y} := \frac{Wire_{plan1x} \cdot h}{b} = 166.775 \text{ kN}$$

$$Wire_{plan1.strekk} := \sqrt{(Wire_{plan1x})^2 + (Wire_{plan1y})^2} = 306.827 \text{ kN}$$

Strekkkraft i wire plan 1

$$Skråstav_{planUy} := \frac{Skråstav_{planUx} \cdot h}{b} = 306.135 \text{ kN}$$

$$Skråstav_{planU} := \sqrt{(Skråstav_{planUx})^2 + (Skråstav_{planUy})^2} = 563.216 \text{ kN}$$

---

**SØYLE:**

$$moment\_vind := Q_1 \cdot h + Q_2 \cdot (h + h_2) = (2.227 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$søyle := \frac{moment\_vind}{b} = 472.909 \text{ kN}$$

Søylene blir belastet med 472,9 kN, V-skive gir 473,0 kN.

---

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma M_0 := 1.05$$

---

**120x120x5 hulprofil skråstav****Aksialtrykk**

$$A := 2.29 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

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

$$N_{ed} := Skråstav_{planU} = 563.216 \text{ kN}$$

$$\gamma M_0 := 1.05$$

$$N_{rd} := A \cdot \frac{f_y}{\gamma M_0} = 774.238 \text{ kN}$$

---

**Utnyttelse:**

$$\frac{N_{ed}}{N_{rd}} = 0.727 \quad < \mathbf{1.0 \text{ ok}}$$

---

**Knekking**

$$h_{skråstav} := 3050 \text{ mm}$$

$$i := 46.9 \text{ mm} \quad L := \sqrt{h_{skråstav}^2 + b^2} = 5.611 \text{ m} \quad L_k := L \cdot 1 = 5.611 \text{ m}$$

$$\varepsilon := 0.8136 \quad \lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.397 \quad \lambda_y := \frac{L_k}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.566$$

$$\alpha := 0.21$$

$$\phi := 0.5 \left( 1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2 \right) = 1.87$$

$$\chi := \frac{1}{\left( \phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_y^2} \right)} = 0.346$$

$$N_{b,rd} := \frac{(\chi \cdot A \cdot f_y)}{\gamma_{MO}} = 267.794 \text{ kN}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{N_{ed}}{N_{b,rd}} = 2.103 \quad > 1.0 \text{ ikke ok}$$

## **VEDLEGG E6, KONTROLL SØYLE**

## Stålsøyle mellom vindkryss

### Lastareal:

$$L_b := \frac{3250}{2} \text{ mm} = 1.625 \text{ m}$$

$$L_1 := 2380 \text{ mm} + \frac{4710}{2} \text{ mm} = 4.735 \text{ m} \quad A_1 := L_b \cdot L_1 = 7.694 \text{ m}^2$$

### Lengde søyle:

$$L_s := 3.05 \text{ m}$$

$$\gamma M0 := 1.05$$

$$IPE270 := 0.361 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$IPE300 := 0.422 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Laster:

Egenlast bjelker:

$$IPE_{300g} := IPE300 \cdot L_1 = 1.998 \text{ kN}$$

$$IPE_{270g} := IPE270 \cdot L_1 = 1.709 \text{ kN}$$

Egenlast plan 1:

$$G_{plan1} := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 = 11.542 \text{ kN}$$

Nyttelast:

$$q_{nytte} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 = 38.472 \text{ kN}$$

Egenlast tak:

$$G_{tak} := 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 = 9.233 \text{ kN}$$

Snølast:

$$S_k := 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 = 27.7 \text{ kN}$$

Vindlast: Sone I + innvendig undertrykk

$$q_{vind} := \left( 0.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot A_1 = 8.31 \text{ kN}$$

Søyle:

$$HUP_g := 18 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot g \cdot L_s \cdot 2 = 1.077 \text{ kN}$$

Vindlast fra vindretning (inkl. lastfaktor 1.5)

$$F_{vind} := \frac{2228 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1 \cdot 4.71 \text{ m}} = 473.036 \text{ kN}$$

Vindlast fra rotasjon (inkl. lastfaktor 1.5)

$$F_{rotasjon} := \frac{2031 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1 \cdot 3.25 \text{ m}} = 624.923 \text{ kN}$$

Aksiallast totalt, inkludert lastfaktorer

$$P_{total} := 1.2 \cdot G_{tak} + 1.05 \cdot S_k + 1.05 \cdot q_{vind} + 1.2 \cdot (IPE_{300g} + IPE_{270g}) + 1.05 \cdot q_{nytte} + 1.2 \cdot G_{plan1} + 1.2 \cdot HUP_g + F_{vind} + F_{rotasjon}$$

$$P_{total} = (1.207 \cdot 10^3) \text{ kN}$$



---

### Aksialstrekk

$$P_{total\_strekk} := 1113 \text{ kN}$$

$$N_{ed} := P_{total\_strekk} \quad A := 2.29 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad N_{rd} := A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 774.238 \text{ kN}$$

**Utnyttelse:**  $\frac{N_{ed}}{N_{rd}} = 1.438 > 1.0$  IKKE OK

---

### Aksialtrykk

$$N_{ed} := P_{total} \quad A := 2.29 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad N_{rd} := A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 774.238 \text{ kN}$$

**Utnyttelse:**  $\frac{N_{ed}}{N_{rd}} = 1.559 < 1.0$  Ikke ok

---

### Knekking

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad N_{ed} := P_{total} \quad i := 46.9 \text{ mm} \quad L := 3050 \text{ mm} \quad L_k := L \cdot 1 = 3.05 \text{ m}$$

$$\varepsilon := 0.81 \quad \lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.059 \quad \lambda_y := \frac{L_k}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.855 \quad \alpha := 0.21$$

$$\phi := 0.5 (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.934$$

$$\chi := \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_y^2})} = 0.763$$

$$N_{b,rd} := \frac{(\chi \cdot A \cdot f_y)}{\gamma_{M0}} = 590.587 \text{ kN}$$

**Utnyttelse:**  $\frac{N_{ed}}{N_{b,rd}} = 2.043 < 1.0$  Ikke ok

## VEDLEGG E7, KONTROLL SØYLE 2

### Stålsøyle

Lastareal uten hensyn til bærevegger i tre :

$$L_0 := \frac{4950 + 4450}{2} \text{ mm} = 4.7 \text{ m}$$

$$L_1 := \frac{4890 + 4710}{2} \text{ mm} = 4.8 \text{ m}$$

$$A_1 := L_0 \cdot L_1 = 22.56 \text{ m}^2$$

Lengde søyle:

$$L_s := 3.05 \text{ m}$$

$$\gamma M0 := 1.05$$

$$IPE270 := 0.361 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$IPE300 := 0.422 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

---

Laster:

Egenlast bjelker:

$$IPE_{300g} := IPE300 \cdot L_1 = 2.026 \text{ kN}$$

$$IPE_{270g} := IPE270 \cdot L_1 = 1.733 \text{ kN}$$

Egenlast plan 1:

$$G_{plan1} := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 = 33.84 \text{ kN}$$

Nyttelast:

$$q_{nytte} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 = 112.8 \text{ kN}$$

Egenlast tak:

$$G_{tak} := 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 = 27.072 \text{ kN}$$

Snølast:

$$S_k := 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_1 = 81.216 \text{ kN}$$

Vindlast: Sone I + innvendig undertrykk

$$q_{vind} := \left( 0.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot A_1 = 24.365 \text{ kN}$$

Søyle:

$$HUP_g := 18 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot g \cdot L_s \cdot 2 = 1.077 \text{ kN}$$

---

Aksiallast totalt, inkludert lastfaktorer

$$P_{total} := 1.2 \cdot G_{tak} + 1.05 \cdot S_k + 1.05 \cdot q_{vind} + 1.2 \cdot (IPE_{300g} + IPE_{270g}) + 1.5 \cdot q_{nytte} + 1.2 \cdot G_{plan1} + 1.2 \cdot HUP_g$$

$$P_{total} = 358.956 \text{ kN}$$

---

### Aksialtrykk

$$N_{ed} := P_{total} \quad A := 2.29 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad N_{rd} := A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 774.238 \text{ kN}$$

$$\text{Utnyttelse:} \quad \frac{N_{ed}}{N_{rd}} = 0.464 < 1.0 \text{ OK}$$

---

### Knekking

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad N_{ed} := 347.6 \text{ kN} \quad i := 46.9 \text{ mm} \quad L_k := L_s \cdot 1 = 3.05 \text{ m}$$

$$\varepsilon := 0.81 \quad \lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.059 \quad \lambda_y := \frac{L_k}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.855 \quad \alpha := 0.21$$

$$\phi := 0.5 \left( 1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2 \right) = 0.934$$

$$\chi := \frac{1}{\left( \phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_y^2} \right)} = 0.763$$

$$N_{b,rd} := \frac{(\chi \cdot A \cdot f_y)}{\gamma_{M0}} = 590.587 \text{ kN}$$

$$\text{Utnyttelse:} \quad \frac{N_{ed}}{N_{b,rd}} = 0.589 < 1.0 \text{ OK}$$