

## Innholdsfortegnelse:

Lastgrunnlag: A.....	1
Vedlegg A1: Egenlastberegninger.....	1
Vedlegg A2: Vindlastberegninger.....	3
Vedlegg A3: Vind på hele bygningsmassen uten påbygg.....	17
Vedlegg A4: Vind på byggetrinn 2 uten påbygg.....	21
Vedlegg A5: Vind på byggetrinn 2 med påbygg.....	25
Vedlegg A6: Vind kun på påbygg.....	29
Vedlegg A7: Skjevstilling.....	33
Vedlegg A8: Snølastberegninger.....	35
Dimensjonering av påbygg: B.....	36
Vedlegg B1: Hulldekker resonanssekvens.....	36
Vedlegg B2: Dimensjonering bjelke 1, L=5m.....	38
Vedlegg B3: Dimensjonering bjelke 2, L=6m.....	42
Vedlegg B4: IPE400 L=5m resonansfrekvens.....	46
Vedlegg B5: IPE400 L=6m resonansfrekvens.....	47
Vedlegg B6: Kontroll av søyler i påbygg.....	48
Vedlegg B7: Conlit brannsikring.....	51
Analyse av eksisterende bygning: C.....	52
Vedlegg C1: Avstivningsberegning skiver.....	52
Vedlegg C2: Kontroll moment nederst i bygg som følge av vindlast og skjevstilling....	78
Vedlegg C3: Forankring mellom 5.-6. etasje.....	79
Vedlegg C4: Kontroll armering skive 5 BT-snitt.....	84
Vedlegg C5: Kontroll armering skive 8 BT-snitt.....	86
Vedlegg C6: Kontroll armering skive 9 BT-snitt.....	88
Vedlegg C7: Kontroll armering skive 10 BT-snitt.....	90
Vedlegg C8: Dimensjonering stålkjernepeler.....	92
Vedlegg C9: Forslag til forsterkning av avstivende vegg.....	93

Vedlegg C10: MN-diagram.....	96
Vedlegg C11: Kontroll søyler uten påbygg.....	99
Vedlegg C11.1: Kontroll S1.1 (1. etasje).....	99
Vedlegg C11.2: Kontroll S1.5 (5. etasje).....	105
Vedlegg C11.3: Kontroll S2.2 (2. etasje).....	111
Vedlegg C11.4: Kontroll S2.5 (5. etasje).....	117
Vedlegg C11.5: Kontroll S3.5 (5. etasje).....	123
Vedlegg C12: Kontroll søyler med påbygg.....	129
Vedlegg C12.1: Kontroll S1.1 (1. etasje).....	129
Vedlegg C12.2: Kontroll S1.5 (5. etasje).....	136
Vedlegg C12.3: Kontroll S2.2 (2. etasje).....	143
Vedlegg C12.4: Kontroll S2.5 (5. etasje).....	150
Vedlegg C12.5: Kontroll S3.5 (5. etasje).....	157

# Vedlegg A

## Vedlegg A1: Egenlastberegninger

NS-EN 1991-1-1

Dekke:

$p_c := 2500 \frac{kg}{m^3}$	Densitet betong	Tabell A.6
$t_1 := 0.10 \text{ m}$	Tykkelse dekke 1.etasje	
$t_2 := 0.19 \text{ m}$	Tykkelse dekke 2,3 & 4 etasje	
$t_3 := 0.21 \text{ m}$	Tykkelse dekke 5 etasje	
$t_{tak} := 0.16 \text{ m}$	Tykkelse tak	
$g_e := 100 \frac{kg}{m^2}$	Ekstra vekt dekke	

Nyttelasten for de nedre etasjene er ut ifra tegninger gitt fra H2 lest av til 5.0 kN/m<sup>2</sup>, kategori D1. Nyttelasten for etasje 4 er satt til 7.0 kN/m<sup>2</sup>, kategori E1. Taket er allerede dimensjonert for en eventuell ombygging i fremtiden og nyttelasten er derfor satt til 2.0 kN/m<sup>2</sup>, kategori A.

$p_{D1} := 5.0 \frac{kN}{m^2}$	Nyttelast kat. D1	Tabell NA.6.2
$p_{E1} := 7.0 \frac{kN}{m^2}$	Nyttelast kat. E1	Tabell NA.6.4
$p_A := 2.0 \frac{kN}{m^2}$	Nyttelast kat. A	Tabell NA.6.2

1. etasje:

$g_{k1} := (p_c \cdot t_1 + g_e) \cdot g = 3.432 \frac{kN}{m^2}$	Egenvekt	
$q_k := g_{k1} + p_{D1} = 8.432 \frac{kN}{m^2}$	Karakteristisk	
$q_{Ed} := g_{k1} \cdot 1.2 + p_{D1} \cdot 1.5 = 11.619 \frac{kN}{m^2}$	Dimensjonerende	

2., 3. og 4. etasje:

$$g_{k2} := (p_c \cdot t_2 + g_e) \cdot g = 5.639 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt

$$q_k := g_{k2} + p_{D1} = 10.639 \frac{kN}{m^2}$$

Karakteristisk

$$q_{Ed} := g_{k2} \cdot 1.2 + p_{D1} \cdot 1.5 = 14.267 \frac{kN}{m^2}$$

Dimensjonerende

5. etasje:

$$g_{k3} := (p_c \cdot t_3 + g_e) \cdot g = 6.129 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt

$$q_k := g_{k3} + p_{E1} = 13.129 \frac{kN}{m^2}$$

Karakteristisk

$$q_{Ed} := g_{k3} \cdot 1.2 + p_{E1} \cdot 1.5 = 17.855 \frac{kN}{m^2}$$

Dimensjonerende

Tak:

$$m_{tak} := 500 \frac{kg}{m^3}$$

Densitet betongtak

Byggforsk 471.031

$$g_t := (m_{tak} \cdot t_{tak}) \cdot g = 0.785 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt tak

$$q_t := g_t + p_A = 2.785 \frac{kN}{m^2}$$

Karakteristisk

$$q_{Ed} := q_t \cdot 1.2 + p_A \cdot 1.5 = 6.341 \frac{kN}{m^2}$$

Dimensjonerende

## Vedlegg A2: Vindlastberegninger

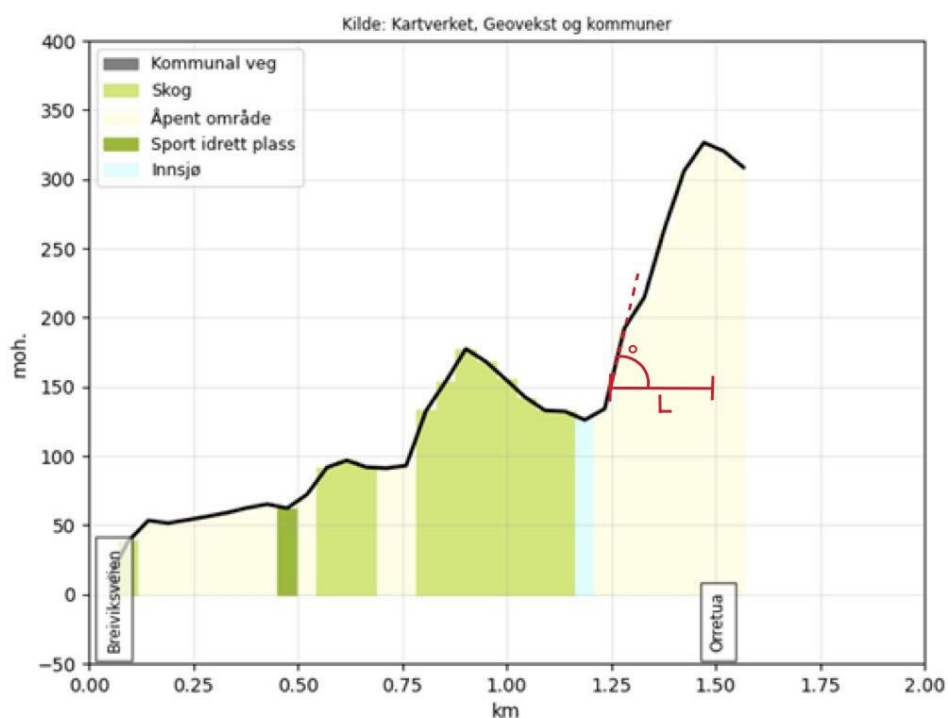
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

Undersøker om det må tas hensyn til at topografi gir turbulensøkning

--> undersøker om de to toppene Orretua og Ørneberget har fall større enn 30 grader

Orretua:

Orretua ligger 1.5 km fra Merinokvartalet  $a := 1500 \text{ m}$   $H := 325 \text{ m}$



Avstand på fallet Orretua:  $L1 := 250 \text{ m}$

Høyde på fallet:  $H1 := 325 \text{ m} - 135 \text{ m} = 190 \text{ m}$

grader på fallet  $\alpha := \text{atan}\left(\frac{H1}{L1}\right) = 37.235 \text{ deg}$

For  $30^\circ < \text{Fall} < 40^\circ$  : gir C0 og KI dersom: NA(901.5)

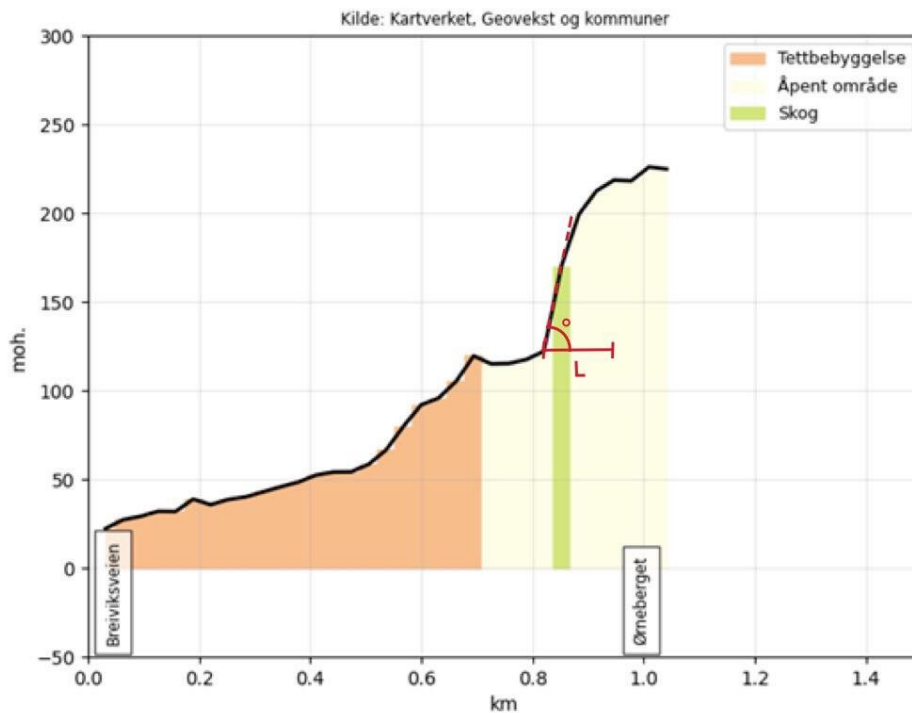
$\text{Byggested} < 8 \cdot H$  fra toppen

$8 \cdot H = (2.6 \cdot 10^3) \text{ m}$  som er større enn 1500 m

$C0 := 0.9$   $KI := 1.75$

## Ørneberget

Ørneberget ligger 1 km fra Merinobygget  $a := 1000 \text{ m}$   $H := 225 \text{ m}$



Avstand på fallet til ørneberget:  $L2 := 100 \text{ m}$

Høyde på fallet:  $H2 := 105 \text{ m}$

grader på fallet  $\alpha := \text{atan}\left(\frac{H2}{L2}\right) = 46.397 \text{ deg}$

For  $Fall > 40^\circ$  : gir C0 og KI dersom: NA.4(901.6)

$Byggested < 15 \cdot H$  fra toppen

$10 \cdot H = (2.25 \cdot 10^3) \text{ m}$  som er større enn 1000 m

gir

$C0 := 1.0$   $KI := 1.75$

*I videre beregninger av vindlast, må turbulensøkning pga. topper, tas hensyn til.*

## Vindlasteberegninger med hensyn til turbulensøkning pga. topper

$$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad k_p := 3.5 \quad (\text{toppfaktor})$$

Byggestedets terrengdata:

Sone B, terrengruhetskategori 3 : sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområde.

$$\text{Høyde: } Z := 25.53 \text{ m}$$

$$V_{b0} := 26 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{Tab NA.4(901.1)}$$

### Vindretning 1: Byfjorden

Terrengruhetskategori III: Tab. NA.4.1

$$K_r := 0.22 \quad Z_0 := 0.3 \text{ m} \quad Z_{\min} := 8 \text{ m}$$

Alle faktorer (C) satt lik 1.0 Tab. NA.4(901.1)

$$V_b := V_{b0} \quad \text{Basisvindhastighet} \quad (\text{NA.4.1})$$

Ingen topografieffekter ->  $K_I := 1.0$   $C_0 := 1.0$

$$C_r := K_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.978 \quad (4.4)$$

$$V_m := C_r \cdot C_0 \cdot V_b = 25.419 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{Stedsvindhastigheten} \quad (4.3)$$

$$q_m := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2 = 403.819 \text{ Pa} \quad \text{Bernoulli}$$

$$I_v := \frac{K_I}{C_0 \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = 0.225 \quad \text{Turbulensintensiteten} \quad (4.7)$$

$$q_p := [1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v] \cdot q_m = [1.04 \cdot 10^3] \text{ Pa} \quad (\text{NA 4.8})$$

### K3 overgangssoner NA 4.3.2 (2) og V.6

Sone A: Terrengruhetskategori I Tab. NA.4.1

$$X_B = 0.5 \text{ km til sone A kat I} \quad X_B := 0.5 \text{ km}$$

$$\Delta n_{BA} := 3 - 1 = 2$$

$$XB1 := 0.5 \text{ km} \quad K3.1 := 1.25$$

Interpolerer:

$$K3 := K3.1 = 1.25$$

Vindkasthastighetstrykk

$$q_{kast} := q_p \cdot K3 = [1.3] \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Vindretning 2: Orretua

Terrengruhetskategori II:

$$K_r := 0.19 \quad Z_0 := 0.05 \text{ m} \quad Z_{min} := 4 \text{ m}$$

$$\text{topografieeffekter} \quad K_I := 1.75 \quad C_0 := 0.9$$

$$I_v := \frac{K_I}{C_0 \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = 0.312 \quad \text{Turbulensintensiteten} \quad (4.7)$$

$$C_r := K_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 1.185 \quad (4.4)$$

$$V_m := C_r \cdot C_0 \cdot V_b = 27.723 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{Stedsvindhastigheten} \quad (4.3)$$

$$q_m := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2 = 480.367 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad \text{Bernoulli}$$

$$q_p := [1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v] \cdot q_m = [1.529 \cdot 10^3] \text{ Pa} \quad (\text{NA 4.8})$$

### K3 overgangssoner NA 4.3.2 (2) og V.6

$$\text{Sone A: kat III} \quad XB := 1.45 \text{ km} \quad \text{Tab. NA. 4.1}$$

$$\Delta n_{BA} := 2 - 3 = -1$$

$$XB2 := 2.5 \text{ km} \quad K3.2 := 1.00 \quad \text{Tabell V.1 b)}$$

$$XB1 := 0.5 \text{ km} \quad K3.1 := 0.9$$



Interpolerer

$$K3 := K3.1 + (K3.2 - K3.1) \cdot \left( \frac{(XB - XB1)}{(XB2 - XB1)} \right) = 0.948$$

Vindkasthastighetstrykk

$$q_{kast} := q_p \cdot K3 = [1.449] \frac{kN}{m^2}$$

### Vindretning 3: Ørneberget

Terrengruhetskategori II:

$$K_r := 0.19 \quad Z_0 := 0.05 \text{ m} \quad Z_{min} := 4 \text{ m}$$

$$\text{topografieffekter} \quad K_I := 1.75 \quad C_0 := 1.0$$

$$I_v := \frac{K_I}{C_0 \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = 0.281 \quad \text{Turbulensintensiteten} \quad (4.7)$$

$$C_r := K_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 1.185 \quad (4.4)$$

$$V_m := C_r \cdot C_0 \cdot V_b = 30.804 \frac{m}{s} \quad \text{Stedsvindhastigheten} \quad (4.3)$$

$$q_m := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2 = 593.046 \frac{N}{m^2} \quad \text{Bernoulli}$$

$$q_p := [1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v] \cdot q_m = [1.758 \cdot 10^3] \text{ Pa} \quad (\text{NA 4.8})$$

### K3 overgangssoner NA 4.3.2 (2) og V.6

Sone A: kat III.

Tab. NA. 4.1

$$1.1 \text{ km til Ørneberget} \quad X_B := 1.1 \text{ km}$$

$$\Delta n_{BA} := 2 - 3 = -1$$

$$X_{B1} := 2.5 \text{ km} \quad K_{3.1} := 1.00 \quad \text{Tabell V.1 b)}$$

$$X_{B2} := 0.5 \text{ km} \quad K_{3.2} := 0.9$$

Interpolerer:

$$K3 := K3.1 + (K3.2 - K3.1) \cdot \left( \frac{(XB - XB1)}{(XB2 - XB1)} \right) = 0.93$$

Vindkasthastighetstrykk:

$$qkast := qp \cdot K3 = [1.635] \frac{kN}{m^2}$$

**Fra berekningene over, ser vi at vindkasthastighetstrykk fra vindretning 3 Ørneberget er dimensjonerende, og denne blir derfor konservativt anvendt i videre beregninger.**

$$qkast := 1.635 \frac{kN}{m^2}$$

For å finne værst mulig tilfelle for vind, blir det videre i oppgaven vurdert ulike vindpåkjenninger på konstruksjonen:

- Vindlast på hele Merinokvartalet (uten påbygg)
- Vindlast kun på byggetrinn 2
- Vindlast kun på påbygg

Formfaktor Vind: **Hele Merinokvartalet (uten påbygg)**

Vegg: Vind vinkelrett på vegg langside:

$$d := 70 \text{ m}$$

$$b := 71 \text{ m}$$

$$h := 18.75 \text{ m}$$

$$e := \min(b, 2 \cdot h) = 37.5 \text{ m} \quad \frac{h}{d} = 0.268$$

$$\frac{e}{d} = 0.536 \rightarrow e < d \text{ gir sonene A,B og C på kortsiden bygg}$$

Fig. 7.5

Størrelse på soner:

Formfaktorer:

Tab. 7.1

$$\text{Sone A: } \frac{e}{5} = 7.5 \text{ m}$$

$$CA := -1.2$$

$$\text{Sone B: } \frac{4 \cdot e}{5} = 30 \text{ m}$$

$$CB := -0.8$$

$$\text{Sone C: } d - e = 32.5 \text{ m}$$

$$CC := -0.5$$

$$\text{Sone D: } CD := 0.7 + \left( \frac{0.268 - 0.25}{1 - 0.25} \right) \cdot (0.8 - 0.7) = 0.702$$

$$\text{Sone E: } CE := -0.3 + \left( \frac{0.268 - 0.25}{1 - 0.25} \right) \cdot (-0.5 + 0.3) = -0.305$$

### Laster på vegg

$$qA := CA \cdot qkast = -1.962 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Sug})$$

$$qB := CB \cdot qkast = -1.308 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Sug})$$

$$qC := CC \cdot qkast = -0.818 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Sug})$$

$$qD := CD \cdot qkast = 1.148 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Trykk})$$

$$qE := CE \cdot qkast = -0.498 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Sug})$$

### Tak: Flate tak

[7.2.3]

Antar skarp takavslutning

7.2.3 (3)

Referansehøgden settes lik h

$$h := 18.75 \text{ m}$$

$$b := 71 \text{ m}$$

$$d := 70 \text{ m}$$

### Formfaktorer for flate tak:

$$e := \min(b, 2h) = 37.5 \text{ m}$$

Størrelse på soner:

Formfaktorer:

Tab 7.2

$$\text{Sone F og G: } \frac{e}{10} = 3.75 \text{ m}$$

$$CF := -1.8$$

$$\text{Sone H: } \frac{e}{2} - \frac{e}{10} = 15 \text{ m}$$

$$CG := -1.2$$

$$\text{Sone I: } d - \frac{e}{2} = 51.25 \text{ m}$$

$$CH := -0.7$$

$$CI := -0.2 \quad +/-$$

### Laster på tak:

$$qF := qkast \cdot CF = -2.943 \frac{kN}{m^2}$$

$$qH := qkast \cdot CH = -1.145 \frac{kN}{m^2}$$

$$qG := qkast \cdot CG = -1.962 \frac{kN}{m^2}$$

$$qI := qkast \cdot CI = -0.327 \frac{kN}{m^2}$$

## Formfaktor Vind: **Byggetrinn 2 (uten påbygg)**

Vegg: Vind vinkelrett på vegg langside:

$$d := 25 \text{ m}$$

$$b := 71 \text{ m}$$

$$h := 18.75 \text{ m}$$

$$e := \min(b, 2 \cdot h) = 37.5 \text{ m} \quad \frac{h}{d} = 0.75$$

$$\frac{e}{d} = 1.5 \quad \rightarrow \quad e > d \text{ gir sonene A og B på kortsiden bygg} \quad \text{Fig. 7.5}$$

Størrelse på soner: Formfaktorer: Tab. 7.1

$$\text{Sone A: } \frac{e}{5} = 7.5 \text{ m} \quad CA := -1.2$$

$$\text{Sone B: } d - \frac{e}{5} = 17.5 \text{ m} \quad CB := -0.8$$

$$\text{Sone D: } CD := 0.7 + \left( \frac{0.75 - 0.25}{1 - 0.25} \right) \cdot (0.8 - 0.7) = 0.767$$

$$\text{Sone E: } CE := -0.3 + \left( \frac{0.75 - 0.25}{1 - 0.25} \right) \cdot (-0.5 + 0.3) = -0.433$$

### Laster på vegg

$$q_A := CA \cdot q_{kast} = -1.962 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Sug})$$

$$q_B := CB \cdot q_{kast} = -1.308 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Sug})$$

$$q_D := CD \cdot q_{kast} = 1.254 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Trykk})$$

$$q_E := CE \cdot q_{kast} = -0.709 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Sug})$$

Tak: Flate tak [7.2.3]

Antar skarp takavslutning 7.2.3 (3)

Referansehøgden settes lik h       $h := 18.75 \text{ m}$        $b := 71 \text{ m}$        $d := 25 \text{ m}$

Formfaktorer for flate tak:

$$e := \min(b, 2 h) = 37.5 \text{ m}$$

Størrelse på soner:

Formfaktorer:

Tab 7.2

Sone F  
og G:       $\frac{e}{10} = 3.75 \text{ m}$

$$CF := -1.8$$

Sone H:       $\frac{e}{2} - \frac{e}{10} = 15 \text{ m}$

$$CG := -1.2$$

$$CH := -0.7$$

Sone I:       $d - \frac{e}{2} = 6.25 \text{ m}$

$$CI := -0.2 \text{ +/-}$$

Laster på tak:

$$qF := qkast \cdot CF = -2.943 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$qH := qkast \cdot CH = -1.145 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$qG := qkast \cdot CG = -1.962 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$qI := qkast \cdot CI = -0.327 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vegg: Vind vinkelrett på vegg kortsida:

$$d := 71 \text{ m}$$

$$b := 25 \text{ m}$$

$$h := 18.75 \text{ m}$$

$$e := \min(b, 2 \cdot h) = 25 \text{ m} \quad \frac{h}{d} = 0.264$$

$$\frac{e}{d} = 0.352 \text{ -> } e < d \text{ gir sonene A, B og C på langsida bygg}$$

Fig. 7.5

Størrelse på soner:

Formfaktorer:

Tab. 7.1

Sone A:       $\frac{e}{5} = 5 \text{ m}$

$$CA := -1.2$$

Sone B:       $d - \frac{e}{5} = 66 \text{ m}$

$$CB := -0.8$$

Sone C:       $d - e = 46 \text{ m}$

$$CC := -0.5$$

Sone D:  $CD := 0.7 + \left( \frac{0.264 - 0.25}{1 - 0.25} \right) \cdot (0.8 - 0.7) = 0.702$

Sone E:  $CE := -0.3 + \left( \frac{0.264 - 0.25}{1 - 0.25} \right) \cdot (-0.5 + 0.3) = -0.304$

### Laster på vegg

$qA := CA \cdot qkast = -1.962 \frac{kN}{m^2}$  (Sug)

$qB := CB \cdot qkast = -1.308 \frac{kN}{m^2}$  (Sug)

$qC := CC \cdot qkast = -0.818 \frac{kN}{m^2}$  (Sug)

$qD := CD \cdot qkast = 1.148 \frac{kN}{m^2}$  (Trykk)

$qE := CE \cdot qkast = -0.497 \frac{kN}{m^2}$  (Sug)

### Tak: Flate tak

[7.2.3]

Antar skarp takavslutning

7.2.3 (3)

Referansehøgden settes lik h

$h := 18.75 \text{ m}$

$b := 25 \text{ m}$

$d := 71 \text{ m}$

### Formfaktorer for flate tak:

$e := \min(b, 2h) = 25 \text{ m}$

Størrelse på soner:

Formfaktorer:

Tab 7.2

Sone F og G:  $\frac{e}{10} = 2.5 \text{ m}$

$CF := -1.8$

Sone H:  $\frac{e}{2} - \frac{e}{10} = 10 \text{ m}$

$CG := -1.2$

$CH := -0.7$

Sone I:  $d - \frac{e}{2} = 58.5 \text{ m}$

$CI := -0.2 \text{ +/-}$

Laster på tak:

$$qF := qkast \cdot CF = -2.943 \frac{kN}{m^2}$$

$$qH := qkast \cdot CH = -1.145 \frac{kN}{m^2}$$

$$qG := qkast \cdot CG = -1.962 \frac{kN}{m^2}$$

$$qI := qkast \cdot CI = -0.327 \frac{kN}{m^2}$$

Formfaktor Vind: **Bare påbygg:**

Vegg: Vind vinkelrett på vegg langsida:

$$d := 15 \text{ m}$$

$$b := 63 \text{ m}$$

$$h := 25.53 \text{ m}$$

$$e := \min(b, 2 \cdot h) = 51.06 \text{ m} \quad \frac{h}{d} = 1.702$$

$$\frac{e}{d} = 3.404 \rightarrow e > d \text{ gir sonene A og B på kortsida bygg}$$

Fig. 7.5

Størrelse på soner:

Formfaktorer:

Tab. 7.1

$$\text{Sone A: } \frac{e}{5} = 10.212 \text{ m}$$

$$CA := -1.2$$

$$\text{Sone B: } d - \frac{e}{5} = 4.788 \text{ m}$$

$$CB := -0.8$$

Sone D:

$$CD := 0.8$$

Sone E:

$$CE := -0.5 + \left( \frac{1.702 - 1}{5 - 1} \right) \cdot (-0.7 + 0.5) = -0.535$$

Laster på vegg

$$qA := CA \cdot qkast = -1.962 \frac{kN}{m^2}$$

(Sug)

$$qB := CB \cdot qkast = -1.308 \frac{kN}{m^2}$$

(Sug)

$$qD := CD \cdot qkast = 1.308 \frac{kN}{m^2}$$

(Trykk)

$$qE := CE \cdot qkast = -0.875 \frac{kN}{m^2}$$

(Sug)

Tak: Flate tak

[7.2.3]

Antar skarp takavslutning

7.2.3 (3)

Referansehøgden settes lik h

$$h := 25.53 \text{ m}$$

$$b := 63 \text{ m}$$

$$d := 15 \text{ m}$$

Formfaktorer for flate tak:

$$e := \min(b, 2h) = 51.06 \text{ m}$$

Størrelse på soner:

Formfaktorer:

Tab 7.2

Sone F og G:

$$\frac{e}{10} = 5.106 \text{ m}$$

$$CF := -1.8$$

$$CG := -1.2$$

Sone H:

$$\frac{e}{2} - \frac{e}{10} = 20.424 \text{ m}$$

$$CH := -0.7$$

Sone I:

$$d - \frac{e}{2} = -10.53 \text{ m}$$

$$CI := -0.2 \text{ +/-}$$

Laster på tak:

$$qF := qkast \cdot CF = -2.943 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$qH := qkast \cdot CH = -1.145 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$qG := qkast \cdot CG = -1.962 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$qI := qkast \cdot CI = -0.327 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vegg: Vind vinkelrett på vegg Kort side:

$$d := 63 \text{ m}$$

$$b := 15 \text{ m}$$

$$h := 25.53 \text{ m}$$

$$e := \min(b, 2 \cdot h) = 15 \text{ m} \quad \frac{h}{d} = 0.405$$

$$\frac{e}{d} = 0.238 \quad \rightarrow \quad e < d \text{ gir sonene A, B og C på kortsiden av bygget}$$

Fig. 7.5



Størrelse på soner:	Formfaktorer:	Tab. 7.1
Sone A: $\frac{e}{5} = 3 \text{ m}$	$CA := -1.2$	
Sone B: $d - \frac{e}{5} = 60 \text{ m}$	$CB := -0.8$	
Sone C: $d - e = 48 \text{ m}$	$CC := -0.5$	
Sone D:	$CD := 0.7 + \left( \frac{0.405 - 0.25}{1 - 0.25} \right) \cdot (0.8 - 0.7) = 0.721$	
Sone E:	$CE := -0.3 + \left( \frac{0.405 - 0.25}{1 - 0.25} \right) \cdot (-0.5 + 0.3) = -0.341$	
<u>Laster på vegg</u>		
$qA := CA \cdot qkast = -1.962 \frac{kN}{m^2}$	(Sug)	
$qB := CB \cdot qkast = -1.308 \frac{kN}{m^2}$	(Sug)	
$qC := CC \cdot qkast = -0.818 \frac{kN}{m^2}$	(Sug)	
$qD := CD \cdot qkast = 1.178 \frac{kN}{m^2}$	(Trykk)	
$qE := CE \cdot qkast = -0.558 \frac{kN}{m^2}$	(Sug)	
<u>Tak: Flate tak</u> <span style="float: right;">7.2.3</span>		
Antar skarp takavslutning		7.2.3 (3)
Referansehøgden settes lik h	$h := 25.53 \text{ m}$	$b := 63 \text{ m}$ $d := 15 \text{ m}$
<u>Formfaktorer for flate tak:</u>		
$e := \min(b, 2 h) = 51.06 \text{ m}$		
Størrelse på soner:	Formfaktorer:	Tab 7.2
Sone F og G: $\frac{e}{10} = 5.106 \text{ m}$	$CF := -1.8$	
Sone H: $\frac{e}{2} - \frac{e}{10} = 20.424 \text{ m}$	$CG := -1.2$	
	$CH := -0.7$	
Sone I: $d - \frac{e}{2} = -10.53 \text{ m}$	$CI := -0.2 \text{ +/-}$	

Laster på tak:

$$qF := qkast \cdot CF = -2.943 \frac{kN}{m^2}$$

$$qH := qkast \cdot CH = -1.145 \frac{kN}{m^2}$$

$$qG := qkast \cdot CG = -1.962 \frac{kN}{m^2}$$

$$qI := qkast \cdot CI = -0.327 \frac{kN}{m^2}$$

Innvendig trykk/sug:

Merknad 2 [7.2.9]

$C_{pi1} := 0.2$  Trykk

$C_{pi2} := -0.3$  Sug

$$q_{overtrykk} := C_{pi1} \cdot qkast = 0.327 \frac{kN}{m^2}$$

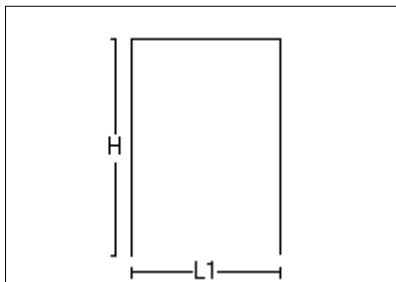
$$q_{sug} := C_{pi2} \cdot qkast = -0.491 \frac{kN}{m^2}$$

### Vedlegg A3: Vind på hele bygningsmassen uten påbygg

Tittel Hele bygningsmassen uten påbygg		Side 1	
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign	Dato 26-05-2022

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS  
Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster  
Data er lagret på fil: C:\Users\noras\Downloads\Vårt bygg uten påbygg (3).sls

## 1. Geometri



H 18000 mm  
L1 25000 mm

Byggets lengde, L2: 71000 mm  
Takvinkel : 0,00 (grader)

Vertikalsnitt

## 2. Vindhastighet

Fylke: Hordaland Kommune: Bergen Referansevindhastighet: 26 m/s  
Byggested, høyde over havet (m): 8 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: 26 m

### BYGGESTEDETS TERRENGDATA

Terrengruhetskategori II: Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær.  
Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,19 Ruhetslengden Zo (m): 0,05 Zmin (m): 4 Vm (m/s): 30,89 Cr: 1,19

### OVERGANGSONE

Terrengruhetskategori III: Sammenhengende småhusbebyggelse industriområder eller skogsområder.  
Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,22 Ruhetslengden Zo (m): 0,3 Zmin (m): 8 Vm (m/s) : 25,52 Cr: 0,98  
Avstand mot vindretning fra byggested til grense for terrengekategoriendring Xb (m): 1100  
Overgangsonedefaktor Cs(Xb): 0,91 Vm(z) : 28,(lign NA.4(901.2/3))

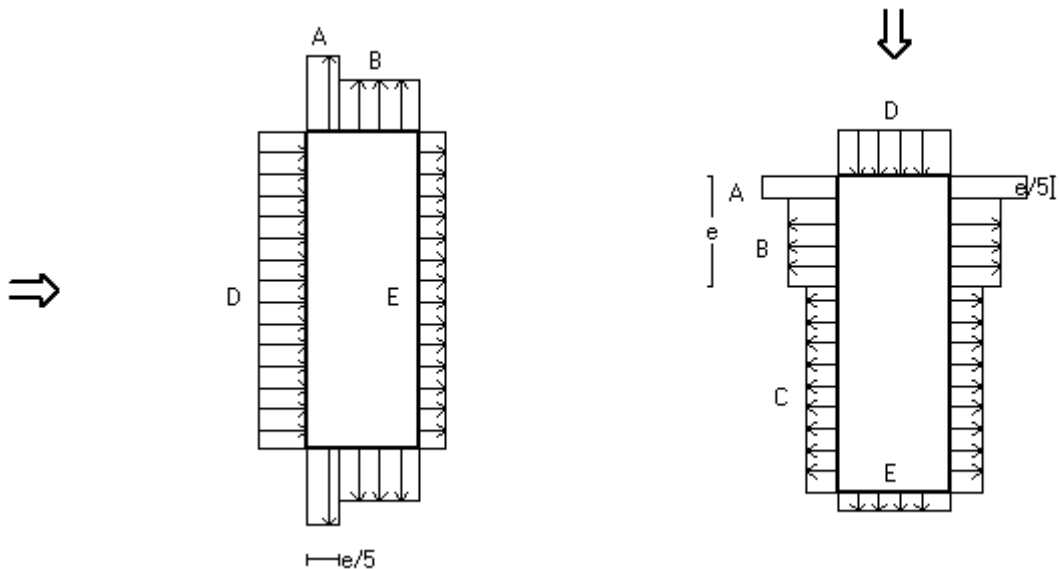
TOPOGRAFI: NA.4.3.3 (901.4) Byggested på lesiden av bratt terreng med fall større en 30 grader i vindretningen.  
Terrengformfaktor Co(z): 1 Turbulensfaktor Ki: 1,75

Vkast: 52,17 m/s  
Qkast: 1,701 kN/m2

Tittel Hele bygningsmassen uten påbygg			Side 2
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign	Dato 26-05-2022

### 3. Yttervegger

#### 3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader.  $e=36000$  mm

Vindretning 90 grader.  $e=25000$  mm

##### Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,76	-0,43
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,04	-1,36		1,30	-0,72
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,43
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,38	-1,87		1,70	-0,72
Utstrekning (mm)	7200	17800		71000	71000

##### Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,04	-1,36	-0,85	1,19	-0,51
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,30
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,38	-1,87	-0,85	1,70	-0,51
Utstrekning (mm)	5000	20000	46000	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
<b>Formfaktor</b>	-0,30	0,20
<b>Innvendig last (kN/m<sup>2</sup>)</b>	-0,51	0,34

Tittel <b>Hele bygningsmassen uten påbygg</b>			Side <b>3</b>
Prosjekt <b>Merinokvartalet</b>	Ordre	Sign	Dato <b>26-05-2022</b>

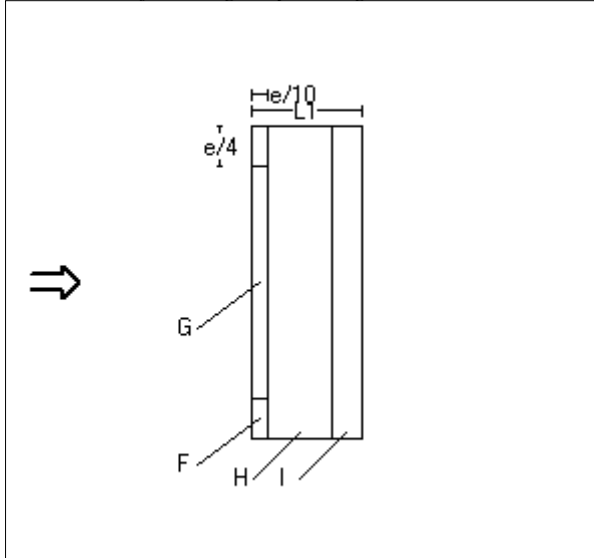
## 4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=25000 mm    L2=71000 mm

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

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



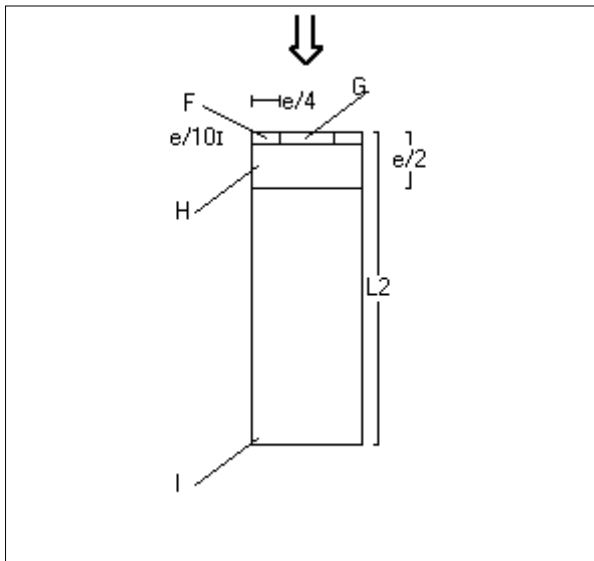
### Utstrekning (mm)

e=36000

e/4=9000

e/10=3600

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-3,06	9000x3600
G	-1,20	-2,04	53000x3600
H	-0,70	-1,19	71000x14400
I	+/-0,20	+/-0,34	71000x7000



### Utstrekning (mm)

e=25000

e/4=6250

e/10=2500

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-3,06	6250x2500
G	-1,20	-2,04	12500x2500
H	-0,70	-1,19	25000x10000
I	+/-0,20	+/-0,34	25000x58500

Tittel Hele bygningsmassen uten påbygg			Side 4
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign	Dato 26-05-2022

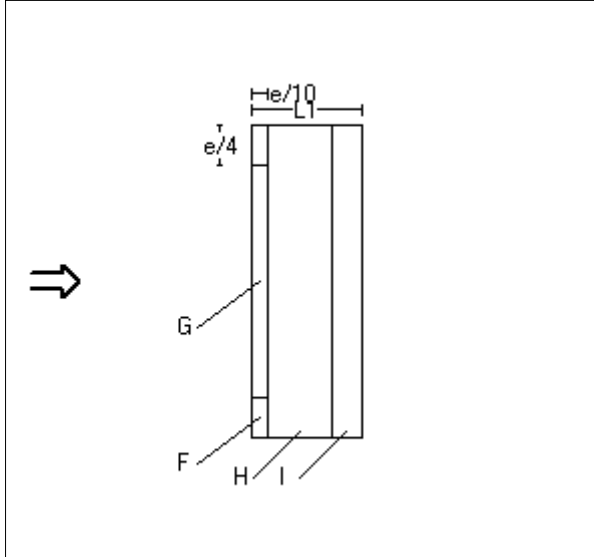
Taktype: Flatt tak

L1=25000 mm    L2=71000 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.



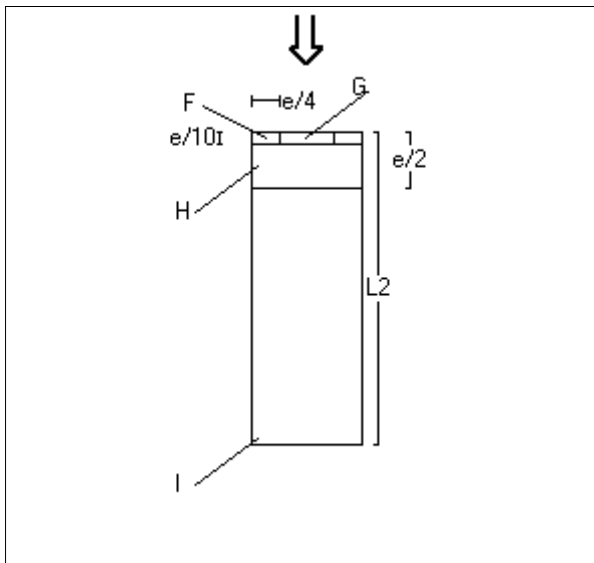
**Utstrekning (mm)**

e=36000

e/4=9000

e/10=3600

	C <sub>pe,1</sub>	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-4,25	9000x3600
G	-2,00	-3,40	53000x3600
H	-1,20	-2,04	71000x14400
I	+/-0,20	+/-0,34	71000x7000



**Utstrekning (mm)**

e=25000

e/4=6250

e/10=2500

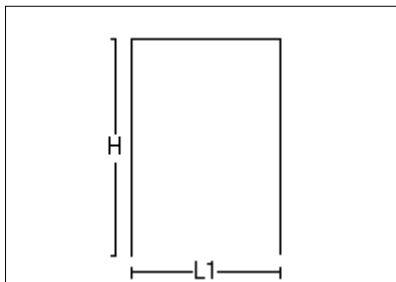
	C <sub>pe,1</sub>	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-4,25	6250x2500
G	-2,00	-3,40	12500x2500
H	-1,20	-2,04	25000x10000
I	+/-0,20	+/-0,34	25000x58500

## Vedlegg A4: Vind på byggetrinn 2 uten påbygg

Tittel Vind på byggetrinn 2 uten påbygg			Side 1
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign	Dato 26-05-2022

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS  
Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster  
Data er lagret på fil: C:\Users\noras\Downloads\Vårt bygg uten påbygg (4).sls

### 1. Geometri



H 18000 mm  
L1 25000 mm

Byggets lengde, L2: 71000 mm  
Takvinkel : 0,00 (grader)

Vertikalsnitt

### 2. Vindhastighet

Fylke: Hordaland Kommune: Bergen Referansevindhastighet: 26 m/s  
Byggested, høyde over havet (m): 8 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: 26 m

#### BYGGESTEDETS TERRENGDATA

Terrengruhetskategori II: Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær.  
Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,19 Ruhetslengden Zo (m): 0,05 Zmin (m): 4 Vm (m/s): 30,89 Cr: 1,19

#### OVERGANGSONE

Terrengruhetskategori III: Sammenhengende småhusbebyggelse industriområder eller skogsområder.  
Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,22 Ruhetslengden Zo (m): 0,3 Zmin (m): 8 Vm (m/s) : 25,52 Cr: 0,98  
Avstand mot vindretning fra byggested til grense for terrengkategorierendring Xb (m): 1100  
Overgangsonedefaktor Cs(Xb): 0,91 Vm(z) : 28,(lign NA.4(901.2/3))

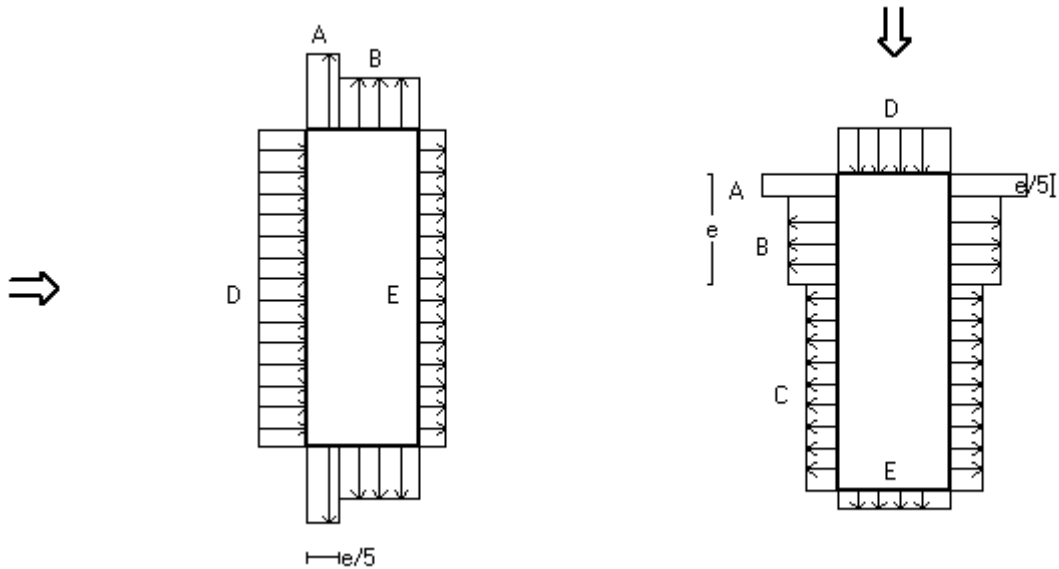
TOPOGRAFI: NA.4.3.3 (901.4) Byggested på lesiden av bratt terreng med fall større en 30 grader i vindretningen.  
Terrengformfaktor Co(z): 1 Turbulensfaktor Ki: 1,75

Vkast: 52,17 m/s  
Qkast: 1,701 kN/m2

Tittel Vind på byggetrinn 2 uten påbygg			Side 2
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign	Dato 26-05-2022

### 3. Yttervegger

#### 3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader.  $e=36000$  mm

Vindretning 90 grader.  $e=25000$  mm

##### Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,76	-0,43
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,04	-1,36		1,30	-0,72
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,43
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,38	-1,87		1,70	-0,72
Utstrekning (mm)	7200	17800		71000	71000

##### Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,04	-1,36	-0,85	1,19	-0,51
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,30
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,38	-1,87	-0,85	1,70	-0,51
Utstrekning (mm)	5000	20000	46000	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> )	-0,51	0,34



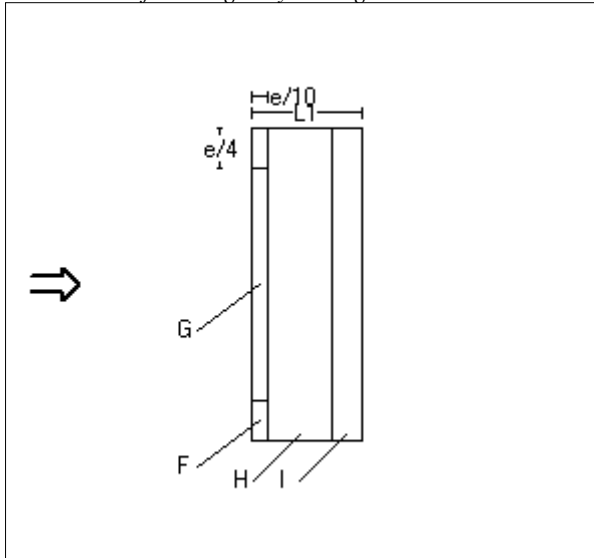
## 4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=25000 mm L2=71000 mm

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

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



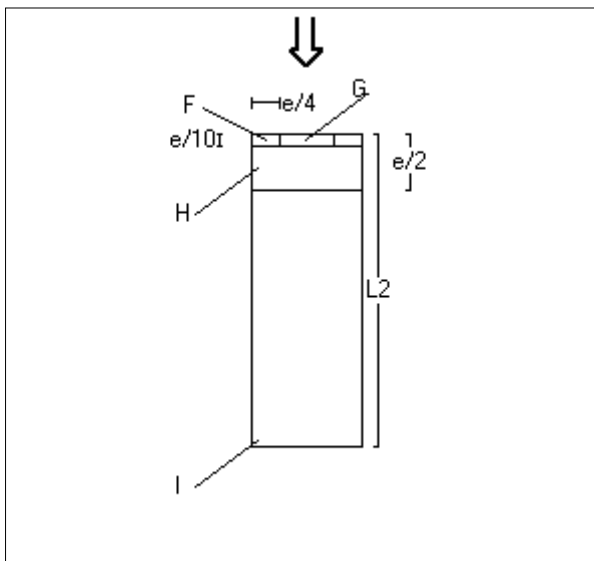
### Utstrekning (mm)

$e=36000$

$e/4=9000$

$e/10=3600$

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-3,06	9000x3600
G	-1,20	-2,04	53000x3600
H	-0,70	-1,19	71000x14400
I	+/-0,20	+/-0,34	71000x7000



### Utstrekning (mm)

$e=25000$

$e/4=6250$

$e/10=2500$

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-3,06	6250x2500
G	-1,20	-2,04	12500x2500
H	-0,70	-1,19	25000x10000
I	+/-0,20	+/-0,34	25000x58500

Tittel Vind på byggetrinn 2 uten påbygg			Side 4
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign	Dato 26-05-2022

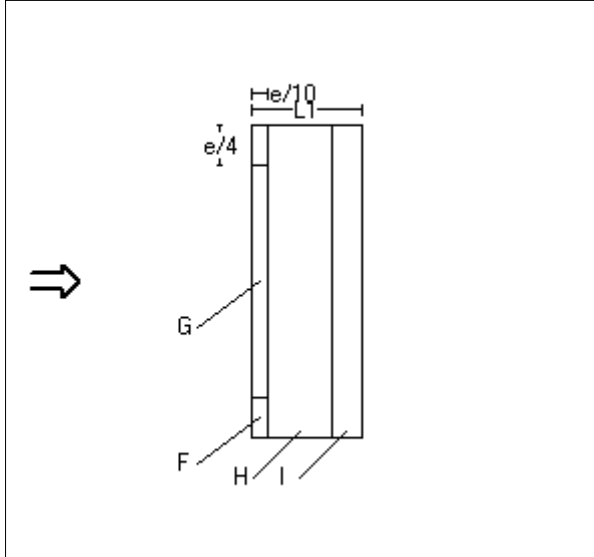
Taktype: Flatt tak

L1=25000 mm L2=71000 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.



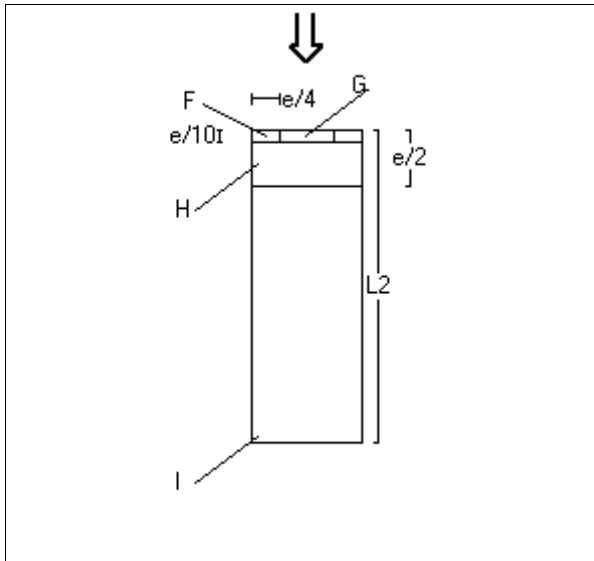
**Utstrekning (mm)**

e=36000

e/4=9000

e/10=3600

	C <sub>pe,1</sub>	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-4,25	9000x3600
G	-2,00	-3,40	53000x3600
H	-1,20	-2,04	71000x14400
I	+/-0,20	+/-0,34	71000x7000



**Utstrekning (mm)**

e=25000

e/4=6250

e/10=2500

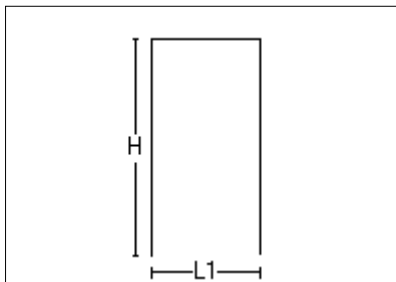
	C <sub>pe,1</sub>	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-4,25	6250x2500
G	-2,00	-3,40	12500x2500
H	-1,20	-2,04	25000x10000
I	+/-0,20	+/-0,34	25000x58500

## Vedlegg A5: Vind på byggetrinn 2 med påbygg

Tittel Vind på byggetrinn 2 med påbygg		Side 1	
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign	Dato 26-05-2022

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS  
Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster  
Data er lagret på fil: C:\Users\noras\Downloads\Vårt bygg med påbygg.sls

### 1. Geometri



H 25000 mm  
L1 25000 mm

Byggets lengde, L2: 71000 mm  
Takvinkel : 0,00 (grader)

Vertikalsnitt

### 2. Vindhastighet

Fylke: Hordaland Kommune: Bergen Referansevindhastighet: 26 m/s  
Byggested, høyde over havet (m): 8 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: 33 m

#### BYGGESTEDETS TERRENGDATA

Terrengruhetskategori II: Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær.  
Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,19 Ruhetslengden Zo (m): 0,05 Zmin (m): 4 Vm (m/s): 32,07 Cr: 1,23

#### OVERGANGSONE

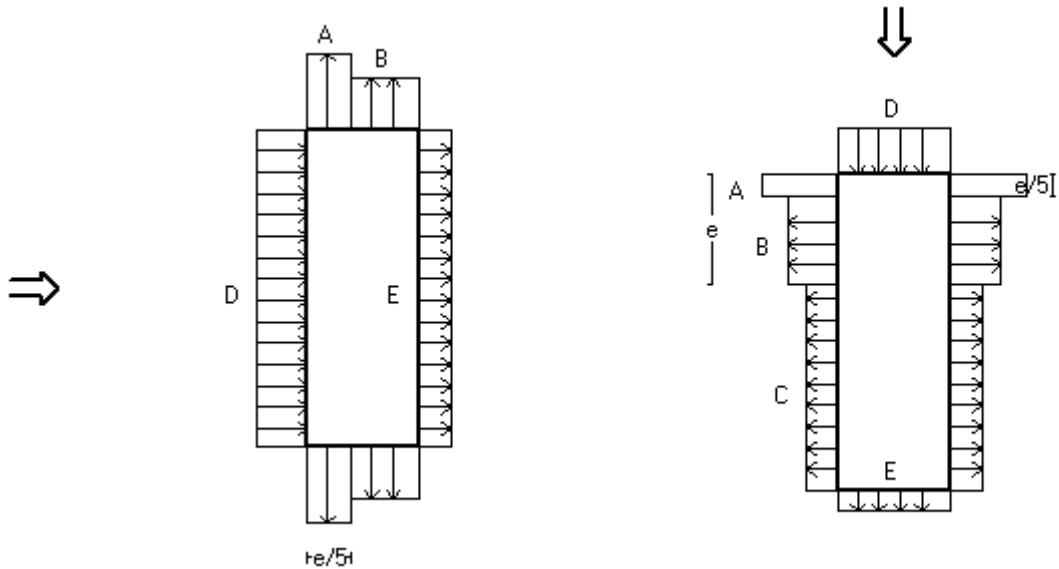
Terrengruhetskategori III: Sammenhengende småhusbebyggelse industriområder eller skogsområder.  
Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,22 Ruhetslengden Zo (m): 0,3 Zmin (m): 8 Vm (m/s) : 26,89 Cr: 1,03  
Avstand mot vindretning fra byggested til grense for terrengekategoriendring Xb (m): 1100  
Overgangsonedefaktor Cs(Xb): 0,91 Vm(z) : 29,1(lign NA.4(901.2/3))

TOPOGRAFI: NA.4.3.3 (901.4) Byggested på lesiden av bratt terreng med fall større en 30 grader i vindretningen.  
Terrengformfaktor Co(z): 1 Turbulensfaktor Ki: 1,75

Vkast: 53,45 m/s  
Qkast: 1,785 kN/m2

### 3. Yttervegger

#### 3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader.  $e=50000$  mm

Vindretning 90 grader.  $e=25000$  mm

##### Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,80	-0,50
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,14	-1,43		1,43	-0,89
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,50
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,50	-1,96		1,79	-0,89
Utstrekning (mm)	10000	15000		71000	71000

##### Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,71	-0,33
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,14	-1,43	-0,89	1,27	-0,58
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,33
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,50	-1,96	-0,89	1,79	-0,58
Utstrekning (mm)	5000	20000	46000	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> )	-0,54	0,36

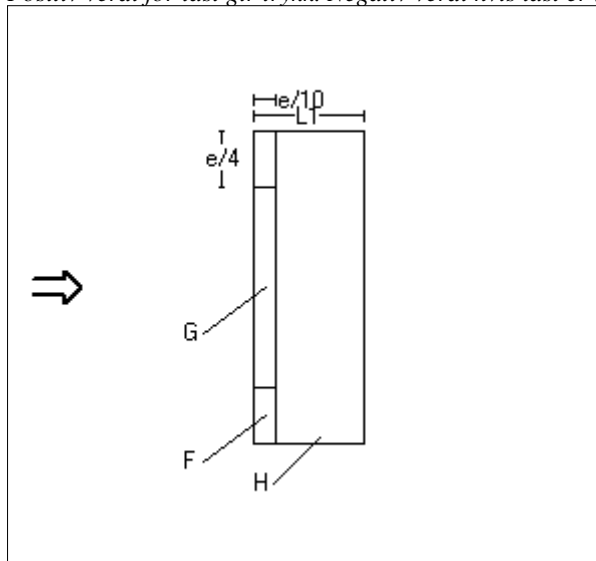
## 4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=25000 mm L2=71000 mm

Cpe,10 Gjelder for hele bygget. ( $\geq 10m^2$ )

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



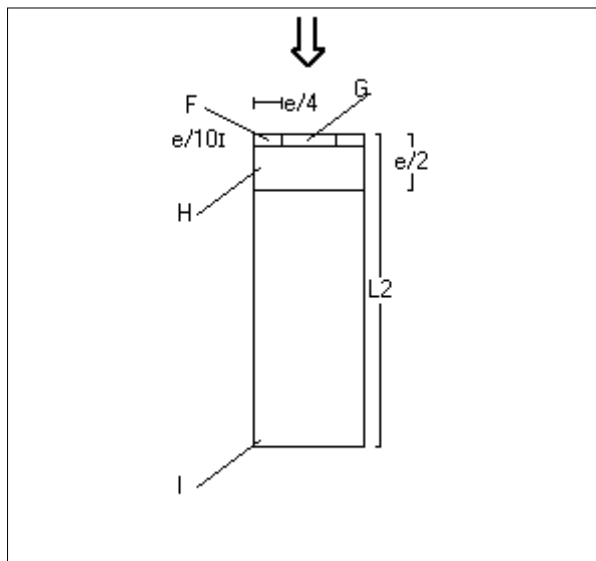
### Utstrekning (mm)

e=50000

e/4=12500

e/10=5000

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-3,21	12500x5000
G	-1,20	-2,14	46000x5000
H	-0,70	-1,25	71000x20000
I	+/-0,20	+/-0,36	71000x0



### Utstrekning (mm)

e=25000

e/4=6250

e/10=2500

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-3,21	6250x2500
G	-1,20	-2,14	12500x2500
H	-0,70	-1,25	25000x10000
I	+/-0,20	+/-0,36	25000x58500

Tittel Vind på byggetrinn 2 med påbygg			Side 4
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign	Dato 26-05-2022

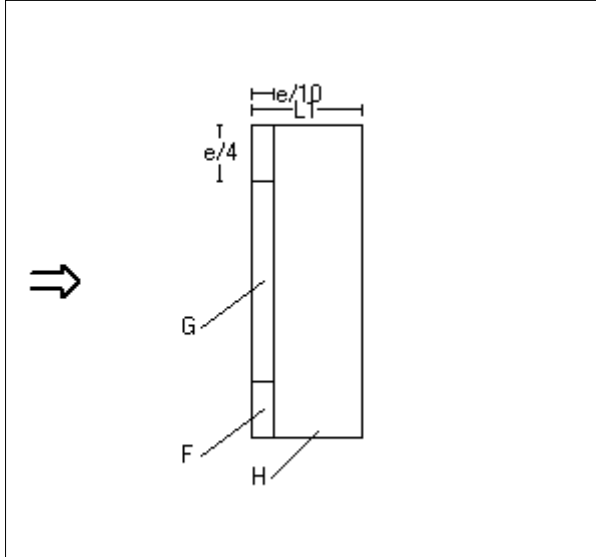
Taktype: Flatt tak

L1=25000 mm L2=71000 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> :  $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10}A$

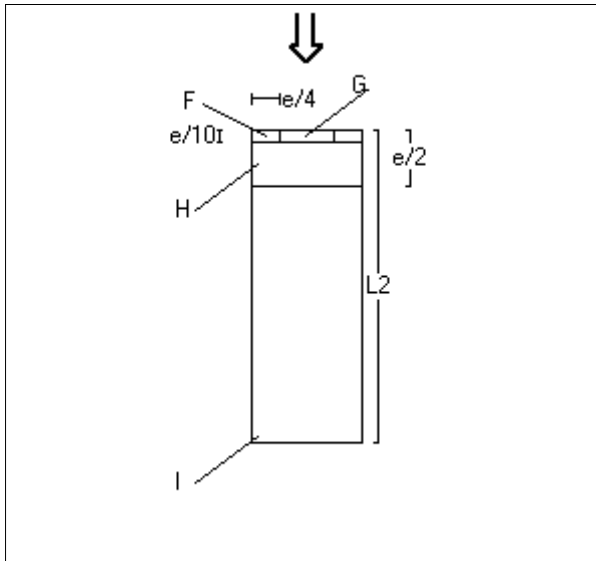
Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



**Utstrekning (mm)**

e=50000  
e/4=12500  
e/10=5000

	C <sub>pe,1</sub>	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-4,46	12500x5000
G	-2,00	-3,57	46000x5000
H	-1,20	-2,14	71000x20000
I	+/-0,20	+/-0,36	71000x0



**Utstrekning (mm)**

e=25000  
e/4=6250  
e/10=2500

	C <sub>pe,1</sub>	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-4,46	6250x2500
G	-2,00	-3,57	12500x2500
H	-1,20	-2,14	25000x10000
I	+/-0,20	+/-0,36	25000x58500

## Vedlegg A6: Vind på kun påbygg

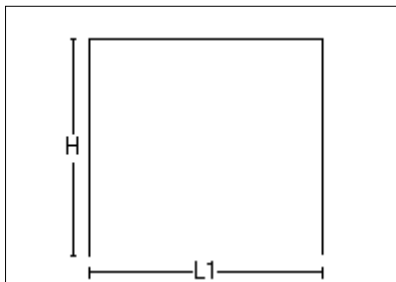
Tittel Vind på kun påbygg		Side 1	
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign	Dato 26-05-2022

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS

Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster

Data er lagret på fil: C:\Users\noras\Downloads\Kun påbygg.sls

### 1. Geometri



H 7000 mm

L1 15000 mm

Byggets lengde, L2: 63000 mm

Takvinkel : 0,00 (grader)

Vertikalsnitt

### 2. Vindhastighet

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

Byggested, høyde over havet (m): 8 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: 33 m

#### BYGGESTEDETS TERRENGDATA

Terrengruhetskategori II: Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær.

Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,19 Ruhetslengden Zo (m): 0,05 Zmin (m): 4 Vm (m/s): 32,07 Cr: 1,23

#### OVERGANGSONE

Terrengruhetskategori III: Sammenhengende småhusbebyggelse industriområder eller skogsområder.

Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,22 Ruhetslengden Zo (m): 0,3 Zmin (m): 8 Vm (m/s) : 26,89 Cr: 1,03

Avstand mot vindretning fra byggested til grense for terrengekategoriendring Xb (m): 1100

Overgangsonedefaktor Cs(Xb): 0,91 Vm(z) : 29,1(lign NA.4(901.2/3))

TOPOGRAFI: NA.4.3.3 (901.4) Byggested på lesiden av bratt terreng med fall større en 30 grader i vindretningen.

Terrengformfaktor Co(z): 1 Turbulensfaktor Ki: 1,75

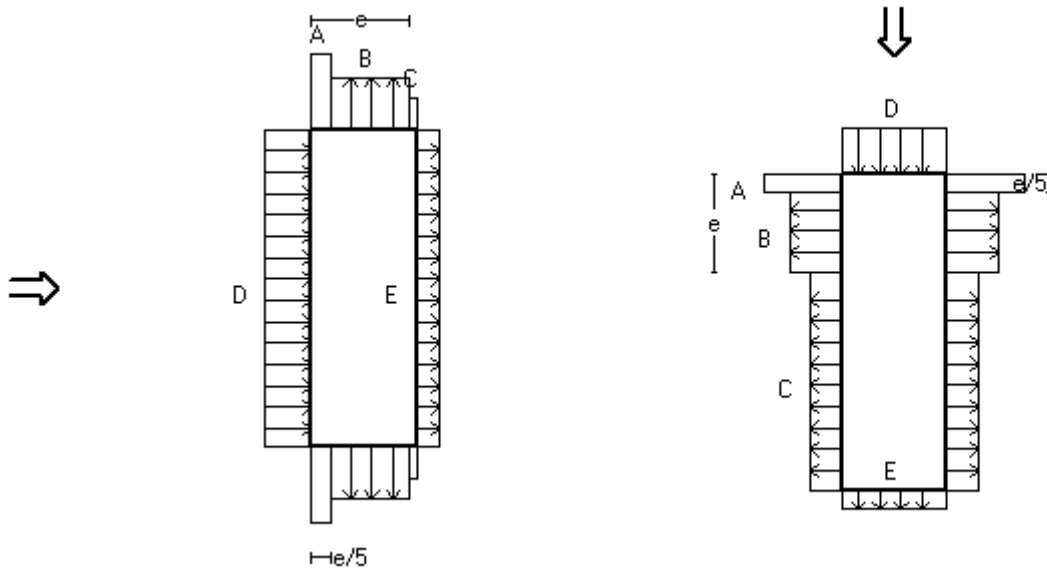
Vkast: 53,45 m/s

Qkast: 1,785 kN/m2

Tittel Vind på kun påbygg		Side 2
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign Dato 26-05-2022

### 3. Yttervegger

#### 3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader.  $e=14000$  mm

Vindretning 90 grader.  $e=14000$  mm

##### Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,73	-0,36
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,14	-1,43	-0,89	1,30	-0,64
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,36
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,50	-1,96	-0,89	1,79	-0,64
Utstrekning (mm)	2800	11200	1000	63000	63000

##### Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,14	-1,43	-0,89	1,25	-0,54
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,30
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,50	-1,96	-0,89	1,79	-0,54
Utstrekning (mm)	2800	11200	49000	15000	15000

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> )	-0,54	0,36



Tittel Vind på kun påbygg		Side 3	
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign	Dato 26-05-2022

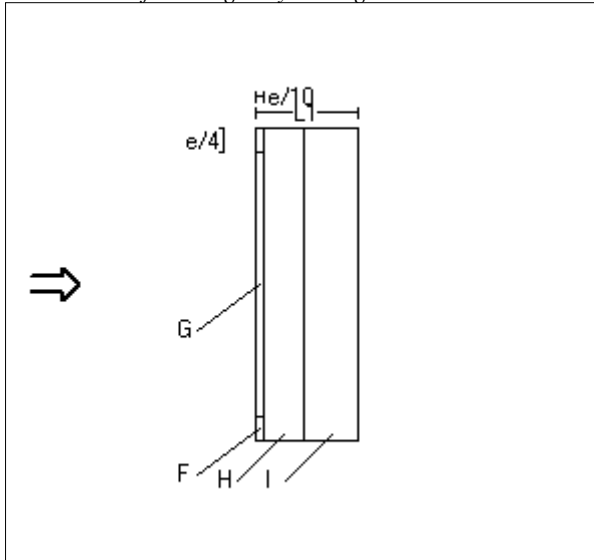
## 4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=15000 mm L2=63000 mm

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

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



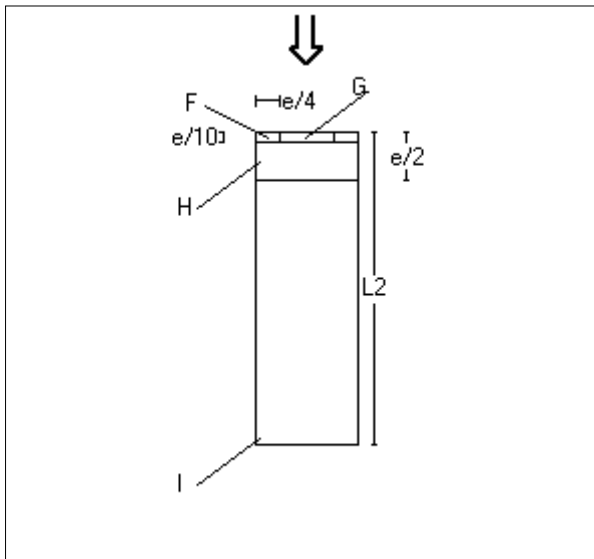
### Utstrekning (mm)

$e=14000$

$e/4=3500$

$e/10=1400$

	$C_{pe,10}$	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-3,21	3500x1400
G	-1,20	-2,14	56000x1400
H	-0,70	-1,25	63000x5600
I	+/-0,20	+/-0,36	63000x8000



### Utstrekning (mm)

$e=14000$

$e/4=3500$

$e/10=1400$

	$C_{pe,10}$	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-3,21	3500x1400
G	-1,20	-2,14	8000x1400
H	-0,70	-1,25	15000x5600
I	+/-0,20	+/-0,36	15000x56000

Tittel Vind på kun påbygg		Side 4	
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign	Dato 26-05-2022

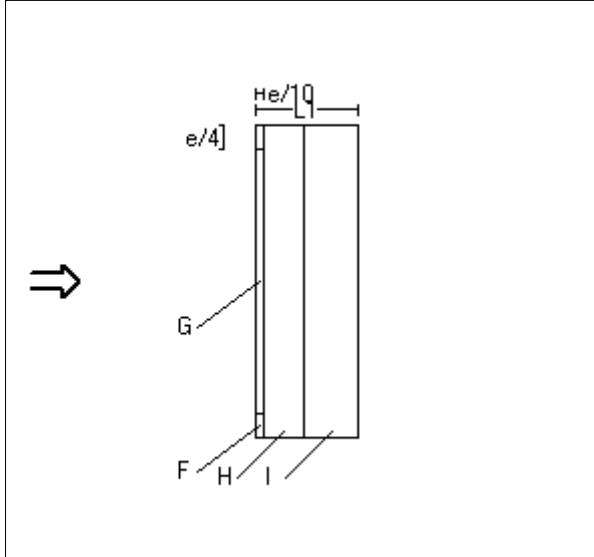
Taktype: Flatt tak

L1=15000 mm L2=63000 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.



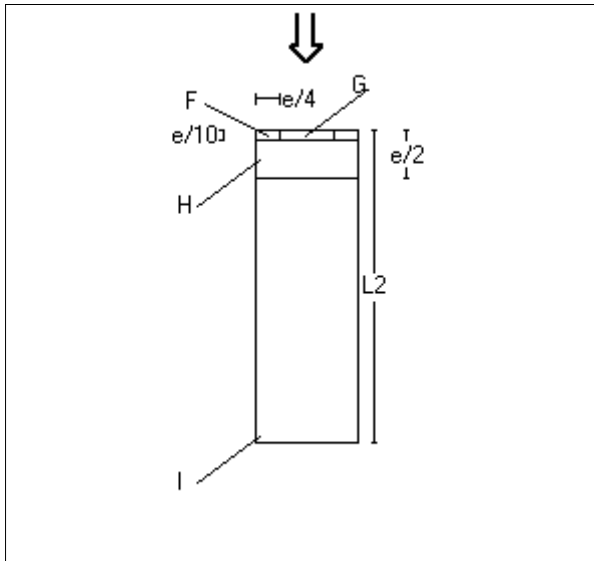
**Utstrekning (mm)**

e=14000

e/4=3500

e/10=1400

	<b>C<sub>pe,1</sub></b>	<b>Last (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Hor.projeksjon(mm)</b>
F	-2,50	-4,46	3500x1400
G	-2,00	-3,57	56000x1400
H	-1,20	-2,14	63000x5600
I	+/-0,20	+/-0,36	63000x8000



**Utstrekning (mm)**

e=14000

e/4=3500

e/10=1400

	<b>C<sub>pe,1</sub></b>	<b>Last (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Hor.projeksjon(mm)</b>
F	-2,50	-4,46	3500x1400
G	-2,00	-3,57	8000x1400
H	-1,20	-2,14	15000x5600
I	+/-0,20	+/-0,36	15000x56000

## Vedlegg A7: Skjevstilling

NS-EN 1992-1-1

$$\theta_0 := \frac{1}{200} = 0.005$$

Basisverdien

[5.2 (5)]

$$l := 3.75 \text{ m} \cdot 7 = 26.25 \text{ m}$$

Høyde av bygget

$$m := 9$$

$$\alpha_h := \max\left(\frac{2}{3}, \frac{2}{\sqrt[2]{26.26}}\right) = 0.667$$

$$\alpha_m := \sqrt[2]{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = 0.745$$

$$\theta_i := \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0.002$$

(5.1)

Den horisontale skjevstillingen er på 0.2 % av den vertikale lasten

$$h_{etasje} := 3.75 \text{ m} \quad l := 71 \text{ m} \quad b := 25 \text{ m}$$

$$A_{etasje} := l \cdot b = 1.438 \cdot 10^5$$

$$gk1 := 3.432 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$pk1 := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{kast} := 1.635 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Last pr. etasje:

$$q := (gk1 + pk1) \cdot A_{etasje} = (9.642 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

skjevstillingslast:

$$q_{skjev} := 0.002 \cdot q = 19.284 \text{ kN}$$

Vind på kortside:

$$q_{vind} := q_{kast} \cdot h_{etasje} \cdot b = 153.281 \text{ kN}$$

$$\text{\textit{\textit{økning}}} := \frac{q_{skjev}}{q_{vind}} \cdot 100 = 12.581$$

Vind på langside:

$$q_{vind} := q_{kast} \cdot h_{etasje} \cdot l = 435.319 \text{ kN}$$

$$\text{\textit{\textit{økning}}} := \frac{q_{skjev}}{q_{vind}} \cdot 100 = 4.43$$

## Vedlegg A8: Snølastberegninger

NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008

Bygget ligger i Bergen, Hordaland (nå Vestland)

$$S_{k0} := 2.0 \frac{kN}{m^2} \quad H_g := 150 \text{ m} \quad \Delta S_k := 0.5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Tab NA.4.1(901)}$$

Meierikvartalet befinner seg 8? moh.

$$H \leq H_g \rightarrow S_k := S_{k0} \quad \text{NA.4.1(1)}$$

Antar flatt tak og flat takterrasse

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \text{ gir formfaktor} \quad \mu_1 := 0.8 \quad \text{Tabell 5.2}$$

$$C_e := 1.0 \quad \text{Eksponeringskoeffisient for topografi} \quad 5.2 (7)$$

$$C_t := 1.0 \quad \text{Termisk koeffisient} \quad 5.2 (8)$$

Tar hensyn til formfaktorene for snølast på takterrassen som grenser til det høyereliggende påbygget (byggetrinn 2?) [5.3.6]

$$\text{Det lavereliggende taket er flatt} \rightarrow \mu_1 := 0.8 \quad (5.6)$$

$$s := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 1.6 \frac{kN}{m^2} \quad (5.1)$$

# Vedlegg B

## Vedlegg B1: Resonansfrekvens hulldekker

### Svingninger av betongelementer

#### Beregning av dynamisk respons

#### Konstruksjonsdata

System Fritt opplagt bjelke

#### Geometri

Spennvidde	L	16,000	[m]
Spennvidde (kort)	Ls	0,000	[m]
Bredde	b	1,200	[m]
Tykkelse	h	0,500	[m]
Tverrsnittsareal	A	3,04E+05	[mm <sup>2</sup> ]
Arealtreghetsmoment	I	9,25E+09	[mm <sup>4</sup> ]

#### Materialer

Betong	Type	B35	
E-modul	E	27602	[N/mm <sup>2</sup> ]
Densitet	γ	2400	[kg/m <sup>3</sup> ]

Skriv ut

Kontroll

Ny beregning

Utklipp fra Betongelementforeningens regneark «Svingninger av betongelementer».

### Hulldekke HD500

#### Tverrsnittsdata

$$l := 16 \text{ m} \quad b := 1.2 \text{ m}$$

$$A_{HD} := 304146 \cdot \text{mm}^2$$

$$I := 9.25 \cdot 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$\gamma := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E := 27602 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$g_{ekstra} := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2 \cdot \text{g}}$$

$$m := A_{HD} \cdot \gamma + g_{ekstra} \cdot b = 852.316 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Tall fra  
betongelementforeningens  
exel-ark

Hentet fra excel-ark:  
betongelementforeningen,  
kvalitet B35

Egenlast tillegg pga.  
lettvegger, tekniske føringer  
og annet

Frekvens:

$$F := \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt[2]{E \cdot \frac{I}{m}} = 3.358 \text{ Hz}$$

Huldekket har en frekvens på 3,358 Hz

## Vedlegg B2: Kontroll bjelke 1, L=5m

NS-EN 1993-1-1

### Kapasitet IPE400:

$$h := 400 \text{ mm} \quad b := 180 \text{ mm} \quad t_w := 8.6 \text{ mm} \quad t_f := 13.5 \text{ mm}$$

$$A_{IPE} := 8.45 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad r := 21 \text{ mm} \quad i_y := 165 \text{ mm} \quad i_z := 39.5 \text{ mm}$$

$$L := 5 \text{ m}$$

$$\varepsilon := \sqrt[2]{\frac{235}{355}} = 0.814$$

Tabell 5.2

$$c_w := h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 331 \text{ mm} \quad \frac{c_w}{t_w \cdot \varepsilon} = 47.305 > 42 \Rightarrow \text{Tv.sn.kl 4} \quad \text{Steg}$$

$$c_f := \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = 64.7 \text{ mm} \quad \frac{c_f}{t_f \cdot \varepsilon} = 5.89 < 9 \Rightarrow \text{Tv.sn.kl 1} \quad \text{Flens}$$

Regner videre for tv.sn.kl 4, og elastisk for hele tverrsnittet

$$h_w := h - 2 \cdot t_f = 373 \text{ mm}$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad I_y := 231.3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_y := 1160 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad \gamma_{M0} := 1.05$$

$$\eta := 1.0$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 43.372 < \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta} = 58.58 \quad (6.22)$$

$$A_v := \max((h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w, h_w \cdot t_w) = (3.208 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$L_y := 5 \text{ m} \quad L_x := 8 \text{ m} \quad \text{Lastbredde}$$

$$A := L_y \cdot L_x = 40 \text{ m}^2 \quad \text{Lastareal}$$

$$p_s := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Tetthet stål} \quad \text{NS-EN 1991-1-1:2002} \\ \text{Tabell A.4}$$

$$A_{bjelke} := A_{IPE} \cdot L_y = 0.042 \text{ m}^2 \cdot \text{m}$$



## Lasteberegning

$$g_b := p_s \cdot A_{IPE} = 0.651 \frac{kN}{m}$$

Egenvekt bjelke

$$g_d := 6.8 \frac{kN}{m^2} \cdot L_x = 54.4 \frac{kN}{m}$$

Egenlast dekke

$$p_A := 2.0 \frac{kN}{m^2} \cdot L_x = 16 \frac{kN}{m}$$

Nyttelast

$$q_{Ed} := (g_b + g_d) \cdot 1.2 + p_A \cdot 1.5 = 90.061 \frac{kN}{m}$$

Jevnt fordelt last

Betrakter last fra bjelke og dekke som jevnt fordelt last

**Skjærnekking** - Alle valsede I- og H- profiler oppfyller slankhetskravene for S355, bortsett fra HE800A - HE1000A og HE1000B

Ref: Stål Håndbok s. 126.

**Plateknekking:**

NS-EN 1993-1-5:2006+AC  
+A1:2017+A2:2019+NA:2019

$$\psi := 1.0 \quad k\sigma := 4$$

Tabell 4.1

$$\lambda_p := \sqrt{\frac{\frac{h_w}{t_w}}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k\sigma}}} = 0.969$$

[4.4(2)]

$$0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055 \psi} = 0.673 < \lambda_p \quad (4.2)$$

gir

$$\rho := \frac{\lambda_p - 0.055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda_p^2} = 0.798 \quad \text{Reduksjonsfaktor}$$

$$heff := h_w \cdot \rho = 297.588 \text{ mm}$$

$$Aeff := 2 \cdot b \cdot t_f + heff \cdot t_w = (7.419 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Finner elastisk motstandsmoment:

$$Z := \frac{h_w}{2} + t_r = 200 \text{ mm}$$

$$I_{yeff} := 2 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot b \cdot t_f^3 + b \cdot t_f \cdot \left( Z - \frac{t_f}{2} \right)^2 \right) + \frac{1}{12} \cdot t_w \cdot heff^3 = (2.005 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$W_{ok} := \frac{I_{yeff}}{heff - Z} = (2.054 \cdot 10^6) \text{ mm}^3 \quad W_{uk} := \frac{I_{yeff}}{Z} = (1.002 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Wok > Wuk --> bruker Wuk siden den er minst

Bøyningsmoment [6.2.5]:

NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014  
+NA:2015

$$M_{Ed} := q_{Ed} \cdot \frac{L_y^2}{8} = 281.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el.Rd} := W_{uk} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 338.873 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Elastisk momentkapasitet} \quad (6.14)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{el.Rd}} = 0.831 < 1.0 \Rightarrow \text{OK} \quad \text{utnyttelse} \quad (6.12)$$

Skjærkraft [6.2.6]:

$$V_{Ed} := q_{Ed} \cdot \frac{L_y}{2} = 225.152 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = (1.952 \cdot 10^5) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Dimensjonerende skjærspenning} \quad (6.19)$$

$$A.1 := b \cdot t_f \quad Z.1 := Z - \frac{t_f}{2}$$

$$A.2 := \frac{heff}{2} \cdot t_w \quad Z.2 := \frac{heff}{4}$$

$$S := A.1 \cdot Z.1 + A.2 \cdot Z.2 \quad \text{1. Arealmoment}$$

$$V_{Rd} := \frac{I_{yeff} \cdot t_w \cdot \tau_{Rd}}{S} = 595.816 \text{ kN} \quad \text{Skjærkapasitet} \quad (6.20)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.378 < 0.5 \Rightarrow \text{OK} \quad \text{Påvirker ikke kombinert virkning} \quad (6.17)$$

Nedbøying:

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad I_y := 231.3 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4 \quad I_z := 13.2 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$$\delta_{jevnt} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Ed} \cdot L_y^4}{E \cdot I_y} = 15.089 \text{ mm} < \frac{L_y}{200} = 25 \text{ mm}$$

Stålkonstruksjoner  
Profil og Formler

Nedbøying av bjelke er OK

**Vedlegg B3: Kontroll bjelke 2, L=6m**

NS-EN 1993-1-1

## Kapasitet IPE400:

$$h := 400 \text{ mm} \quad b := 180 \text{ mm} \quad t_w := 8.6 \text{ mm} \quad t_f := 13.5 \text{ mm}$$

$$A_{IPE} := 8.45 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad r := 21 \text{ mm} \quad i_y := 165 \text{ mm} \quad i_z := 39.5 \text{ mm}$$

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

$$\varepsilon := \sqrt[2]{\frac{235}{355}} = 0.814$$

Tabell 5.2

$$c_w := h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 331 \text{ mm} \quad \frac{c_w}{t_w \cdot \varepsilon} = 47.305 > 42 \Rightarrow \text{Tv.sn.kl 4} \quad \text{Steg}$$

$$c_f := \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = 64.7 \text{ mm} \quad \frac{c_f}{t_f \cdot \varepsilon} = 5.89 < 9 \Rightarrow \text{Tv.sn.kl 1} \quad \text{Flens}$$

Regner videre for tv.sn.kl 4, og elastisk for hele tverrsnittet

$$h_w := h - 2 \cdot t_f = 373 \text{ mm}$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad I_y := 231.3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_y := 1160 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad \gamma_{M0} := 1.05$$

$$\eta := 1.0$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 43.372 < \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta} = 58.58 \quad (6.22)$$

$$A_v := \max((h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w, h_w \cdot t_w) = (3.208 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$L_y := 6 \text{ m} \quad L_x := 8 \text{ m} \quad \text{Lastbredde}$$

$$A := L_y \cdot L_x = 48 \text{ m}^2 \quad \text{Lastareal}$$

$$p_s := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Tetthet stål} \quad \text{NS-EN 1991-1-1:2002} \\ \text{Tabell A.4}$$

$$A_{bjelke} := A_{IPE} \cdot L_y = 0.051 \text{ m}^2 \cdot \text{m}$$

## Lasteberegning

$$g_b := p_s \cdot A_{IPE} = 0.651 \frac{kN}{m}$$

Egenvekt bjelke

$$g_d := 6.8 \frac{kN}{m^2} \cdot L_x = 54.4 \frac{kN}{m}$$

Egenlast dekke

$$p_A := 2.0 \frac{kN}{m^2} \cdot L_x = 16 \frac{kN}{m}$$

Nyttelast

$$q_{Ed} := (g_b + g_d) \cdot 1.2 + p_A \cdot 1.5 = 90.061 \frac{kN}{m}$$

Jevnt fordelt last

Betrakter last fra bjelke og dekke som jevnt fordelt last

**Skjærnekking** - Alle valsede I- og H- profiler oppfyller slankhetskravene for S355, bortsett fra HE800A - HE1000A og HE1000B

Ref: Stål Håndbok s. 126.

**Plateknekking:**

NS-EN 1993-1-5:2006+AC  
+A1:2017+A2:2019+NA:2019

$$\psi := 1.0 \quad k\sigma := 4$$

Tabell 4.1

$$\lambda_p := \sqrt{\frac{\frac{h_w}{t_w}}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k\sigma}}} = 0.969$$

[4.4(2)]

$$0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055 \psi} = 0.673 < \lambda_p \quad (4.2)$$

gir

$$\rho := \frac{\lambda_p - 0.055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda_p^2} = 0.798 \quad \text{Reduksjonsfaktor}$$

$$heff := h_w \cdot \rho = 297.588 \text{ mm}$$

$$Aeff := 2 \cdot b \cdot t_f + heff \cdot t_w = (7.419 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Finner elastisk motstandsmoment:

$$Z := \frac{h_w}{2} + t_r = 200 \text{ mm}$$

$$I_{yeff} := 2 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot b \cdot t_f^3 + b \cdot t_f \cdot \left( Z - \frac{t_f}{2} \right)^2 \right) + \frac{1}{12} \cdot t_w \cdot heff^3 = (2.005 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$W_{ok} := \frac{I_{yeff}}{heff - Z} = (2.054 \cdot 10^6) \text{ mm}^3 \quad W_{uk} := \frac{I_{yeff}}{Z} = (1.002 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Wok > Wuk --> bruker Wuk siden den er minst

Bøyningmoment [6.2.5]:

NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014  
+NA:2015

$$M_{Ed} := q_{Ed} \cdot \frac{L_y^2}{8} = 405.274 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el.Rd} := W_{uk} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 338.873 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Elastisk momentkapasitet} \quad (6.14)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{el.Rd}} = 1.196 < 1.0 \Rightarrow \text{Ikke OK utnyttelse} \quad (6.12)$$

Momentutnyttelsen overskrides, og det må derfor vurderes andre løsninger.  
Ett alternativ er å velge lengde på 5 meter slik som bjelke 1 viser.

Skjærkraft [6.2.6]:

$$V_{Ed} := q_{Ed} \cdot \frac{L_y}{2} = 270.182 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = (1.952 \cdot 10^5) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Dimensjonerende skjærspenning} \quad (6.19)$$

$$A.1 := b \cdot t_f \quad Z.1 := Z - \frac{t_f}{2}$$

$$A.2 := \frac{heff}{2} \cdot t_w \quad Z.2 := \frac{heff}{4}$$

$$S := A.1 \cdot Z.1 + A.2 \cdot Z.2 \quad \text{1. Arealmoment}$$

$$V_{Rd} := \frac{I_{yeff} \cdot t_w \cdot \tau_{Rd}}{S} = 595.816 \text{ kN} \quad \text{Skjærkapasitet} \quad (6.20)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.453 < 0.5 \Rightarrow \text{OK} \quad \text{Påvirker ikke kombinert virkning} \quad (6.17)$$

Nedbøyning:

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad I_{..} := 231.3 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4 \quad I_{..} := 13.2 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$mm^2$

$$\delta_{jevnt} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Ed} \cdot L_y^4}{E \cdot I_y} = 31.288 \text{ mm} < \frac{L_y}{200} = 30 \text{ mm}$$

Stålkonstruksjoner  
Profil og Formler

Nedbøying av bjelke er ikke OK, velger derfor å sveise med overhøyde på 10 mm

## Vedlegg B4: Resonansfrekvens IPE 400

NS-EN 1993-1-1

Tverrsnittsdata

$$l := 5 \text{ m}$$

$$I := 231.3 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

Tall fra  
betongelementforeningens  
exel-ark

$$E := 210000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

[3.2.6]

$$m_{\text{påført}} := 852.316 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Hentet fra  
resonans Hulldekker

$$m_{\text{IPE400}} := 66.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Hentet  
"Stålkonstruksjoner-  
profiler fra og  
formeler" (2017)

$$m_{\text{total}} := m_{\text{påført}} + m_{\text{IPE400}} = 918.616 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Frekvens:

$$F := \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt[2]{E \cdot \frac{I}{m_{\text{total}}}} = 14.448 \text{ Hz}$$

Betongelementforeningen,  
Betongelementboken bind  
C [1.4.1], 2020

IPE bjelkens frekvens tilsvarer 14,448 Hz. Ettersom den ikke er nærme frekvensen for hulldekket, kan man se på de hver for seg.



## Vedlegg B5: Resonansfrekvens IPE 400

NS-EN 1993-1-1

Tverrsnittsdata

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

$$I := 231.3 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

Tall fra  
betongelementforeningens  
exel-ark

$$E := 210000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

[3.2.6]

$$m_{\text{påført}} := 852.316 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Hentet fra  
resonans Hulldekker

$$m_{\text{IPE400}} := 66.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Hentet "Stålkonstruksjoner-  
profiler fra og  
formeler" (2017)

$$m_{\text{total}} := m_{\text{påført}} + m_{\text{IPE400}} = 918.616 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

**Frekvens**

$$F := \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt[2]{E \cdot \frac{I}{m_{\text{total}}}} = 10.033 \text{ Hz}$$

Betongelementforeningen,  
Betongelementboken bind  
C [1.4.1], 2020

IPE-bjerkens frekvensstilsvare er 10.033 Hz. Ettersom den ikke er nærmere frekvensen for huldekke, kan man se på de hver for seg.

## Vedlegg B6: Kontroll av søyler i påbygg NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015

Søylene blir påført krefter i form av aksialtrykk  $N$  og moment  $M$ .  
Ifc-filen fra H2 Byggeteknikk viser at det er tiltenkt søyler av hulprofil. Det blir gjort en kontroll av den søylen som antagelig "har det værst" -TEM

Varmformet HUP 300x300x10, S355

Tverrsnittsklasse for trykk:

Tab 5.2

$$h := 300 \text{ mm}$$

$$b := 300 \text{ mm}$$

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

$$c := h - 2 \cdot t_f = 280 \text{ mm}$$

$$f_y := 355$$

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.814$$

$$\frac{c}{t_f \cdot \varepsilon} = 34.414 < 38 \quad \text{--> Tverrsnittsklasse 2}$$

Regner elastiske kapasiteter (som tv.kl 3) som er anbefalt ved stabilitetsproblem som kommer på grunn av vindlasten(?)

Tverrsnittskontroll

(6.2)

$$L_b := 5 \text{ m}$$

$$q_{Ed} := 1.635 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b = 8.175 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Vindlast}$$

$$L := 3.75 \text{ m} \quad \text{Søylelengde}$$

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

$$\gamma M_1 := 1.05$$

$$W_y := 99.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad \text{Elastisk}$$

$$My_{Ed} := \frac{(q_{Ed} \cdot L^2)}{8} = 14.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$My_{Rd} := \frac{fy}{\gamma M_1} \cdot Wy = 33.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontrollerer kapasiteten til søyle 2.6 vist i figur 14 i rapporten

Velger bjelker av IPE400

Søyle 1.5

$$g_b := 0.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Egenvekt bjelke IPE400}$$

$$g_d := 6.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenvekt hulldekke}$$

$$g_p := 1.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Påført egenlast}$$

$$p := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Nyttelast kategori A}$$

$$Ly := 5 \text{ m} \quad \text{Lastbredde langsiden}$$

$$Lx := 8 \text{ m} \quad \text{Lastbredde kortsiden}$$

$$A := Ly \cdot Lx \quad \text{Lastareal}$$

$$A_{søyle} := 11.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad \text{Areal HUP300x300x10}$$

$$N_{Ed} := g_b \cdot Ly + g_d \cdot A + g_p \cdot A + p \cdot A = 431.25 \text{ kN}$$

Kontrollerer søylen for bøyeknekking på grunn av sentrisk trykk: [6.3.1.1]

$$L_{cr} := L = 3.75 \text{ m} \quad \text{Knekk lengde}$$

$$I := 159 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad \text{Arealtreghetsmoment (svak akse)}$$

$$i := \sqrt{\frac{I}{A_{søyle}}} = 118.099 \text{ mm} \quad \text{Arealtreghetsradius}$$

$$E := 210 \cdot 10^3 \frac{N}{mm^2} \quad \text{E-modul S355}$$

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

$$\bar{\lambda} := \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.416 \quad \text{Relativ slankhet for tv.kl 3} \quad (6.50)$$

Grunnlag for valg av knekkurve: Tab 6.2

Varmformet hulprofil S355 => knekkurve a

$$\chi := 0.77 \quad \text{Fig.6.4}$$

Dimensjonerende knekkapasitet tv.kl 3:

$$N_{bRd} := \frac{(\chi \cdot A_{s\ddot{o}yle} \cdot f_y)}{\gamma M_1} = (2.968 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd}} = 0.145 < 1.0 \quad \text{OK} \quad (6.46)$$

Kapasitetskontroll av søylen:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd}} + \frac{M_{yEd}}{M_{yRd}} = 0.572 < 1.0 \quad \text{OK} \quad (6.61)$$

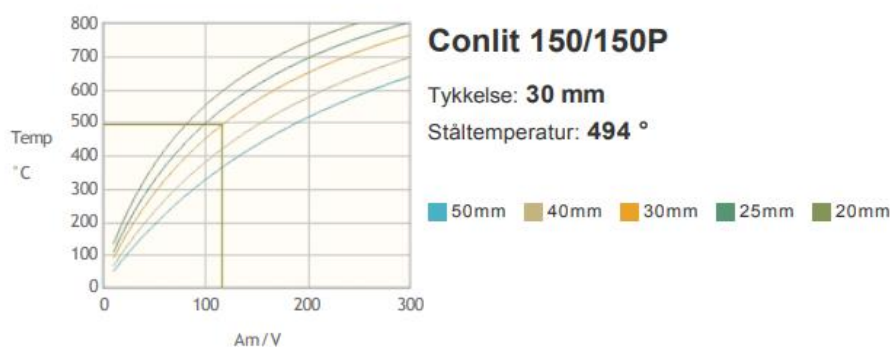
Ser at søylen holder

*NB: Tar ikke med forsterkningsfaktor k i formel (6.61) da eksentrisitet er neglisjert på grunn av konservativt medtatt moment pga. vindlast. Regner derfor kun Von Mises.*

## Vedlegg B7

**ROCKWOOL®**  
BRANNSIKKER ISOLASJON

Prosjektnavn	IPE 400
Utarbeidet av	Belsås, Inntveit, Johannesen



### Conlit 300

Tykkelse: **25 mm**  
Ståltemperatur: **487 °**

■ 40mm ■ 30mm ■ 25mm ■ 20mm ■ 15mm ■ 10mm

Festemetode	Sveisemetode (Conlit 150 og 300)
Brannklasse	R90
Maks. ståltemperatur	500
Am/V	116
Profil	IPE
Dimensjon	400 : 400 x 180
Antall sider	3 sider

### Vedlegg C1 - Avstivningsberegninger skiver

Tittel Avstivningsberegninger skiver		Side 1	
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

Dataprogram: V-SKIVE versjon 7.1.0 Laget av sivilingeniør Ove Sletten

Data er lagret på fil: C:\Users\ingri\OneDrive - Høgskulen på Vestlandet\semester 6\bacheloroppgave\bacheloroppgave mappe\vskive\bygg med påbygg.sk1

Beregning av forskyvninger er basert på Emodul = 25000 N/mm<sup>2</sup>

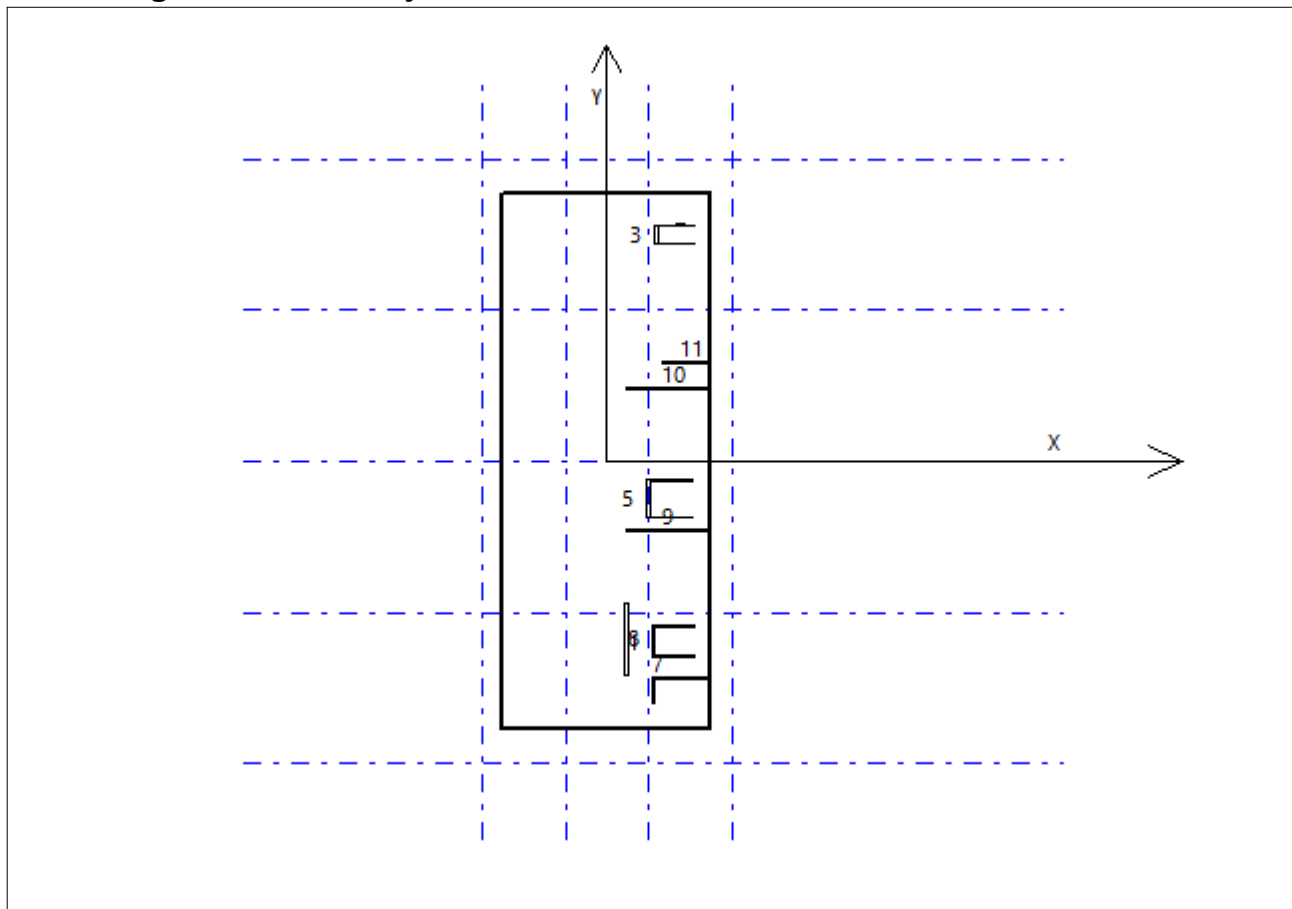
Stivhetsmatrise for veggskiver: Bjelkemodell er benyttet

Antall etasjer:	7
Antall skiver:	11
Antall lasttilfeller:	2
Antall lastkombinasjoner:	2
Antall utsparinger:	1

### Etasjehøyder

Etasje nr	Etasjehøyde
1	3750
2	3750
3	3750
4	3750
5	3750
6	3000
7	3000

### Plassering av skiver i etasje nr. 1

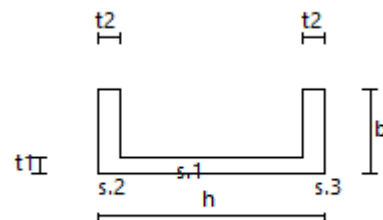


Følgende skiver er ikke aktive : 2 4 6

Tittel Avstivningsberegninger skiver			Side 2
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

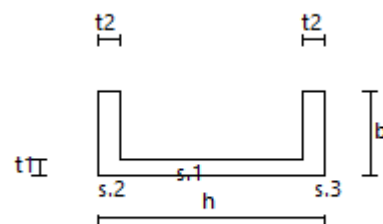
### Skive nr 1

Posisjonsdata:		Etasje	b(mm)	h(mm)	t1(mm)	t2(mm)
x (mm)	5600	1	5000	4000	200	200
Y (mm)	-23800	2	5000	4000	200	200
V(grader)	270,0	3	5000	4000	200	200
Fra etasje	1	4	5000	4000	200	200
Til etasje	7	5	5000	4000	200	200
		6	5000	4000	200	200
		7	5000	4000	200	200



### Skive nr 3

Posisjonsdata:		Etasje	b(mm)	h(mm)	t1(mm)	t2(mm)
x (mm)	6000	1	4600	2600	200	200
Y (mm)	30000	2	4600	2600	200	200
V(grader)	270,0	3	4600	2600	200	200
Fra etasje	1	4	4600	2600	200	200
Til etasje	7	5	4600	2600	200	200
		6	4600	2600	200	200
		7	4600	2600	200	200

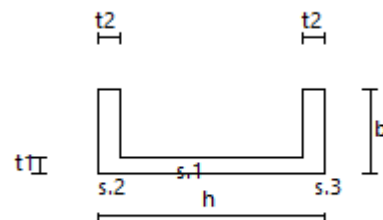


### Utsparinger

Etasje	Side	x(mm)	z(mm)	b(mm)	h(mm)
1	2	1000	1000	1000	1000

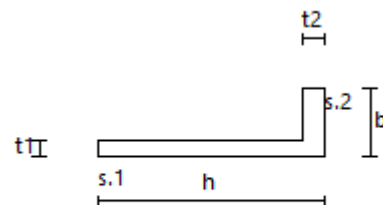
### Skive nr 5

Posisjonsdata:		Etasje	b(mm)	h(mm)	t1(mm)	t2(mm)
x (mm)	5000	1	5500	5000	200	200
Y (mm)	-5000	2	5500	5000	200	200
V(grader)	270,0	3	5500	5000	200	200
Fra etasje	1	4	5500	5000	200	200
Til etasje	7	5	5500	5000	200	200
		6	5500	5000	200	200
		7	5500	5000	200	200



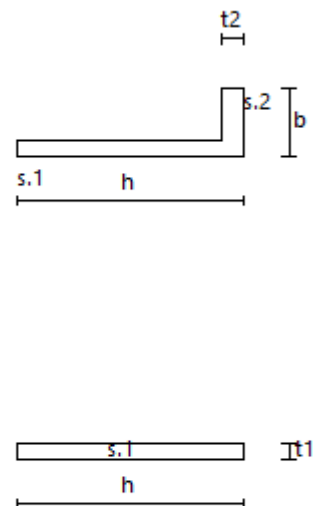
### Skive nr 7

Posisjonsdata:		Etasje	b(mm)	h(mm)	t1(mm)	t2(mm)
x (mm)	5650	1	3370	6850	150	150
Y (mm)	-28680	2	3370	6850	150	150
V(grader)	180,0	3	3370	6850	150	150
Fra etasje	1	4	3370	6850	150	150
Til etasje	5	5	3370	6850	150	150



### Skive nr 8

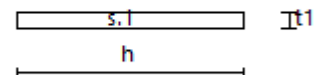
Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	2350	1	9570	200
Y (mm)	-23515	2	9570	200
V(grader)	90,0	3	9570	200
Fra etasje	1	4	9570	200
Til etasje	5	5	9570	200



Tittel Avstivningsberegninger skiver			Side 3
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

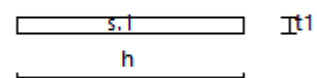
### Skive nr 9

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	7425	1	10150	200
Y (mm)	-9130	2	10150	200
V(grader)	0,0	3	10150	200
Fra etasje	1	4	10150	200
Til etasje	5	5	10150	200



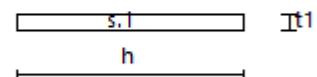
### Skive nr 10

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	7425	1	10150	150
Y (mm)	9570	2	10150	150
V(grader)	0,0	3	10150	150
Fra etasje	1	4	10150	150
Til etasje	5	5	10150	150



### Skive nr 11

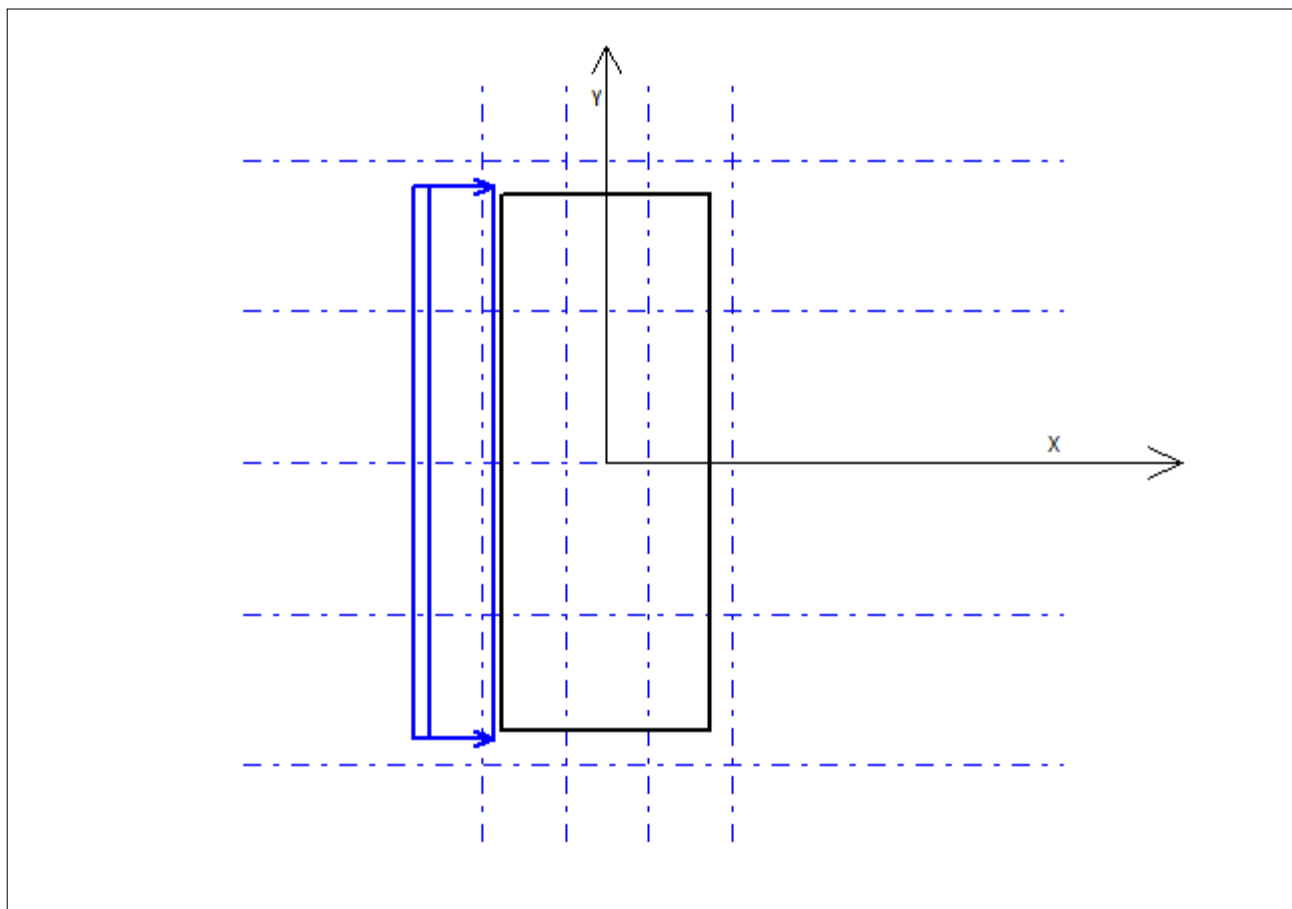
Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	9600	1	5800	150
Y (mm)	13070	2	5800	150
V(grader)	0,0	3	5800	150
Fra etasje	1	4	5800	150
Til etasje	5	5	5800	150





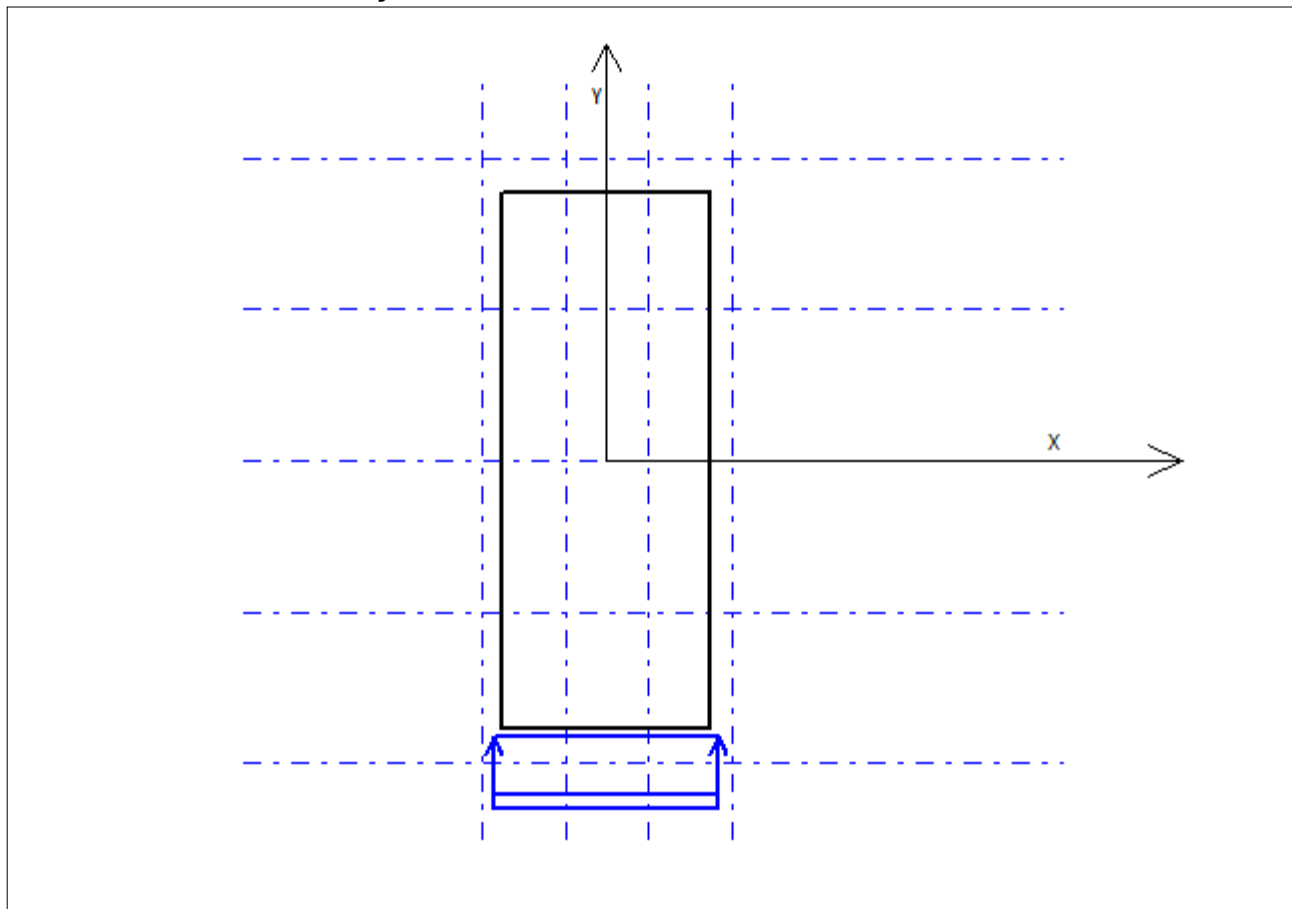
Tittel Avstivningsberegninger skiver		Side 4	
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

### Lasttilfelle nr 1: vind fra x



Tittel Avstivningsberegninger skiver			Side 5
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

## Lasttilfelle nr 2: vind fra y



### Lastdata for lasttilfelle nr 1: vind fra x

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	8,2	-13500	-13500	-36500	36500	1	5
X	6,5	-13500	-13500	-36500	36500	6	7

### Lastdata for lasttilfelle nr 2: vind fra y

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	8,2	-13500	13500	-36500	-36500	1	5
Y	6,5	-13500	13500	-36500	-36500	6	7

### Lastkombinasjoner

Last-kombinasjon	Lasttilfelle nr	
	1	2
1	1	0
2	0	1

### Lastfaktorer for horisontallast

Lasttilfelle	Bruksgrense	Bruddgrense
1 vind fra x	1	1,5
2 vind fra y	1	1,5

Tittel Avstivningsberegninger skiver			Side 6
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

### Påført vertikallast (kN)

Skive nr	over etasje nr 1		over etasje nr 2		over etasje nr 3		over etasje nr 4		over etasje nr 5	
	egenvekt	nyttelast	egenvekt	nyttelast	egenvekt	nyttelast	egenvekt	nyttelast	egenvekt	nyttelast
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Skive nr	over etasje nr 6		over etasje nr 7	
	egenvekt	nyttelast	egenvekt	nyttelast
1	0	0	0	0
	0	0	0	0
	0	0	0	0
	0	0	0	0
	0	0	0	0
	0	0	0	0
	0	0	0	0
	0	0	0	0
	0	0	0	0
	0	0	0	0

### Lastfaktorer for vertikallast

	Bruksgrense	Bruddgrense
Egenvekt	1,00	1,20
Nyttelast	1,00	1,50

Egenvekt vertikalskiver: 2500 kg/m<sup>3</sup>

### Beregningsresultater

#### Aksialkraft i skive nr 1 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
7	204	0	204	245	0	245
6	408	0	408	490	0	490
5	663	0	663	796	0	796
4	918	0	918	1102	0	1102
3	1173	0	1173	1408	0	1408
2	1428	0	1428	1714	0	1714
1	1683	0	1683	2020	0	2020

#### Aksialkraft i skive nr 3 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
7	171	0	171	205	0	205
6	342	0	342	410	0	410
5	556	0	556	667	0	667
4	770	0	770	923	0	923
3	983	0	983	1180	0	1180
2	1197	0	1197	1436	0	1436
1	1406	0	1406	1687	0	1687

Tittel Avstivningsberegninger skiver			Side 7	
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre		Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

#### Aksialkraft i skive nr 5 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
7	234	0	234	281	0	281
6	468	0	468	562	0	562
5	761	0	761	913	0	913
4	1053	0	1053	1264	0	1264
3	1346	0	1346	1615	0	1615
2	1638	0	1638	1966	0	1966
1	1931	0	1931	2317	0	2317

#### Aksialkraft i skive nr 7 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
5	142	0	142	170	0	170
4	283	0	283	340	0	340
3	425	0	425	510	0	510
2	566	0	566	680	0	680
1	708	0	708	850	0	850

#### Aksialkraft i skive nr 8 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
5	179	0	179	215	0	215
4	359	0	359	431	0	431
3	538	0	538	646	0	646
2	718	0	718	861	0	861
1	897	0	897	1077	0	1077

#### Aksialkraft i skive nr 9 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
5	190	0	190	228	0	228
4	381	0	381	457	0	457
3	571	0	571	685	0	685
2	761	0	761	914	0	914
1	952	0	952	1142	0	1142

#### Aksialkraft i skive nr 10 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
5	143	0	143	171	0	171
4	285	0	285	343	0	343
3	428	0	428	514	0	514
2	571	0	571	685	0	685
1	714	0	714	856	0	856

#### Aksialkraft i skive nr 11 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
5	82	0	82	98	0	98
4	163	0	163	196	0	196
3	245	0	245	294	0	294
2	326	0	326	392	0	392
1	408	0	408	489	0	489

Tittel Avstivningsberegninger skiver			Side 8
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

**Lastkombinasjon nr 1 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning**

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0,0	0,0	5600	-23800	7	1
0,1	0,0	5600	-23800	6	1
0,0	0,0	5600	-23800	5	1
0,0	0,0	5600	-23800	4	1
0,0	0,0	5600	-23800	3	1
0,0	0,0	5600	-23800	2	1
-0,1	0,0	5600	-23800	1	1
0,0	0,0	6000	30000	7	3
0,1	0,0	6000	30000	6	3
0,1	0,0	6000	30000	5	3
0,1	0,0	6000	30000	4	3
0,0	0,0	6000	30000	3	3
0,0	0,0	6000	30000	2	3
-0,1	0,0	6000	30000	1	3
0,0	0,0	5000	-5000	7	5
0,1	0,0	5000	-5000	6	5
0,1	0,0	5000	-5000	5	5
0,1	0,0	5000	-5000	4	5
0,0	0,0	5000	-5000	3	5
0,0	0,0	5000	-5000	2	5
-0,1	0,0	5000	-5000	1	5
0,0	0,0	5650	-28680	5	7
0,0	0,0	5650	-28680	4	7
0,0	0,0	5650	-28680	3	7
0,0	0,0	5650	-28680	2	7
0,0	0,0	5650	-28680	1	7
0,0	0,0	2350	-23515	5	8
0,0	0,0	2350	-23515	4	8
0,0	0,0	2350	-23515	3	8
0,0	0,0	2350	-23515	2	8
0,0	0,0	2350	-23515	1	8
0,0	0,0	7425	-9130	5	9
0,1	0,0	7425	-9130	4	9
0,0	0,0	7425	-9130	3	9
0,0	0,0	7425	-9130	2	9
0,0	0,0	7425	-9130	1	9
0,0	0,0	7425	9570	5	10
0,1	0,0	7425	9570	4	10
0,0	0,0	7425	9570	3	10
0,0	0,0	7425	9570	2	10
0,0	0,0	7425	9570	1	10
0,0	0,0	9600	13070	5	11
0,0	0,0	9600	13070	4	11
0,0	0,0	9600	13070	3	11
0,0	0,0	9600	13070	2	11
0,0	0,0	9600	13070	1	11

Tittel Avstivningsberegninger skiver			Side 9
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

### Lastkombinasjon nr 2 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0,0	0,0	5600	-23800	7	1
0,0	0,1	5600	-23800	6	1
0,0	0,1	5600	-23800	5	1
0,0	0,1	5600	-23800	4	1
0,0	0,0	5600	-23800	3	1
0,0	0,0	5600	-23800	2	1
0,0	-0,1	5600	-23800	1	1
0,0	0,0	6000	30000	7	3
0,0	0,1	6000	30000	6	3
0,0	0,0	6000	30000	5	3
0,0	0,0	6000	30000	4	3
0,0	0,0	6000	30000	3	3
0,0	0,0	6000	30000	2	3
0,0	-0,1	6000	30000	1	3
0,0	0,0	5000	-5000	7	5
0,0	0,1	5000	-5000	6	5
0,0	0,1	5000	-5000	5	5
0,0	0,1	5000	-5000	4	5
0,0	0,0	5000	-5000	3	5
0,0	0,0	5000	-5000	2	5
0,0	-0,1	5000	-5000	1	5
0,0	0,0	5650	-28680	5	7
0,0	0,0	5650	-28680	4	7
0,0	0,0	5650	-28680	3	7
0,0	0,0	5650	-28680	2	7
0,0	0,0	5650	-28680	1	7
0,0	0,0	2350	-23515	5	8
0,0	0,0	2350	-23515	4	8
0,0	0,0	2350	-23515	3	8
0,0	0,0	2350	-23515	2	8
0,0	0,0	2350	-23515	1	8
0,0	0,0	7425	-9130	5	9
0,0	0,0	7425	-9130	4	9
0,0	0,0	7425	-9130	3	9
0,0	0,0	7425	-9130	2	9
0,0	0,0	7425	-9130	1	9
0,0	0,0	7425	9570	5	10
0,0	0,0	7425	9570	4	10
0,0	0,0	7425	9570	3	10
0,0	0,0	7425	9570	2	10
0,0	0,0	7425	9570	1	10
0,0	0,0	9600	13070	5	11
0,0	0,0	9600	13070	4	11
0,0	0,0	9600	13070	3	11
0,0	0,0	9600	13070	2	11
0,0	0,0	9600	13070	1	11

### Lastkombinasjon nr 1 Bruksgrense

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
7	478,1	0,0	-0,5	7	0	-0,0055
6	478,2	0,0	-1,1	6	0	-0,0046
5	597,8	0,0	-0,5	5	0	-0,0037
4	597,9	0,0	0,2	3	0	-0,0027
3	597,8	0,0	0,4	2	0	-0,0017
2	597,5	0,0	0,7	1	0	-0,0009

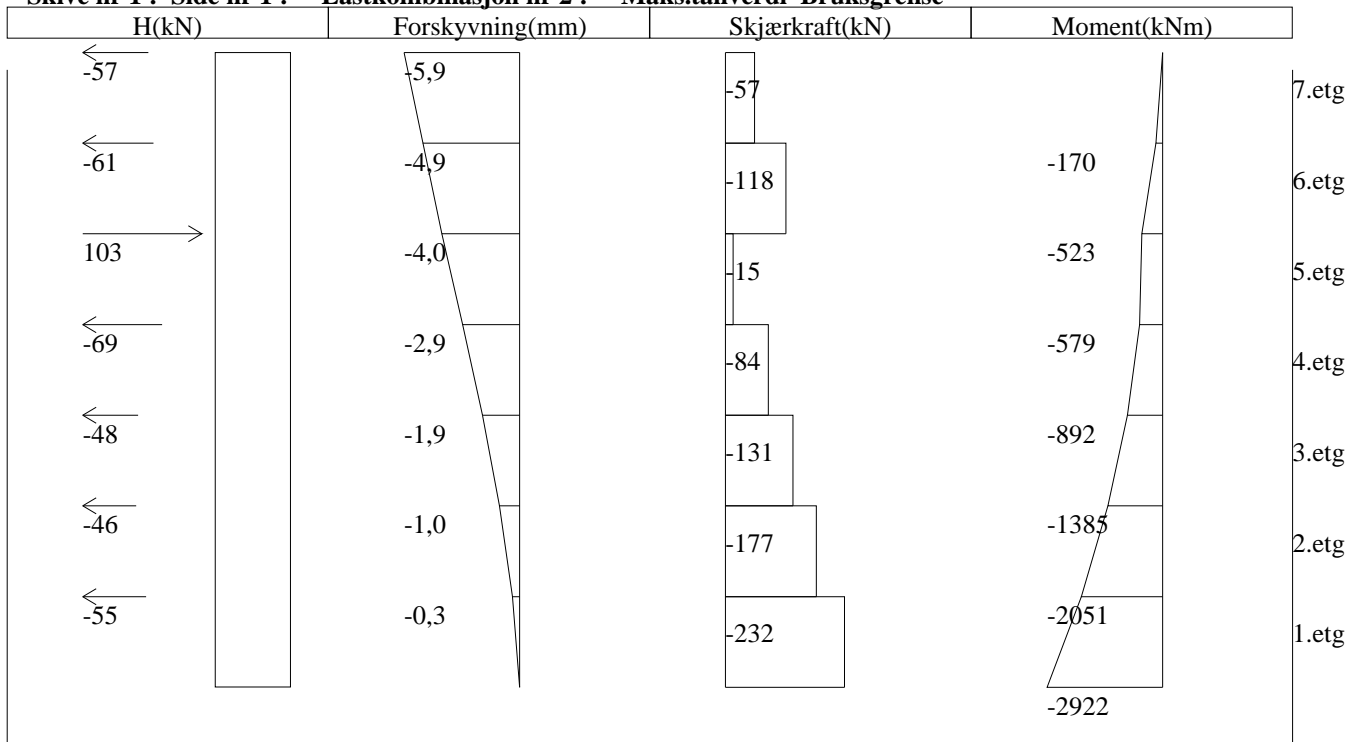
Tittel Avstivningsberegninger skiver			Side 10	
Prosjekt Merinokvartalet		Ordre		Sign B.S.I
			Dato 26-05-2022	

1	597,0	0,0	1,1	0	0	-0,0003
---	-------	-----	-----	---	---	---------

### Lastkombinasjon nr 2 Bruksgrense

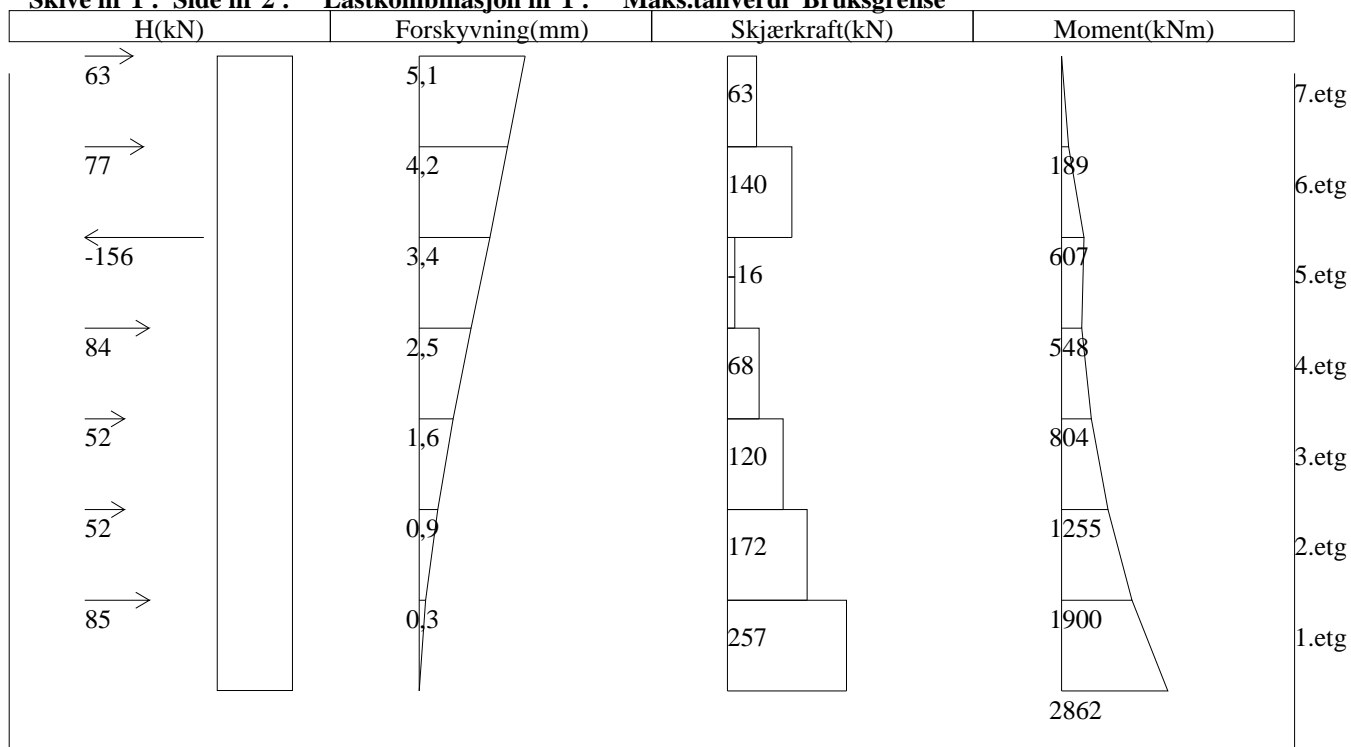
Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	R <sub>x</sub> (kN)	R <sub>y</sub> (kN)	R <sub>z</sub> (kNm)	V <sub>x</sub> (mm)	V <sub>y</sub> (mm)	V <sub>z</sub> (grader)
7	0,0	176,9	0,3	0	6	-0,0020
6	0,0	177,0	0,6	0	5	-0,0016
5	0,0	221,3	0,9	0	4	-0,0013
4	0,0	221,4	1,3	0	3	-0,0010
3	0,0	221,2	0,9	0	2	-0,0006
2	0,0	221,0	0,0	0	1	-0,0003
1	0,0	220,6	-1,3	0	0	-0,0001

### Skive nr 1 : Side nr 1 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense

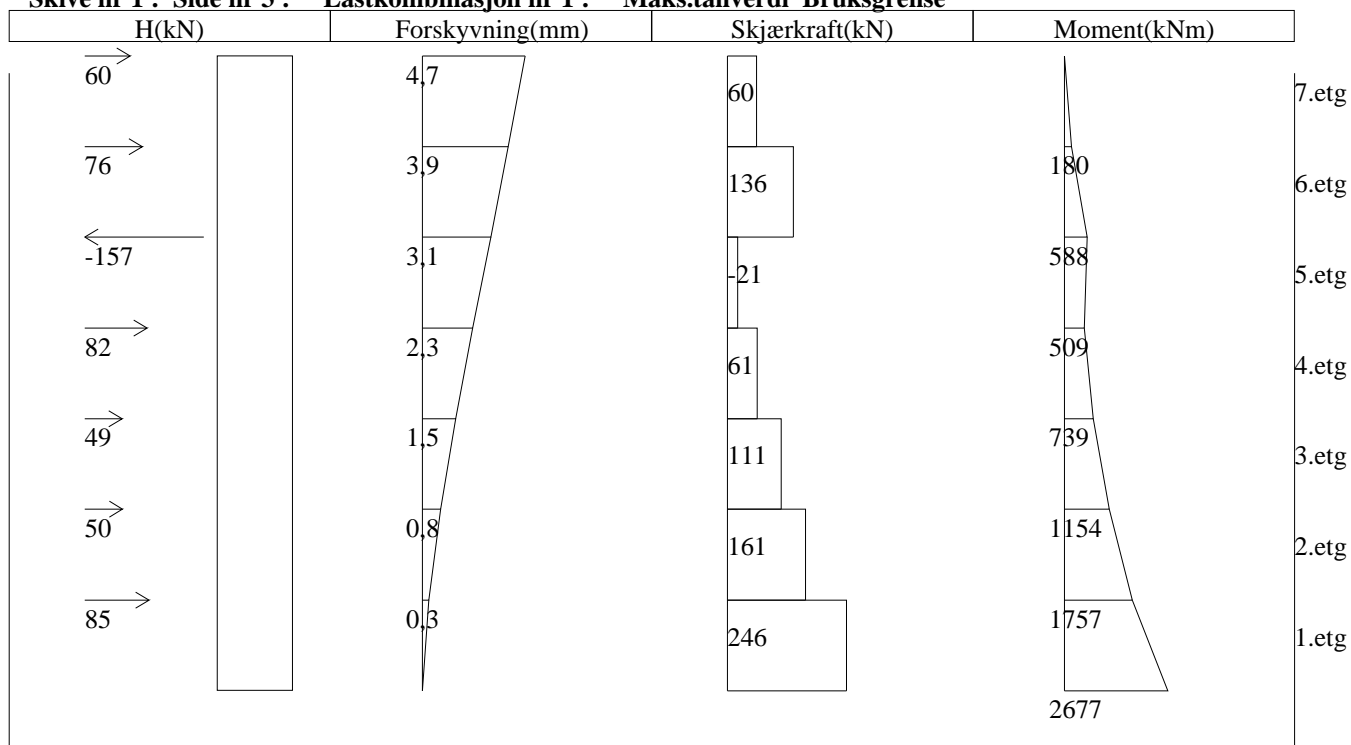


Tittel Avstivningsberegninger skiver			Side 11
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

**Skive nr 1 : Side nr 2 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense**



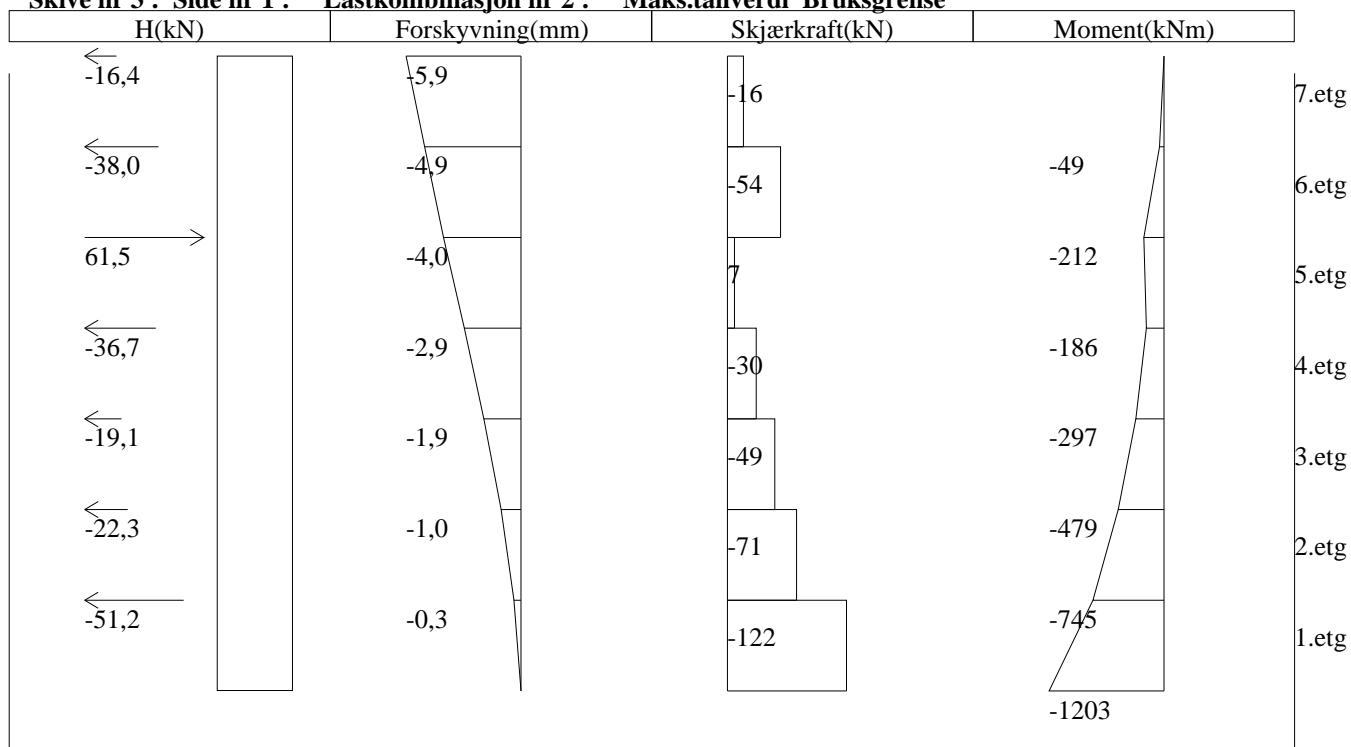
**Skive nr 1 : Side nr 3 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense**



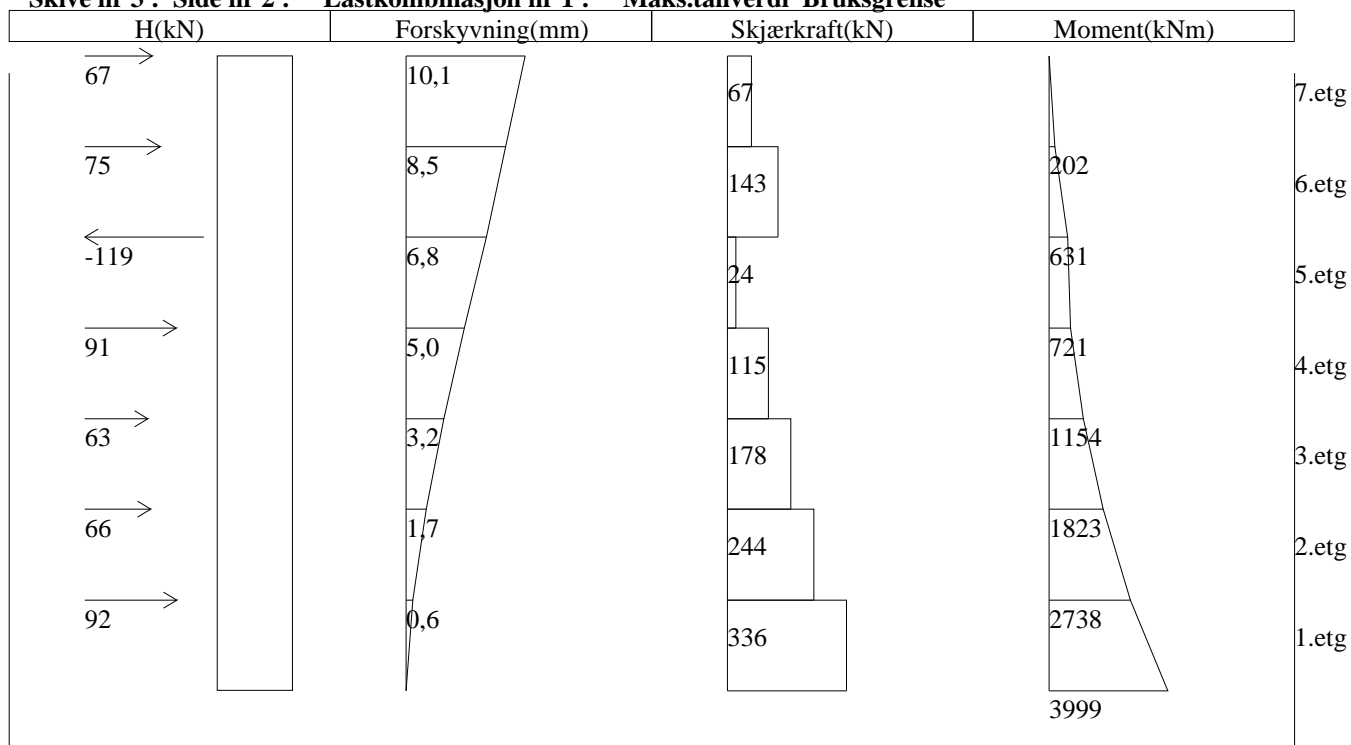


Tittel Avstivningsberegninger skiver			Side 12
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

**Skive nr 3 : Side nr 1 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense**

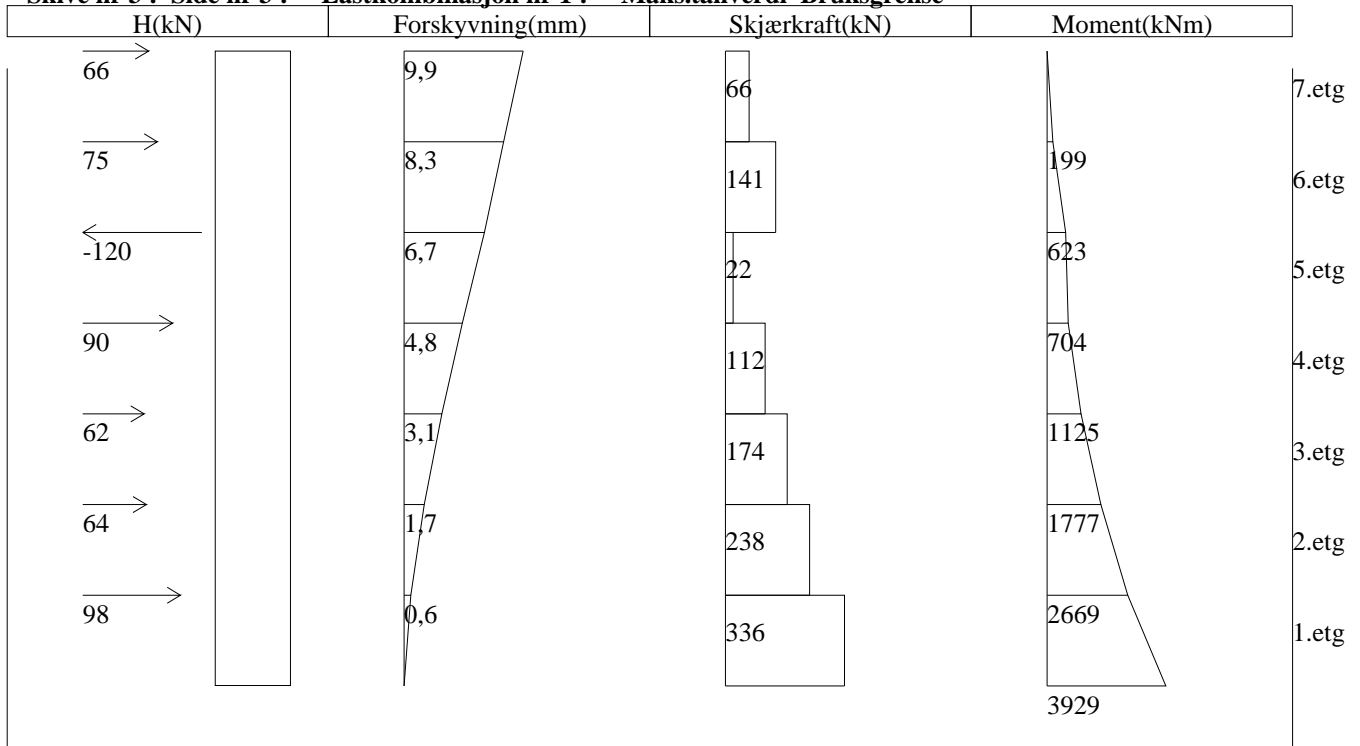


**Skive nr 3 : Side nr 2 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense**

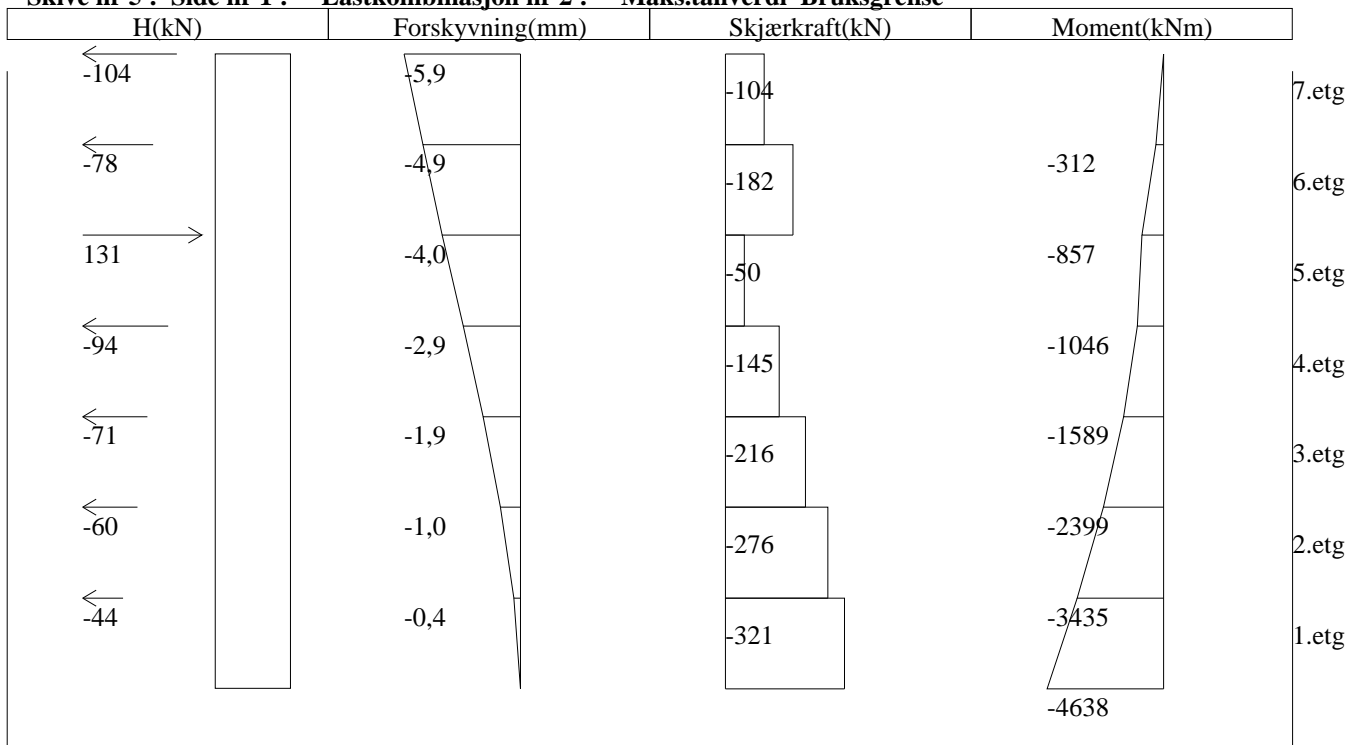


Tittel Avstivningsberegninger skiver			Side 13
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

**Skive nr 3 : Side nr 3 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense**

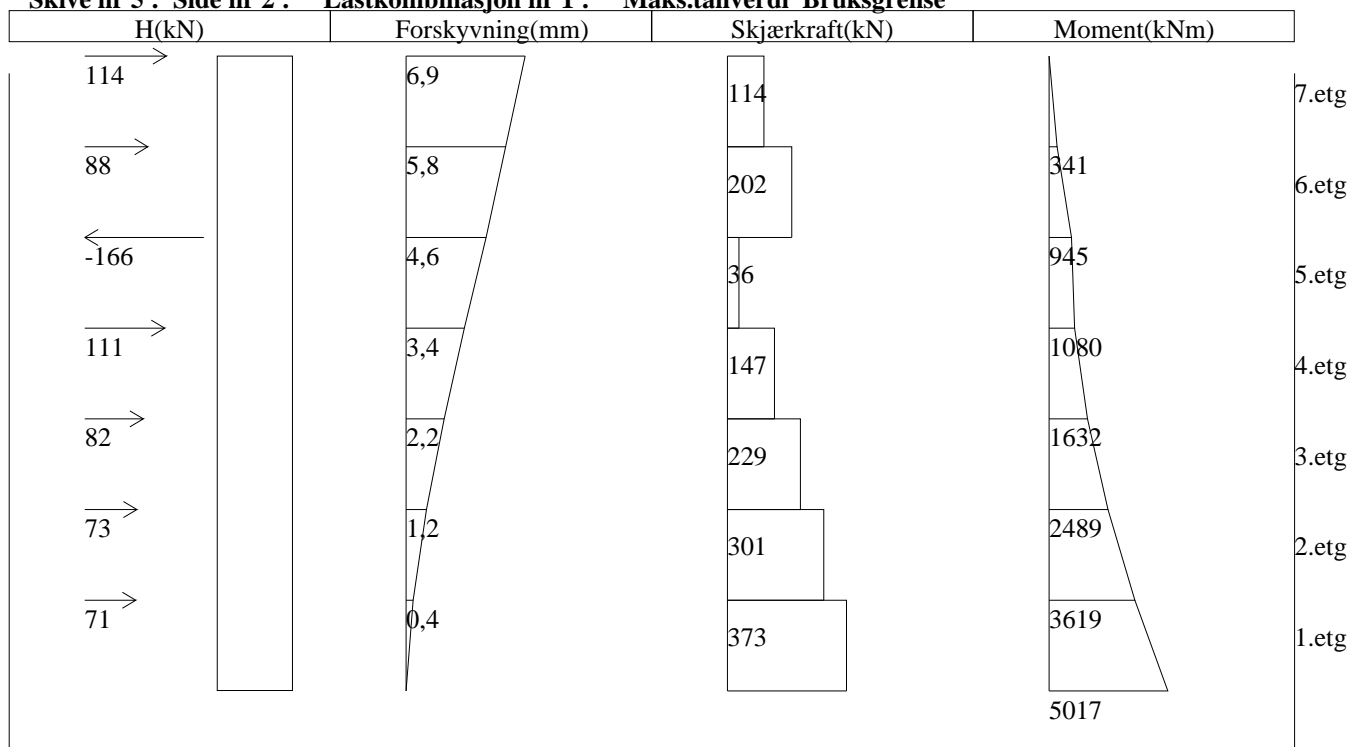


**Skive nr 5 : Side nr 1 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense**

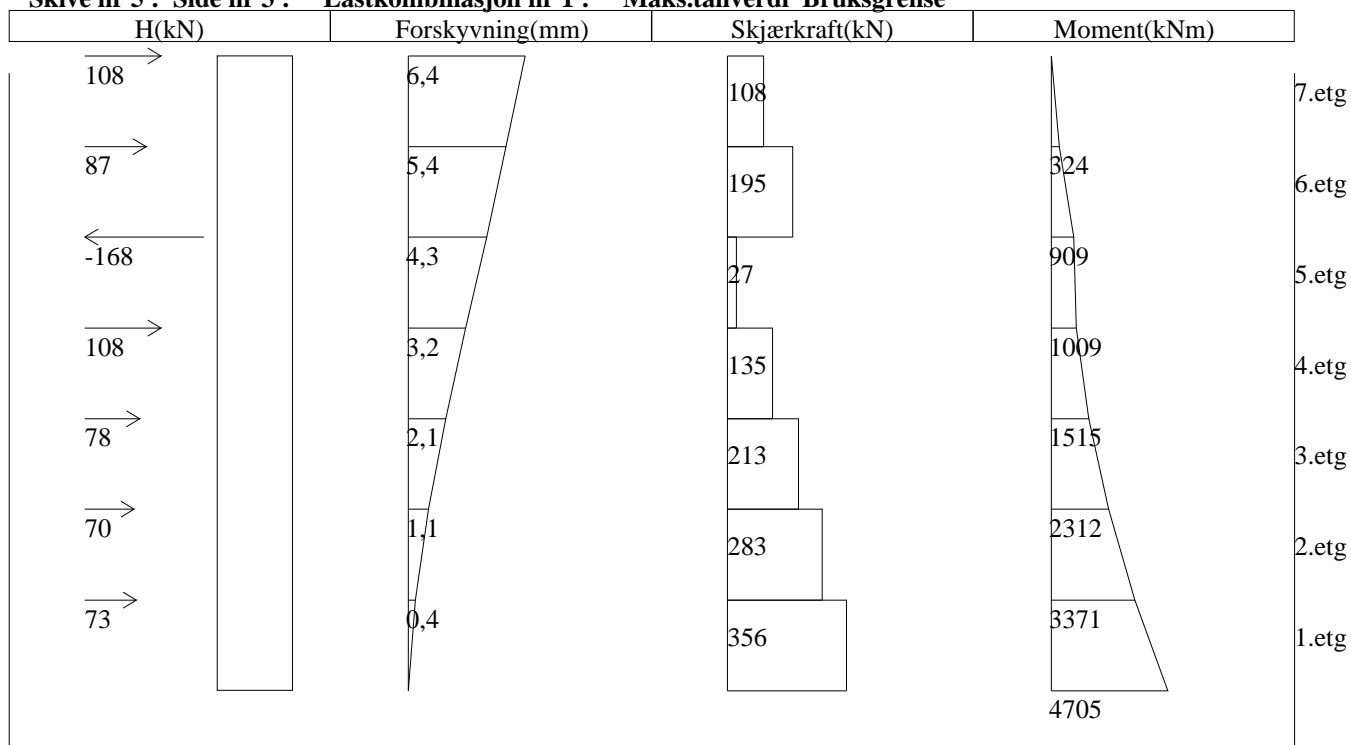


Tittel Avstivningsberegninger skiver			Side 14
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

**Skive nr 5 : Side nr 2 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense**

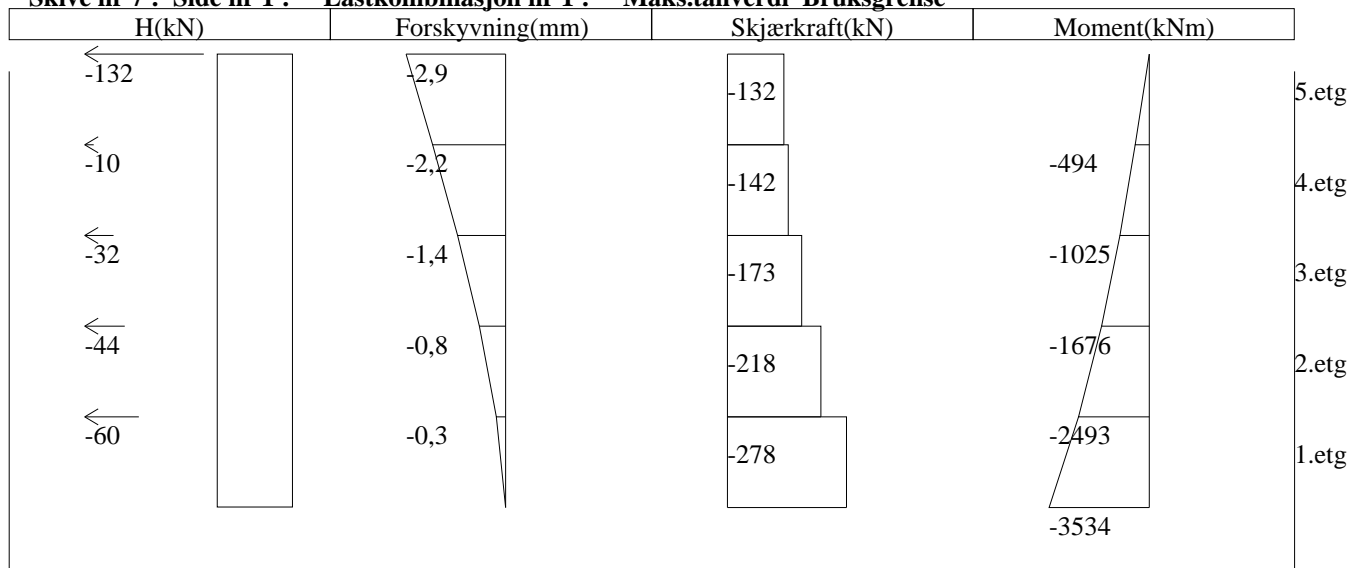


**Skive nr 5 : Side nr 3 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense**

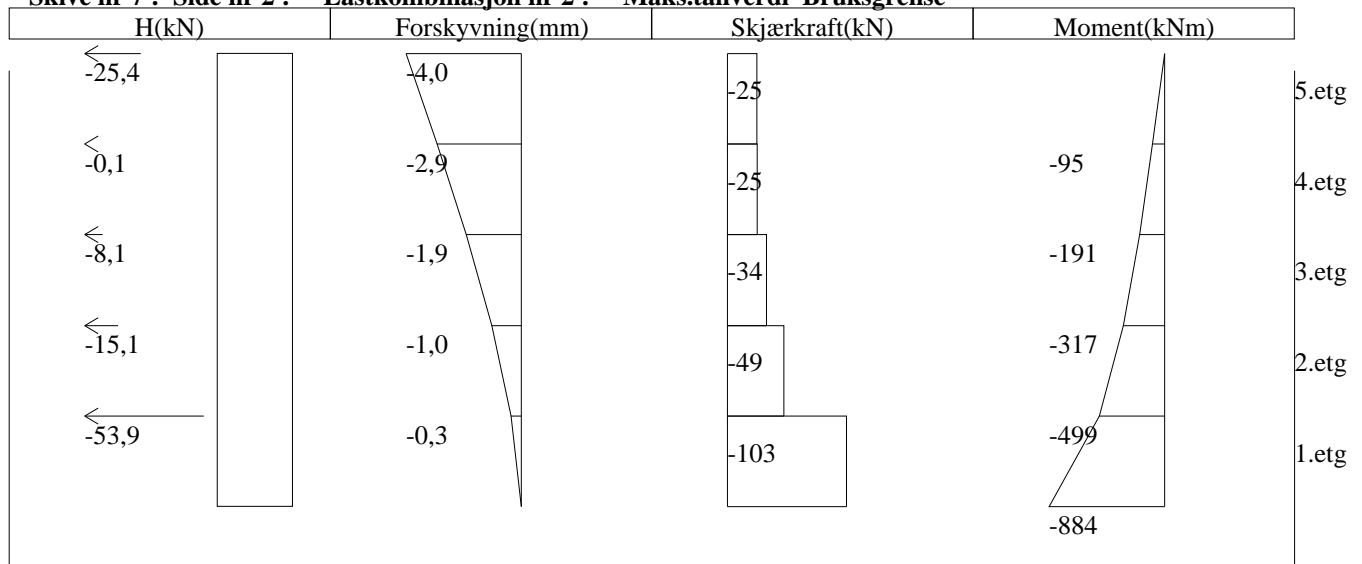


Tittel Avstivningsberegninger skiver			Side 15
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

**Skive nr 7 : Side nr 1 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense**

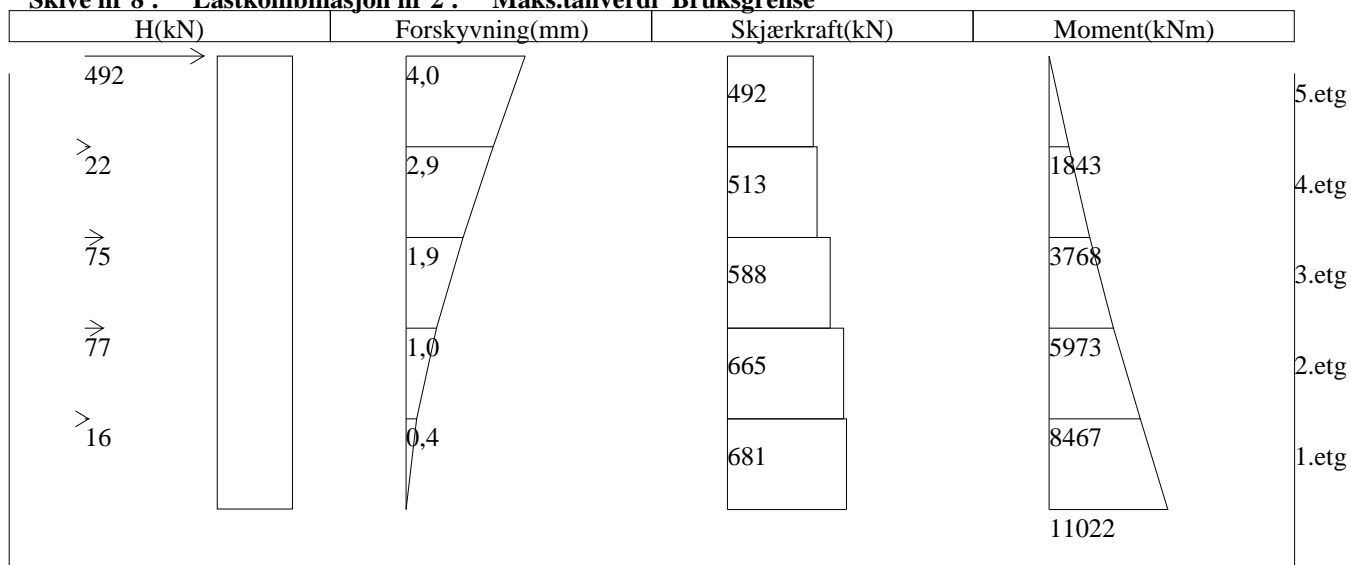


**Skive nr 7 : Side nr 2 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense**

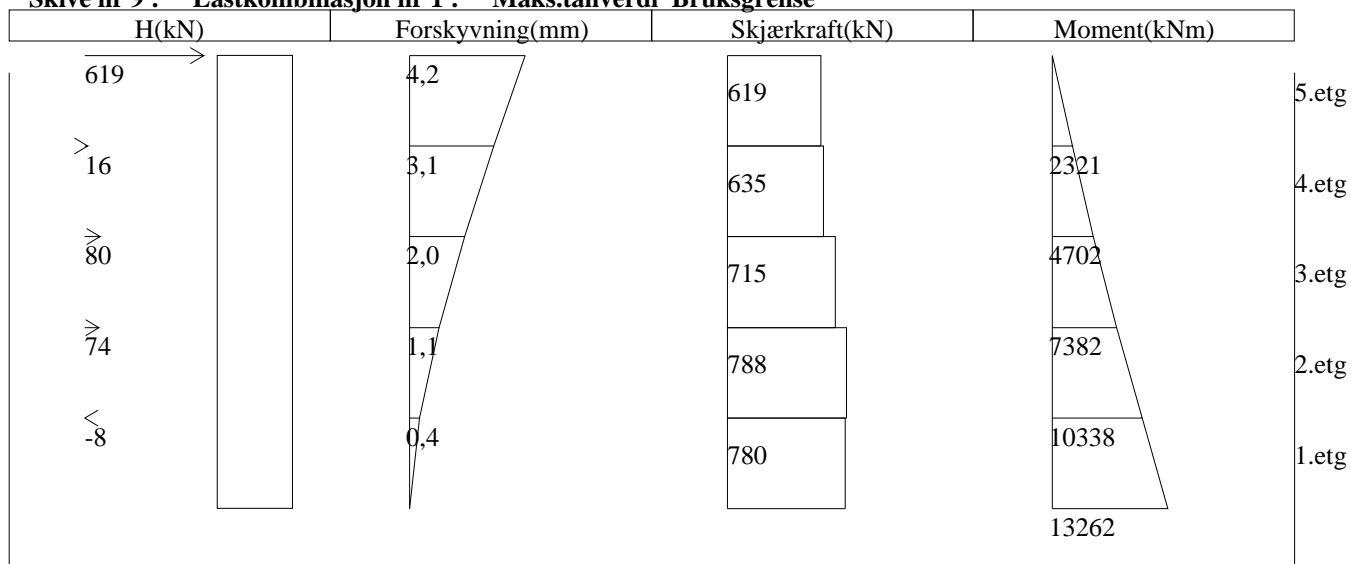


Tittel Avstivningsberegninger skiver			Side 16
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

**Skive nr 8 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense**

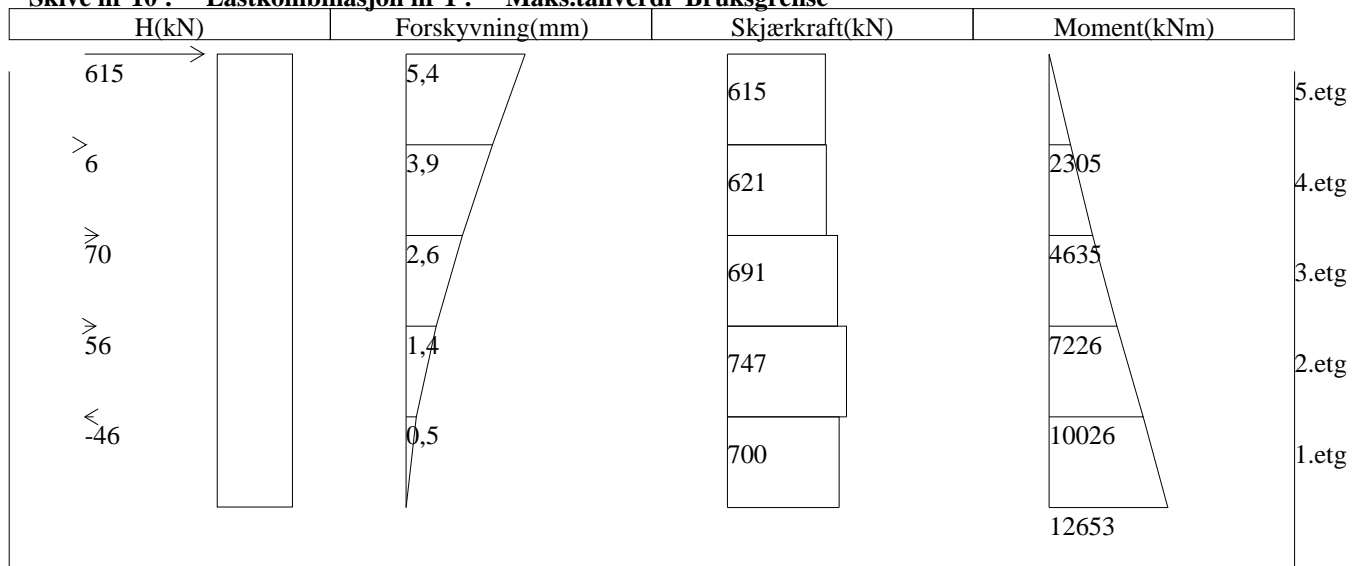


**Skive nr 9 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense**

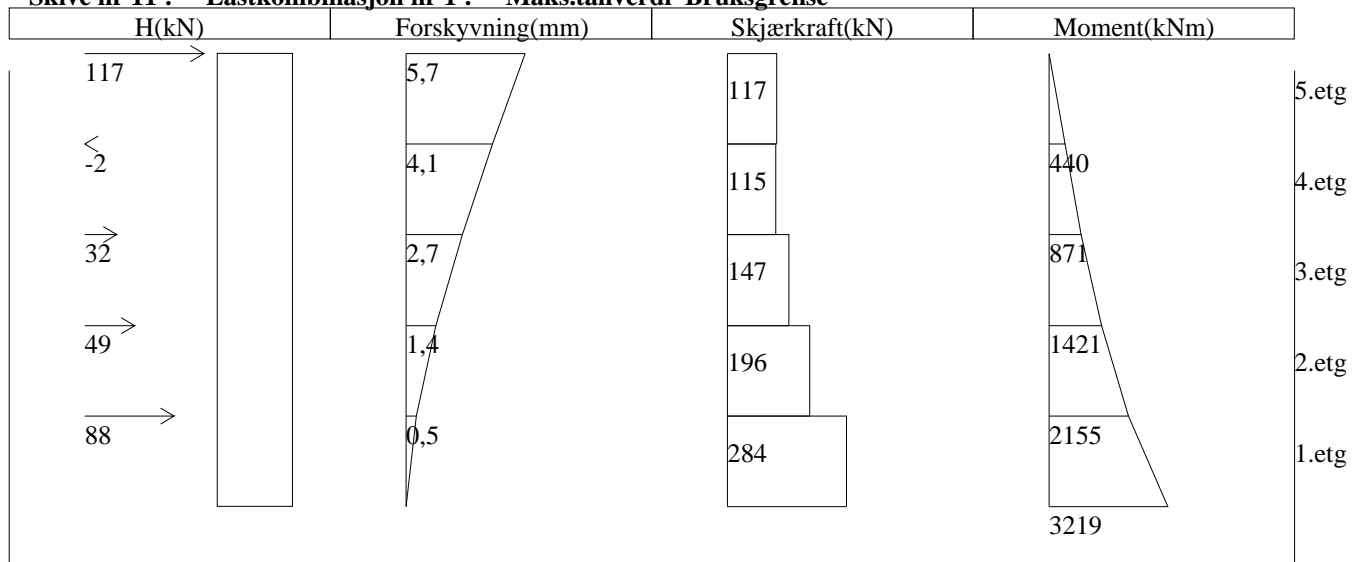


Tittel Avstivningsberegninger skiver			Side 17
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

**Skive nr 10 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense**



**Skive nr 11 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense**



**Maksimum og minimum snittkrefter for plane skiver**

**Skive nr 8 Bruksgrense**

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
5	179	179	1843	492
4	359	359	3768	513
3	538	538	5973	588
2	718	718	8467	665
1	897	897	11022	681

Tittel Avstivningsberegninger skiver			Side 18
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

### Skive nr 9 Bruksgrense

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
5	190	190	2321	619
4	381	381	4702	635
3	571	571	7382	715
2	761	761	10338	788
1	952	952	13262	780

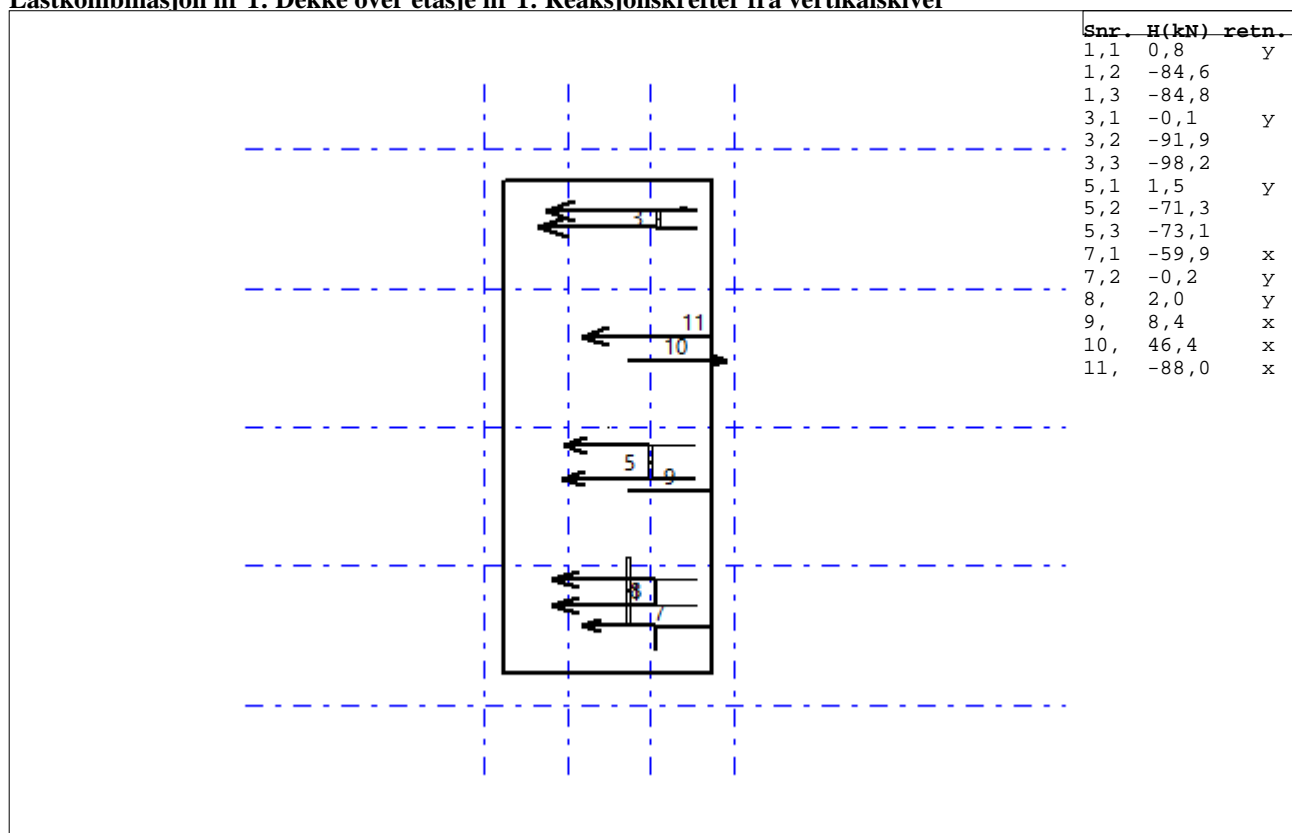
### Skive nr 10 Bruksgrense

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
5	143	143	2305	615
4	285	285	4635	621
3	428	428	7226	691
2	571	571	10026	747
1	714	714	12653	700

### Skive nr 11 Bruksgrense

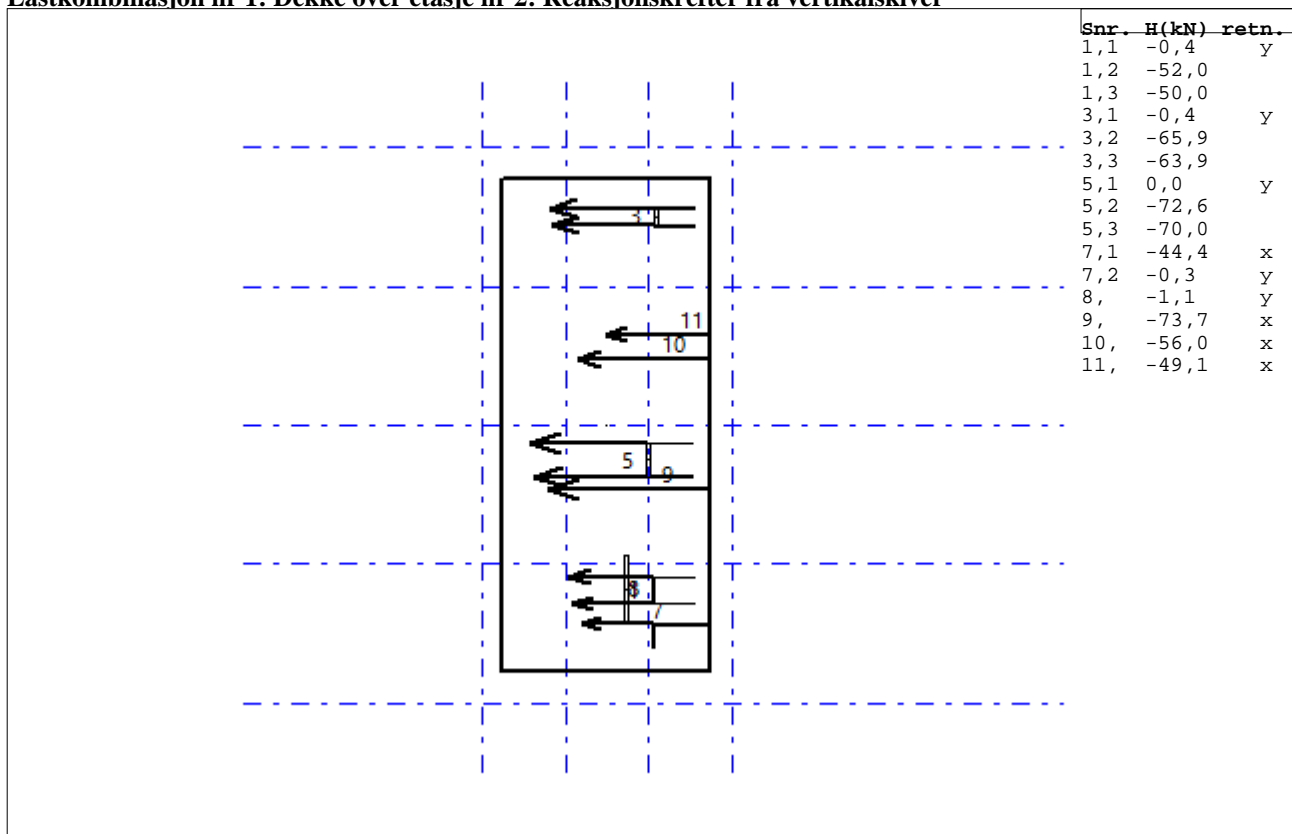
Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
5	82	82	440	117
4	163	163	871	115
3	245	245	1421	147
2	326	326	2155	196
1	408	408	3219	284

### Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

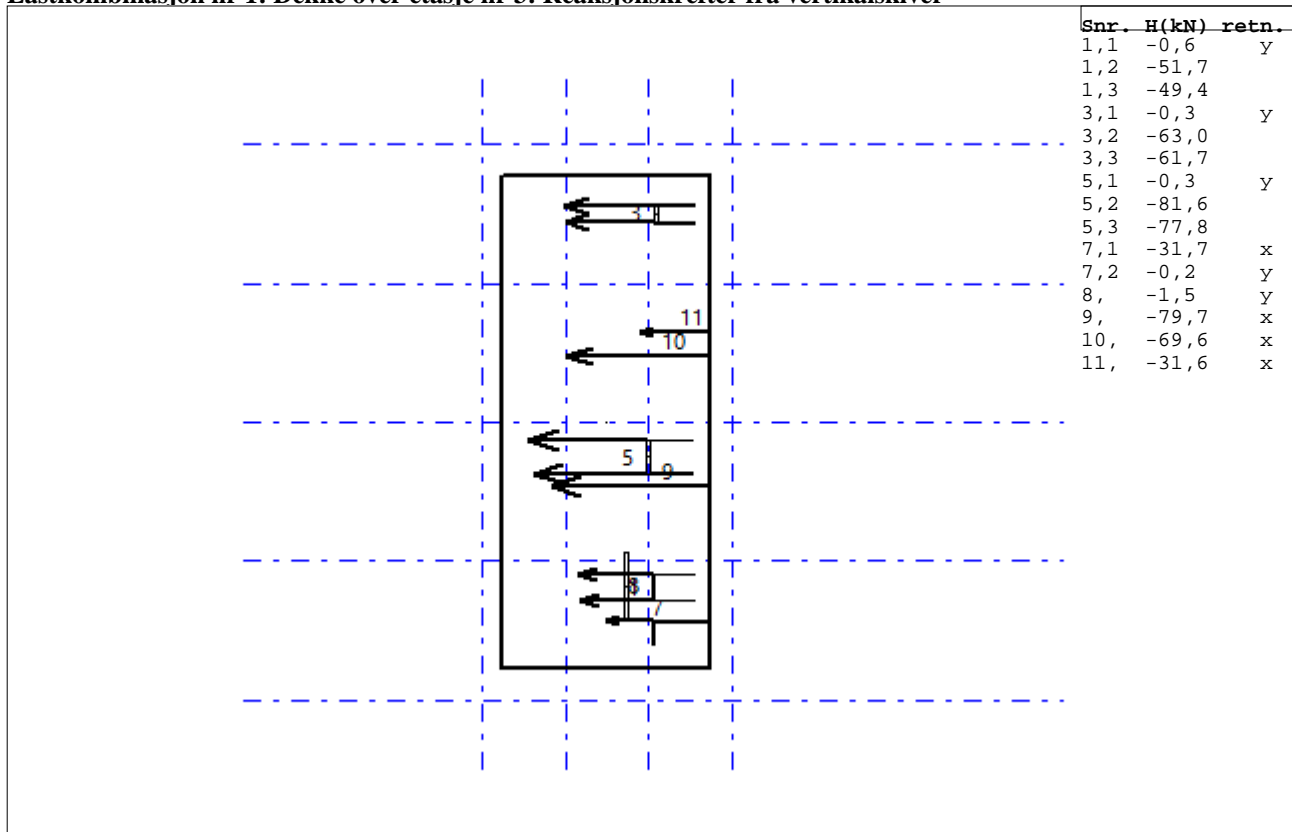


Tittel Avstivningsberegninger skiver		Side 19	
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

**Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 2: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**



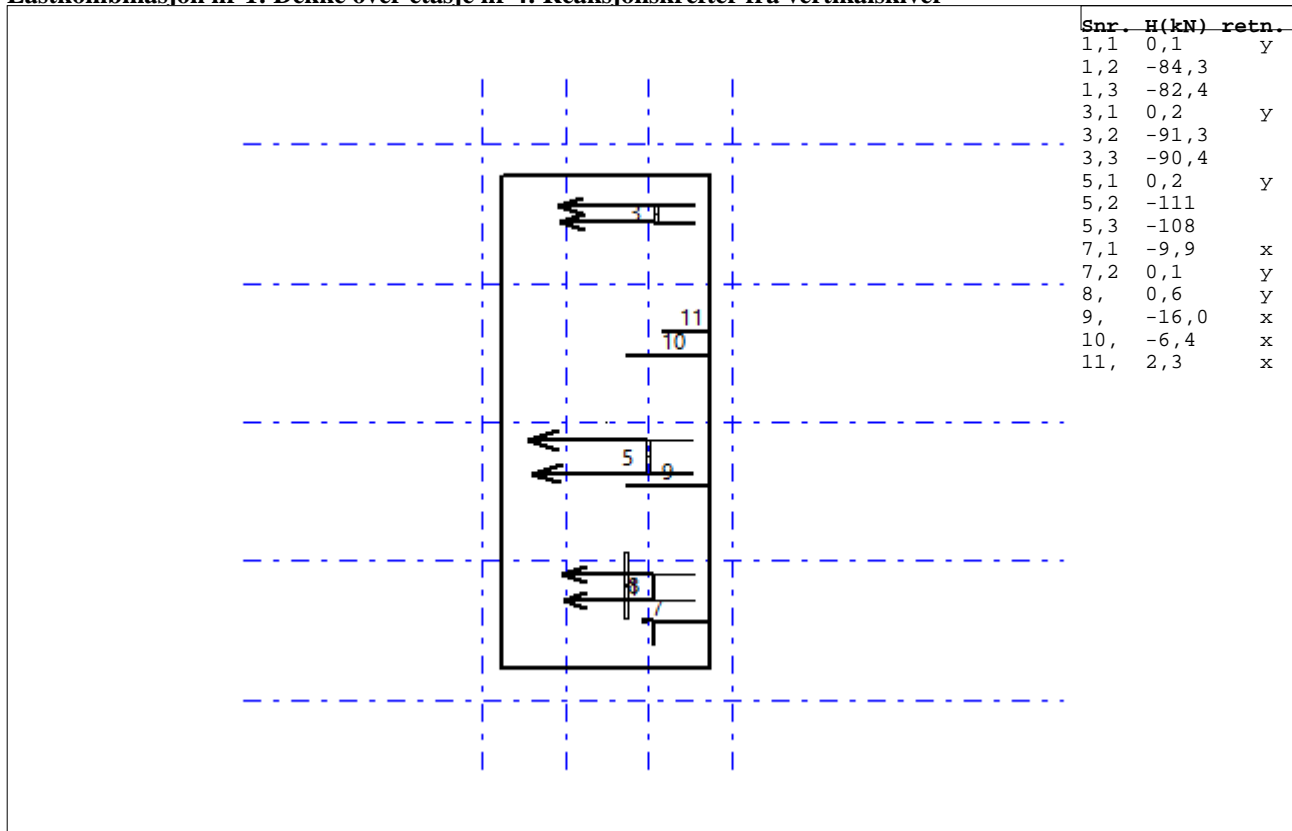
**Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**



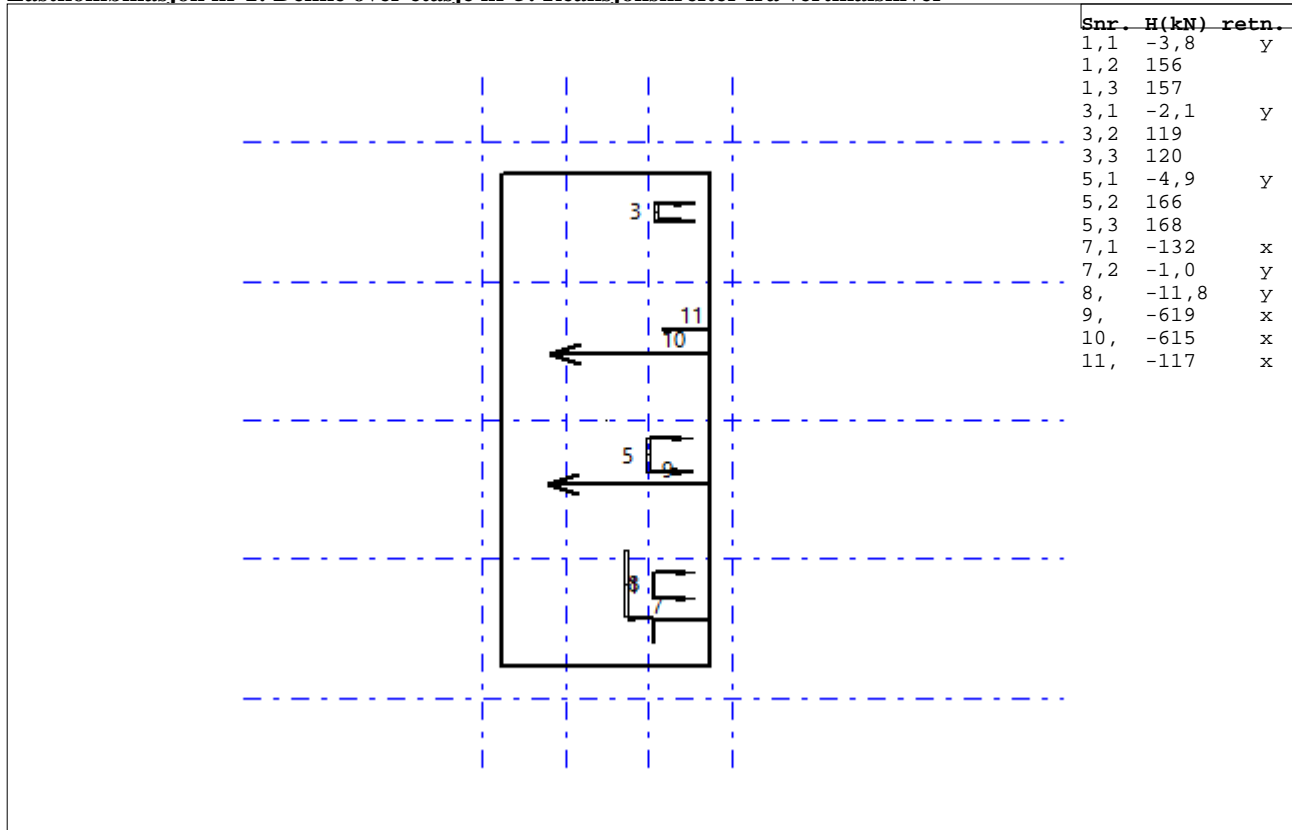


Tittel Avstivningsberegninger skiver		Side 20	
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

**Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 4: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

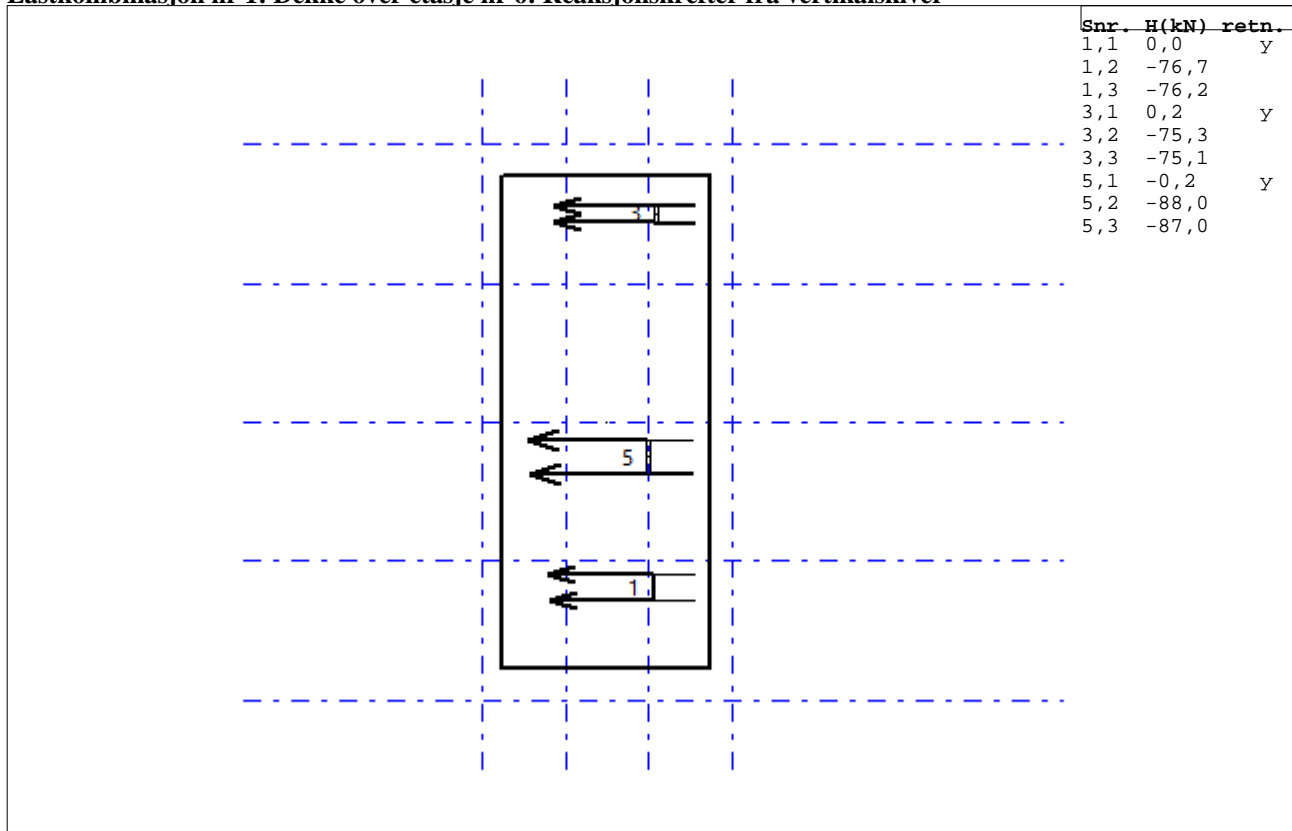


**Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 5: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

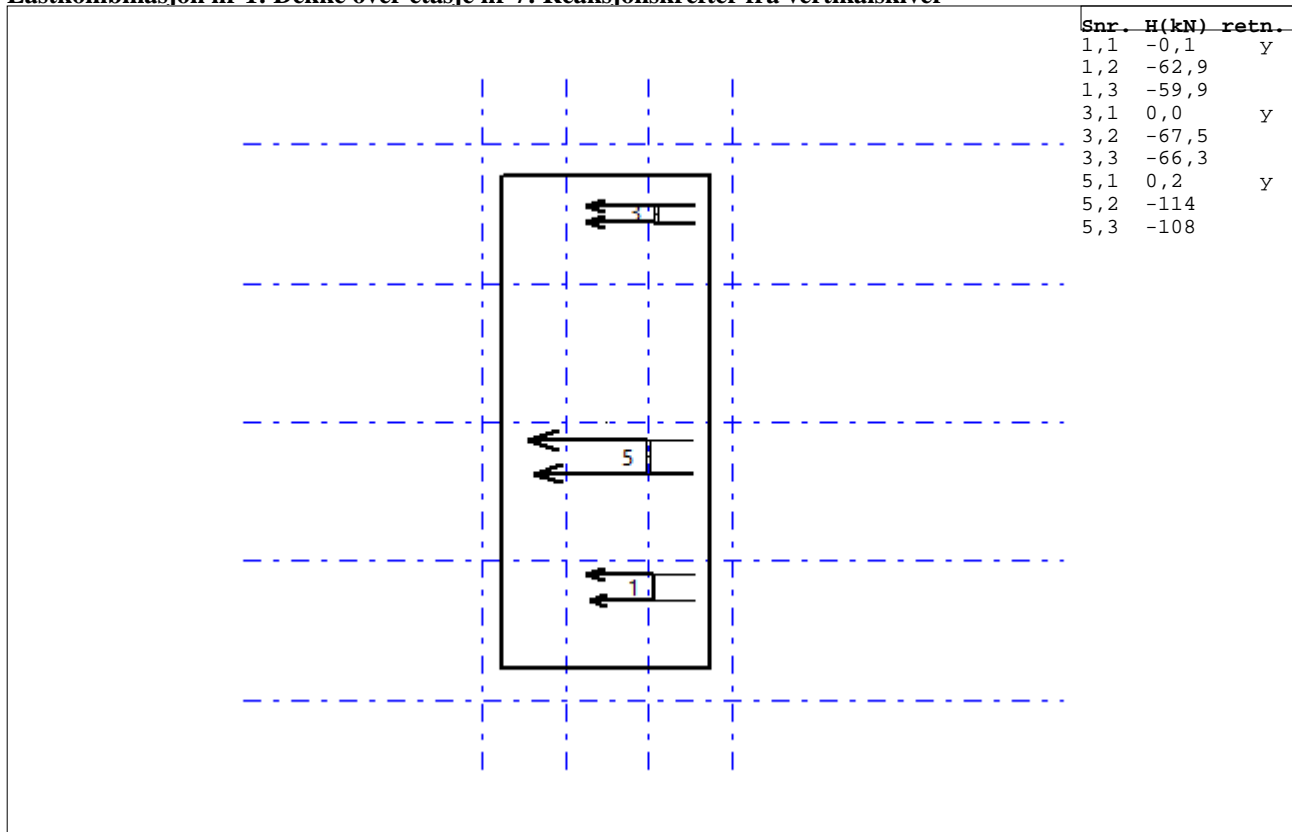


Tittel Avstivningsberegninger skiver		Side 21	
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

**Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 6: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

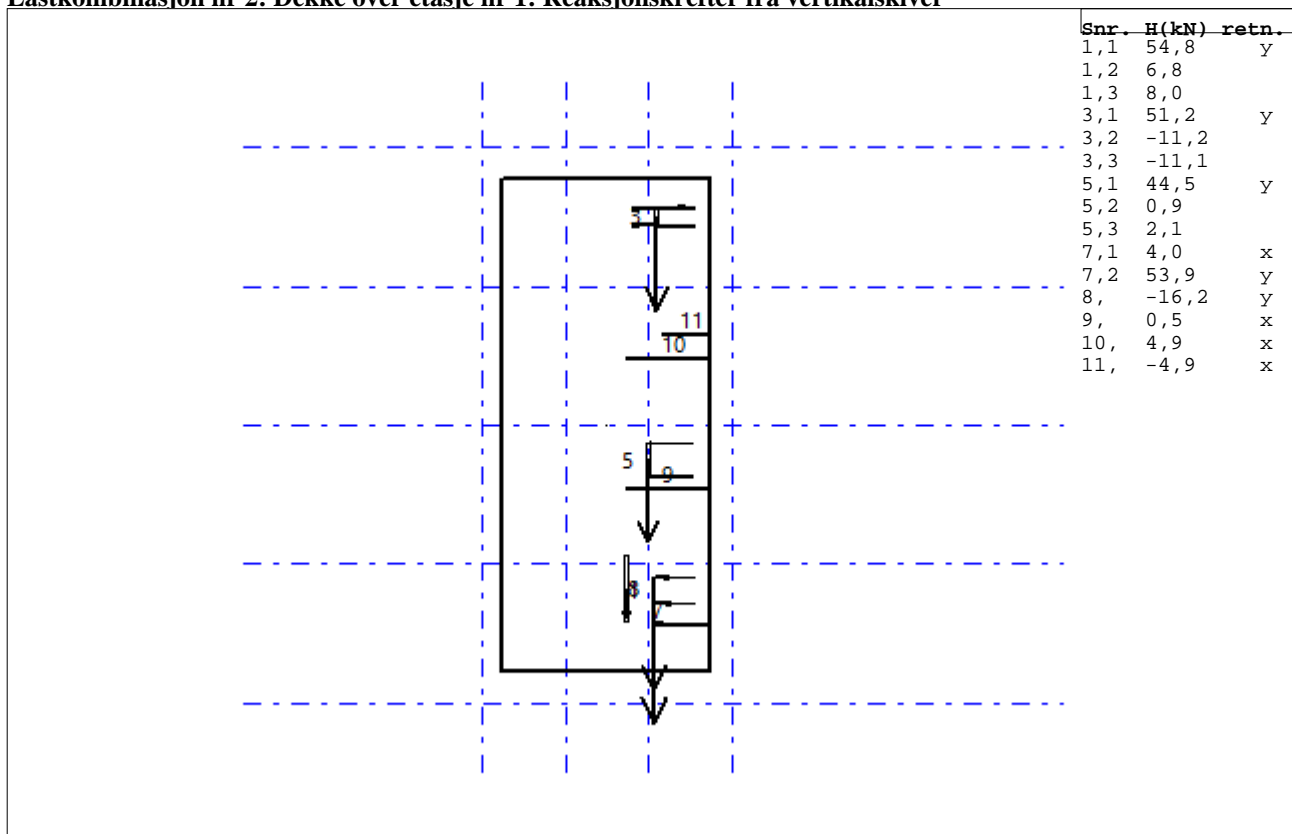


**Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 7: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

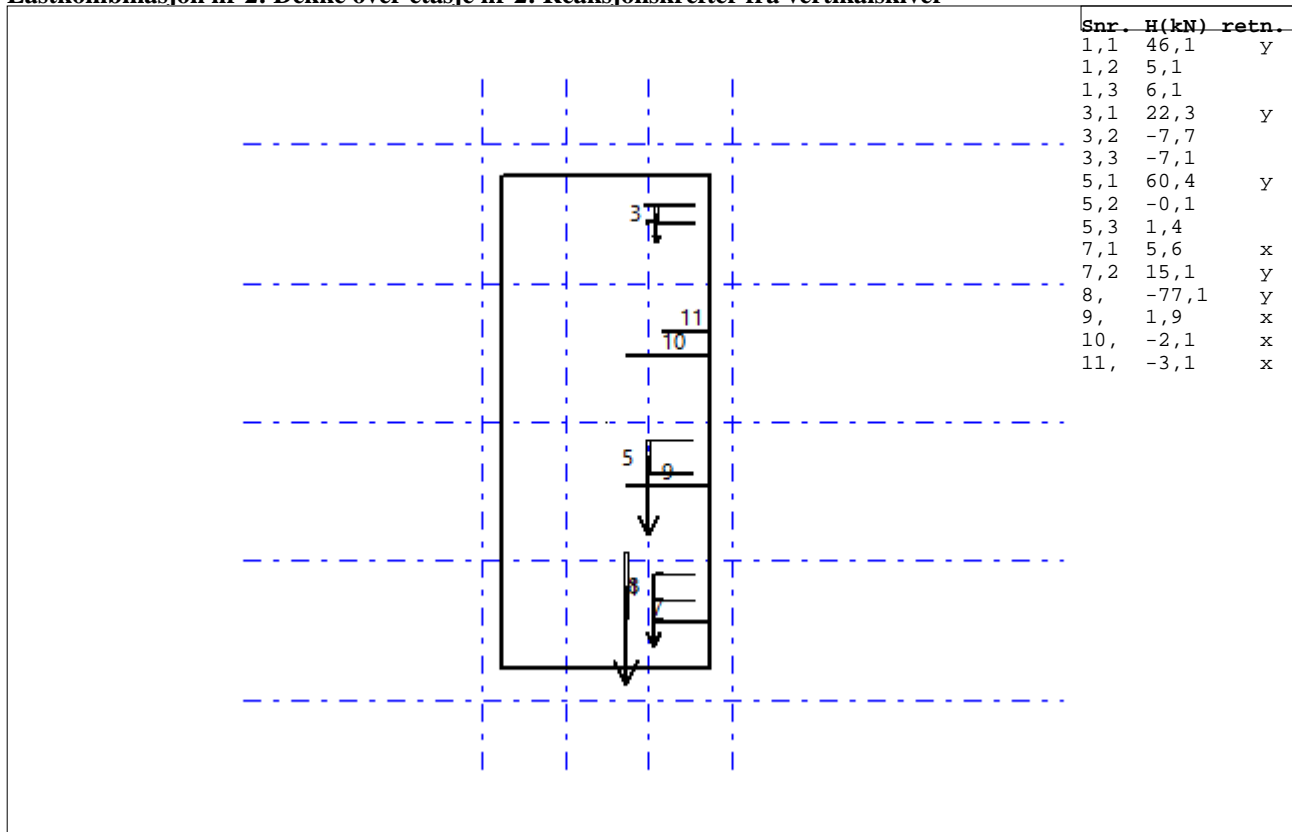


Tittel Avstivningsberegninger skiver		Side 22	
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

**Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

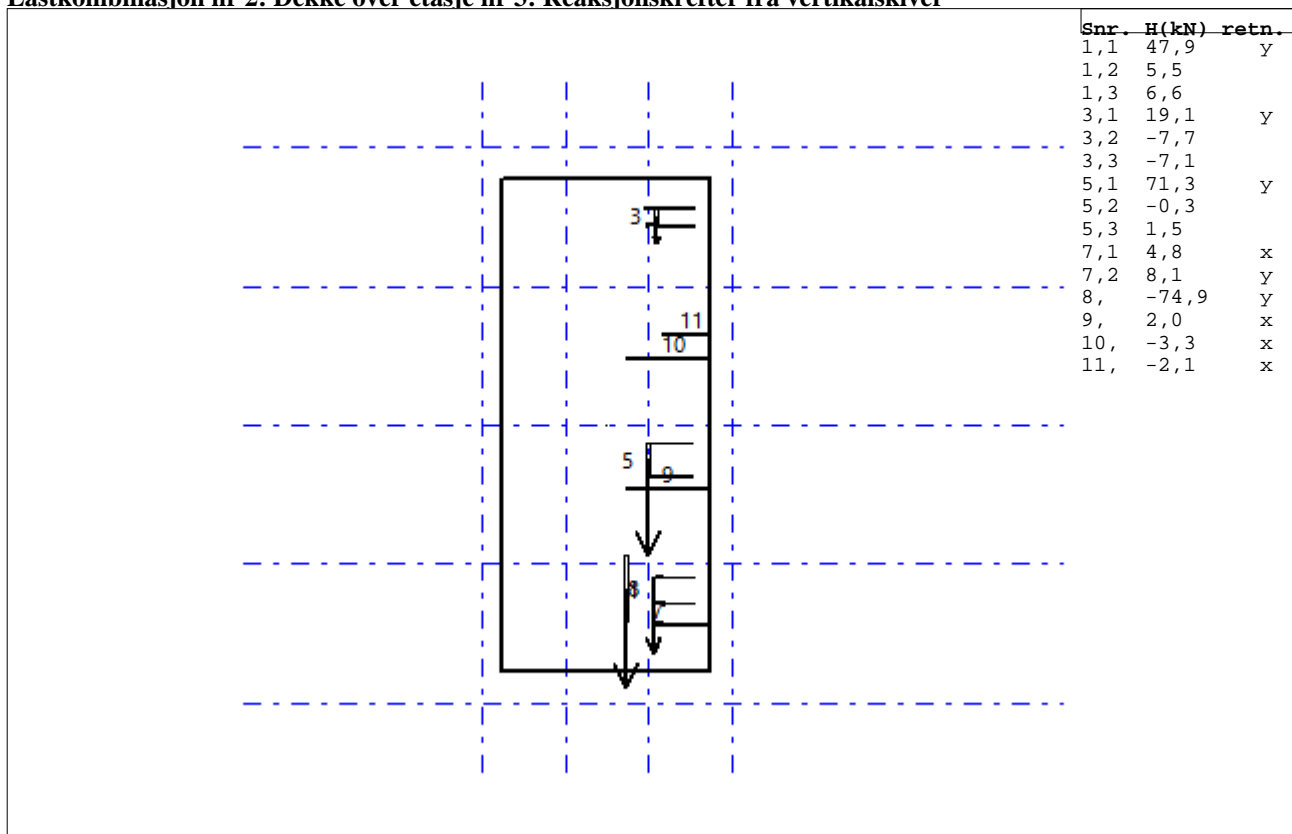


**Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 2: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

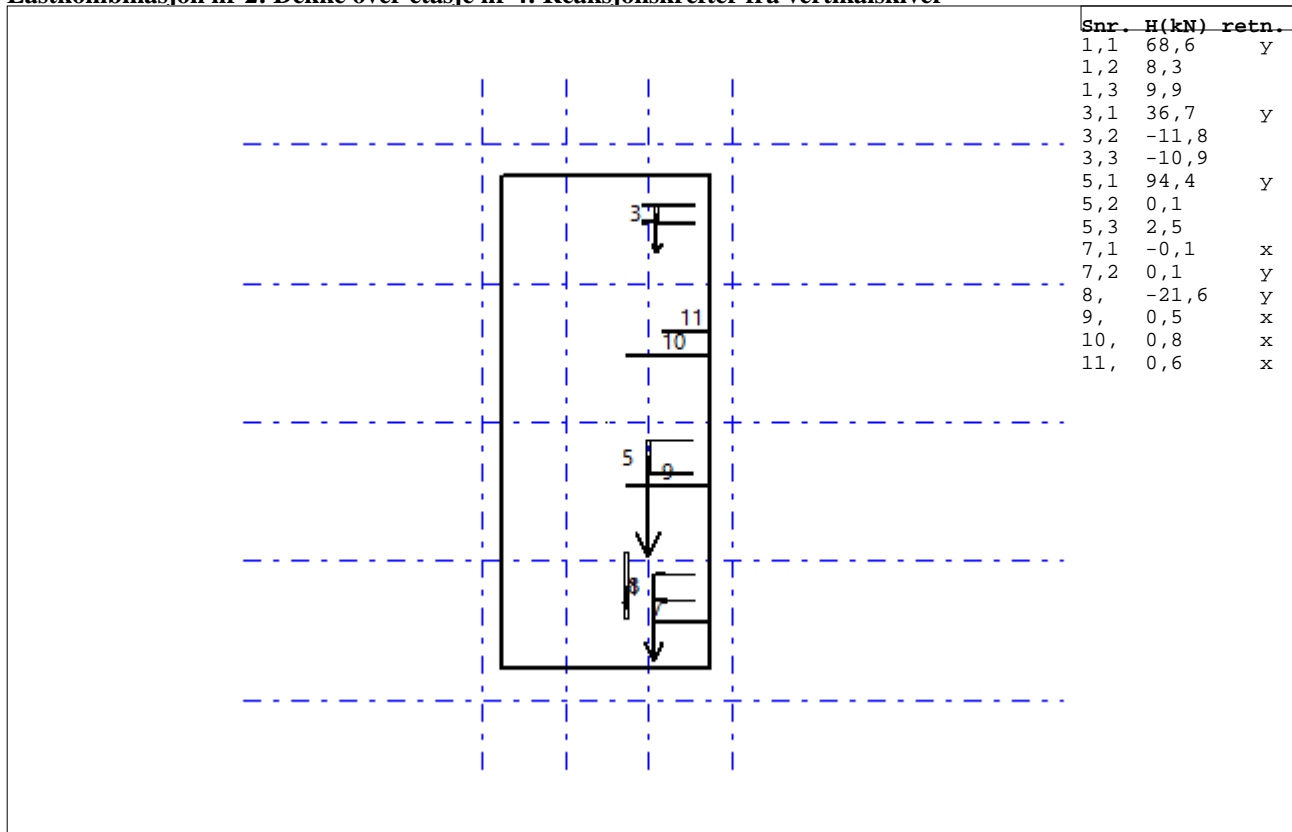


Tittel Avstivningsberegninger skiver		Side 23	
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

**Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

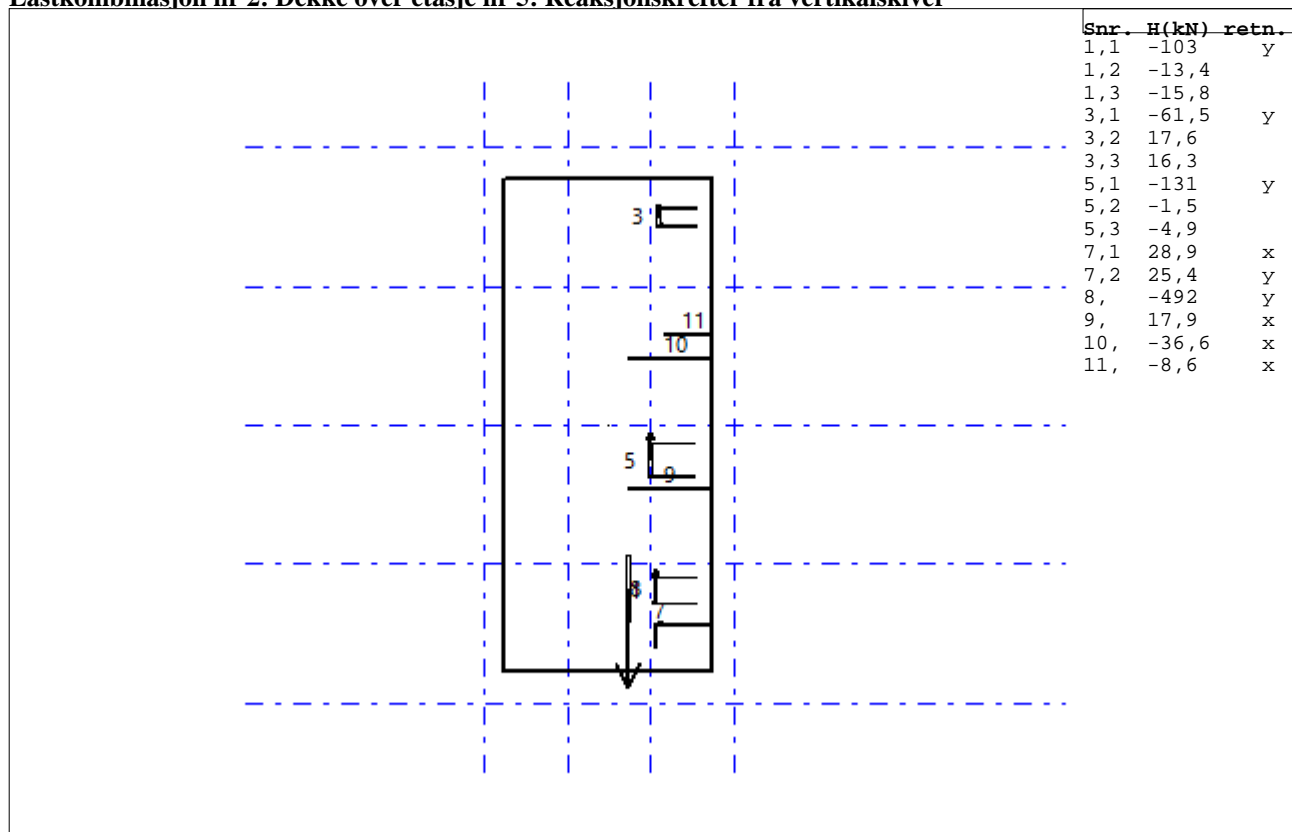


**Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 4: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

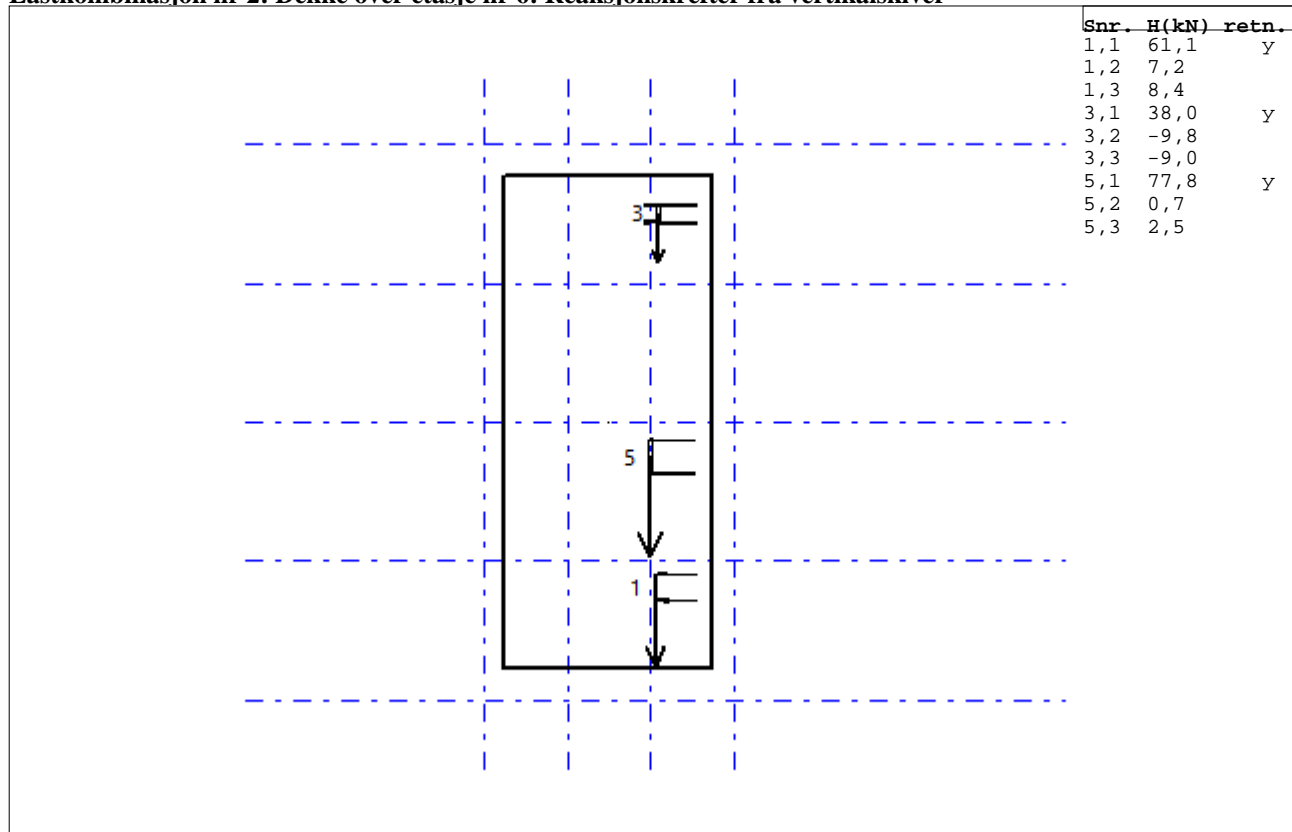


Tittel Avstivningsberegninger skiver		Side 24	
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

**Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 5: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

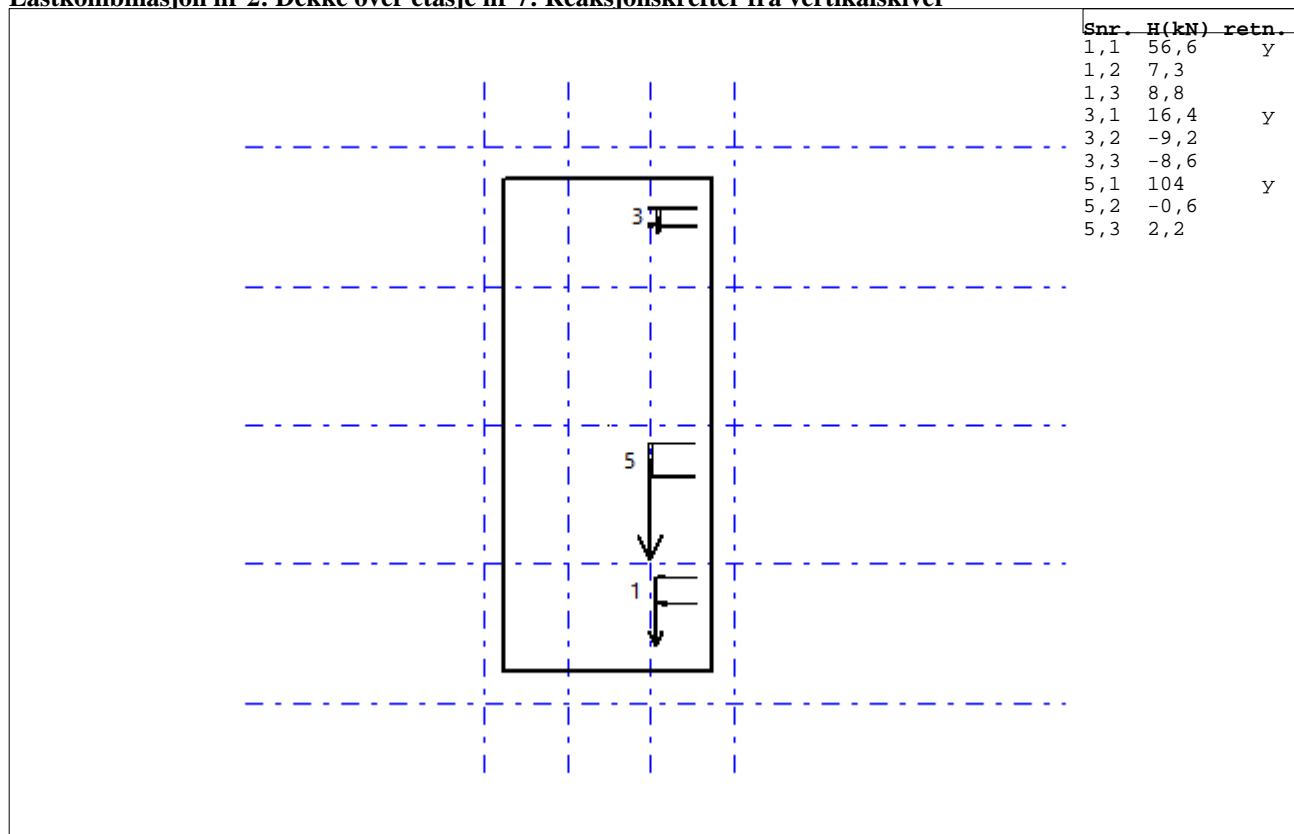


**Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 6: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**



Tittel Avstivningsberegninger skiver		Side 25	
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

**Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 7: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**



**Maksimum snittkrefter i dekker**

**Dekke nr 1 Bruksgrense**

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-5000	296	70	-20000	-552	-94
5000	1035	135	0	-957	-67
			20000	-782	55

**Dekke nr 2 Bruksgrense**

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-5000	296	70	-20000	-407	17
5000	955	74	0	377	-64
			20000	-188	15

**Dekke nr 3 Bruksgrense**

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-5000	296	70	-20000	461	17
5000	948	77	0	630	-73
			20000	-137	15

Tittel Avstivningsberegninger skiver		Side 26	
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

#### Dekke nr 4 Bruksgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-5000	296	70	-20000	399	-41
5000	976	130	0	-447	-113
			20000	-700	47

#### Dekke nr 5 Bruksgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-5000	296	70	-20000	1165	316
5000	-1741	-340	0	5171	195
			20000	3482	-373

#### Dekke nr 6 Bruksgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-5000	237	56	-20000	312	-45
5000	809	121	0	-337	-89
			20000	-610	42

#### Dekke nr 7 Bruksgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-5000	237	56	-20000	431	16
5000	816	121	0	-435	-105
			20000	-447	26

## Vedlegg C2: Kontroll moment nederst i bygg - som følge av vindlast og skjevstilling

For å ta hensyn til skjevstilling blir vindlasten økt med 10%

$$q_{kast} := 1.635 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{kast} := q_{kast} \cdot 1.10 = 1.799 \frac{kN}{m^2}$$

$$h := 25 \text{ m}$$

$$b_{lk1} := 71 \text{ m}$$

Bredde på lastkombinasjon 1 (lk1)

$$b_{lk2} := 25 \text{ m}$$

Bredde på lastkombinasjon 2 (lk2)

Lk1 er vind fra x-retning, Lk2 er vind fra y-retning

$$CE_{lk1} := 0.535$$

Formfaktor

$$CD_{lk1} := 0.8$$

$$CE_{lk2} := 0.341$$

$$CD_{lk2} := 0.721$$

$$M_1 := q_{kast} \cdot (CE_{lk1} + CD_{lk1}) \cdot b_{lk1} \cdot \frac{h^2}{2} = (5.327 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment bunn lk1}$$

$$M_2 := q_{kast} \cdot (CE_{lk2} + CD_{lk2}) \cdot b_{lk2} \cdot \frac{h^2}{2} = (1.492 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment bunn lk2}$$

Kontrollerer at summen av moment nederst i bygget er tilnærmet lik beregninger fra OS-prog.

$$M_{1OS} := 5.5857 \cdot 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment nederst i bygget lk1 fra OS-prog}$$

$$M_{2OS} := 2.0669 \cdot 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment nederst i bygget lk2 fra OS-prog}$$

Ser at verdiene fra OS-prog er tilnærmet like våre håndberegninger. Bruker dermed verdier fra OS-prog i videre beregninger til sikker side.



### Vedlegg C3: Forankring mellom 5-6 etasje

Moment ved lastkombinasjon 2 - Vind fra y-retning:

$$f_y := 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := 17 \text{ MPa} \quad \text{For betong B30}$$

*Betongens kapasitet for avskjæring (Vrd,c) er alltid langt mindre enn stålets kapasitet (Vrd,s) Betongelementboka, 19.11.2.2*

*Til sikker side brukes derfor betongens kapasitet (Vrd,c) videre*

Prøver med Ø16.

*Forutsetning: Lasten har ingen utkraging (e=0)*

*Det blir støpt en betongplate over en annen -> Lasten har ingen utkraging (e=0)*

$$\emptyset_{16} := 16 \text{ mm}$$

$$V_{Rd.c.1.1} := \emptyset_{16}^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} = 22.009 \text{ kN}$$

Tabell B.19.11.15 -  
Betongelementboka

$$A_{\emptyset 16} := 201 \text{ mm}^2$$

$$\text{Velger } 4\emptyset 16 \Rightarrow A_{4\emptyset 16} := 804 \text{ mm}^2$$

Skive 1 side 1

$$M_{1.1} := 523 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment}$$

$$V_{1.1} := 118 \text{ kN} \quad \text{Skjærkraft}$$

$$S_{1.1} := 4 \text{ m} \quad \text{Lengde av arm}$$

$$F_{1.1} := \frac{M_{1.1}}{S_{1.1}} = 130.75 \text{ kN} \quad \text{Kraft}$$

$$A_{s1.1} := \frac{F_{1.1}}{f_{yd}} = 300.725 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.s.1.1} := \frac{f_{yd} \cdot A_{\phi 16} \cdot 4}{\sqrt{3}} = 201.822 \text{ kN}$$

$$V_{Rd1.1} > V_{1.1} \quad \text{OK}$$

### Skive 3 side 1

$$M_{3.1} := 212 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment}$$

$$V_{3.1} := 54 \text{ kN} \quad \text{Skjærkraft}$$

$$S_{3.1} := 2.6 \text{ m} \quad \text{Lengde av arm}$$

$$F_{3.1} := \frac{M_{3.1}}{S_{3.1}} = 81.538 \text{ kN} \quad \text{Kraft}$$

$$A_{s3.1} := \frac{F_{3.1}}{f_{yd}} = 187.538 \text{ mm}^2$$

$$\text{Velger } 2\phi 16 \Rightarrow A_{2\phi 16} := 402 \text{ mm}^2$$

Skjærkapasiteten til 2 $\phi$ 16

$$A_{\phi 16} := 201 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.3.1} := \frac{f_{yd} \cdot A_{\phi 16} \cdot 2}{\sqrt{3}} = 100.911 \text{ kN}$$

$$V_{Rd3.1} < V_{3.1} \quad \text{OK}$$

### Skive 5 side 1

$$M_{5.1} := 857 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment}$$

$$V_{5.1} := 182 \text{ kN} \quad \text{Skjærkraft}$$

$$S_{5.1} := 5 \text{ m} \quad \text{Lengde av arm}$$

$$F_{5.1} := \frac{M_{5.1}}{S_{5.1}} = 171.4 \text{ kN} \quad \text{Kraft}$$

$$A_{s5.1} := \frac{F_{5.1}}{f_{yd}} = 394.22 \text{ mm}^2$$

$$f_{yd}$$

$$\text{Velger } 4\phi 16 \Rightarrow A_{4\phi 16} := 804 \text{ mm}^2$$

Skjærkapasiteten til 4 $\phi$ 16

$$A_{\phi 16} := 201 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.5.1} := \frac{f_{yd} \cdot A_{\phi 16} \cdot 4}{\sqrt{3}} = 201.822 \text{ kN}$$

$$V_{Rd5.1} > V_{5.1} \quad \text{OK}$$

Moment ved lastkombinasjon 1 - Vind fra x-retning:

Velger konservativt den siden med størst moment på hver skive

Skive 1 side 2

$$M_{1.2} := 607 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment}$$

$$V_{1.2} := 140 \text{ kN} \quad \text{Skjærkraft}$$

$$S_{1.2} := 5 \text{ m} \quad \text{Lengde av arm}$$

$$F_{1.2} := \frac{M_{1.2}}{S_{1.2}} = 121.4 \text{ kN} \quad \text{Kraft}$$

$$A_{s1.2} := \frac{F_{1.2}}{f_{yd}} = 279.22 \text{ mm}^2$$

$$\text{Velger } 2\phi 16 \Rightarrow A_{2\phi 16} := 402 \text{ mm}^2$$

Skjærkapasiteten til 2 $\phi$ 16

$$A_{\phi 16} := 201 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.1.2} := \frac{f_{yd} \cdot A_{\phi 16} \cdot 2}{\sqrt{3}} = 100.911 \text{ kN}$$

$$V_{Rd1.2} < V_{1.2} \quad \text{IKKE OK} \Rightarrow \text{Øker til } 4\phi 16 \quad A_{4\phi 16} := 804 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd1.2} := \frac{f_{yd} \cdot A_{\phi 16} \cdot 4}{2\sqrt{3}} = 201.822 \text{ kN}$$

$$V_{Rd1.2} > V_{1.2} \quad \text{OK}$$

### Skive 3 side 2

$$M_{3.2} := 631 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment}$$

$$V_{3.2} := 143 \text{ kN} \quad \text{Skjærkraft}$$

$$S_{3.2} := 4.6 \text{ m} \quad \text{Lengde av arm}$$

$$F_{3.2} := \frac{M_{3.2}}{S_{3.2}} = 137.174 \text{ kN} \quad \text{Kraft}$$

$$A_{s3.2} := \frac{F_{3.2}}{f_{yd}} = 315.5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Velger } 4\phi 16 \Rightarrow A_{4\phi 16} := 804 \text{ mm}^2$$

Skjærkapasiteten til 4 $\phi$ 16

$$A_{\phi 16} := 201 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd3.2} := \frac{f_{yd} \cdot A_{\phi 16} \cdot 4}{2\sqrt{3}} = 201.822 \text{ kN}$$

$$V_{Rd3.2} > V_{3.2} \quad \text{OK}$$

### Skive 5 side 2

$$M_{5.2} := 945 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment}$$

$$V_{5.2} := 202 \text{ kN} \quad \text{Skjærkraft}$$

$$S_{5.2} := 5.5 \text{ m} \quad \text{Lengde av arm}$$

$$F_{5.2} := \frac{M_{5.2}}{S_{5.2}} = 171.818 \text{ kN} \quad \text{Kraft}$$

$$A_{s5.2} := \frac{F_{5.2}}{f_{yd}} = 395.182 \text{ mm}^2$$

Velger 6ø16 =>  $A_{6ø16} := 1206 \text{ mm}^2$

Skjærkapasiteten til 6ø16

$$A_{ø16} := 201 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.5.2} := \frac{f_{yd} \cdot A_{ø16} \cdot 6}{\sqrt{3}} = 302.732 \text{ kN}$$

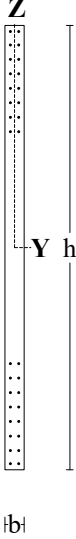
$$V_{Rd5.2} > V_{5.2} \quad \text{OK}$$

Vedlegg C4: Kontroll armering skive 5 BT-snitt

Tittel Kontroll armering skive 5 BT-snitt			Side 1
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

Data er lagret på fil: C:\Users\ingri\OneDrive - Høgskulen på Vestlandet\semester 6\bacheloroppgave\bacheloroppgave mappe\OS Pr  
 Dataprogram: BTSNITT versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

**Tverrsnitt**



<b>b</b>	200	mm
<b>h</b>	4600	mm
<b>Zt</b>	0	mm
<b>Yt</b>	0	mm
<b>Areal</b>	9,20E+05	mm <sup>2</sup>
<b>Iy</b>	1,62E+12	mm <sup>4</sup>
<b>Iz</b>	3,07E+09	mm <sup>4</sup>

Maks. bøyleavstand: 200 mm  
 Spesielle krav: endesoner og seismisk  
 Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3)  
 bøylearmering d12

Armeringsdata				Spennarmering
Kant	Lag nr	Kantavst.	Slakkarmering	
ok	1	63	2d 20	
ok	2	200	2d 20	
ok	3	350	2d 20	
ok	4	500	2d 20	
ok	5	650	2d 20	
ok	6	800	2d 20	
ok	7	950	2d 20	
ok	8	1100	2d 20	
uk	1	63	2d 20	
uk	2	200	2d 20	
uk	3	350	2d 20	
uk	4	500	2d 20	
uk	5	650	2d 20	
uk	6	800	2d 20	
uk	7	950	2d 20	
uk	8	1100	2d 20	

Tittel Kontroll armering skive 5 BT-snitt			Side 2
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

<b>Materialdata</b>			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeeringsklasse	XC3
Materialfaktor betong	1,50	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,25	Dimensjonerende levetid 50 år	
Betongkvalitet	B30 (C 30/37)		
Densitet kg/m <sup>3</sup>	2400	<b>Minimum overdekning</b>	
Sement i fasthetsklasse	N	Min. krav	25
Armering flytegrense	400	Toleranse	10
Skjærarmoring flytegrense	400	Min. nominell overdekning	35
Relativ fuktighet	40%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28		
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	192		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt (1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde. 3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			
Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	32800	Kryptall, FI 0_28	1,95
Trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	17,0	Kryptall, FI 28_5000	2,52
Middelverdi av strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	2,90	Svinntøyning, 0_28	-,00012
Strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,15	Svinntøyning, 28_25000	-,00037

<b>Pålitelighetsklasse: 2</b>					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor:
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,35	0,90	Kategori A - Bolig
Variabel last (P)	0,50	0,30	1,05	1,50	<b>Krav maks.nedbøyning:</b> Alminnelige bruks-/estetiske krav

<b>Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1</b>			
Permanent last		Variabel last	
Mg_Y	0,0 kNm	Mp_Y	4638,0 kNm
Ng	-440,0 kN	Np	0,0 kN

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg\_Y,Mp\_Y gir strekk i ok

<b>Dimensjonerende snittkrefter</b>
Momentkontroll: Programmet regner ikke med ekstra momentbidrag fra skjærkraften (NS-EN 1992 6.2.3(7))

<b>Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1</b>	<b>Skjærkontroll. Lasttilfelle nr 1</b>	<b>Risskontroll. Lasttilfelle nr 1</b>
N+Nsp+tap	Vgamma (kN)	N (kN)
M+Msp+tap	Vredusert (kN)	M (kNm)
M/Md	Vccd Trykkbr.	Min. overdekning
tøyning i ok	Vcd (uarmert).	Overdekning (mm)
tøyning i uk	Stat.nødv(mm <sup>2</sup> /m)	Største rissavstand (mm)
SigmaC i ok	Min.arm. (mm <sup>2</sup> /m)	Beregnet rissvidde(mm)
SigmaC i uk	Maks bøyelavstand	tillatt rissvidde
SigmaS i ok		

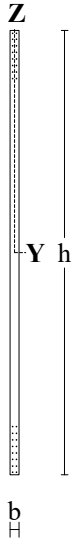
**Merk! Bjelkehøyde > 1000 mm. Krav til langsgående overflatearmering (NS-EN 1992.1.1 NA.9.7(1)).**

Vedlegg C5: Kontroll armering skive 8 BT-snitt

Tittel Kontroll armering skive 8 BT-snitt			Side 1
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

Data er lagret på fil: C:\Users\ingri\OneDrive - Høgskulen på Vestlandet\semester 6\bacheloroppgave\bacheloroppgave mappe\OS Pr  
 Dataprogram: BTSNITT versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

**Tverrsnitt**



<b>b</b>	200	mm
<b>h</b>	10150	mm
<b>Zt</b>	0	mm
<b>Yt</b>	0	mm
<b>Areal</b>	2,03E+06	mm <sup>2</sup>
<b>Iy</b>	1,74E+13	mm <sup>4</sup>
<b>Iz</b>	6,77E+09	mm <sup>4</sup>

Maks. bøyleavstand: 200 mm  
 Spesielle krav: endesoner og seismisk  
 Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3)  
 bøylearmering d12

Armeringsdata				Spennarmering
Kant	Lag nr	Kantavst.	Slakkarmering	
ok	1	63	2d 20	
ok	2	200	2d 20	
ok	3	350	2d 20	
ok	4	500	2d 20	
ok	5	650	2d 20	
ok	6	800	2d 20	
ok	7	950	2d 20	
ok	8	1100	2d 20	
uk	1	63	2d 20	
uk	2	200	2d 20	
uk	3	350	2d 20	
uk	4	500	2d 20	
uk	5	650	2d 20	
uk	6	800	2d 20	
uk	7	950	2d 20	
uk	8	1100	2d 20	



Tittel Kontroll armering skive 8 BT-snitt			Side 2
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

<b>Materialdata</b>			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeeringsklasse	XC3
Materialfaktor betong	1,50	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,25	Dimensjonerende levetid 50 år	
Betongkvalitet	B30 (C 30/37)		
Densitet kg/m <sup>3</sup>	2400	<b>Minimum overdekning</b>	
Sement i fasthetsklasse	N	Min. krav	25
Armering flytegrense	400	Toleranse	10
Skjærarmoring flytegrense	400	Min. nominell overdekning	35
Relativ fuktighet	40%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28		
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	196		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt (1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde. 3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			
Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	32800	Kryptall, FI 0_28	1,94
Trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	17,0	Kryptall, FI 28_5000	2,51
Middelverdi av strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	2,90	Svinntøyning, 0_28	-,00012
Strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,15	Svinntøyning, 28_25000	-,00036

<b>Pålitelighetsklasse: 2</b>					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor:
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,35	0,90	Kategori A - Bolig
Variabel last (P)	0,50	0,30	1,05	1,50	<b>Krav maks.nedbøyning:</b> Alminnelige bruks-/estetiske krav

<b>Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1</b>			
Permanent last		Variabel last	
Mg_Y	0,0 kNm	Mp_Y	11022,0 kNm
Ng	-900,0 kN	Np	0,0 kN

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg\_Y,Mp\_Y gir strekk i ok

<b>Dimensjonerende snittkrefter</b>
Momentkontroll: Programmet regner ikke med ekstra momentbidrag fra skjærkraften (NS-EN 1992 6.2.3(7))

<b>Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1</b>	<b>Skjærkontroll. Lasttilfelle nr 1</b>	<b>Risskontroll. Lasttilfelle nr 1</b>
N+Nsp+tap	Vgamma (kN)	N (kN)
M+Msp+tap	Vredusert (kN)	M (kNm)
M/Md	Vccd Trykkbr.	Min. overdekning
tøyning i ok	Vcd (uarmert).	Overdekning (mm)
tøyning i uk	Stat.nødv(mm <sup>2</sup> /m)	Største rissavstand (mm)
SigmaC i ok	Min.arm. (mm <sup>2</sup> /m)	Beregnet rissvidde(mm)
SigmaC i uk	Maks bøyelavstand	tillatt rissvidde
SigmaS i ok		

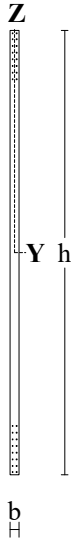
**Merk! Bjelkehøyde > 1000 mm. Krav til langsgående overflatearmering (NS-EN 1992.1.1 NA.9.7(1)).**

Vedlegg C6: Kontroll armering skive 9 BT-snitt

Tittel Kontroll armering skive 9 BT-snitt			Side 1
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

Data er lagret på fil: C:\Users\ingri\OneDrive - Høgskulen på Vestlandet\semester 6\bacheloroppgave\bacheloroppgave mappe\OS Pr  
 Dataprogram: BTSNITT versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

**Tverrsnitt**



<b>b</b>	200	mm
<b>h</b>	10000	mm
<b>Zt</b>	0	mm
<b>Yt</b>	0	mm
<b>Areal</b>	2,00E+06	mm <sup>2</sup>
<b>Iy</b>	1,67E+13	mm <sup>4</sup>
<b>Iz</b>	6,67E+09	mm <sup>4</sup>

Maks. bøyleavstand: 200 mm  
 Spesielle krav: endesoner og seismisk  
 Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3)  
 bøylearmering d12

Armeringsdata				Spennarmering
Kant	Lag nr	Kantavst.	Slakkarmering	
ok	1	63	2d 20	
ok	2	200	2d 20	
ok	3	350	2d 20	
ok	4	500	2d 20	
ok	5	650	2d 20	
ok	6	800	2d 20	
ok	7	950	2d 20	
ok	8	1100	2d 20	
uk	1	63	2d 20	
uk	2	200	2d 20	
uk	3	350	2d 20	
uk	4	500	2d 20	
uk	5	650	2d 20	
uk	6	800	2d 20	
uk	7	950	2d 20	
uk	8	1100	2d 20	

Tittel <b>Kontroll armering skive 9 BT-snitt</b>			Side 2
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

<b>Materialdata</b>			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeeringsklasse	XC3
Materialfaktor betong	1,50	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,25	Dimensjonerende levetid 50 år	
Betongkvalitet	B30 (C 30/37)		
Densitet kg/m <sup>3</sup>	2400	<b>Minimum overdekning</b>	
Sement i fasthetsklasse	N	Min. krav	25
Armering flytegrense	400	Toleranse	10
Skjærarmering flytegrense	400	Min. nominell overdekning	35
Relativ fuktighet	40%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28		
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	196		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt (1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde. 3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			
Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	32800	Kryptall, FI 0_28	1,94
Trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	17,0	Kryptall, FI 28_5000	2,51
Middelverdi av strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	2,90	Svinntøyning, 0_28	-,00012
Strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,15	Svinntøyning, 28_25000	-,00036

<b>Pålitelighetsklasse: 2</b>					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori A - Bolig <b>Krav maks.nedbøyning:</b> Bruk/utstyr stiller krav til nedbøyning
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,35	1,20	
Variabel last (P)	0,50	0,30	1,05	1,50	

<b>Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1</b>					
Permanent last			Variabel last		
Mg_Y	0,0 kNm	Mp_Y	13000,0 kNm		
Ng	-900,0 kN	Np	0,0 kN		

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg\_Y,Mp\_Y gir strekk i ok

<b>Dimensjonerende snittkrefter</b>
Momentkontroll: Programmet regner ikke med ekstra momentbidrag fra skjærkraften (NS-EN 1992 6.2.3(7))

<b>Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1</b>		<b>Skjærkontroll. Lasttilfelle nr 1</b>		<b>Risskontroll. Lasttilfelle nr 1</b>	
N+Nsp+tap	-1080,0	Vgamma (kN)	780,0	N (kN)	-900,0
M+Msp+tap	19500,0	Vredusert (kN)	780,0	M (kNm)	3900,0
M/Md	1,00	Vccd Trykkbr.	7638,4	Min. overdekning	35
tøyning i ok	,00869	Vcd (uarmert).	645,5	Overdekning (mm)	36
tøyning i uk	-,00126	Stat.nødv(mm <sup>2</sup> /m)	233	Største rissavstand (mm)	
SigmaC i ok	0,00	Min.arm. (mm <sup>2</sup> /m)	274	Beregnet rissvidde(mm)	0,000
SigmaC i uk	-12,38	Maks bøyleavstand	500	tillatt rissvidde	0,390
SigmaS i ok					

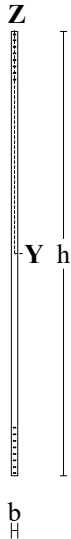
**Merk! Bjelkehøyde > 1000 mm. Krav til langsgående overflatearmering (NS-EN 1992.1.1 NA.9.7(1)).**

Vedlegg C7: Kontroll armering skive 10 BT-snitt

Tittel Kontroll armering skive 10 BT-snitt			Side 1
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

Dataprogram: BTSNITT versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

**Tverrsnitt**



<b>b</b>	150	mm
<b>h</b>	10150	mm
<b>Zt</b>	0	mm
<b>Yt</b>	0	mm
<b>Areal</b>	1,52E+06	mm <sup>2</sup>
<b>Iy</b>	1,31E+13	mm <sup>4</sup>
<b>Iz</b>	2,85E+09	mm <sup>4</sup>

Maks. bøyleavstand: 150 mm  
 Spesielle krav: endesoner og seismisk  
 Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3)  
 bøylearmering d12

**Armeringsdata**

Kant	Lag nr	Kantavst.	Slakkarmering	Spennarmering
ok	1	66	2d 20	
ok	2	200	2d 20	
ok	3	350	2d 20	
ok	4	500	2d 20	
ok	5	650	2d 20	
ok	6	800	2d 20	
ok	7	950	2d 20	
ok	8	1100	2d 20	
uk	1	66	2d 20	
uk	2	200	2d 20	
uk	3	350	2d 20	
uk	4	500	2d 20	
uk	5	650	2d 20	
uk	6	800	2d 20	
uk	7	950	2d 20	
uk	8	1100	2d 20	

Tittel Kontroll armering skive 10 BT-snitt			Side 2
Prosjekt Merinokvartalet	Ordre	Sign B.S.I	Dato 26-05-2022

Materialdata			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeeringsklasse	XC3
Materialfaktor betong	1,50	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,25	Dimensjonerende levetid 50 år	
Betongkvalitet	B30 (C 30/37)		
Densitet kg/m <sup>3</sup>	2400	<b>Minimum overdekning</b>	
Sement i fasthetsklasse	N	Min. krav	25
Armering flytegrense	400	Toleranse	10
Skjærarmering flytegrense	400	Min. nominell overdekning	35
Relativ fuktighet	40%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28		
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	196		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt (1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde. 3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			
Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	32800	Kryptall, FI 0_28	1,94
Trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	17,0	Kryptall, FI 28_5000	2,51
Middelverdi av strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	2,90	Svinntøyning, 0_28	-,00012
Strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,15	Svinntøyning, 28_25000	-,00036

Pålitelighetsklasse: 2					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor:
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,35	0,90	Kategori A - Bolig
Variabel last (P)	0,50	0,30	1,05	1,50	<b>Krav maks.nedbøyning:</b> Bruk/utstyr stiller krav til nedbøyning

Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1			
Permanent last		Variabel last	
Mg_Y	0,0 kNm	Mp_Y	12600,0 kNm
Ng	-1000,0 kN	Np	0,0 kN

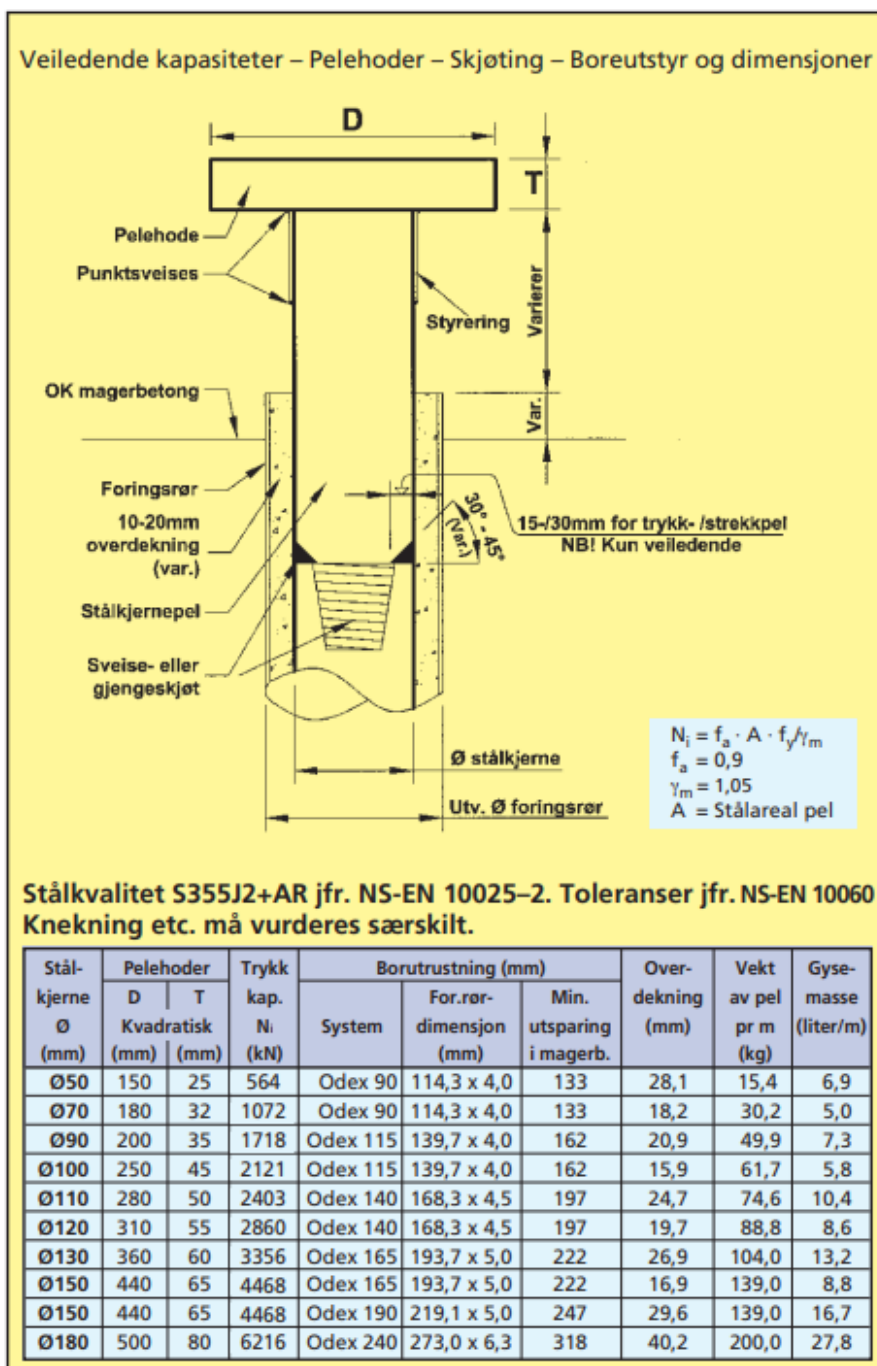
Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg\_Y,Mp\_Y gir strekk i ok

Dimensjonerende snittkrefter
Momentkontroll: Programmet regner ikke med ekstra momentbidrag fra skjærkraften (NS-EN 1992 6.2.3(7))

Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1	Skjærkontroll. Lasttilfelle nr 1	Risskontroll. Lasttilfelle nr 1
N+Nsp+tap	Vgamma (kN)	N (kN)
M+Msp+tap	Vredusert (kN)	M (kNm)
M/Md	Vccd Trykkbr.	Min. overdekning
tøyning i ok	Vcd (uarmert).	Overdekning (mm)
tøyning i uk	Stat.nødv(mm <sup>2</sup> /m)	Største rissavstand (mm)
SigmaC i ok	Min.arm. (mm <sup>2</sup> /m)	Beregnet rissvidde(mm)
SigmaC i uk	Maks bøyleavstand	tillatt rissvidde
SigmaS i ok		

**Merk! Bjelkehøyde > 1000 mm. Krav til langsgående overflatearmering (NS-EN 1992.1.1 NA.9.7(1)).**

## Stålkjernepeler



## Vedlegg C9: Forslag til forstering av avstivende vegg

Velger de skivene i hver lastkombinasjon med mest krefter

### Lastkombinasjon 1: Skive 9

$$F_9 := \frac{13261}{10.15 \text{ m}} \text{ kN} \cdot \text{m} = (1.307 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

### Nødvendig dimensjon stålplate:

$$f_{yd} := 200 \text{ MPa}$$

$$A := \frac{F_9}{2 \cdot f_{yd}} = (3.266 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$b := \frac{A}{20 \text{ mm}} = 163.313 \text{ mm}$$

$$F := 200 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm} \cdot 2 \cdot f_{yd} = (1.6 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Velger plate 200x20 mm med kapasitet 1600 kN

### Nødvendig antall bolter:

Betongen har mindre avskjæringskapasitet enn stålet, går derfor ut ifra betongens avskjæringskapasitet

$$V_{rdc.M16} := 21 \text{ kN}$$

$$a := \frac{F_9}{2 \cdot V_{rdc.M16}} = 31.107 \quad 32 \text{ snitt med M16}$$

$$h := 18.75 \text{ m}$$

$$cc := \frac{h}{a} = 0.603 \text{ m} \quad \text{lang senteravstand. Legger derfor inn 40 snitt --> 0,468 m}$$

### Forankring av stålplate:

For å forankre den avstivende skiven til fjellgrunnen, benyttes excel-arket "innboringslengde peler" gitt av Trond Einar Martinsen for å finne dimensjon av stålkernepeler som må benyttes.

Mørtel / Betong (C35) NS3473 Pkt. 12.8.1 og 12.8.5		Mørtel / Fjell / Løsmasser Vegdirektoratet "Prosjektering og utførelse av fjellbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på fjell".					
k <sub>i</sub> (tabell 8)	0,9	Fjelltype (Leirskifer; Sandstein; Gneis; Granitt; Kalkstein; Gabbro; Kvartsitt):		Granitt			
f <sub>tn</sub> (C35, tabell 5) (N/mm <sup>2</sup> )	1,7	Heft Mørtel/Fjell f <sub>bf</sub> (N/mm <sup>2</sup> )		1			
γ <sub>c</sub> (tabell 4)	1,4	Tyngdetetthet fjell ρ <sub>r</sub> (kN/m <sup>3</sup> )		26			
f <sub>bd</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	1,1	Fjellvinkel (grader); (Godt fjell 45 <sup>0</sup> , Oppsprukket 30 <sup>0</sup> )		45			
NS3490 Tabell E.1.1; Lastfaktor for permanent last for global likevekt; vekt av fjell; γ <sub>Gj</sub>				0,9			
Peldimensjon Ø (mm)	Hulldiameter d <sub>h</sub> (mm)	Kraft i pel (max) F (kN)	Pelespenning σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Inngysingslengde; l <sub>b</sub> (m) størst av		Innborringslengde for nødvendig fjellvolum; h (m)	Total innborringslengde; L (m)
				Pel / Mørtel 0,25*Ø*σ <sub>s</sub> / f <sub>bd</sub> + t	Mørtel / Fjell 0,25*Ø*2*σ <sub>s</sub> / (f <sub>bf</sub> *d <sub>h</sub> )		
90	120	1307	206	4,5	3,5	3,8	6,5

Resultatet gir ø90 peler, som må bores 6,5 meter ned i fjell

### Lastkombinasjon 1: Skive 8

$$F8 := \frac{11022}{9.57 \text{ m}} \text{ kN} \cdot \text{m} = (1.152 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Nødvendig dimensjon stålplate:

$$f_{yd} := 200 \text{ MPa}$$

$$A := \frac{F8}{2 \cdot f_{yd}} = (2.879 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$b := \frac{A}{15 \text{ mm}} = 191.954 \text{ mm}$$

$$F1 := 200 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm} \cdot 2 \cdot f_{yd} = (1.2 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Velger plate 200x15 mm med kapasitet 1200 kN

Nødvendig antall bolter:

Betongen har mindre avskjæringskapasitet enn stålet, går derfor ut ifra betongens avskjæringskapasitet

$$V_{rdc.M16} := 21 \text{ kN}$$

$$a := \frac{F8}{2 \cdot V_{rdc.M16}} = 27.422$$

28 snitt med M16



$$h := 18.75 \text{ m}$$

$$cc := \frac{h}{a} = 0.684 \text{ m}$$

lang senteravstand. Legger derfor inn 40  
snitt --> 0,468 m

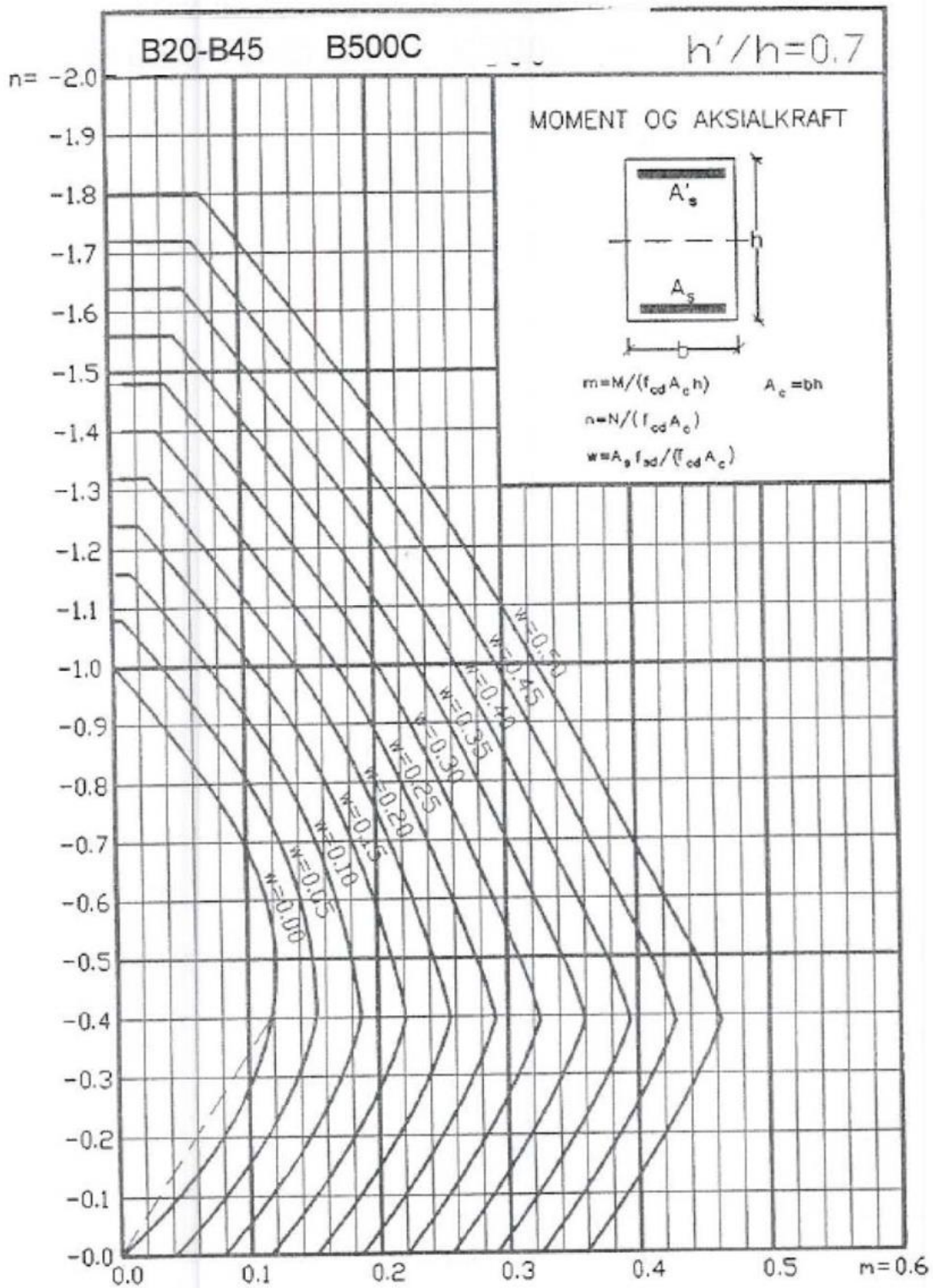
### Forankring av stålplate:

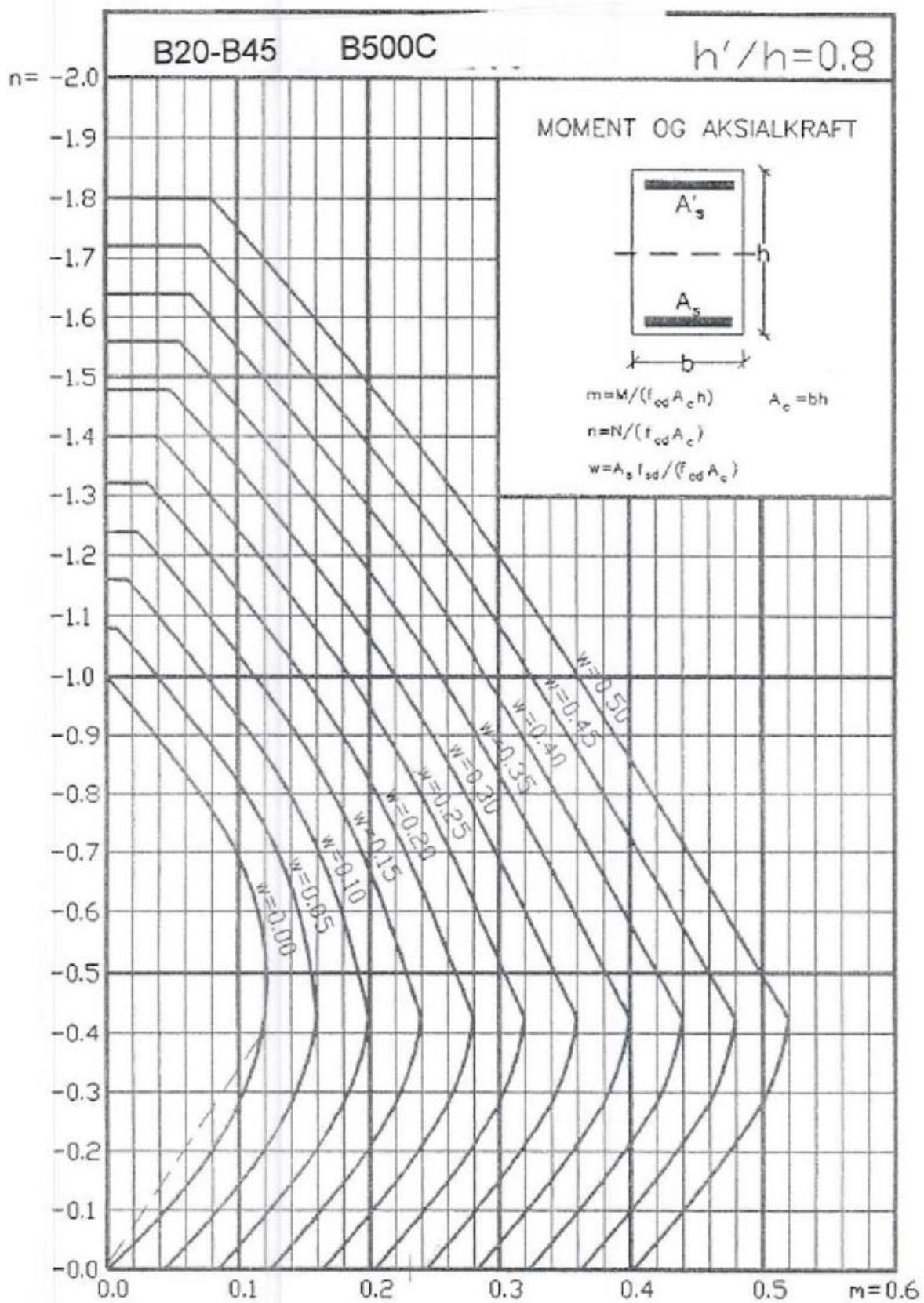
For å forankre den avstivende skiven til fjellgrunnen, benyttes excel-arket "innbøringslengde peler" gitt av Trond Einar Martinsen for å finne dimensjon av stålkjernepeler som må benyttes.

Mørtel / Betong (C35) NS3473 Pkt.12.8.1 og 12.8.5		Mørtel / Fjell / Løsmasser Vegdirektoratet "Prosjektering og utførelse av fjellbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på fjell".					
k <sub>1</sub> (tabell 8)	0,9	Fjelltype (Leirskifer, Sandstein, Gneis, Granitt, Kalkstein, Gabbro, Kvartsitt):					Granitt
f <sub>m</sub> (C35, tabell 5) (N/mm <sup>2</sup> )	1,7	Heft Mørtel/Fjell f <sub>af</sub> (N/mm <sup>2</sup> )					1
γ <sub>c</sub> (tabell 4)	1,4	Tyngdetetthet fjell ρ <sub>f</sub> (kN/m <sup>3</sup> )					26
f <sub>bd</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	1,1	Fjellvinkel (grader); (Godt fjell 45°, Oppsprukket 30°)					45
NS3490 Tabell E. 1.1; Lastfaktor for permanent last for global likevekt; vekt av fjell; γ <sub>Gj</sub>							0,9
Peldimensjon Ø (mm)	Hulldiameter d <sub>h</sub> (mm)	Kraft i pel (max) F (kN)	Pelespenning σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Inngysingslengde; l <sub>b</sub> (m) størst av Pel / Mørtel      Mørtel / Fjell		Innbøringslengde for nødvendig fjellvolum; h (m)	Total innbøringslengde; L (m)
				0,25*Ø*σ <sub>s</sub> / f <sub>bd</sub> + t	0,25*Ø*2*σ <sub>s</sub> / (f <sub>af</sub> *d <sub>h</sub> )	(F/γ <sub>Gj</sub> / (ρ <sub>f</sub> *π/3*(tan(α)) <sup>2</sup> )) ^ (1/3)	l <sub>r</sub> + s + l <sub>b(størst)</sub> / 2 + h
90	120	1152	181	4,0	3,1	3,6	6,1

Resultatet gir ø90 som må bores 6,1 meter ned i fast fjell.

# Vedlegg C10: MN-diagram







## Vedlegg C11: Kontroll av søyler uten påbygg

### Vedlegg C11.1: Kontroll S1.1 (1 etasje)

### Byggetrinn 1

Søylene i påbygget plasseres med 5 meter senteravstand. Dermed vil søylene fra påbygget treffe ytterveggen der det ikke vil være utsparinger i veggen, og veggen vil derfor betraktes som en søyle.

$$b := 200 \text{ mm} \quad h := 600 \text{ mm} \quad \text{Søyledimensjon}$$

$$L := 3.3 \text{ m} \quad A_c := b \cdot h = 0.12 \text{ m}^2$$

$$p_c := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Densitet betong}$$

$$t_1 := 0.18 \text{ m} \quad \text{Tykkelse tak}$$

$$t_2 := 0.19 \text{ m} \quad \text{Tykkelse dekke}$$

Laster:

$$g_{k1} := (p_c \cdot t_1) \cdot g = 4.413 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenlast tak}$$

$$g_{k2} := (p_c \cdot t_2) \cdot g = 4.658 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_k := 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Nyttelast}$$

$$s_k := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Snølast}$$

$$v_k := 0.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Vindlast} \quad \text{velger å sette last for sone I til sikker side over hele taket}$$

$$q_{Ed} := g_{k1} \cdot 1.2 + 4 \cdot g_{k2} \cdot 1.2 + 4 \cdot p_k \cdot 1.5 + s_k \cdot 1.05 + v_k \cdot 0.9 = 59.659 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Krefter ned i søyle:

$$L_b := 2.1625 \text{ m} \quad \text{Lastbredde y}$$

$$L_s := 2.5 \text{ m} \quad \text{Lastbredde yttervegg}$$

$$q_{Ed.1} := L_b \cdot q_{Ed} = 129.012 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{Ed} := \frac{(q_{Ed.1} \cdot L_s)}{2} = 161.265 \text{ kN} \quad \text{jevnt fordelt last}$$

Den totale lasten ned i søylen:

Lasten ned i søylene virker som en trykkraft, og søylene må derfor kontrolleres mot knekking.

$$N_{Ed} := Q_{Ed}$$

$$\gamma_c := 1.4$$

$$\gamma_s := 1.25$$

NS 3473 Tabell 2.1N

$$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$$

Antatt strekkfasthet for armeringstål  
fra 1943. St 37 stål  
Norsk stålforbund

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 188 \frac{N}{mm^2}$$

$$\alpha_{cc} := 1.0$$

NA.3.1.6(1)

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

Betongkvalitet B35

$$f_{cd} := \frac{(\alpha_{cc} \cdot f_{ck})}{\gamma_c} = 25 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

Armering:

Ø20

Antatt armering

Øb10

Antatt bøylearmering

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

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

Overdekning

Eksponeringsklasse: XC3

Betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet

$$C_{mindur} := 25 \text{ mm}$$

Tabell 4.4N

$$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$$

NA.4.4.1.3(1)P

$$C_{minb} := 25 \text{ mm}$$

$$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, \Delta C_{dev}) = 25 \text{ mm}$$

NA.4.4.1.2(2)P (4.2)

$$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$$

### Knekk lengde:

Antar leddet i topp og bunn

$$L_k := 1.0 \cdot L = 3.3 \text{ m}$$

Figur 5.7

$$I_c := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

Annet arealmoment søyle

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
former: Tabell 2.1

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.173 \text{ m}$$

Treghetsradius søyle

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
former: Tabell 2.1

$$\lambda := \frac{L_k}{i} = 19.053$$

Geometrisk slankhet

(5.14)

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.054$$

Relativ aksialkraft

(5.13N)

### Minimumsarmering

[NA.9.5.2(2)]

$$A_{s1} := \min\left(\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right) = 428.896 \text{ mm}^2$$

$$< A_{s2} := 0.01 \cdot A_c = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

=> Bruker  $A_{s2}$  i videre beregning

$$A_{s_{min}} := \max(A_{s1}, A_{s2}) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Etter gammel standard

$$A_{s_{min}} := \min\left(0.01 \cdot A_c, \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}\right) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

NS3473-[9.4.1]

Velger å bruke 4Ø20 =>  $A_s := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_h}{2}\right)^2 = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

$A_s > A_{s_{min}}$  => OK

$I_s := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_h}{2}\right)^4 = (7.854 \cdot 10^{-9}) \text{ m}^4$  Annet arealmoment armering Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
formler: Tabell 2.1

$i_s := \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 0.003 \text{ m}$  Treghetsradius armering Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
formler: Tabell 2.1

$Ka := \left(\frac{i_s}{i}\right)^2 = 2.083 \cdot 10^{-4}$  Konservativt settes denne lik 1.0 [NA.5.8.3.1(1)]

$Ka := 1.0$

$A_{effs} := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_h}{2}\right)^2$  Virksom armering

$w := \frac{f_{yd} \cdot A_{effs}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.079$  [NA.5.8.3.1(1)]

$\lambda n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot Ka \cdot w}} = 4.106$  [NA.5.8.3.1(1)]

$A_\varphi := 0.7$   $A_\varphi$  settes konservativt lik 0.7 [5.8.3.1(1)]

M01=M02=0 pga leddet i topp og bunn

$M02=0 < N_{Ed} \cdot \frac{h}{20} = 4.838 \text{ kN} \cdot \text{m}$  =>  $rm := 1.0$  [NA5.8.3.1(1)]

$\lambda n_{lim} := 13 \cdot (2 - rm) \cdot A_\varphi = 9.1$

$\lambda n_{lim} > \lambda n$  => Søylen er ikke slank

=> vi kan se bort fra 2. ordens lastvirkning



### Moment:

Vindlast på søylene blir tatt med i betraktning da disse er innebygd i yttervegg. Minimumseksentrisiteten for trykkraft tas hensyn til som følge av moment.

$$L_{bvegg} := 2.5 \text{ m} \quad \text{Lastbredde på hver søyle}$$

$$q_{vind} := 1.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{bvegg} = 4.775 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Vindlast med skjevstilling}$$

$$M_{edvind} := \left( \frac{q_{vind} \cdot L^2}{8} \right) \cdot 1.05 = 6.825 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 := \max \left( 20 \text{ mm}, \frac{h}{30} \right) = 20 \text{ mm} \quad [6.1(4)]$$

$$e_i := \frac{L_k}{400} = 8.25 \text{ mm} \quad [5.2(9)]$$

$$e_0 > e_i$$

Bruker konservativt  $e_0$

$$M_{Ed} := (N_{Ed} \cdot e_0) + M_{edvind} = 10.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h' := h - 2 \cdot C_{nom} - 2 \cdot \emptyset_b - \emptyset_h = 490 \text{ mm}$$

$$\frac{h'}{h} = 0.817 \quad \Rightarrow \quad \text{mn-diagram 0.8}$$

$$m := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.006 \quad n = 0.054$$

$$w := 0.00$$

I følge grafen er det ikke krav til armering med gitte laster

$$w := \frac{A_{effs} \cdot f_{yd}}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.039 \quad \Rightarrow \quad m := 0.04$$

$$M_{Cd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot h = 72 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad > \quad M_{Ed} = 10.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_M := \frac{M_{Ed}}{M_{Cd}} = 0.14 \quad < \quad 1.0 \quad \Rightarrow \quad \text{OK}$$

### Aksialkapasitet:

$$N_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} + f_{cd} \cdot A_c = (3.236 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$U_N := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.05 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

### Kombinert virkning:

$$U_f := U_M + U_N = 0.189 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

18.9 % utnyttelse av søylen, som er godt innfor. Antatt armering er OK!

### Senteravstand mellom bøyene:

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_b}{2} \right)^2 = 157.08 \text{ mm}^2 \quad [9.2.2(5)]$$

### Minimumsregler

NS 3473 [9.2.2]

$$b_w := h \quad f_{ck} := 35$$

$$f_{yk} := 400 \quad \text{Flytespenning}$$

$$p_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt[2]{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.001$$

$$S_{max1} := \frac{A_{sw}}{p_{wmin} \cdot b_w} = 177.009 \text{ mm}$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot h' = 294 \text{ mm}$$

Antar det ligger: Ø10C170

## Vedlegg C11.2: Kontroll S1.5 (5 etasje)

Byggetrinn 1

Søylene i påbygget plasseres med 5 meter senteravstand. Dermed vil søylene fra påbygget treffe ytterveggen der det ikke vil være utsparinger i veggen, og veggen vil derfor betraktes som en søyle.

$$b := 200 \text{ mm} \quad h := 600 \text{ mm} \quad \text{Søyledimensjon}$$

$$L := 3.3 \text{ m} \quad A_c := b \cdot h = 0.12 \text{ m}^2$$

$$p_c := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Densitet betong}$$

$$t_1 := 0.18 \text{ m} \quad \text{Tykkelse tak}$$

Laster:

$$g_{k1} := (p_c \cdot t_1) \cdot g = 4.413 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenlast tak}$$

$$p_k := 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Nyttelast}$$

$$s_k := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Snølast}$$

$$v_k := 0.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Vindlast} \quad \text{Velger å sette last for sone I til sikker side over hele taket}$$

$$q_{Ed} := g_{k1} \cdot 1.2 + p_k \cdot 1.5 + s_k \cdot 1.05 + v_k \cdot 0.9 = 14.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Krefter ned i søyle:

$$L_b := 2.1625 \text{ m} \quad \text{Lastbredde y}$$

$$L_s := 2.5 \text{ m} \quad \text{Lastbredde yttervegg}$$

$$q_{Ed.1} := L_b \cdot q_{Ed} = 32.004 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{Ed} := \frac{(q_{Ed.1} \cdot L_s)}{2} = 40.005 \text{ kN} \quad \text{jevnt fordelt last}$$

### Den totale lasten ned i søylen:

Lasten ned i søylene virker som en trykkraft, og søylene må derfor kontrolleres for knekking.

$$N_{Ed} := Q_{Ed}$$

$$\gamma_c := 1.4$$

$$\gamma_s := 1.25$$

NS 3473 Tabell 2.1N

$$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$$

Antatt strekkfasthet for armeringstål fra 1943. St 37 stål  
Norsk stålforbund

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 188 \frac{N}{mm^2}$$

$$\alpha_{cc} := 1.0$$

NA.3.1.6(1)

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

Betongkvalitet B35

$$f_{cd} := \frac{(\alpha_{cc} \cdot f_{ck})}{\gamma_c} = 25 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

### Armering:

Ø20

Antatt lengdearmering

Øb10

Antatt bøylearmering

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

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

Overdekning

Eksponeringsklasse: XC3

Betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet

$$C_{mindur} := 25 \text{ mm}$$

Tabell 4.4N

$$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$$

NA.4.4.1.3(1)P

$$C_{minb} := 25 \text{ mm}$$

$$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, \Delta C_{dev}) = 25 \text{ mm}$$

NA.4.4.1.2(2)P (4.2)

$$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$$

### Knekk lengde:

Antar leddet i topp og bunn

$$L_k := 1.0 \cdot L = 3.3 \text{ m}$$

Figur 5.7

$$I_c := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \quad \text{Annet arealmoment søyle}$$

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
former: Tabell 2.1

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.173 \text{ m} \quad \text{Treghetsradius søyle}$$

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
former: Tabell 2.1

$$\lambda := \frac{L_k}{i} = 19.053 \quad \text{Geometrisk slankhet} \quad (5.14)$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.013 \quad \text{Relativ aksialkraft} \quad (5.13N)$$

### Minimumsarmering:

[NA.9.5.2(2)]

$$A_{s1} := \min \left( \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \right) = 106.397 \text{ mm}^2$$

$$< \quad A_{s2} := 0.01 \cdot A_c = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

=> Bruker  $A_{s2}$  i videre beregning

$$A_{s_{min}} := \max(A_{s1}, A_{s2}) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Etter gammel standard

$$A_{s_{min}} := \min \left( 0.01 \cdot A_c, \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \right) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{NS 3473 [9.4.1]}$$

$$\text{Velger å bruke } 4\text{Ø}20 \Rightarrow A_s := 4 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\text{Ø}_h}{2} \right)^2 = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s_{min}} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

$$I_s := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_h}{2} \right)^4 = (7.854 \cdot 10^{-9}) \text{ m}^4$$

Annet arealmoment armering

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
formler: Tabell 2.1

$$i_s := \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 0.003 \text{ m}$$

Treghetsradius armering

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
formler: Tabell 2.1

$$K_a := \left( \frac{i_s}{i} \right)^2 = 2.083 \cdot 10^{-4}$$

Konservativt settes denne lik 1.0 [NA.5.8.3.1(1)]

$$K_a := 1.0$$

$$A_{effs} := 4 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_h}{2} \right)^2$$

Virksom armering

$$w := \frac{f_{yd} \cdot A_{effs}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.079$$

[NA.5.8.3.1(1)]

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot K_a \cdot w}} = 2.045$$

[NA.5.8.3.1(1)]

$$A_\varphi := 0.7$$

$A_\varphi$  settes konservativt lik 0.7

[5.8.3.1(1)]

M01=M02=0 pga leddet i topp og bunn

$$M02=0 < N_{Ed} \cdot \frac{h}{20} = 1.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \Rightarrow \quad r_m := 1.0$$

[NA5.8.3.1(1)]

$$\lambda_{lim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi = 9.1$$

$$\lambda_{lim} > \lambda_n \quad \Rightarrow \quad \text{Søylen er ikke slank}$$

$\Rightarrow$  vi kan se bort fra 2. ordens lastvirkning

**Moment:**

Vindlast på søylene blir tatt med i betraktning da disse er innebygd i yttervegg.  
Minimumseksentrisiteten for trykkraft tas hensyn til som følge av moment.

$$L_{bvegg} := 2.5 \text{ m}$$

Lastbredde på hver søyle

$$q_{vind} := 1.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{bvegg} = 4.775 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindlast med skjevstilling

$$M_{edvind} := \left( \frac{q_{vind} \cdot L^2}{8} \right) \cdot 1.05 = 6.825 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 := \max \left( 20 \text{ mm}, \frac{h}{30} \right) = 20 \text{ mm} \quad [6.1(4)]$$

$$e_i := \frac{L_k}{400} = 8.25 \text{ mm} \quad [5.2(9)]$$

$$e_0 > e_i$$

Bruker konservativt  $e_0$

$$M_{Ed} := (N_{Ed} \cdot e_0) + M_{edvind} = 7.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h' := h - 2 \cdot C_{nom} - 2 \cdot \emptyset_b - \emptyset_h = 490 \text{ mm}$$

$$\frac{h'}{h} = 0.817 \quad \Rightarrow \quad \text{mn-diagram 0.8}$$

$$m := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.004 \quad n = 0.013$$

$$w := 0.00$$

I følge grafen er det ikke krav til armering med gitte laster

$$w := \frac{A_{effs} \cdot f_{yd}}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.039 \quad \Rightarrow \quad m := 0.04$$

$$M_{Cd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot h = 72 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad > \quad M_{Ed} = 7.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_M := \frac{M_{Ed}}{M_{Cd}} = 0.106 \quad < \quad 1.0 \quad \Rightarrow \quad \text{OK}$$

Aksialkapasitet:

$$N_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} + f_{cd} \cdot A_c = (3.236 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$U_N := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.012 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

Kombinert virkning:

$$U_f := U_M + U_N = 0.118 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

11.8 % utnyttelse av søylen, som er godt innfor. Antatt armering er OK!

Senteravstand mellom bøylene:

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_b}{2}\right)^2 = 157.08 \text{ mm}^2 \quad [9.2.2(5)]$$

Minimumsregler:

NS 3473 [9.2.2]

$$b_w := h \quad f_{ck} := 35$$

$$f_{yk} := 400 \quad \text{Flytespenning}$$

$$p_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.001$$

$$S_{max1} := \frac{A_{sw}}{p_{wmin} \cdot b_w} = 177.009 \text{ mm}$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot h' = 294 \text{ mm}$$

Antar det ligger: Ø10C170



### Vedlegg C11.3: Kontroll S2.2 (2. etasje)

Byggetrinn 2

Søylene i påbygget plasseres med 5 meter senteravstand. Dermed vil søylene fra påbygget treffe ytterveggen der det ikke vil være utsparinger i veggen, og veggen vil derfor betraktes som en søyle.

$$b := 200 \text{ mm} \quad h := 600 \text{ mm} \quad \text{Søyledimensjon}$$

$$A_c := b \cdot h = 0.12 \text{ m}^2$$

$$L := 3.3 \text{ m}$$

$$p_c := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Densitet betong}$$

$$t_1 := 0.18 \text{ m} \quad \text{Tykkelse tak}$$

$$t_2 := 0.19 \text{ m} \quad \text{Tykkelse dekke}$$

Laster:

$$g_{k1} := (p_c \cdot t_1) \cdot g = 4.413 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenlast tak}$$

$$g_{k2} := (p_c \cdot t_2) \cdot g = 4.658 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_k := 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Nyttelast}$$

$$s_k := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Snølast}$$

$$v_k := 0.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Vindlast} \quad \text{Velger å sette last for sone I til sikker side over hele taket}$$

$$q_{Ed} := g_{k1} \cdot 1.2 + 3 \cdot g_{k2} \cdot 1.2 + 3 \cdot p_k \cdot 1.5 + s_k \cdot 1.05 + v_k \cdot 0.9 = 46.569 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Krefter ned i søyle:

$$L_b := 2.3 \text{ m} \quad \text{Lastbredde y}$$

$$L_s := 2.5 \text{ m} \quad \text{Lastbredde yttervegg}$$

$$q_{Ed.1} := L_b \cdot q_{Ed} = 107.109 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{Ed} := \frac{(q_{Ed.1} \cdot L_s)}{2} = 133.886 \text{ kN} \quad \text{Jevnt fordelt last}$$

Den totale lasten ned i søylen:

Lasten ned i søylene virker som en trykkraft, og søylen må derfor kontrolleres for knekking.

$$N_{Ed} := Q_{Ed}$$

$$\gamma_c := 1.4$$

$$\gamma_s := 1.25$$

NS 3473 Tabell 2.1N

$$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$$

Antatt strekkfasthet for armeringstål fra 1943. St 37 stål Norsk stålforbund

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 188 \frac{N}{mm^2}$$

$$\alpha_{cc} := 1.0$$

NA.3.1.6(1)

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

Betongkvalitet B35

$$f_{cd} := \frac{(\alpha_{cc} \cdot f_{ck})}{\gamma_c} = 25 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

Armering

Ø20

Antatt armering

Øb10

Antatt bøylearmering

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

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

Overdekning

Eksponeeringsklasse: XC3

Betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet

$$C_{mindur} := 25 \text{ mm}$$

Tabell 4.4N

$$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$$

NA.4.4.1.3(1)P

$$C_{minb} := 25 \text{ mm}$$

$$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, \Delta C_{dev}) = 25 \text{ mm}$$

NA.4.4.1.2(2)P (4.2)

$$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$$

Kneklengde:

Antar leddet i topp og bunn

$$L_k := 1.0 \cdot L = 3.3 \text{ m}$$

Figur 5.7

$$I_c := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

Annet arealmoment søyle

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
former: Tabell 2.1

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.173 \text{ m}$$

Treghetsradius søyle

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
former: Tabell 2.1

$$\lambda := \frac{L_k}{i} = 19.053$$

Geometrisk slankhet

(5.14)

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.045$$

Relativ aksialkraft

(5.13N)

Minimumsarmering:

[NA.9.5.2(2)]

$$A_{s1} := \min\left(\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right) = 356.079 \text{ mm}^2$$

$$< A_{s2} := 0.01 \cdot A_c = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

=> Bruker  $A_{s2}$  i videre beregning

$$A_{s_{min}} := \max(A_{s_1}, A_{s_2}) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Etter gammel standard

$$A_{s_{min}} := \min\left(0.01 \cdot A_c, \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}\right) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{NS 3473 [9.4.1]}$$

$$\text{Velger å bruke 4}\varnothing 20 \Rightarrow A_s := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_h}{2}\right)^2 = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s_{min}} \Rightarrow \text{OK}$$

$$I_s := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_h}{2}\right)^4 = (7.854 \cdot 10^{-9}) \text{ m}^4 \quad \text{Annet arealmoment armering} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og formler: Tabell 2.1}$$

$$i_s := \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 0.003 \text{ m} \quad \text{Treghetsradius armering} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og formler: Tabell 2.1}$$

$$K_a := \left(\frac{i_s}{i}\right)^2 = 2.083 \cdot 10^{-4} \quad \text{Konservativt settes denne lik 1.0} \quad \text{[NA.5.8.3.1(1)]}$$

$$K_a := 1.0$$

$$A_{effs} := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_h}{2}\right)^2 \quad \text{Virksom armering}$$

$$w := \frac{f_{yd} \cdot A_{effs}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.079 \quad \text{[NA.5.8.3.1(1)]}$$

$$\lambda n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot K_a \cdot w}} = 3.741 \quad \text{[NA.5.8.3.1(1)]}$$

$$A_\varphi := 0.7 \quad A_\varphi \text{ settes konservativt lik 0.7} \quad \text{[5.8.3.1(1)]}$$

M01=M02=0 pga leddet i topp og bunn

$$M02=0 < N_{Ed} \cdot \frac{h}{20} = 4.017 \text{ kN} \cdot \text{m} \Rightarrow r_m := 1.0 \quad \text{[NA.5.8.3.1(1)]}$$

$$\lambda_{lim} := 13 \cdot (2 - rm) \cdot A\varphi = 9.1$$

$$\lambda_{lim} > \lambda_n \quad \Rightarrow \text{Søylen er ikke slank}$$

$\Rightarrow$  vi kan se bort fra 2. ordens lastvirkning

Moment:

Vindlast på søylene blir tatt med i betraktning da disse er innebygd i yttervegg. Minimumseksentrisiteten for trykkraft tas hensyn til som følge av moment.

$$L_{bvegg} := 2.5 \text{ m}$$

Lastbredde på hver søyle

$$q_{vind} := 1.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{bvegg} = 4.775 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindlast med skjevstilling

$$M_{edvind} := \left( \frac{q_{vind} \cdot L^2}{8} \right) \cdot 1.05 = 6.825 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 := \max \left( 20 \text{ mm}, \frac{h}{30} \right) = 20 \text{ mm} \quad [6.1(4)]$$

$$e_i := \frac{L_k}{400} = 8.25 \text{ mm} \quad [5.2(9)]$$

$$e_0 > e_i$$

Bruker konservativt  $e_0$

$$M_{Ed} := (N_{Ed} \cdot e_0) + M_{edvind} = 9.503 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h' := h - 2 \cdot C_{nom} - 2 \cdot \varnothing_b - \varnothing_h = 490 \text{ mm}$$

$$\frac{h'}{h} = 0.817 \quad \Rightarrow \quad \text{mn-diagram 0.8}$$

$$m := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.005 \quad n = 0.045$$

$$w := 0.00$$

I følge grafen er det ikke krav til armering med gitte laster

$$w := \frac{A_{effs} \cdot f_{yd}}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.039 \quad \Rightarrow \quad m := 0.04$$

$$M_{Cd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot h = 72 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad > \quad M_{Ed} = 9.503 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_M := \frac{M_{Ed}}{M_{Cd}} = 0.132 \quad < \quad 1.0 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

### Aksialkapasitet:

$$N_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} + f_{cd} \cdot A_c = (3.236 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$U_N := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.041 \quad < \quad 1.0 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

### Kombinert virkning:

$$U_f := U_M + U_N = 0.173 \quad < \quad 1.0 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

17.3 % utnyttelse av søylen, som er godt innafor. Antatt armering er OK!

### Senteravstand mellom bøyelene:

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_b}{2} \right)^2 = 157.08 \text{ mm}^2 \quad [9.2.2(5)]$$

### Minimumsregler

NS 3473 [9.2.2]

$$b_w := h \quad f_{ck} := 35$$

$$f_{yk} := 400 \quad \text{Flytespenning}$$

$$p_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.001$$

$$S_{max1} := \frac{A_{sw}}{p_{wmin} \cdot b_w} = 177.009 \text{ mm}$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot h' = 294 \text{ mm}$$

Antar det ligger: Ø10C170

## Vedlegg C11.4: Kontroll S2.5 (5 etasje)

Byggetrinn 2

Søylene i påbygget plasseres med 5 meter senteravstand. Dermed vil søylene fra påbygget treffe ytterveggen der det ikke vil være utsparinger i veggen, og veggen vil derfor betraktes som en søyle.

$$b := 200 \text{ mm} \quad h := 600 \text{ mm} \quad \text{Søyledimensjon}$$

$$L := 3.3 \text{ m} \quad A_c := b \cdot h = 0.12 \text{ m}^2$$

$$p_c := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Densitet betong}$$

$$t_1 := 0.18 \text{ m} \quad \text{Tykkelse tak}$$

Laster:

$$g_{k1} := (p_c \cdot t_1) \cdot g = 4.413 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenlast tak}$$

$$p_k := 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Nyttelast}$$

$$s_k := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Snølast}$$

$$v_k := 0.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Vindlast} \quad \text{Velger å sette last for sone I til sikker side over hele taket}$$

$$q_{Ed} := g_{k1} \cdot 1.2 + p_k \cdot 1.5 + s_k \cdot 1.05 + v_k \cdot 0.9 = 14.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Krefter ned i søyle:

$$L_b := 2.3 \text{ m} \quad \text{Lastbredde y}$$

$$L_s := 2.5 \text{ m} \quad \text{Lastbredde yttervegg}$$

$$q_{Ed.1} := L_b \cdot q_{Ed} = 34.039 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{Ed} := \frac{(q_{Ed.1} \cdot L_s)}{2} = 42.549 \text{ kN} \quad \text{Jevnt fordelt last}$$

### Den totale lasten ned i søylen:

Lasten ned i søylene virker som en trykkraft, og søylene må derfor kontrolleres for knekking.

$$N_{Ed} := Q_{Ed}$$

$$\gamma_c := 1.4$$

$$\gamma_s := 1.25$$

NS 3473 Tabell 2.1N

$$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$$

Antatt strekkfasthet for armeringstål fra 1943. St 37 stål  
Norsk stålforbund

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 188 \frac{N}{mm^2}$$

$$\alpha_{cc} := 1.0$$

NA.3.1.6(1)

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

Betongkvalitet B35

$$f_{cd} := \frac{(\alpha_{cc} \cdot f_{ck})}{\gamma_c} = 25 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

### Armering:

Ø20

Antatt lengdearmering

Øb10

Antatt bøylearmering

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

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

Overdekning

Eksponeringsklasse: XC3

Betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet

$$C_{mindur} := 25 \text{ mm}$$

Tabell 4.4N

$$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$$

NA.4.4.1.3(1)P

$$C_{minb} := 25 \text{ mm}$$

$$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, \Delta C_{dev}) = 25 \text{ mm}$$

NA.4.4.1.2(2)P (4.2)



$$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$$

Kneklengde:

Antar leddet i topp og bunn

$$L_k := 1.0 \cdot L = 3.3 \text{ m}$$

Figur 5.7

$$I_c := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

Annet arealmoment søyle

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og former: Tabell  
2.1

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.173 \text{ m}$$

Treghetsradius søyle

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og former: Tabell  
2.1

$$\lambda := \frac{L_k}{i} = 19.053$$

Geometrisk slankhet

(5.14)

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.014$$

Relativ aksialkraft

(5.13N)

Minimumsarmering

[NA.9.5.2(2)]

$$A_{s1} := \min \left( \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \right) = 113.162 \text{ mm}^2$$

$$> A_{s2} := 0.01 \cdot A_c = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

=> Bruker  $A_{s2}$  i videre beregning

$$A_{s_{min}} := \max(A_{s1}, A_{s2}) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Etter gammel standard

$$A_{s_{min}} := \min \left( 0.01 \cdot A_c, \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \right) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

NS 3473 [9.4.1]

$$\text{Velger å bruke } 4\text{Ø}20 \Rightarrow A_s := 4 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\text{Ø}_h}{2} \right)^2 = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s_{min}} \Rightarrow \text{OK}$$

$$I_s := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_h}{2} \right)^4 = (7.854 \cdot 10^{-9}) \text{ m}^4$$
 Annet arealmoment armering  
Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
formler: Tabell 2.1

$$i_s := \sqrt[2]{\frac{I_s}{A_s}} = 0.003 \text{ m}$$
 Treghetsradius armering  
Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
formler: Tabell 2.1

$$K_a := \left( \frac{i_s}{i} \right)^2 = 2.083 \cdot 10^{-4}$$
 Konservativt settes denne lik 1.0 [NA.5.8.3.1(1)]

$$K_a := 1.0$$

$$A_{effs} := 4 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_h}{2} \right)^2$$
 Virksom armering

$$w := \frac{f_{yd} \cdot A_{effs}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.079$$
 [NA.5.8.3.1(1)]

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt[2]{\frac{n}{1 + 2 \cdot K_a \cdot w}} = 2.109$$
 [NA.5.8.3.1(1)]

$$A_\varphi := 0.7$$
  $A_\varphi$  settes konservativt lik 0.7 [5.8.3.1(1)]

M01=M02=0 pga leddet i topp og bunn

$$M02=0 < N_{Ed} \cdot \frac{h}{20} = 1.276 \text{ kN} \cdot \text{m} \Rightarrow r_m := 1.0$$
 [NA5.8.3.1(1)]

$$\lambda_{lim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi = 9.1$$

$$\lambda_{lim} > \lambda_n \Rightarrow \text{Søylen er ikke slank}$$

=> vi kan se bort fra 2. ordens lastvirkning

**Moment:**

Vindlast på søylene blir tatt med i betraktning da disse er innebygd i yttervegg. Minimumseksentrisiteten for trykkraft tas hensyn til som følge av moment.

$$L_{bvegg} := 2.5 \text{ m}$$

Lastbredde på hver søyle

$$q_{vind} := 1.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{bvegg} = 4.775 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindlast med skjevstilling

$$M_{edvind} := \left( \frac{q_{vind} \cdot L^2}{8} \right) \cdot 1.05 = 6.825 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 := \max \left( 20 \text{ mm}, \frac{h}{30} \right) = 20 \text{ mm} \quad [6.1(4)]$$

$$e_i := \frac{L_k}{400} = 8.25 \text{ mm} \quad [5.2(9)]$$

$$e_0 > e_i$$

Bruker konservativt  $e_0$

$$M_{Ed} := (N_{Ed} \cdot e_0) + M_{edvind} = 7.676 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h' := h - 2 \cdot C_{nom} - 2 \cdot \varnothing_b - \varnothing_h = 490 \text{ mm}$$

$$\frac{h'}{h} = 0.817 \quad \Rightarrow \quad \text{mn-diagram 0.8}$$

$$m := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.004 \quad n = 0.014$$

$$w := 0.00$$

I følge grafen er det ikke krav til armering med gitte laster

$$w := \frac{A_{effs} \cdot f_{yd}}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.039 \quad \Rightarrow \quad m := 0.04$$

$$M_{Cd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot h = 72 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad > \quad M_{Ed} = 7.676 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_M := \frac{M_{Ed}}{M_{Cd}} = 0.107 \quad < \quad 1.0 \quad \Rightarrow \quad \text{OK}$$

### Aksialkapasitet:

$$N_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} + f_{cd} \cdot A_c = (3.236 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$U_N := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.013 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

### Kombinert virkning:

$$U_f := U_M + U_N = 0.12 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

12 % utnyttelse av søylen, som er godt innafor. Antatt armering er OK!

### Senteravstand mellom bøylene:

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_b}{2}\right)^2 = 157.08 \text{ mm}^2 \quad [9.2.2(5)]$$

### Minimumsregler:

NS 3473 [9.2.2]

$$b_w := h \quad f_{ck} := 35$$

$$f_{yk} := 400 \quad \text{Flytespenning}$$

$$p_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.001$$

$$S_{max1} := \frac{A_{sw}}{p_{wmin} \cdot b_w} = 177.009 \text{ mm}$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot h' = 294 \text{ mm}$$

Antar det ligger: Ø10C170

**Vedlegg C11.5: Kontroll S3.5 (5 etasje)**

## Byggetrinn 3

Søylene i påbygget plasseres med 5 meter senteravstand. Dermed vil søylene fra påbygget treffe ytterveggen der det ikke vil være utsparinger i veggen, og veggen vil derfor betraktes som en søyle.

$$b := 200 \text{ mm} \quad h := 600 \text{ mm} \quad \text{Søyledimensjon}$$

$$L := 3.3 \text{ m} \quad A_c := b \cdot h = 0.12 \text{ m}^2$$

$$p_c := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Densitet betong}$$

$$t_1 := 0.18 \text{ m} \quad \text{Tykkelse tak}$$

## Laster:

$$g_{k1} := (p_c \cdot t_1) \cdot g = 4.413 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenlast tak}$$

$$p_k := 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Nyttelast}$$

$$s_k := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Snølast}$$

$$v_k := 0.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Vindlast} \quad \text{velger å sette last for sone I til sikker side over hele taket}$$

$$q_{Ed} := g_{k1} \cdot 1.2 + p_k \cdot 1.5 + s_k \cdot 1.05 + v_k \cdot 0.9 = 14.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

## Krefter ned i søylen:

$$L_b := 2.5 \text{ m} \quad \text{lastbredde } y$$

$$L_s := 3.25 \text{ m} \quad \text{Lastbredde yttervegg}$$

$$q_{Ed,1} := L_b \cdot q_{Ed} = 36.999 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{Ed} := \frac{(q_{Ed,1} \cdot L_s)}{2} = 60.123 \text{ kN} \quad \text{jevnt fordelt last}$$

### Den totale lasten ned i søylen:

Lasten ned i søylene virker som en trykkraft, og søylene må derfor kontrolleres for knekking.

$$N_{Ed} := Q_{Ed}$$

$$\gamma_c := 1.4$$

$$\gamma_s := 1.25$$

NS 3473 Tabell 2.1N

$$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$$

Antatt strekkfasthet for armeringstål fra 1943. St 37 stål  
Norsk stålforbund

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 188 \frac{N}{mm^2}$$

$$\alpha_{cc} := 1.0$$

NA.3.1.6(1)

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

Betongkvalitet B35

$$f_{cd} := \frac{(\alpha_{cc} \cdot f_{ck})}{\gamma_c} = 25 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

### Armering:

Ø20

Antatt lengdearmering

Øb10

Antatt bøylearmering

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

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

Overdekning

Eksponeringsklasse: XC3

Betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet

$$C_{mindur} := 25 \text{ mm}$$

Tabell 4.4N

$$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$$

NA.4.4.1.3(1)P

$$C_{minb} := 25 \text{ mm}$$

$$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, \Delta C_{dev}) = 25 \text{ mm}$$

NA.4.4.1.2(2)P (4.2)

$$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$$

### Knekk lengde:

Antar leddet i topp og bunn

$$L_k := 1.0 \cdot L = 3.3 \text{ m}$$

Figur 5.7

$$I_c := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \quad \text{Annet arealmoment søyle}$$

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.173 \text{ m} \quad \text{Treghetsradius søyle}$$

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$$\lambda := \frac{L_k}{i} = 19.053 \quad \text{Geometrisk slankhet} \quad (5.14)$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.02 \quad \text{Relativ aksialkraft} \quad (5.13N)$$

### Minimumsarmering

[NA.9.5.2(2)]

$$A_{s1} := \min \left( \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \right) = 159.902 \text{ mm}^2$$

$$> \quad A_{s2} := 0.01 \cdot A_c = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

=> Bruker  $A_{s2}$  i videre beregning

$$A_{s_{min}} := \max(A_{s1}, A_{s2}) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Etter gammel standard

$$A_{s_{min}} := \min \left( 0.01 \cdot A_c, \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \right) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{NS3473-[9.4.1]}$$

$$\text{Velger å bruke } 4\text{Ø}20 \Rightarrow A_s := 4 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\text{Ø}_h}{2} \right)^2 = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s_{min}} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

$$I_s := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_h}{2} \right)^4 = (7.854 \cdot 10^{-9}) \text{ m}^4$$

Annet arealmoment armering

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
formler: Tabell 2.1

$$i_s := \sqrt[2]{\frac{I_s}{A_s}} = 0.003 \text{ m}$$

Treghetsradius armering

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
formler: Tabell 2.1

$$Ka := \left( \frac{i_s}{i} \right)^2 = 2.083 \cdot 10^{-4}$$

Konservativt settes denne lik 1.0 [NA.5.8.3.1(1)]

$$Ka := 1.0$$

$$A_{effs} := 4 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_h}{2} \right)^2$$

Virksom armering

$$w := \frac{f_{yd} \cdot A_{effs}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.079$$

[NA.5.8.3.1(1)]

$$\lambda n := \lambda \cdot \sqrt[2]{\frac{n}{1 + 2 \cdot Ka \cdot w}} = 2.507$$

[NA.5.8.3.1(1)]

$$A\varphi := 0.7$$

$A\varphi$  settes konservativt lik 0.7

[5.8.3.1(1)]

$M_{01} = M_{02} = 0$  pga leddet i topp og bunn

$$M_{02} = 0 < N_{Ed} \cdot \frac{h}{20} = 1.804 \text{ kN} \cdot \text{m} \Rightarrow rm := 1.0$$

[NA.5.8.3.1(1)]

$$\lambda n_{lim} := 13 \cdot (2 - rm) \cdot A\varphi = 9.1$$

$$\lambda n_{lim} > \lambda n \Rightarrow \text{Søylen er ikke slank}$$

=> vi kan se bort fra 2. ordens lastvirkning

Moment:

Vindlast på søylene blir tatt med i betraktning da disse er innebygd i yttervegg.  
Minimumseksentrisiteten for trykkraft tas hensyn til som følge av moment.

$$L_{kronn} := 3.25 \text{ m}$$

Lastbredde på hver søvle



$$q_{vind} := 1.91 \frac{kN}{m^2} \cdot L_{bvegg} = 6.208 \frac{kN}{m}$$

Vindlast med skjevstilling

$$M_{edvind} := \left( \frac{q_{vind} \cdot L^2}{8} \right) \cdot 1.05 = 8.872 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 := \max \left( 20 \text{ mm}, \frac{h}{30} \right) = 20 \text{ mm} \quad [6.1(4)]$$

$$e_i := \frac{L_k}{400} = 8.25 \text{ mm} \quad [5.2(9)]$$

$$e_0 > e_i$$

Bruker konservativt  $e_0$

$$M_{Ed} := (N_{Ed} \cdot e_0) + M_{edvind} = 10.075 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h' := h - 2 \cdot C_{nom} - 2 \cdot \emptyset_b - \emptyset_h = 490 \text{ mm}$$

$$\frac{h'}{h} = 0.817 \quad \Rightarrow \quad \text{mn-diagram 0.8}$$

$$m := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.006 \quad n = 0.02$$

$$w := 0.00$$

I følge grafen er det ikke krav til armering med gitte laster

$$w := \frac{A_{effs} \cdot f_{yd}}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.039 \quad \Rightarrow \quad m := 0.04$$

$$M_{Cd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot h = 72 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad > \quad M_{Ed} = 10.075 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_M := \frac{M_{Ed}}{M_{Cd}} = 0.14 \quad < \quad 1.0 \quad \Rightarrow \quad \text{OK}$$

### Aksialkapasitet

$$N_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} + f_{cd} \cdot A_c = (3.236 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$U_N := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.019 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

Kombinert virkning:

$$U_f := U_M + U_N = 0.159 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

15.9 % utnyttelse av søylen, som er godt innfor. Antatt armering er OK!

Senteravstand mellom bøylene:

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_b}{2} \right)^2 = 157.08 \text{ mm}^2 \quad [9.2.2(5)]$$

$$b_w := h$$

$$f_{ck} := 35$$

Minimumsregler NS 3473 [9.2.2]

$$f_{yk} := 400$$

Flytespenning

$$p_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.001$$

$$S_{max1} := \frac{A_{sw}}{p_{wmin} \cdot b_w} = 177.009 \text{ mm}$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot h' = 294 \text{ mm}$$

Antar det ligger: Ø10C170

## Vedlegg C12: Kontroll av søyler med påbygg

### Vedlegg C12.1: Kontroll S1.1 (1 etasje)

Byggetrinn 1

Søylene i påbygget plasseres med 5 meter senteravstand. Dermed vil søylene fra påbygget treffe ytterveggen der det ikke vil være utsparinger i veggen, og veggen vil derfor betraktes som en søyle.

$$b := 200 \text{ mm} \quad h := 600 \text{ mm} \quad \text{Søyledimensjon}$$

$$L := 3.3 \text{ m} \quad A_c := b \cdot h = 0.12 \text{ m}^2$$

$$p_c := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Densitet betong}$$

$$t_1 := 0.18 \text{ m} \quad \text{Tykkelse tak}$$

$$t_2 := 0.19 \text{ m} \quad \text{Tykkelse dekke}$$

Last i søyle fra påbygget:

$$g_{k1} := (p_c \cdot t_1) \cdot g = 4.413 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenlast tak}$$

$$g_{HD500} := 6.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{IPE400} := 0.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Egenlast bjelke}$$

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

$$s_k := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Snølast}$$

$$v_k := 0.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Vindlast} \quad \text{velger å sette last for sone I til sikker side over hele taket}$$

$$L_{dekke} := g_{HD500} \cdot 8 \text{ m} = 54.4 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \quad \text{last fra dekke}$$

$$L_{nyttelast} := p_k \cdot 8 \text{ m} = 16 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$L_{bjelke} := g_{IPE400} = 0.65 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$L_{sk} := s_k \cdot 8 \text{ m} = 12.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$L_{vk} := v_k \cdot 8 \text{ m} = 2.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Edp\ddot{a}bygg} := 2 \cdot L_{bjelke} \cdot 1.2 + L_{dekke} \cdot 1.2 + 2 \cdot L_{nyttelast} \cdot 1.5 + L_{sk} \cdot 1.05 + L_{vk} \cdot 0.9 = 130.872 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Laster eksisterende:

$$g_{k2} := (p_c \cdot t_2) \cdot g = 4.658 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenlast dekke}$$

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

$$q_{Ed} := 4 \cdot g_{k2} \cdot 1.2 + 4 \cdot p_k \cdot 1.5 = 34.359 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Krefter ned i søyle

$$L_b := 2.1625 \text{ m} \quad \text{Lastbredde x}$$

$$L_s := 2.5 \text{ m} \quad \text{Lastbredde yttervegg}$$

$$q_{Ed.1} := L_b \cdot q_{Ed} = 74.302 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{Ed} := \frac{(q_{Ed.1} \cdot L_s) + (q_{Edp\ddot{a}bygg} \cdot 5 \text{ m})}{2} = 420.057 \text{ kN} \quad \text{formel for jevnt fordelt last}$$

Den totale lasten ned i søylen:

Lasten ned i søylene virker som en trykkraft, og søylene må derfor kontrolleres for knekking.

$$N_{Ed} := Q_{Ed} = 420.057 \text{ kN}$$

$$\gamma_c := 1.4$$

$$\gamma_s := 1.25$$

NS 3473 Tabell 2.1N

$$f_{yk} := 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Antatt strekkfasthet for armeringstål fra 1943. St 37 stål  
Norsk stålforbund

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 188 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{cc} := 1.0$$

NA.3.1.6(1)

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

Betongkvalitet B35

$$f_{cd} := \frac{(\alpha_{cc} \cdot f_{ck})}{\gamma_c} = 25 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

Armering:

Ø20

Antatt lengdearmering

Øb10

Antatt bøylearmering

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

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

Overdekning

Eksponeringsklasse: XC3

Betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet

$C_{mindur} := 25 \text{ mm}$

Tabell 4.4N

$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$

NA.4.4.1.3(1)P

$C_{minb} := 25 \text{ mm}$

$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, \Delta C_{dev}) = 25 \text{ mm}$

NA.4.4.1.2(2)P (4.2)

$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$

Kneklengde:

Antar leddet i topp og bunn

$L_k := 1.0 \cdot L = 3.3 \text{ m}$

Figur 5.7

$$I_c := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

Annet arealmoment søyle

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
former: Tabell 2.1

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.173 \text{ m}$$

Treghetsradius søyle

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
former: Tabell 2.1

$$\lambda := \frac{L_k}{i} = 19.053 \quad \text{Geometrisk slankhet} \quad (5.14)$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.14 \quad \text{Relativ aksialkraft} \quad (5.13N)$$

### Minimumsarmering

[NA.9.5.2(2)]

$$A_{s1} := \min \left( \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \right) = (1.117 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$< A_{s2} := 0.01 \cdot A_c = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

=> Bruker  $A_{s1}$  i videre beregning

$$A_{s_{min}} := \max(A_{s1}, A_{s2}) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Etter gammel standard

$$A_{s_{min}} := \min \left( 0.01 \cdot A_c, \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \right) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{NS3473-[9.4.1]}$$

$$\text{Søylen inneholder } 4\emptyset 20 \Rightarrow A_s := 4 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\emptyset_h}{2} \right)^2 = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s_{min}} \Rightarrow \text{søylen holder!}$$

$$I_s := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\emptyset_h}{2} \right)^4 = (7.854 \cdot 10^{-9}) \text{ m}^4 \quad \text{Annet arealmoment armering} \quad \text{Stålkonstruksjoner}$$

- Profiler og  
formler: Tabell 2.1

$$i_s := \sqrt[2]{\frac{I_s}{A_s}} = 0.003 \text{ m} \quad \text{Treghetsradius armering} \quad \text{Stålkonstruksjoner}$$

- Profiler og  
formler: Tabell 2.1

$$Ka := \left( \frac{i_s}{i} \right)^2 = 2.083 \cdot 10^{-4} \quad \text{Konservativt settes denne lik 1.0} \quad \text{[NA.5.8.3.1(1)]}$$

$$Ka := 1.0$$

$$A_{effs} := 4 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\emptyset_h}{2} \right)^2 \quad \text{Virksom armering}$$

$$w := \frac{f_{yd} \cdot A_{effs}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.079 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$\lambda n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot K_a \cdot w}} = 6.627 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$A_\varphi := 0.7 \quad A_\varphi \text{ settes konservativt lik } 0.7 \quad [5.8.3.1(1)]$$

$M_{01} = M_{02} = 0$  pga leddet i topp og bunn

$$M_{02} = 0 < N_{Ed} \cdot \frac{h}{20} = 12.602 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \Rightarrow \quad r_m := 1.0 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$\lambda n_{lim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi = 9.1$$

$$\lambda n_{lim} > \lambda n \quad \Rightarrow \text{Søylen er ikke slank}$$

$\Rightarrow$  vi kan se bort fra 2. ordens lastvirkning

**Moment:**

Vindlast på søylene må tas med da disse er innebygd i yttervegg.  
Minimumseksentrisiteten for trykkraft tas hensyn til som følge av moment.

$$L_{bvegg} := 2.5 \text{ m} \quad \text{Lastbredde på hver søyle}$$

$$q_{vind} := 1.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{bvegg} = 4.775 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Vindlast med skjevstilling}$$

$$M_{edvind} := \left( \frac{q_{vind} \cdot L^2}{8} \right) \cdot 1.05 = 6.825 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 := \max \left( 20 \text{ mm}, \frac{h}{30} \right) = 20 \text{ mm} \quad [6.1(4)]$$

$$e_i := \frac{L_k}{400} = 8.25 \text{ mm} \quad [5.2(9)]$$

$$e_0 > e_i$$

Bruker konservativt  $e_0$

$$M_{Ed} := (N_{Ed} \cdot e_0) + M_{edvind} = 15.226 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h' := h - 2 \cdot C_{nom} - 2 \cdot \varnothing_b - \varnothing_h = 490 \text{ mm}$$

$$\frac{h'}{h} = 0.817 \quad \Rightarrow \quad \text{mn-diagram 0.8}$$

$$m := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.008 \quad n = 0.14$$

$w := 0.00$  I følge grafen er det ikke krav til armering med gitte laster

$$w := \frac{A_{effs} \cdot f_{yd}}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.039 \quad \Rightarrow \quad m := 0.04$$

$$M_{Cd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot h = 72 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 15.226 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_M := \frac{M_{Ed}}{M_{Cd}} = 0.211 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

Aksialkapasitet:

$$N_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} + f_{cd} \cdot A_c = (3.236 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$U_N := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.13 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

Kombinert virkning:

$$U_f := U_M + U_N = 0.341 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

34.1 % utnyttelse av søylen, som er godt innafor. Antatt armering er OK!

Senteravstand mellom bøyene:

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_b}{2}\right)^2 = 157.08 \text{ mm}^2 \quad [9.2.2(5)]$$

Minimumsreoler:

NS 3473 [9.2.2]



$$b_w := h$$

$$f_{ck} := 35$$

$$f_{yk} := 400$$

Flytespenning

$$p_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt[2]{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.001$$

$$S_{max1} := \frac{A_{sw}}{p_{wmin} \cdot b_w} = 177.009 \text{ mm}$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot h' = 294 \text{ mm}$$

Antar det ligger: Ø10C170

**Vedlegg C12.2: Kontroll S1.5 (5 etasje)**

## Byggetrinn 1

Søylene i påbygget plasseres med 5 meter senteravstand. dermed vil søylene fra påbygget treffe ytterveggen der det ikke vil være utsparinger i veggen, og veggen vil derfor betraktes som en søyle.

$$b := 200 \text{ mm} \quad h := 600 \text{ mm} \quad \text{Søyledimensjon}$$

$$L := 3.3 \text{ m} \quad A_c := b \cdot h = 0.12 \text{ m}^2$$

$$p_c := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Densitet betong}$$

$$t_1 := 0.18 \text{ m} \quad \text{Tykkelse tak}$$

$$t_2 := 0.19 \text{ m} \quad \text{Tykkelse dekke}$$

Last i søyle fra påbygget:

$$g_{k1} := (p_c \cdot t_1) \cdot g = 4.413 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenlast tak}$$

$$g_{HD500} := 6.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenlast hulldekke (betongelementforeningen, 2010)}$$

$$g_{IPE400} := 0.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Egenlast Bjelke}$$

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

$$s_k := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Snølast}$$

$$v_k := 0.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Vindlast} \quad \text{velger å sette last for sone I til sikker side over hele taket}$$

$$L_{dekke} := g_{HD500} \cdot 8 \text{ m} = 54.4 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \quad \text{last fra dekke}$$

$$L_{nyttelast} := p_k \cdot 8 \text{ m} = 16 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$L_{bjelke} := g_{IPE400} = 0.65 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$L_{sk} := s_k \cdot 8 \text{ m} = 12.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$L_{vk} := v_k \cdot 8 \text{ m} = 2.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Edp\ddot{a}bygg} := 2 \cdot L_{bjelke} \cdot 1.2 + L_{dekke} \cdot 1.2 + 2 \cdot L_{nyttelast} \cdot 1.5 + L_{sk} \cdot 1.05 + L_{vk} \cdot 0.9 = 130.872 \frac{kN}{m}$$

Laster eksisterende:

$$g_{k2} := (p_c \cdot t_2) \cdot g = 4.658 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Egenlast dekke}$$

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

$$q_{Ed} := g_{k2} \cdot 1.2 + p_k \cdot 1.5 = 8.59 \frac{kN}{m^2}$$

Krefter ned i søyle:

$$L_b := 2.1625 \text{ m} \quad \text{Lastbredde dekke}$$

$$L_s := 2.5 \text{ m} \quad \text{Lastbredde yttervegg}$$

$$q_{Ed.1} := L_b \cdot q_{Ed} = 18.575 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{Ed} := \frac{(q_{Ed.1} \cdot L_s) + (q_{Edp\ddot{a}bygg} \cdot 5 \text{ m})}{2} = 350.399 \text{ kN} \quad \text{formel for jevnt fordelt last}$$

Den totale lasten ned i søylen:

Lasten ned i søylene virker som en trykkraft, og søylen må derfor kontrolleres mot knekking.

$$N_{Ed} := Q_{Ed} = 350.399 \text{ kN}$$

$$\gamma_c := 1.4$$

$$\gamma_s := 1.25$$

NS 3473 Tabell 2.1N

$$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$$

Antatt strekkfasthet for armeringstål fra 1943. St 37 stål  
Norsk stålforbund

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 188 \frac{N}{mm^2}$$

$$\alpha_{cc} := 1.0$$

NA.3.1.6(1)

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

Betongkvalitet B35

$$f_{cd} := \frac{(\alpha_{cc} \cdot f_{ck})}{\gamma_c} = 25 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

### Armering:

Ø20

Antatt lengdearmering

Øb10

Antatt bøylearmering

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

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

Overdekning

Eksponeringsklasse: XC3

Betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet

$C_{mindur} := 25 \text{ mm}$

Tabell 4.4N

$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$

NA.4.4.1.3(1)P

$C_{minb} := 25 \text{ mm}$

$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, \Delta C_{dev}) = 25 \text{ mm}$

NA.4.4.1.2(2)P (4.2)

$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$

### Kneklengde:

Antar leddet i topp og bunn

$L_k := 1.0 \cdot L = 3.3 \text{ m}$

Figur 5.7

$$I_c := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

Annet arealmoment søyle

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
former: Tabell 2.1

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.173 \text{ m}$$

Treghetsradius søyle

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
former: Tabell 2.1

$$\lambda := \frac{L_k}{i} = 19.053$$

Geometrisk slankhet

(5.14)

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.117 \quad \text{Relativ aksialkraft} \quad (5.13N)$$

Minimumsarmering: [NA.9.5.2(2)]

$$A_{s1} := \min \left( \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \right) = 931.913 \text{ mm}^2$$

$$< A_{s2} := 0.01 \cdot A_c = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

=> Bruker  $A_{s1}$  i videre beregning

$$A_{s_{min}} := \max(A_{s1}, A_{s2}) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Etter gammel standard

$$A_{s_{min}} := \min \left( 0.01 \cdot A_c, \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \right) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{NS3473-[9.4.1]}$$

$$\text{Søylen inneholder } 4\emptyset 20 \Rightarrow A_s := 4 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\emptyset_h}{2} \right)^2 = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s_{min}} \Rightarrow \text{søylen holder!}$$

$$I_s := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\emptyset_h}{2} \right)^4 = (7.854 \cdot 10^{-9}) \text{ m}^4 \quad \text{Annet arealmoment armering} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og formler: Tabell 2.1}$$

$$i_s := \sqrt[2]{\frac{I_s}{A_s}} = 0.003 \text{ m} \quad \text{Treghetsradius armering} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og formler: Tabell 2.1}$$

$$Ka := \left( \frac{i_s}{i} \right)^2 = 2.083 \cdot 10^{-4} \quad \text{Konservativt settes denne lik 1.0} \quad \text{[NA.5.8.3.1(1)]}$$

$$Ka := 1.0$$

$$A_{effs} := 4 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\emptyset_h}{2} \right)^2 \quad \text{Virksom armering}$$

$$w := \frac{f_{yd} \cdot A_{effs}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.079 \quad \text{[NA.5.8.3.1(1)]}$$

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot Ka \cdot w}} = 6.052 \quad [\text{NA.5.8.3.1(1)}]$$

$$A_\varphi := 0.7 \quad A_\varphi \text{ settes konservativt lik } 0.7 \quad [5.8.3.1(1)]$$

$M_{01} = M_{02} = 0$  pga leddet i topp og bunn

$$M_{02} = 0 < N_{Ed} \cdot \frac{h}{20} = 10.512 \text{ kN} \cdot \text{m} \Rightarrow rm := 1.0 \quad [\text{NA5.8.3.1(1)}]$$

$$\lambda_{lim} := 13 \cdot (2 - rm) \cdot A_\varphi = 9.1$$

$$\lambda_{lim} > \lambda_n \Rightarrow \text{Søylen er ikke slank}$$

$\Rightarrow$  vi kan se bort fra 2. ordens lastvirkning

Moment:

Vindlast på søylene blir tatt med i betraktning da disse er innebygd i yttervegg. Minimumseksentrisiteten for trykkraft tas hensyn til som følge av moment.

$$L_{bvegg} := 2.5 \text{ m} \quad \text{Lastbredde på hver søyle}$$

$$q_{vind} := 1.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{bvegg} = 4.775 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Vindlast med skjevstilling}$$

$$M_{edvind} := \left( \frac{q_{vind} \cdot L^2}{8} \right) \cdot 1.05 = 6.825 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 := \max \left( 20 \text{ mm}, \frac{h}{30} \right) = 0.02 \text{ m} \quad [6.1(4)]$$

$$e_i := \frac{L_k}{400} = 8.25 \text{ mm} \quad [5.2(9)]$$

$$e_0 > e_i$$

Bruker konservativt  $e_0$

$$M_{Ed} := (N_{Ed} \cdot e_0) + M_{edvind} = 13.833 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h' := h - 2 \cdot C_{nom} - 2 \cdot \varnothing_b - \varnothing_h = 490 \text{ mm}$$

$$\frac{h'}{h} = 0.817 \quad \Rightarrow \quad \text{mn-diagram 0.8}$$

$$m := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.008 \quad n = 0.117$$

$w := 0.00$  I følge grafen er det ikke krav til armering med gitte laster

$$w := \frac{A_{effs} \cdot f_{yd}}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.039 \quad \Rightarrow \quad m := 0.04$$

$$M_{Cd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot h = 72 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad > \quad M_{Ed} = 13.833 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_M := \frac{M_{Ed}}{M_{Cd}} = 0.192 \quad < \quad 1.0 \quad \Rightarrow \quad \text{OK}$$

Aksialkapasitet:

$$N_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} + f_{cd} \cdot A_c = (3.236 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$U_N := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.108 \quad < \quad 1.0 \quad \Rightarrow \quad \text{OK}$$

Kombinert virkning:

$$U_f := U_M + U_N = 0.3 \quad < \quad 1.0 \quad \Rightarrow \quad \text{OK}$$

30 % utnyttelse av søylen, som er godt innafor. Antatt armering er OK!

Senteravstand mellom bøyene:

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_b}{2} \right)^2 = 157.08 \text{ mm}^2 \quad [9.2.2(5)]$$

Minimumsregler:

NS 3473 [9.2.2]

$$b_w := h \quad f_{ck} := 35$$

$$f_{yk} := 400$$

Flytespenning

$$p_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt[2]{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.001$$

$$S_{max1} := \frac{A_{sw}}{p_{wmin} \cdot b_w} = 177.009 \text{ mm}$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot h' = 294 \text{ mm}$$

Antar det ligger: Ø10C170



### Vedlegg C12.3: Kontroll S2.2 (2 etasje)

Byggetrinn 2

Søylene i påbygget plasseres med 5 meter senteravstand. Dermed vil søylene fra påbygget treffe ytterveggen der det ikke vil være utsparinger i veggen. Veggen kan derfor betraktes som en søyle.

$$b := 200 \text{ mm} \quad h := 600 \text{ mm} \quad \text{Søyledimensjon}$$

$$L := 3.3 \text{ m} \quad A_c := b \cdot h = 0.12 \text{ m}^2$$

$$p_c := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Densitet betong}$$

$$t_1 := 0.18 \text{ m} \quad \text{Tykkelse tak}$$

$$t_2 := 0.19 \text{ m} \quad \text{Tykkelse dekke}$$

Last i søyle fra påbygget:

$$g_{k1} := (p_c \cdot t_1) \cdot g = 4.413 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenlast tak}$$

$$g_{HD500} := 6.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{IPE400} := 0.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Egenlast bjelke}$$

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

$$s_k := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Snølast}$$

$$v_k := 0.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Vindlast} \quad \text{Velger å sette last for sone I til sikker side over hele taket}$$

$$L_{dekke} := g_{HD500} \cdot 8 \text{ m} = 54.4 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \quad \text{Last fra dekke}$$

$$L_{nyttelast} := p_k \cdot 8 \text{ m} = 16 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$L_{bjelke} := g_{IPE400} = 0.65 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$L_{sk} := s_k \cdot 8 \text{ m} = 12.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$L_{vk} := v_k \cdot 8 \text{ m} = 2.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed\text{p\ddot{a}bygg}} := 2 \cdot L_{bjelke} \cdot 1.2 + L_{dekke} \cdot 1.2 + 2 \cdot L_{nyttelast} \cdot 1.5 + L_{sk} \cdot 1.05 + L_{vk} \cdot 0.9 = 130.872 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Laster eksisterende:

$$g_{k2} := (p_c \cdot t_2) \cdot g = 4.658 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Egenlast dekke}$$

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

$$q_{Ed} := 3 \cdot g_{k2} \cdot 1.2 + 3 \cdot p_k \cdot 1.5 = 25.769 \frac{kN}{m^2}$$

### Krefter ned i søyle:

$$L_b := 2.3 \text{ m} \quad \text{Lastbredde y}$$

$$L_s := 2.5 \text{ m} \quad \text{Lastbredde yttervegg}$$

$$q_{Ed.1} := L_b \cdot q_{Ed} = 59.27 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{Ed} := \frac{(q_{Ed.1} \cdot L_s) + (q_{Edp\ddot{a}bygg} \cdot 5 \text{ m})}{2} = 401.267 \text{ kN} \quad \text{formel for jevnt fordelt last}$$

### Den totale lasten ned i søylen:

Lasten ned i søylene virker som en trykkraft, og søylene må derfor kontrolleres for knekking.

$$N_{Ed} := Q_{Ed} = 401.267 \text{ kN}$$

$$\gamma_c := 1.4$$

$$\gamma_s := 1.25$$

NS 3473 Tabell 2.1N

$$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$$

Antatt strekkfasthet for armeringstål fra 1943. St 37 stål  
Norsk stålforbund

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 188 \frac{N}{mm^2}$$

$$\alpha_{cc} := 1.0$$

NA.3.1.6(1)

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

Betongkvalitet B35

$$f_{cd} := \frac{(\alpha_{cc} \cdot f_{ck})}{\gamma_c} = 25 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

Armering:

Ø20

Antatt lengdearmering

Øb10

Antatt bøylearmering

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

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

Overdekning

Eksponeeringsklasse: XC3

Betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet

$C_{mindur} := 25 \text{ mm}$

Tabell 4.4N

$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$

NA.4.4.1.3(1)P

$C_{minb} := 25 \text{ mm}$

$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, \Delta C_{dev}) = 25 \text{ mm}$

NA.4.4.1.2(2)P (4.2)

$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$

Knekk lengde:

Antar leddet i topp og bunn

$L_k := 1.0 \cdot L = 3.3 \text{ m}$

Figur 5.7

$$I_c := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

Annet arealmoment søyle

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
former: Tabell 2.1

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.173 \text{ m}$$

Treghetsradius søyle

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
former: Tabell 2.1

$$\lambda := \frac{L_k}{i} = 19.053$$

Geometrisk slankhet

(5.14)

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.134 \quad \text{Relativ aksialkraft} \quad (5.13N)$$

Minimumsarmering: [NA.9.5.2(2)]

$$A_{s1} := \min \left( \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \right) = (1.067 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$> A_{s2} := 0.01 \cdot A_c = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

=> Bruker  $A_{s1}$  i videre beregning

$$A_{s_{min}} := \max(A_{s1}, A_{s2}) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Etter gammel standard

$$A_{s_{min}} := \min \left( 0.01 \cdot A_c, \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \right) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{NS 3473 [9.4.1]}$$

$$\text{Søylen inneholder } 4\text{Ø}20 \Rightarrow A_s := 4 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\text{Ø}_h}{2} \right)^2 = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s_{min}} \Rightarrow \text{søylen holder!}$$

$$I_s := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\text{Ø}_h}{2} \right)^4 = (7.854 \cdot 10^{-9}) \text{ m}^4 \quad \text{Annet arealmoment armering} \quad \text{Stålkonstruksjoner} \\ \text{- Profiler og} \\ \text{formler: Tabell 2.1}$$

$$i_s := \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 0.003 \text{ m} \quad \text{Treghetsradius armering} \quad \text{Stålkonstruksjoner} \\ \text{- Profiler og} \\ \text{formler: Tabell 2.1}$$

$$Ka := \left( \frac{i_s}{i} \right)^2 = 2.083 \cdot 10^{-4} \quad \text{Konservativt settes denne lik 1.0} \quad \text{[NA.5.8.3.1(1)]}$$

$$Ka := 1.0$$

$$A_{effs} := 4 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\text{Ø}_h}{2} \right)^2 \quad \text{Virksom armering}$$

$$w := \frac{f_{yd} \cdot A_{effs}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.079 \quad [\text{NA.5.8.3.1(1)}]$$

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot K_a \cdot w}} = 6.477 \quad [\text{NA.5.8.3.1(1)}]$$

$$A_\varphi := 0.7 \quad A_\varphi \text{ settes konservativt lik } 0.7 \quad [5.8.3.1(1)]$$

$M_{01} = M_{02} = 0$  pga leddet i topp og bunn

$$M_{02} = 0 < N_{Ed} \cdot \frac{h}{20} = 12.038 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \Rightarrow \quad rm := 1.0 \quad [\text{NA5.8.3.1(1)}]$$

$$\lambda_{nlim} := 13 \cdot (2 - rm) \cdot A_\varphi = 9.1$$

$$\lambda_{nlim} > \lambda_n \quad \Rightarrow \quad \text{Søylen er ikke slank}$$

$\Rightarrow$  vi kan se bort fra 2. ordens lastvirkning

**Moment:**

Vindlast på søylene må tas med da disse er innebygd i yttervegg.  
Minimumseksentrisiteten for trykkraft tas hensyn til som følge av moment.

$$L_{bvegg} := 2.5 \text{ m} \quad \text{Lastbredde på hver søyle}$$

$$q_{vind} := 1.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{bvegg} = 4.775 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Vindlast med skjevstilling}$$

$$M_{edvind} := \left( \frac{q_{vind} \cdot L^2}{8} \right) \cdot 1.05 = 6.825 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 := \max \left( 20 \text{ mm}, \frac{h}{30} \right) = 20 \text{ mm} \quad [6.1(4)]$$

$$e_i := \frac{L_k}{400} = 8.25 \text{ mm} \quad [5.2(9)]$$

$$e_0 > e_i$$

Bruker konservativt  $e_0$

$$M_{Ed} := (N_{Ed} \cdot e_0) + M_{edvind} = 14.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h' := h - 2 \cdot C_{nom} - 2 \cdot \varnothing_b - \varnothing_h = 490 \text{ mm}$$

$$\frac{h'}{h} = 0.817 \quad \Rightarrow \quad \text{mn-diagram 0.8}$$

$$m := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.008 \quad n = 0.134$$

$w := 0.00$  I følge grafen er det ikke krav til armering med gitte laster

$$w := \frac{A_{effs} \cdot f_{yd}}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.039 \quad \Rightarrow \quad m := 0.04$$

$$M_{Cd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot h = 72 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} := 14.78 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$U_M := \frac{M_{Ed}}{M_{Cd}} = 0.205 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

Aksialkapasitet:

$$N_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} + f_{cd} \cdot A_c = (3.236 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$U_N := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.124 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

Kombinert virkning:

$$U_f := U_M + U_N = 0.329 < 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

32.9 % utnyttelse av søylen, som er godt innenfor. Antatt armering er OK!

Senteravstand mellom bøyene:

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_b}{2} \right)^2 = 157.08 \text{ mm}^2 \quad [9.2.2(5)]$$

### Minimumsregler:

NS 3473 [9.2.2]

$$b_w := h \qquad f_{ck} := 35$$

$$f_{yk} := 400 \quad \text{Flytespenning}$$

$$p_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.001$$

$$S_{max1} := \frac{A_{sw}}{p_{wmin} \cdot b_w} = 177.009 \text{ mm}$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot h' = 294 \text{ mm}$$

Antar det ligger: Ø10C170

## Vedlegg C12.4: Kontroll S2.5 (5 etasje)

Byggetrinn 2

Søylene i påbygget plasseres med 5 meter senteravstand. Dermed vil søylene fra påbygget treffe ytterveggen der det ikke vil være utsparinger i veggen, og veggen vil derfor betraktes som en søyle.

$$b := 200 \text{ mm} \quad h := 600 \text{ mm} \quad \text{Søyledimensjon}$$

$$L := 3.3 \text{ m} \quad A_c := b \cdot h = 0.12 \text{ m}^2$$

$$p_c := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Densitet betong}$$

$$t_1 := 0.18 \text{ m} \quad \text{Tykkelse tak}$$

$$t_2 := 0.19 \text{ m} \quad \text{Tykkelse dekke}$$

Last i søyle fra påbygget:

$$g_{k1} := (p_c \cdot t_1) \cdot g = 4.413 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenlast tak}$$

$$g_{HD500} := 6.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenlast hulldekke (betongelementforeningen, 2010)}$$

$$g_{IPE400} := 0.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Egenlast Bjelke}$$

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

$$s_k := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Snølast}$$

$$v_k := 0.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Vindlast} \quad \text{Velger å sette last for sone I til sikker side over hele taket}$$

$$L_{dekke} := g_{HD500} \cdot 8 \text{ m} = 54.4 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \quad \text{Last fra dekke}$$

$$L_{nyttelast} := p_k \cdot 8 \text{ m} = 16 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$L_{bjelke} := g_{IPE400} = 0.65 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$L_{sk} := s_k \cdot 8 \text{ m} = 12.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$L_{vk} := v_k \cdot 8 \text{ m} = 2.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed\text{p\aa}bygg} := 2 \cdot L_{bjelke} \cdot 1.2 + L_{dekke} \cdot 1.2 + 2 \cdot L_{nyttelast} \cdot 1.5 + L_{sk} \cdot 1.05 + L_{vk} \cdot 0.9 = 130.872 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Laster eksisterende:

$$g_{k2} := (p_c \cdot t_2) \cdot g = 4.658 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Egenlast dekke}$$

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

$$q_{Ed} := g_{k2} \cdot 1.2 + p_k \cdot 1.5 = 8.59 \frac{kN}{m^2}$$

Krefter ned i søyle

$$L_b := 2.3 \text{ m} \quad \text{Lastbredde dekke}$$

$$L_s := 2.5 \text{ m} \quad \text{Lastbredde yttervegg}$$

$$q_{Ed.1} := L_b \cdot q_{Ed} = 19.757 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{Ed} := \frac{(q_{Ed.1} \cdot L_s) + (q_{Edp\ddot{a}bygg} \cdot 5 \text{ m})}{2} = 351.876 \text{ kN} \quad \text{formel for jevnt fordelt last}$$

Den totale lasten ned i søylen:

Lasten ned i søylene virker som en trykkraft, og søylene må derfor kontrolleres for knekking.

$$N_{Ed} := Q_{Ed} = 351.876 \text{ kN}$$

$$\gamma_c := 1.4$$

$$\gamma_s := 1.25$$

NS 3473 Tabell 2.1N

$$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$$

Antatt strekkfasthet for armeringstål  
fra 1943. St 37 stål  
Norsk stålforbund

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 188 \frac{N}{mm^2}$$

$$\alpha_{cc} := 1.0$$

NA.3.1.6(1)

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

Betongkvalitet B35

$$f_{cd} := \frac{(\alpha_{cc} \cdot f_{ck})}{\gamma_c} = 25 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

### Armering:

Ø20

Antatt lengdearmoring

Øb10

Antatt bøylearmoring

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

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

Overdekning

Eksponeringsklasse: XC3

Betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet

$C_{mindur} := 25 \text{ mm}$

Tabell 4.4N

$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$

NA.4.4.1.3(1)P

$C_{minb} := 25 \text{ mm}$

$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, \Delta C_{dev}) = 25 \text{ mm}$

NA.4.4.1.2(2)P (4.2)

$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$

### Kneklengde:

Antar leddet i topp og bunn

$L_k := 1.0 \cdot L = 3.3 \text{ m}$

Figur 5.7

$$I_c := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

Annet arealmoment søyle

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.173 \text{ m}$$

Treghetsradius søyle

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$$\lambda := \frac{L_k}{i} = 19.053$$

Geometrisk slankhet

(5.14)

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.117$$

Relativ aksialkraft

(5.13N)

## Minimumsarmering

[NA.9.5.2(2)]

$$A_{s1} := \min\left(\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right) = 935.839 \text{ mm}^2$$

$$> A_{s2} := 0.01 \cdot A_c = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

=> Bruker  $A_{s1}$  i videre beregning

$$A_{s_{min}} := \max(A_{s1}, A_{s2}) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Etter gammel standard

$$A_{s_{min}} := \min\left(0.01 \cdot A_c, \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}\right) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{NS 3473 [9.4.1]}$$

$$\text{Søylen inneholder } 4\emptyset 20 \Rightarrow A_s := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset_h}{2}\right)^2 = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$A_s > A_{s_{min}} \Rightarrow$  søylen holder!

$$I_s := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset_h}{2}\right)^4 = (7.854 \cdot 10^{-9}) \text{ m}^4 \quad \text{Annet arealmoment armering} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og formler: Tabell 2.1}$$

$$i_s := \sqrt[2]{\frac{I_s}{A_s}} = 0.003 \text{ m} \quad \text{Treghetsradius armering} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og formler: Tabell 2.1}$$

$$Ka := \left(\frac{i_s}{i}\right)^2 = 2.083 \cdot 10^{-4} \quad \text{Konservativt settes denne lik 1.0} \quad \text{[NA.5.8.3.1(1)]}$$

$$Ka := 1.0$$

$$A_{effs} := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset_h}{2}\right)^2 \quad \text{Virksom armering}$$

$$w := \frac{f_{yd} \cdot A_{effs}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.079 \quad \text{[NA.5.8.3.1(1)]}$$

$$\lambda n := \lambda \cdot \sqrt[2]{\frac{n}{1 + 2 \cdot Ka \cdot w}} = 6.065 \quad \text{[NA.5.8.3.1(1)]}$$

$$A\varphi := 0.7 \quad A\varphi \text{ settes konservativt lik } 0.7 \quad [5.8.3.1(1)]$$

$M_{01} = M_{02} = 0$  pga leddet i topp og bunn

$$M_{02} = 0 < N_{Ed} \cdot \frac{h}{20} = 10.556 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \Rightarrow \quad rm := 1.0 \quad [NA5.8.3.1(1)]$$

$$\lambda_{nlim} := 13 \cdot (2 - rm) \cdot A\varphi = 9.1$$

$\lambda_{nlim} > \lambda_n \quad \Rightarrow$  Søylene er ikke slank

$\Rightarrow$  vi kan se bort fra 2. ordens lastvirkning

**Moment:**

Vindlast på søylene må tas med da disse er innebygd i yttervegg.  
Minimumseksentrisiteten for trykkraft tas hensyn til som følge av moment.

$$L_{bvegg} := 2.5 \text{ m} \quad \text{Lastbredde på hver søyle}$$

$$q_{vind} := 1.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{bvegg} = 4.775 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Vindlast med skjevstilling}$$

$$M_{edvind} := \left( \frac{q_{vind} \cdot L^2}{8} \right) \cdot 1.05 = 6.825 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 := \max \left( 20 \text{ mm}, \frac{h}{30} \right) = 0.02 \text{ m} \quad [6.1(4)]$$

$$e_i := \frac{L_k}{400} = 8.25 \text{ mm} \quad [5.2(9)]$$

$$e_0 > e_i$$

Bruker konservativt  $e_0$

$$M_{Ed} := (N_{Ed} \cdot e_0) + M_{edvind} = 13.862 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h' := h - 2 \cdot C_{nom} - 2 \cdot \varnothing_b - \varnothing_h = 490 \text{ mm}$$

$$\frac{h'}{h} = 0.817 \quad \Rightarrow \quad \text{mn-diagram 0.8}$$

$$m := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.008 \quad n = 0.117$$

$$w := 0.00$$

I følge grafen er det ikke krav til armering med gitte laster

$$w := \frac{A_{effs} \cdot f_{yd}}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.039 \quad \Rightarrow \quad m := 0.04$$

$$M_{Cd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot h = 72 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad > \quad M_{Ed} = 13.862 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_M := \frac{M_{Ed}}{M_{Cd}} = 0.193 \quad < \quad 1.0 \quad \Rightarrow \quad \text{OK}$$

### Aksialkapasitet:

$$N_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} + f_{cd} \cdot A_c = (3.236 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$U_N := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.109 \quad < \quad 1.0 \quad \Rightarrow \quad \text{OK}$$

### Kombinert virkning:

$$U_f := U_M + U_N = 0.301 \quad < \quad 1.0 \quad \Rightarrow \quad \text{OK}$$

30.1 % utnyttelse av søylen, som er godt innafor. Antatt armering er OK!

### Senteravstand mellom bøyelene:

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_b}{2} \right)^2 = 157.08 \text{ mm}^2 \quad [9.2.2(5)]$$

### Minimumsregler:

NS 3473 [9.2.2]

$$b_w := h \quad f_{ck} := 35$$

$$f_{yk} := 400 \quad \text{Flytespenning}$$

$$p_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt[2]{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.001$$

$$S_{max1} := \frac{Asw}{p_{wmin} \cdot b_w} = 177.009 \text{ mm}$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot h' = 294 \text{ mm}$$

Antar det ligger: Ø10C170

**Vedlegg C12.5: Kontroll S3.5 (5 etasje)**

## Byggetrinn 3

Søylene i påbygget plasseres med 6 meter senteravstand. Dermed vil søylene fra påbygget treffe ytterveggen der det ikke vil være utsparinger i veggen, og veggen vil derfor betraktes som en søyle.

$$b := 200 \text{ mm} \quad h := 600 \text{ mm} \quad \text{Søyledimensjon}$$

$$L := 3.3 \text{ m} \quad A_c := b \cdot h = 0.12 \text{ m}^2$$

$$p_c := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Densitet betong}$$

$$t_1 := 0.18 \text{ m} \quad \text{Tykkelse tak}$$

$$t_2 := 0.19 \text{ m} \quad \text{Tykkelse dekke}$$

Last i søyle fra påbygget:

$$g_{k1} := (p_c \cdot t_1) \cdot g = 4.413 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenlast tak}$$

$$g_{HD500} := 6.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenlast hulldekke (betongelementforeningen, 2010)}$$

$$g_{IPE400} := 0.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Egenlast Bjelke}$$

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

$$s_k := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Snølast}$$

$$v_k := 0.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Vindlast} \quad \text{velger å sette last for sone I til sikker side over hele taket}$$

$$L_{dekke} := g_{HD500} \cdot 8 \text{ m} = 54.4 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \quad \text{last fra dekke}$$

$$L_{nyttelast} := p_k \cdot 8 \text{ m} = 16 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$L_{bjelke} := g_{IPE400} = 0.65 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$L_{sk} := s_k \cdot 8 \text{ m} = 12.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$L_{vk} := v_k \cdot 8 \text{ m} = 2.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed\text{p\ddot{a}bygg}} := 2 \cdot L_{bjelke} \cdot 1.2 + L_{dekke} \cdot 1.2 + 2 \cdot L_{nyttelast} \cdot 1.5 + L_{sk} \cdot 1.05 + L_{vk} \cdot 0.9 = 130.872 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Laster eksisterende:

$$g_{k2} := (p_c \cdot t_2) \cdot g = 4.658 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Egenlast dekke}$$

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

$$q_{Ed} := g_{k2} \cdot 1.2 + p_k \cdot 1.5 = 8.59 \frac{kN}{m^2}$$

Krefter ned i søyle

$$L_b := 2.5 \text{ m} \quad \text{lastbredde dekke}$$

$$L_s := 3.25 \text{ m} \quad \text{Lastbredde yttervegg}$$

$$q_{Ed.1} := L_b \cdot q_{Ed} = 21.474 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{Ed} := \frac{(q_{Ed.1} \cdot L_s) + (q_{Edp\ddot{a}bygg} \cdot 5 \text{ m})}{2} = 362.076 \text{ kN} \quad \text{formel for jevnt fordelt last}$$

Den totale lasten ned i søylen:

Lasten ned i søylene virker som en trykkraft, og søylen må derfor kontrolleres for knekking.

$$N_{Ed} := Q_{Ed} = 362.076 \text{ kN}$$

$$\gamma_c := 1.4$$

$$\gamma_s := 1.25$$

NS 3473 Tabell 2.1N

$$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$$

Antatt strekkfasthet for armeringstål  
fra 1943. St 37 stål  
Norsk stålforbund

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 188 \frac{N}{mm^2}$$

$$\alpha_{cc} := 1.0$$

NA.3.1.6(1)

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

Betongkvalitet B35

$$f_{cd} := \frac{(\alpha_{cc} \cdot f_{ck})}{\gamma_c} = 25 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet



## Armering

Ø20

Antatt lengdearmering

Øb10

Antatt bøylearmering

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

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

## Overdekning

Eksponeeringsklasse: XC3

Betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet

$C_{mindur} := 25 \text{ mm}$

Tabell 4.4N

$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$

NA.4.4.1.3(1)P

$C_{minb} := 25 \text{ mm}$

$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, \Delta C_{dev}) = 25 \text{ mm}$

NA.4.4.1.2(2)P (4.2)

$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$

## Knekk lengde:

Antar leddet i topp og bunn

$L_k := 1.0 \cdot L = 3.3 \text{ m}$

Figur 5.7

$I_c := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$

Annet arealmoment søyle

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.173 \text{ m}$

Treghetsradius søyle

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$\lambda := \frac{L_k}{i} = 19.053$

Geometrisk slankhet

(5.14)

$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.121$

Relativ aksialkraft

(5.13N)

Minimumsarmering:

[NA.9.5.2(2)]

$$A_{s1} := \min \left( \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \right) = 962.968 \text{ mm}^2$$

$$> A_{s2} := 0.01 \cdot A_c = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

=> Bruker  $A_{s1}$  i videre beregning

$$A_{s_{min}} := \max(A_{s1}, A_{s2}) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Etter gammel standard

$$A_{s_{min}} := \min \left( 0.01 \cdot A_c, \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \right) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

NS3473-[9.4.1]

$$\text{Søylen inneholder } 4\text{Ø}20 \Rightarrow A_s := 4 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\text{Ø}_h}{2} \right)^2 = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s_{min}} \Rightarrow \text{søylen holder!}$$

$$I_s := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\text{Ø}_h}{2} \right)^4 = (7.854 \cdot 10^{-9}) \text{ m}^4 \text{ Annet arealmoment armering}$$

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
formler: Tabell 2.1

$$i_s := \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 0.003 \text{ m}$$

Treghetsradius armering

Stålkonstruksjoner  
- Profiler og  
formler: Tabell 2.1

$$K_a := \left( \frac{i_s}{i} \right)^2 = 2.083 \cdot 10^{-4}$$

Konservativt settes denne lik 1.0 [NA.5.8.3.1(1)]

$$K_a := 1.0$$

$$A_{effs} := 4 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\text{Ø}_h}{2} \right)^2$$

Virksom armering

$$w := \frac{f_{yd} \cdot A_{effs}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.079$$

[NA.5.8.3.1(1)]

$$\lambda n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot K_a \cdot w}} = 6.152$$

[NA.5.8.3.1(1)]

$$A_\varphi := 0.7$$

$A_\varphi$  settes konservativt lik 0.7

[5.8.3.1(1)]

M01=M02=0 pga leddet i topp og bunn

$$M02=0 < N_{Ed} \cdot \frac{h}{20} = 10.862 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \Rightarrow \quad rm := 1.0 \quad [\text{NA5.8.3.1(1)}]$$

$$\lambda_{nlim} := 13 \cdot (2 - rm) \cdot A\varphi = 9.1$$

$\lambda_{nlim} > \lambda_n \quad \Rightarrow$  Søylen er ikke slank

$\Rightarrow$  vi kan se bort fra 2. ordens lastvirkning

Moment:

Vindlast på søylene må tas med da disse er innebygd i yttervegg.  
Minimumseksentrisiteten for trykkraft tas hensyn til som følge av moment.

$$L_{bvegg} := 3.25 \text{ m} \quad \text{Lastbredde på hver søyle}$$

$$q_{vind} := 1.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{bvegg} = 6.208 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Vindlast med skjevstilling}$$

$$M_{edvind} := \left( \frac{q_{vind} \cdot L^2}{8} \right) \cdot 1.05 = 8.872 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 := \max \left( 20 \text{ mm}, \frac{h}{30} \right) = 0.02 \text{ m} \quad [6.1(4)]$$

$$e_i := \frac{L_k}{400} = 8.25 \text{ mm} \quad [5.2(9)]$$

$$e_0 > e_i$$

Bruker konservativt  $e_0$

$$M_{Ed} := (N_{Ed} \cdot e_0) + M_{edvind} = 16.114 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h' := h - 2 \cdot C_{nom} - 2 \cdot \varnothing_b - \varnothing_h = 490 \text{ mm}$$

$$\frac{h'}{h} = 0.817 \quad \Rightarrow \quad \text{mn-diagram 0.8}$$

$$m := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.009 \quad n = 0.121$$

$$w := 0.00$$

I følge grafen er det ikke krav til armering med gitte laster

$$w := \frac{A_{effs} \cdot f_{yd}}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.039 \quad \Rightarrow \quad m := 0.04$$

$$M_{Cd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot h = 72 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad > \quad M_{Ed} = 16.114 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_M := \frac{M_{Ed}}{M_{Cd}} = 0.224 \quad < \quad 1.0 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

Aksialkapasitet:

$$N_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} + f_{cd} \cdot A_c = (3.236 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$U_N := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.112 \quad < \quad 1.0 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

Kombinert virkning:

$$U_f := U_M + U_N = 0.336 \quad < \quad 1.0 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

33.6 % utnyttelse av søylen, som er godt innafor. Antatt armering er OK!

Senteravstand mellom bøyelene:

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_b}{2} \right)^2 = 157.08 \text{ mm}^2 \quad [9.2.2(5)]$$

Minimumsregler

NS 3473 [9.2.2]

$$b_w := h \quad f_{ck} := 35$$

$$f_{yk} := 400 \quad \text{Flytespenning}$$

$$p_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.001$$

$$S_{max1} := \frac{Asw}{p_{wmin} \cdot b_w} = 177.009 \text{ mm}$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot h' = 294 \text{ mm}$$

Antar det ligger: Ø10C170