

# Vedleggsliste

## Lastberegninger

### A Vindlast

- A.1 Håndberegninger: Vindlast
- A.2 Regneark: Vind-seksjonsvis
- A.3 Håndberegninger: Linjelast normalt på ringmur

### B Snølast

- B.1 Regneark: Snølast

### C Skjevstillingslast

- C.1 Regneark: Skjevstillingslaster

## Global stabilitet

### D Avstivningssystem

- D.1 FEM-modell: Lastfordeling i vindkryss
- D.2 FEM-modell: Fordeling av trykkrefter i skive 1 fra V-skive
- D.3 FEM-modell: Fordeling av trykkrefter i skive 1 fra Snø og Egenlast

### E Skivekrefter

- E.1 Regneark: Krefter i skivene

## Dimensjonering

### F Søyler

- F.1 Håndberegninger: Søyle akse A, HEA240
- F.2 Håndberegninger: Søyle akse A, HEA260
- F.3 Håndberegninger: Søyle akse A, HEA280
- F.4 Håndberegninger: Søyle akse A1, HFRHS120x120x5
- F.5 Håndberegninger: Søyle akse A1, HFRHS200x200x6

## **G Vindkryss**

- G.1 Håndberegninger: Diagonalstav vindkryss, HFRHS140x140x6,3

## **H Betongvegg**

- H.1 Håndberegninger: Dimensjonering av Betongvegg
- H.2 FEM-Analyse: Betongvegg med tverravstivning
- H.3 FEM-Analyse: Betongvegg uten tverravstivning

## **I Fundament**

- I.1 Håndberegninger: Bæreevne
- I.2 Håndberegninger: Momentkapasitet
- I.3 Håndberegninger: Skjærkapasitet
- I.4 Håndberegninger: Forankringslengde
- I.5 Håndberegninger: Trykkapasitet
- I.6 Håndberegninger: Torsjonskapasitet
- I.7 Håndberegninger: Minimum skjær- og langsgående overfaltearmering
- I.8 Håndberegninger: Dimensjonerende laster for trykk mot grunn
- I.9 Håndberegninger: Kontroll av tilstrekkelig trykk ved oppløft
- I.10 FEM-Analyse: Krefter i fundament

## **J Knutepunkt**

- J.1 Håndberegninger: Knutepunkt, søyle til fundament
- J.2 Håndberegninger: Knutepunkt, gitterdrager til søyle
- J.3 Håndberegninger: Knutepunkt, Helsveiset forbindelse

## **K Bruksgrensetilstand**

- K.1 Håndberegninger: Rissviddekontroll

## **Analyser i programvare**

## **L FEM-rapporter**

- L.1 Figur: Komplette modell
- L.2 Figur: Avdeling 3
- L.3 Figur: Lastkombinasjoner for største trykk/strekk

## **M V-Skive**

- M.1 Rapport: Avdeling 3, Lastfaktor 1,5
- M.2 Rapport: Avdeling 3, Lastfaktor 1,05

## **N Btsnitt**

- N.1 Rapport: Kontroll av Ringmurfundament

## **O K-Bjelke**

- O.1 Rapport: Kontroll av Ringmurbjelke
- O.2 Rapport: Kontroll av Ringmurbjelke m. større såle
- O.3 Rapport: Kontroll av riss, ved mindre grunntrykk

# Vedlegg A



## Vedlegg A.1 - Håndberegninger, vindlast

### Lastberegning - vindtrykk på vertikale vegger

#### **Basisvindhastighet, $v_b$**

Referansevindhastighet  $v_{b,0} := 30 \frac{m}{s}$  Tabell NA.4(901.1)  
Kommune: Hitra

Nivåfaktor:  $c_{alt} := 1$  NA.4(901.1)

Retningfaktor:  $c_{dir} := 1$  NA.4.1

Årstidfaktor:  $c_{season} := 1$  NA.4.1

Returperiode 50 år:  $C_{prob} := 1$  NA.4.1

$$v_b := c_{alt} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot C_{prob} \cdot v_{b,0} = 30 \frac{m}{s} \quad \text{NA.4.1}$$

#### **Vindhastighetstrykk, $q_p$**

Terrengruheten endres ikke fra terrengruhetskategori 0. Trenger derfor ikke å hensynta ruhetsendringer

Høyde over terreng:  $z := 10 \text{ m}$

Terrengruhetskategori 0

Terrengformfaktor:  $c_o := 1$  4.3.3

Turbulensfaktor:  $k_I := 1$

Eksponeringsfaktor:  $c_e := 3$  Figur 4.2

Lufttettheten:  $\rho := 1.25 \frac{kg}{m^3}$  4.5.(1)

#### **Basisvindhastighetstrykket:**

$$q_b := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 562.5 \frac{N}{m^2} \quad \text{Likn. 4.10}$$

#### **Vindkasthastighetstrykk:**

$$q_p := c_e \cdot q_b = 1687.5 \frac{N}{m^2} \quad \text{Likn. 4.8}$$

## Vedlegg A.1 - Håndberegninger, vindlast

### Vindtrykk på overflater, $w_e$

formfaktor  $c_{pe,10}$  benyttes for globale beregninger.

7.2.1

Sone	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Tabell 7.1

$$h := 11 \text{ m} \quad d := 30 \text{ m} \quad \frac{h}{d} = 0.367$$

For mellomliggende verdier av h/d kan kan lineær interpolasjon anvendes i henhold til 7.2.2, merknad 1

$$C_{pe,D} := 0.72 \quad C_{pe,E} := -0.33$$

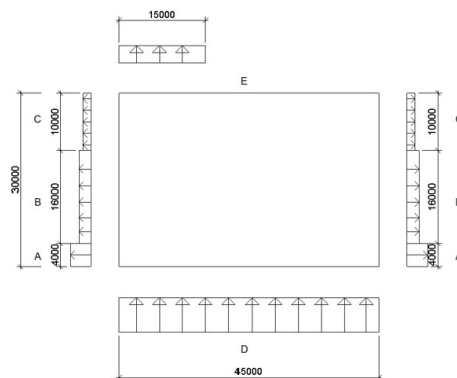
$$\text{Vindtrykk Sone A: } w_{e,A} := q_p \cdot -1.2 = -2.025 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Vindtrykk Sone B: } w_{e,B} := q_p \cdot -0.8 = -1.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Vindtrykk sone C: } w_{e,C} := q_p \cdot -0.5 = -0.844 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Vindtrykk sone D: } w_{e,D} := q_p \cdot C_{pe,D} = 1.215 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Vindtrykk sone E: } w_{e,E} := q_p \cdot C_{pe,E} = -0.557 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



### Omgjøring til linjelast:

Antar at halve vindtrykket går ned i fundamentet. Derfor ganges vindtrykket med  $10/2 \text{ m} + 1 \text{ m parapeter} = 6 \text{ m}$

$$\text{Linjelast Sone A: } F_a := w_{e,A} \cdot 6 \text{ m} = -12.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Linjelast Sone B: } F_b := w_{e,B} \cdot 6 \text{ m} = -8.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Linjelast Sone C: } F_c := w_{e,C} \cdot 6 \text{ m} = -5.063 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Linjelast sone D: } F_d := w_{e,D} \cdot 6 \text{ m} = 7.29 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Linjelast sone E: } F_e := w_{e,E} \cdot 6 \text{ m} = -3.341 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Negativ fortegn -> Sug

Positivt fortegn -> Trykk

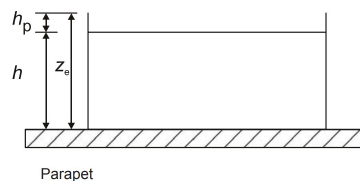
## Vedlegg A.1 - Håndberegninger, vindlast

### Lastberegning - vindtrykk på tak

Høyde:  $h := 10 \text{ m}$

Høyde parapet:  $h_p := 1 \text{ m}$

$$e := 2 \cdot h = 20 \text{ m}$$



Figur 7.6

vindkasthastighetstrykk:  $q_p := 1.688 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$

Hentet fra utregning av vindkrefter på vertikale vegger

Soneinndeling i henhold til figur 7.6:

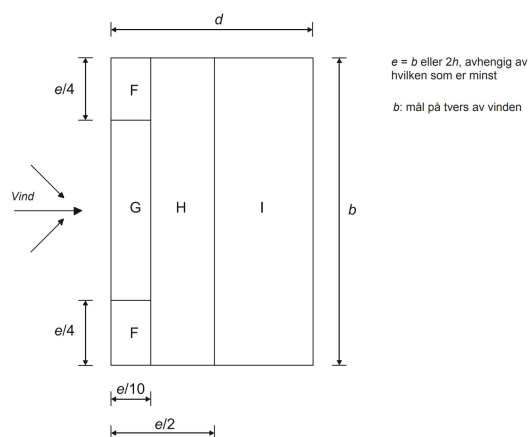
$$\frac{h_p}{h} = 0.1$$

$c_{pe,10}$  benyttes for globale beregninger

Tabell 7.2 – Utvendige formfaktorer for flate tak

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

Tabell 7.2



Figur 7.6

### Vindtrykk:

Vindtrykk sone F:  $w_{e,F} := q_p \cdot -1.2 = -2.026 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Vindtrykk sone G:  $w_{e,G} := q_p \cdot -0.8 = -1.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Vindtrykk sone H:  $w_{e,H} := q_p \cdot -0.7 = -1.182 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Vindtrykk sone I, sug:  $w_{e,I.sug} := q_p \cdot -0.2 = -0.338 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Vindtrykk sone I, trykk:  $w_{e,I.trykk} := q_p \cdot 0.2 = 0.338 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Negativ fortegn -> Sug

Positiv fortegn -> trykk

Beregning med sug eller trykk i sone I skal begge vurderes, slik det er beskrevet i Tabell 7.2, merknad 3.

Vedlegg A.2 Regneark: Vind-seksjonsvis

For alle tilfeller er  $e=2 \cdot h$  mindre enn  $e=b$

Vindtrykk x-retning

Vegger

Sone	Vindtrykk: [KN/m^2]	Linjelast [KN/m]
A	-2,03	-12,15
B	-1,35	-8,10
C	-0,84	-5,04
D	1,18	7,08
E	-0,50	-3,00

Sone	Størrelse [m]
A	4
B	16
C	25
D	30
E	30

Tak

Sone	Vindtrykk
F	-2,03
G	-1,35
H	-1,18
I (+)	-0,34
I (-)	0,34

Sone	Størrelse	
	x	y
F	2,00	5,00
G	2,00	10,00
H	8,00	30,00
I (+)	35,00	30,00

Vindtrykk y-retning

Vegger:

Sone	Vindtrykk	Linjelast:
A	-2,025	-12,15
B	-1,35	-8,1
C	-0,84	-5,04
D	1,18	7,08
E	-0,5	-3

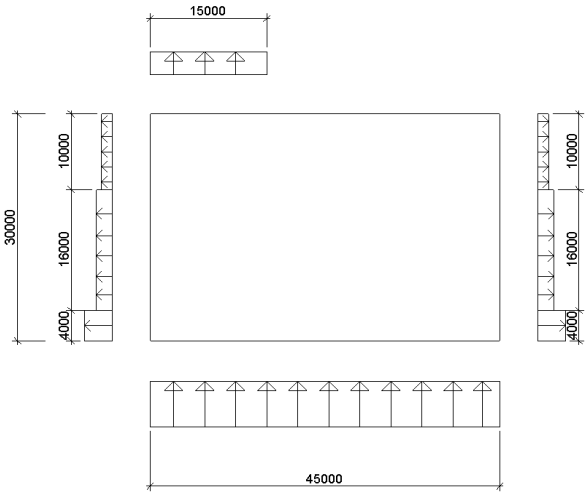
Sone	Størrelse
A	4
B	16
C	10
D	45
E	45

Tak:

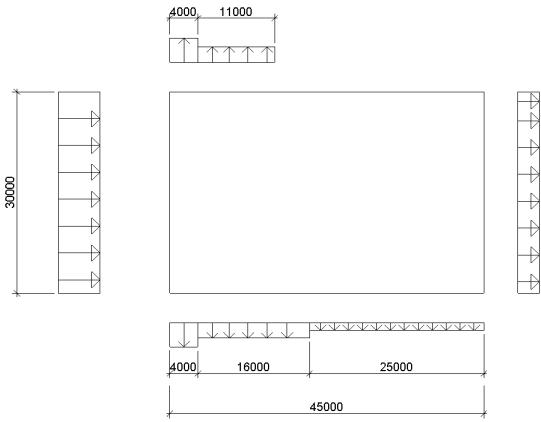
Sone	Vindtrykk
F	-2,03
G	-1,35
H	-1,18
I (+)	-0,34
I (-)	0,34

Sone	Størrelse	
	x	y
F	5,00	2,00
G	35,00	2,00
H	45,00	10,00
I	45,00	18,00

Ved vind i motsatt x og y retning vil sonene og linjelastene være like som i motsatt retning



Vind y-retning



Vind x-retning

## Vedlegg A.3 - Håndberegninger, skjærkraft normalt på ringmur

### Beregning av skjærkraft normalt på ringmur

Skjærkraften som virker normalt på ringmuren opptrer pga. vindlaster, og det forutsettes at alle søylene i veggens blir påvirket av den samme vindlasten og at fundamentet kan bli dimensjonert for å motstå den samlede linjelasten.

Veggens geometri:

$$H := 10 \text{ m}$$

Karakteristisk vindkasthastighetstrykk:

$$q_p := 1.688 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Formfaktorer fra NS-EN 1993-1-1:

$$C_{pe.10} := 0.7$$

$$C_{pi} := 0.3$$

Beregner utvendig og innvendig flatetrykk

$$q_{vind} := C_{pe.10} \cdot q_p = 1.182 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Fra utvendig overtrykk

$$q_{undertrykk} := C_{pi} \cdot q_p = 0.506 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Fra innvendig undertrykk

Lastfaktor for vindlast i bruddgrensetilstand:

$$\gamma_V := 1.5$$

Dimensjonerende totalt flatetrykk fra vind:

$$q_{tot.d} := \gamma_V \cdot (q_{undertrykk} + q_{vind}) = 2.532 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Linjelast som blir virker normalt på toppen av fundament:

$$V_{Ed} := \frac{q_{tot.d} \cdot H}{2} = 12.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

# Vedlegg B

## Naturlaster: Snø

Anvendte formler og verdier er hentet fra NS-EN1991-1-3

Sted:	Jøsnøya			
Kommune:	Hitra			
Takvinkel:	1,5	(grader)		
Sk,0	2,5	kN/m <sup>2</sup>	Tabell NA.4.1(901)	
Hg	150	m		
H	12,7	m	H < Hg -> Trenger ikke hensynta $\Delta Sk$	pkt. NA.4.1(1)
$\Delta Sk$	1	kN/m <sup>2</sup>	Tabell NA.4.1(901)	

Sk(NA)	2,5	kN/m <sup>2</sup>	Tabell NA.4.1(901)
--------	-----	-------------------	--------------------

Ce	0,8	Tabell 5.1
Ct	1	pkt.5.3(8)
$\mu_i(\alpha)$	0,8	Tabell 5.2

Iht. Punkt 5.3 I NS-EN 1991-1-3, kan snølasten reduseres med 0,8 ved beliggenheter med valgt ruhetskategori 0 for vindberegninger. Formfaktoren for flate tak er 0,8. Dermed blir karakteristisk snølast på tak:

Sk	1,6	kN/m <sup>2</sup>
----	-----	-------------------

# Vedlegg C



### Skjevstilling seksjon 3

Laster fra tidligere beregninger:

Snø:	1,6 kN/m <sup>2</sup>
Egenlast	0,7 kN/m <sup>2</sup>
Gitterfrager	0,25 kN/m
Lengde gitterdragere	30 m
Antall gitterdragere	7 stk
Areal:	1350 m <sup>2</sup>
Lastifelle 1	3,24
Lastifelle 2	2,625

Kraftresultant	4383 kN	5.3.2(6) EK3-1-1
Antall søyler	18 stk	
Skjevstillingsfaktor	0,00229734	
Skjevstillingskraft	10,0692476 kN	Figur 5.3 EK3-1-1

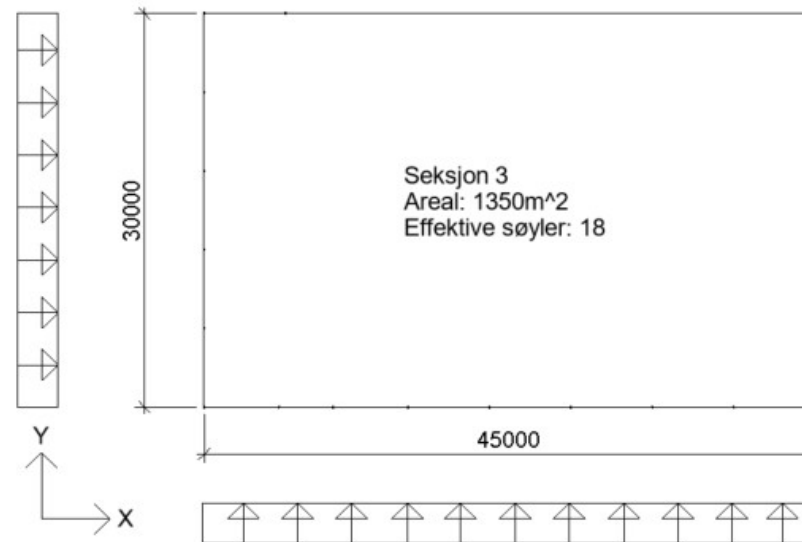
#### X-retning:

Lengde	30 m
Kraft per meter	0,33564159 kN/m

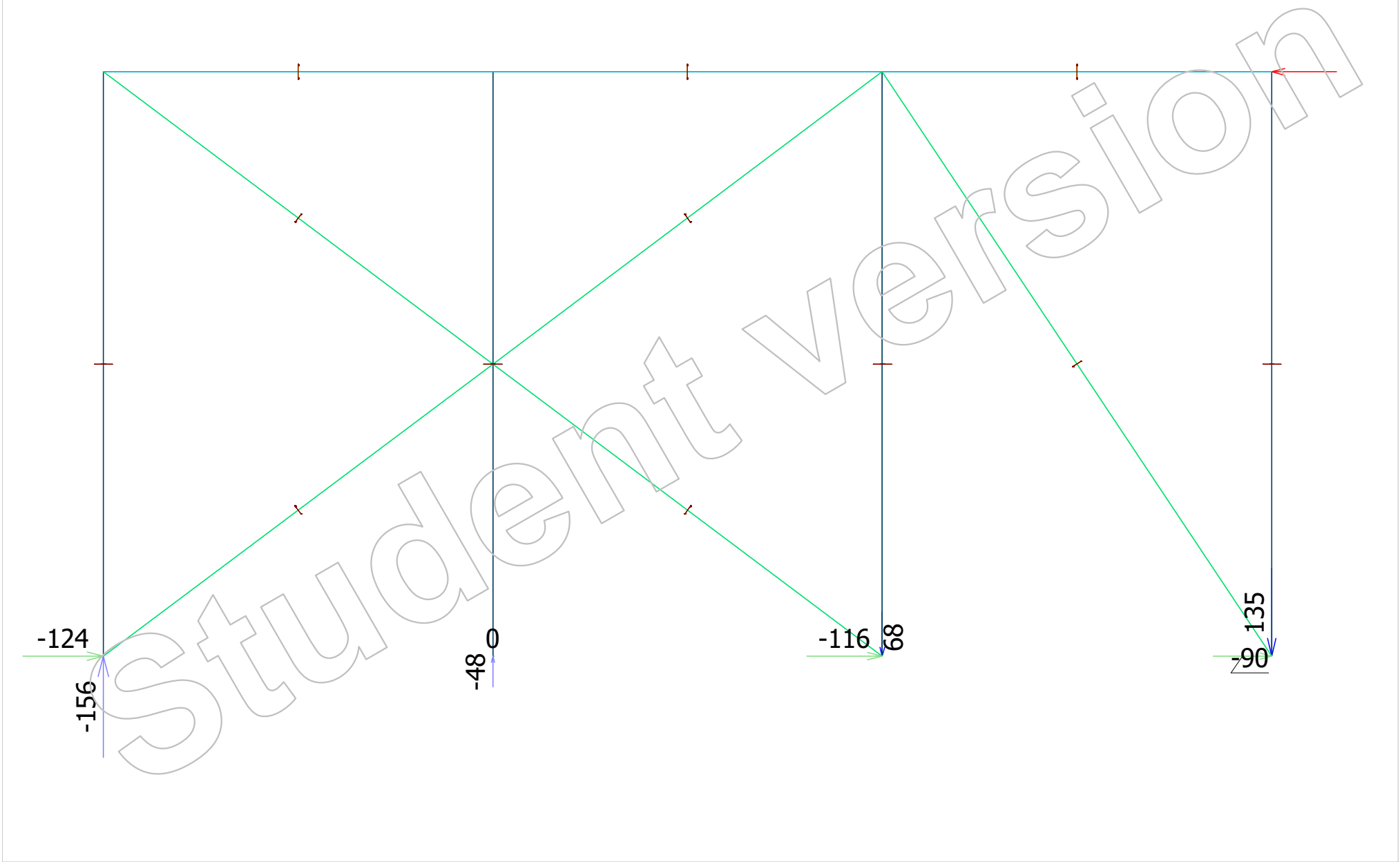
#### Y-retning:

Lengde	45 m
Kraft per meter	0,22376106 kN/m

Skjevstillingsfaktorer	5.3.2(3) EK3-1-1
$\phi_0$	0,005
$\alpha_h$	0,63245553



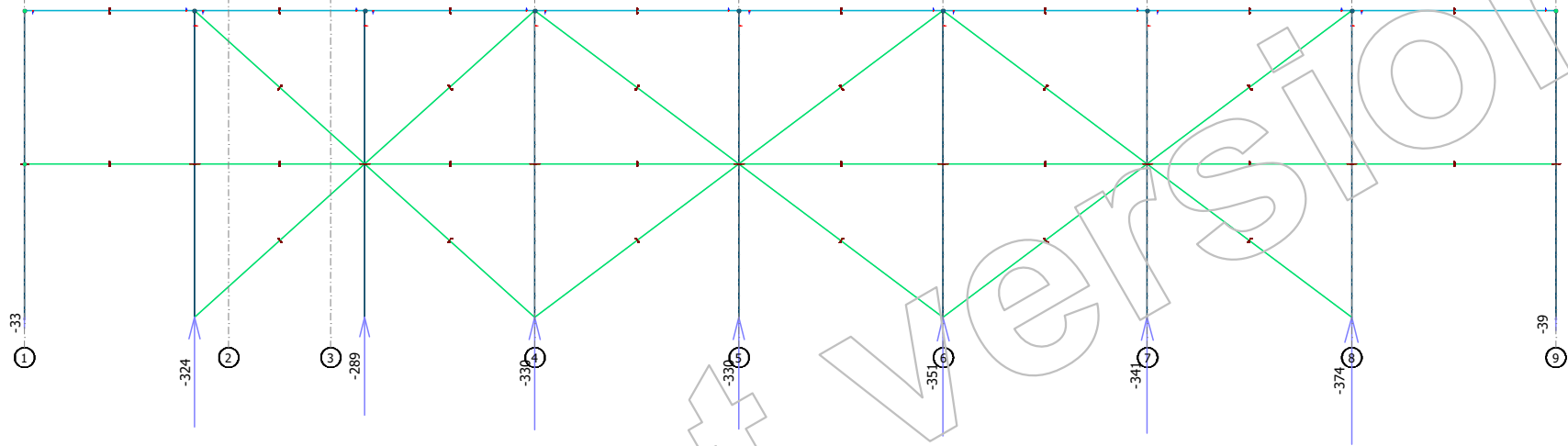
# Vedlegg D



## Vedlegg D.2

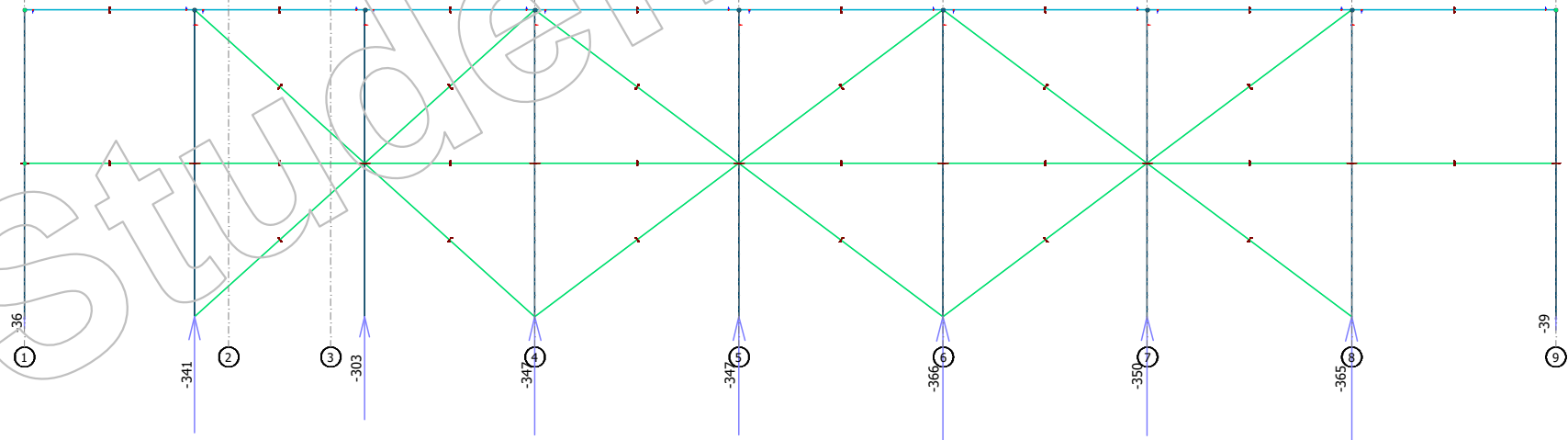
### Skive 1 - Lastkombinasjon 1

Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - Lastkombinasjon 1 vind y - Reactions - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m<sup>2</sup>]



### Skive 1 - Lastkombinasjon 4

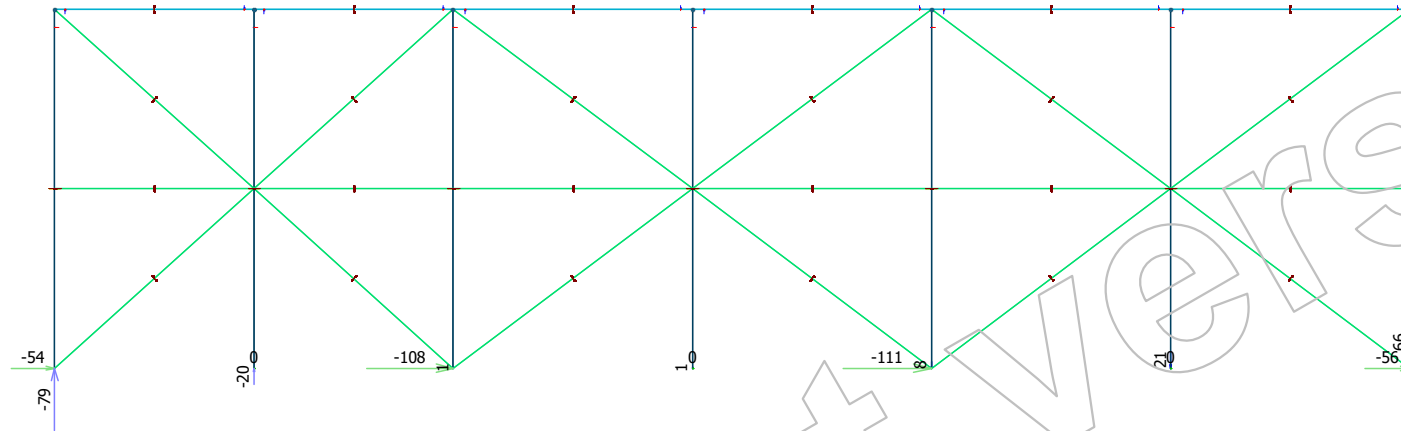
Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - Lastkombinasjon 4 vind -x - Reactions - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m<sup>2</sup>]



### Vedlegg D.3

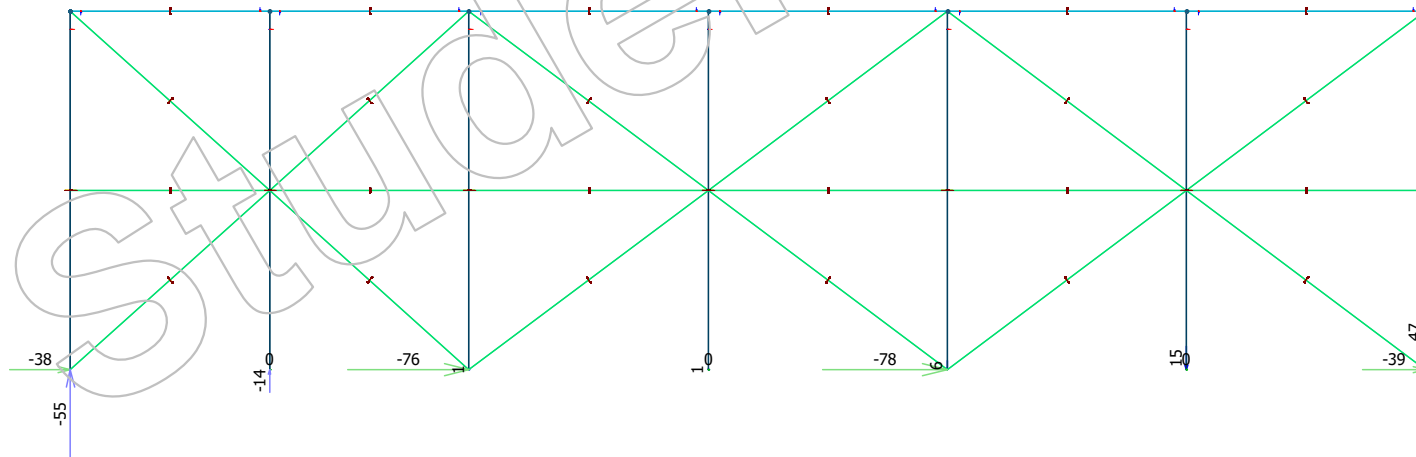
Vind fra -X, lastfaktor 1.5

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Last -X 1.5 - (U) - Reactions - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m<sup>2</sup>]



Vind fra -X, lastfaktor 1.05

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Last -X 1.05 - (U) - Reactions - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m<sup>2</sup>]



# Vedlegg E

Påvirkning fra horisonalkrefter i ULS

Høyde på bygg 9,5 m

Skjærkrefter (Hentet fra V-Skive rapport)

Skive	Lastkombinasjoner								Skivens lengde [m]
	1	2	3	4	5	6	7	8	
1	76,7	87,2	9,6	<b>330</b>	75,6	85,2	8,6	328	34
2	<b>349</b>	199	245	158	346	199	241	159	18
3	76,7	<b>380</b>	9,6	149	75,6	376	8,6	145	39
4	<b>202</b>	75,7	127	186	200	76,1	125	186	12

Lastkombinasjon

- 1 Y retning
- 2 X retning
- 3 - Y retning
- 4 - X retning

Moment (Skjærkraft\*Høyde)

Skive	Lastkombinasjoner								Skivens lengde [m]
	1	2	3	4	5	6	7	8	
1	728,65	828,4	91,2	<b>3135</b>	718,2	809,4	81,7	3116	34
2	<b>3315,5</b>	1890,5	2327,5	1501	3287	1890,5	2289,5	1510,5	18
3	728,65	<b>3610</b>	91,2	1415,5	718,2	3572	81,7	1377,5	39
4	<b>1919</b>	719,15	1206,5	1767	1900	722,95	1187,5	1767	12

Trykk/oppløft (Moment/Skivens lengde)

Skive	Lastkombinasjoner								Skivens lengde [m]
	1	2	3	4	5	6	7	8	
1	21,4	24,4	2,7	<b>92,2</b>	21,1	23,8	2,4	91,6	34
2	<b>184,2</b>	105,0	129,3	83,4	182,6	105,0	127,2	83,9	18
3	18,7	<b>92,6</b>	2,3	36,3	18,4	91,6	2,1	35,3	39
4	<b>159,9</b>	59,9	100,5	147,3	158,3	60,2	99,0	147,3	12

# Vedlegg F



## Vedlegg F.1 - Håndberegninger, HEA240

### Søyle på langvegg, Akse A

#### *Opptredende laster og lastkombinasjoner*

Søylene belastes i hovedsak vertikalt fra nyttelaster og egenvekt til bygningen, i tillegg til horisontallaster fra vind.

#### **Egenlaster**

$$g_1 := 0.7 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt stålplatetak

$$g_2 := 0.25 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt gitterdrager

$$g_3 := 0.4 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt veggelementer

$$q_s := 2.5 \frac{kN}{m^2}$$

Snølast på tak

$$A_1 := 15 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} = 90 \text{ m}^2$$

Takareal som belaster søyle

## Vedlegg F.1 - Håndberegninger, HEA240

### Lastfaktorer

Egenlast: 1.2

Snølast: 1.05

Vindlast: 1.5

### Overslagsberegning av dimensjonerende krefter

$$N_{E,d} := 1.2 \cdot g_1 \cdot A_1 + 1.2 \cdot g_2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 1.05 \cdot q_s \cdot A_1 = 316.4 \text{ kN}$$

$$e := 120 \text{ mm}$$

Eksentrisk lastoverføring til søyle

*Momentbidrag fra eksentrisitet i innfestingen på søyletopp.*

$$M_{E,d,y1} := e \cdot N_{E,d} = 37.962 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

*Lastbidrag fra vind overføres som linjelast til søylene fra veggplatene.*

*Dimensjonerende vindretning vil gi henholdsvis trykk i z-retning (sone D langside)*

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

$$c_{pe,10} := 0.7 \quad q_p := 1.69 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

*Hentet fra vedlegg A.1, Håndberegninger vind*

$$q_{vind} := c_{pe,10} \cdot q_p \cdot b = 7.098 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

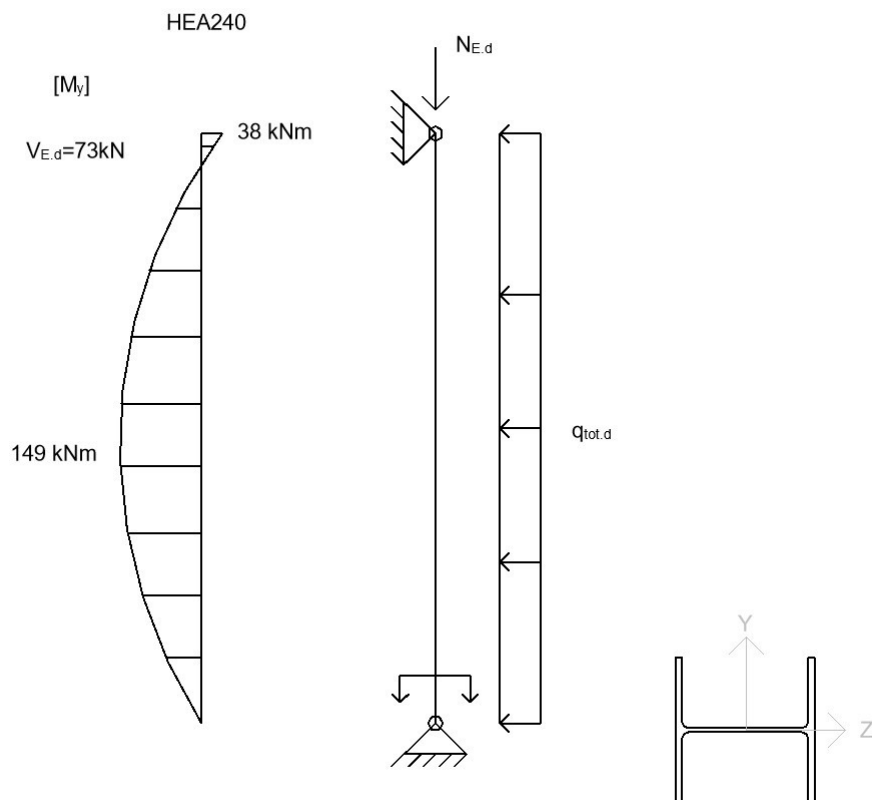
## Vedlegg F.1 - Håndberegninger, HEA240

*Dimensjonerende vindretning vil gi sug på gavelside og dominerende vegg med åpninger, dermed vil innvendig sug være dimensjonerende for valgt lastkombinasjon. Dette vil virke ugunstig gi større total linjelast som belaster søyle*

$$c_{pi} := -0.3$$

$$q_{\text{undertrykk}} := c_{pi} \cdot q_p \cdot b = -3.042 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{tot.d}} := 1.5 \cdot (-q_{\text{undertrykk}} + q_{\text{vind}}) = 15.21 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende linjelast}$$



## Vedlegg F.1 - Håndberegninger, HEA240

### Materialegenskaper

Partialfaktorer: NS-EN-1993-1-1 NA.6.1

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

Materialkonstanter: NS-EN-1993-1-1 3.2.6

$$\nu := 0.3$$

Poisson-tall i elastisk område

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

Flytespenning

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

Elastisitetsmodul

$$G := \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769 \frac{N}{mm^2}$$

Skjærmodul

## Vedlegg F.1 - Håndberegninger, HEA240

### Tverrsnittsprofil

Benytter stålprofil HE-A 240 for søyler langsider

Profildata HE-A 240:

Stålkonstruksjoner: Profiler og formler, Tabell 1.2

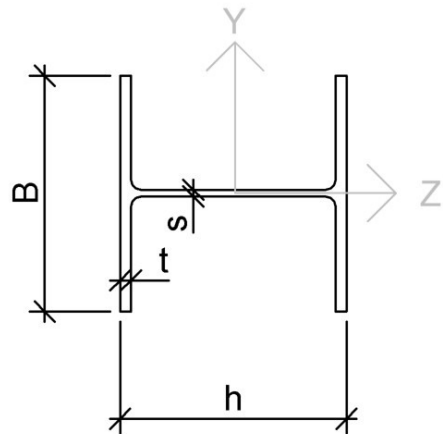
$$A := 8680 \text{ mm}^2 \quad r := 24 \text{ mm}$$

$$B := 240 \text{ mm} \quad h := 230 \text{ mm}$$

$$s := 7.5 \text{ mm} \quad t := 12 \text{ mm}$$

$$E = 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_y = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G = 80769 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



$$i := 101 \text{ mm}$$

$$I_y := 77.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$S_y := 372000 \text{ mm}^3$$

$$W_{el} := 674 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{pl} := 2 \cdot S_y = (7.44 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$I_T := 417 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

## Vedlegg F.1 - Håndberegninger, HEA240

### Tverrsnittsklasse - NS-EN 1993-1-1, Tabell 5.2

*NS-EN-1993-1-1, 5.5.2(1): Tverrsnittsklasse 1 og 2 kan dimensjoneres plastisk.*

$$\varepsilon := 0.81 \quad h = 230 \text{ mm} \quad s = 7.5 \text{ mm}$$

$$c := h - 2 \cdot s = 215 \text{ mm}$$

Krav tverrsnittsklasse 1

$$\frac{c}{s} \leq \frac{36 \cdot \varepsilon}{0.5}$$

$$\frac{36 \cdot \varepsilon}{0.5} = 58.32$$

$$\frac{c}{s} = 28.667$$

Krav tverrsnittsklasse 2

$$\frac{c}{s} \leq \frac{41.5 \cdot \varepsilon}{0.5}$$

$$\frac{41.5 \cdot \varepsilon}{0.5} = 67.23$$

HE-A 240 kan dimensjoneres plastisk

## Vedlegg F.1 - Håndberegninger, HEA240

### Kontroll av tverrsnitt:

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.4: Kontroll trykkkapasitet*

$$\frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} \leq 1 \qquad N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 2935 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} = 0.108 \qquad ok$$

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.5: Kontroll momentkapasitet*

$$\frac{M_{E.d}}{M_{pl.Rd}} \leq 1$$

$$M_{E.d} := 149 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl.Rd} := W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 251.543 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$\frac{M_{E.d}}{M_{pl.Rd}} = 0.592 \qquad ok$$

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.9: Interaksjon bøyning og aksialkraft*

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.9.1 (4) Kan se bort fra virkningen av aksialkraft på plastisk momentkapasitet dersom:*

$$\frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} \leq 0.25 \qquad \frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} = 0.108 \qquad ok$$

## Vedlegg F.1 - Håndberegninger, HEA240

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.6: Kontroll skjær*

$$\frac{V_{E.d}}{V_{pl.Rd}} \leq 1$$

$$V_{E.d} := 73 \text{ kN}$$

$$A_v := A - 2 \cdot B \cdot t + (s + 2 \cdot r) \cdot t = 3586 \text{ mm}^2$$

Skjærareal for valsede for H-profiler  
påkjent parallelt med steger 6.2.6(3)

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 699.985 \text{ kN} \quad \text{Skjærkapasitet}$$

$$\frac{V_{E.d}}{V_{pl.Rd}} = 0.104 \quad ok$$

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.8 (4) Kan se bort fra virkningen av skjær på plastisk momentkapasitet dersom:*

$$V_{E.d} < V_{pl.Rd} \cdot 0.5 \quad ok$$



## Vedlegg F.1 - Håndberegninger, HEA240

### Kontroll knekking

*NS-EN-1993-1-1, 6.3.3: Kontroll knekking*

$$L_k := 9500 \text{ mm}$$

$$N_{cry} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_k^2} = 1782 \text{ kN}$$

$$M_{y.Ed} := 149 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om y-akse

*Betrakter søyle som leddet i begge ender*

$$L_k := 9500 \text{ mm}$$

Knekk lengde om begge akser

$$i := 101 \text{ mm}$$

Treghetsradius

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

Flyteslankhet 6.3.1.3(1)

$$\lambda'_y := \frac{L_k}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.231$$

Relativ slankhet (6.50)

Knekkurve b

Tabell 6.2

$$\alpha := 0.34$$

Imperfeksjonsfaktor, Tabell 6.1

$$\phi := \frac{1}{2} \left( 1 + \alpha \cdot (\lambda'_y - 0.2) + \lambda'^2_y \right) = 1.433 \quad (6.49)$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \left( \sqrt{\phi^2 - \lambda'^2_y} \right)} = 0.462$$

Reduksjonsfaktor

## Vedlegg F.1 - Håndberegninger, HEA240

Tabell B.3 NS-EN 1993-1-1: Ekvivalent momentfaktor:

$$M_h := 41.5 \frac{kN}{m}$$

$$M_s := -149 \frac{kN}{m}$$

$$\alpha_h := \frac{M_h}{M_s} = -0.279$$

$$\psi_z := 0$$

$$C_{my} := 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h = 0.936$$

Tabell B.1 NS-EN 1993-1-1: Interaksjonsfaktorer

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left( 1 + (\lambda'_y - 0.2) \cdot \frac{N_{E.d}}{\chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A} \right) = 1.161$$

Kontroll kombinert bøyning og aksialkraft

$$\frac{N_{E.d}}{\chi \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{M_{pl.Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.Rd}} < 1$$

$$\frac{N_{E.d}}{\chi \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{M_{pl.Rd}} = 0.922 \quad ok$$

HEA240 har tilstrekkelig kapasitet

## Vedlegg F.2 - Håndberegninger, HEA260

### Søyle på langvegg

#### *Opptredende laster og lastkombinasjoner*

Søylene belastes i hovedsak vertikalt fra nyttelaster og egenvekt til bygningen, i tillegg til horisontallaster fra vind.

#### **Egenlaster**

$$g_1 := 0.7 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt stålplatetak

$$g_2 := 0.25 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt gitterdrager

$$g_3 := 0.4 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt veggelementer

$$q_s := 2.5 \frac{kN}{m^2}$$

Snølast på tak

$$A_1 := 15 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} = 90 \text{ m}^2$$

Takareal som belaster søyle

## Vedlegg F.2 - Håndberegninger, HEA260

### Lastfaktorer

Egenlast: 1.2

Snølast: 1.05

Vindlast: 1.5

### Overslagsberegning av dimensjonerende krefter

$$N_{E.d} := 1.2 \cdot g_1 \cdot A_1 + 1.2 \cdot g_2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 1.05 \cdot q_s \cdot A_1 = 316.4 \text{ kN}$$

$$e := 130 \text{ mm}$$

Eksentrisk lastoverføring til søyle

*Momentbidrag fra eksentrisitet i innfestingen på søyletopp.*

$$M_{E.d.y1} := e \cdot N_{E.d} = 41.126 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

*Lastbidrag fra vind overføres som linjelast til søylene fra veggplatene.*

*Dimensjonerende vindretning vil gi henholdsvis trykk i z-retning (sone D langside)*

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

$$c_{pe.10} := 0.7 \quad q_p := 1.69 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

*Hentet fra vedlegg A.1, Håndberegninger vind*

$$q_{vind} := c_{pe.10} \cdot q_p \cdot b = 7.098 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

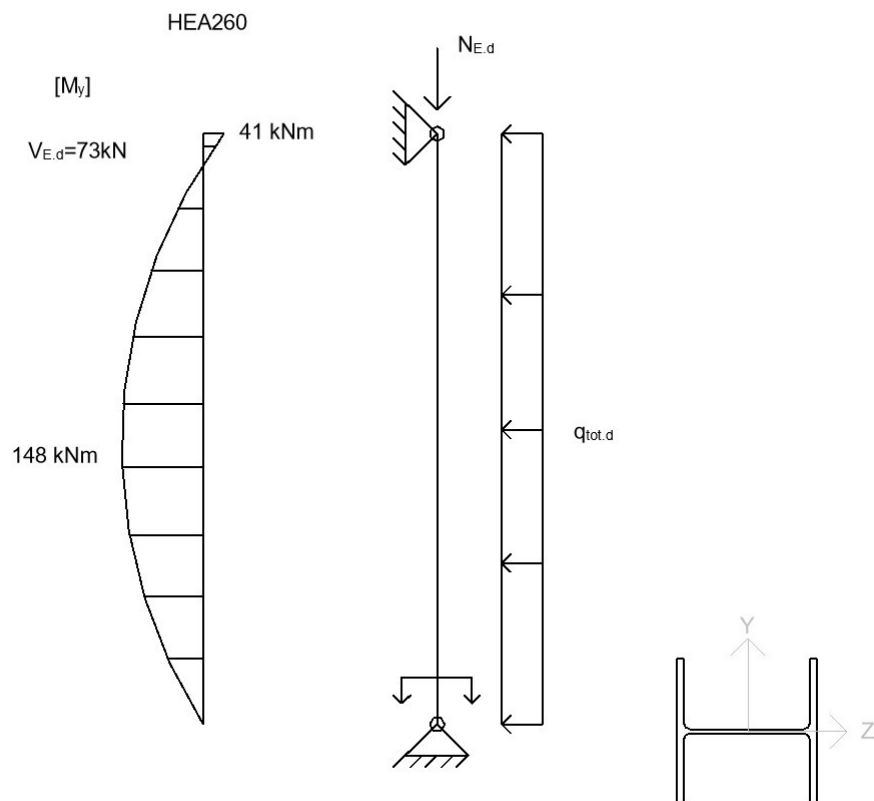
## Vedlegg F.2 - Håndberegninger, HEA260

*Dimensjonerende vindretning vil gi sug på gavelside og dominerende vegg med åpninger, dermed vil innvendig sug være dimensjonerende for valgt lastkombinasjon. Dette vil virke ugunstig gi større total linjelast som belaster søyle*

$$c_{pi} := -0.3$$

$$q_{\text{undertrykk}} := c_{pi} \cdot q_p \cdot b = -3.042 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{tot.d}} := 1.5 \cdot (-q_{\text{undertrykk}} + q_{\text{vind}}) = 15.21 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende linjelast}$$



### Materialegenskaper

Partialfaktorer: NS-EN-1993-1-1 NA.6.1

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

Materialkonstanter: NS-EN-1993-1-1 3.2.6

$$\nu := 0.3$$

Poisson-tall i elastisk område

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

Flytespenning

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

Elastisitetsmodul

$$G := \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769 \frac{N}{mm^2}$$

Skjærmodul

## Vedlegg F.2 - Håndberegninger, HEA260

### Tverrsnittsprofil

Benytter stålprofil HE-A 260 for søyler langsider

Profildata HE-A 260:

Stålkonstruksjoner: Profiler og formler, Tabell 1.2

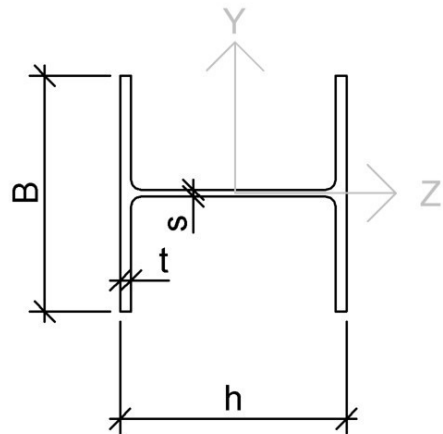
$$A := 8680 \text{ mm}^2 \quad r := 24 \text{ mm}$$

$$B := 260 \text{ mm} \quad h := 250 \text{ mm}$$

$$s := 7.5 \text{ mm} \quad t := 12.5 \text{ mm}$$

$$E = 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_y = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G = 80769 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



$$i := 110 \text{ mm}$$

$$I_y := 104.5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$S_y := 460000 \text{ mm}^3$$

$$W_{el} := 836 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{pl} := 2 \cdot S_y = (9.2 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$I_T := 526 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

## Vedlegg F.2 - Håndberegninger, HEA260

### Tverrsnittsklasse - NS-EN 1993-1-1, Tabell 5.2

*NS-EN-1993-1-1, 5.5.2(1): Tverrsnittsklasse 1 og 2 kan dimensjoneres plastisk.*

$$\varepsilon := 0.81 \quad h = 250 \text{ mm} \quad s = 7.5 \text{ mm}$$

$$c := h - 2 \cdot s = 235 \text{ mm}$$

Krav tverrsnittsklasse 1

$$\frac{c}{s} \leq \frac{36 \cdot \varepsilon}{0.5}$$

$$\frac{36 \cdot \varepsilon}{0.5} = 58.32$$

$$\frac{c}{s} = 31.333$$

Krav tverrsnittsklasse 2

$$\frac{c}{s} \leq \frac{41.5 \cdot \varepsilon}{0.5}$$

$$\frac{41.5 \cdot \varepsilon}{0.5} = 67.23$$

HE-A 260 kan dimensjoneres plastisk



**Kontroll av tverrsnitt:**

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.4: Kontroll trykkkapasitet*

$$\frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} \leq 1 \qquad N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 2935 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} = 0.108 \qquad ok$$

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.5: Kontroll momentkapasitet*

$$\frac{M_{E.d}}{M_{pl.Rd}} \leq 1$$

$$M_{E.d} := 148 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl.Rd} := W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 311.048 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$\frac{M_{E.d}}{M_{pl.Rd}} = 0.476 \qquad ok$$

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.9: Interaksjon bøyning og aksialkraft*

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.9.1 (4) Kan se bort fra virkningen av aksialkraft på plastisk momentkapasitet dersom:*

$$\frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} \leq 0.25 \qquad \frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} = 0.108 \qquad ok$$

## Vedlegg F.2 - Håndberegninger, HEA260

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.6: Kontroll skjær*

$$\frac{V_{E.d}}{V_{pl.Rd}} \leq 1$$

$$V_{E.d} := 73 \text{ kN}$$

$$A_v := A - 2 \cdot B \cdot t + (s + 2 \cdot r) \cdot t = 2873.75 \text{ mm}^2$$

Skjærareal for valsede for H-profiler påkjent parallelt med steger 6.2.6(3)

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 560.954 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$\frac{V_{E.d}}{V_{pl.Rd}} = 0.13 \quad ok$$

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.8 (4) Kan se bort fra virkningen av skjær på plastisk momentkapasitet dersom:*

$$V_{E.d} < V_{pl.Rd} \cdot 0.5 \quad ok$$

## Vedlegg F.2 - Håndberegninger, HEA260

### Kontroll knekking

*NS-EN-1993-1-1, 6.3.3: Kontroll knekking*

$$L_k := 9500 \text{ mm}$$

$$N_{cry} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_k^2} = 2400 \text{ kN}$$

$$M_{y.Ed} := 148 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om y-akse

*Betrakter søyle som leddet i begge ender*

$$L_k := 9500 \text{ mm}$$

Knekk lengde om begge akser

$$i := 110 \text{ mm}$$

Tregghetsradius

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

Flyteslankhet 6.3.1.3(1)

$$\lambda'_y := \frac{L_k}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.13$$

Relativ slankhet (6.50)

Knekkurve b

Tabell 6.2

$$\alpha := 0.34$$

Imperfeksjonsfaktor, Tabell 6.1

$$\phi := \frac{1}{2} \left( 1 + \alpha \cdot (\lambda'_y - 0.2) + \lambda'^2_y \right) = 1.297 \quad (6.49)$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \left( \sqrt{\phi^2 - \lambda'^2_y} \right)} = 0.517$$

Reduksjonsfaktor

## Vedlegg F.2 - Håndberegninger, HEA260

Tabell B.3 NS-EN 1993-1-1: Ekvivalent momentfaktor:

$$M_h := 41.5 \frac{kN}{m}$$

$$M_s := -148 \frac{kN}{m}$$

$$\alpha_h := \frac{M_h}{M_s} = -0.28$$

$$\psi_z := 0$$

$$C_{my} := 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h = 0.936$$

Tabell B.1 NS-EN 1993-1-1: Interaksjonsfaktorer

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left( 1 + (\lambda'_y - 0.2) \cdot \frac{N_{E.d}}{\chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A} \right) = 1.117$$

Kontroll kombinert bøyning og aksialkraft

$$\frac{N_{E.d}}{\chi \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{M_{pl.Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.Rd}} < 1$$

$$\frac{N_{E.d}}{\chi \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{M_{pl.Rd}} = 0.74 \quad ok$$

HEA260 har tilstrekkelig kapasitet

## Søyle på langvegg

### Opptredende laster og lastkombinasjoner

Søylene belastes i hovedsak vertikalt fra nyttelaster og egenvekt til bygningen, i tillegg til horisontallaster fra vind.

### Egenlaster

$$g_1 := 0.7 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt stålplatetak

$$g_2 := 0.25 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt gitterdrager

$$g_3 := 0.4 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt veggelementer

$$q_s := 2.5 \frac{kN}{m^2}$$

Snølast på tak

$$A_1 := 15 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} = 90 \text{ m}^2$$

Takareal som belaster søyle

## Vedlegg F3 - Håndberegninger, HEA280

### Lastfaktorer

Egenlast: 1.2

Snølast: 1.05

Vindlast: 1.5

### Overslagsberegning av dimensjonerende krefter

$$N_{E,d} := 1.2 \cdot g_1 \cdot A_1 + 1.2 \cdot g_2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 1.05 \cdot q_s \cdot A_1 = 316.4 \text{ kN}$$

$$e := 140 \text{ mm}$$

Eksentrisk lastoverføring til søyle

*Momentbidrag fra eksentrisitet i innfestingen på søyletopp.*

$$M_{E,d,y1} := e \cdot N_{E,d} = 44.289 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

*Lastbidrag fra vind overføres som linjelast til søylene fra veggplatene.*

*Dimensjonerende vindretning vil gi henholdsvis trykk i z-retning (sone D langside)*

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

$$c_{pe,10} := 0.7 \quad q_p := 1.69 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

*Hentet fra vedlegg A.1, Håndberegninger vind*

$$q_{vind} := c_{pe,10} \cdot q_p \cdot b = 7.098 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Vedlegg F3 - Håndberegninger, HEA280

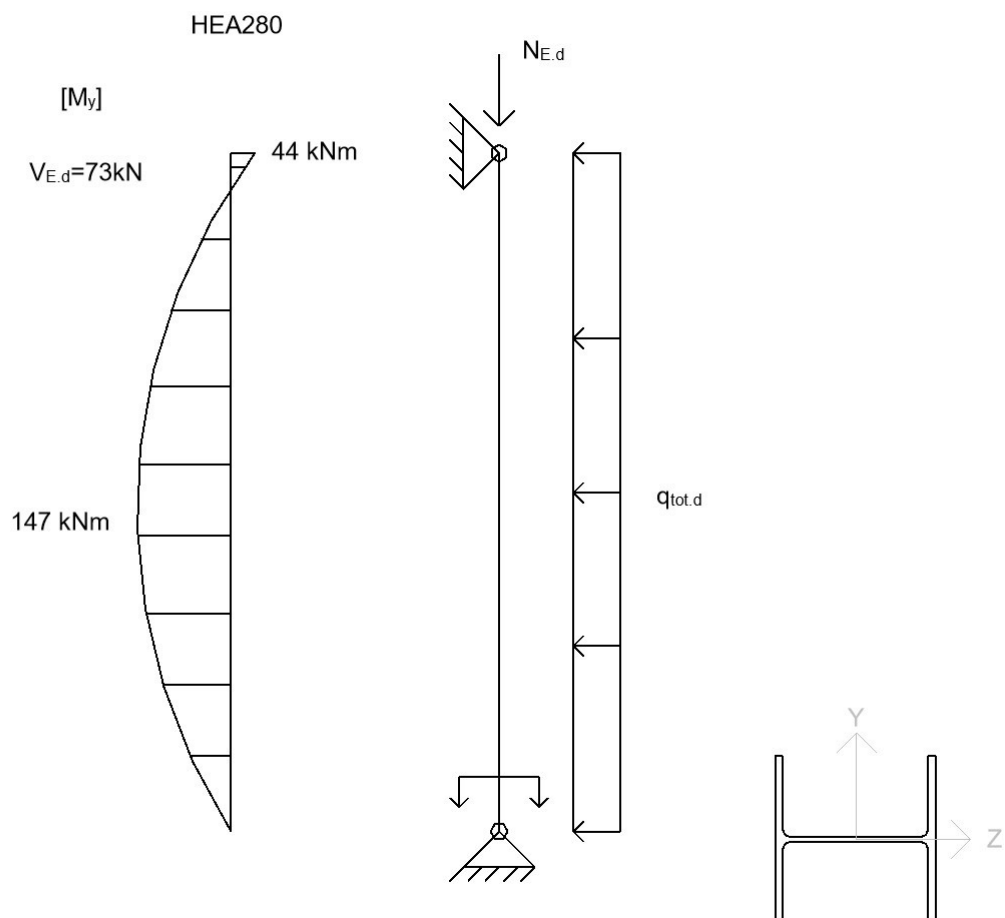
*Dimensjonerende vindretning vil gi sug på gavelside og dominerende vegg med åpninger, dermed vil innvendig sug være dimensjonerende for valgt lastkombinasjon. Dette vil virke ugunstig gi større total linjelast som belaster søyle*

$$c_{pi} := -0.3$$

$$q_{\text{undertrykk}} := c_{pi} \cdot q_p \cdot b = -3.042 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{tot.d}} := 1.5 \cdot (-q_{\text{undertrykk}} + q_{\text{vind}}) = 15.21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende linjelast



## Materialgenskaper

Partialfaktorer: NS-EN-1993-1-1 NA.6.1

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

Materialkonstanter: NS-EN-1993-1-1 3.2.6

$$\nu := 0.3$$

Poisson-tall i elastisk område

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

Flytespenning

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

Elastisitetsmodul

$$G := \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769 \frac{N}{mm^2}$$

Skjærmodul



## Vedlegg F3 - Håndberegninger, HEA280

### Tverrsnittsprofil

Benytter stålprofil HE-A 280 for søyler langsider

Profildata HE-A 280:

Stålkonstruksjoner: Profiler og formler, Tabell 1.2

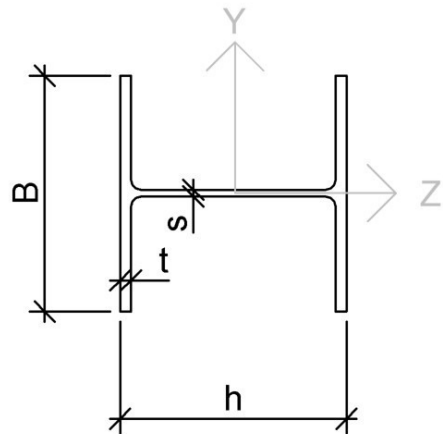
$$A := 9730 \text{ mm}^2 \quad r := 24 \text{ mm}$$

$$B := 280 \text{ mm} \quad h := 270 \text{ mm}$$

$$s := 8 \text{ mm} \quad t := 13 \text{ mm}$$

$$E = 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_y = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G = 80769 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



$$i := 119 \text{ mm}$$

$$I_y := 136.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$S_y := 556000 \text{ mm}^3$$

$$W_{el} := 1.010 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{pl} := 2 \cdot S_y = (1.112 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$I_T := 624 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

**Tverrsnittsklasse - NS-EN 1993-1-1, Tabell 5.2**

*NS-EN-1993-1-1, 5.5.2(1): Tverrsnittsklasse 1 og 2 kan dimensjoneres plastisk.*

$$\varepsilon := 0.81 \quad h = 270 \text{ mm} \quad s = 8 \text{ mm}$$

$$c := h - 2 \cdot s = 254 \text{ mm}$$

Krav tverrsnittsklasse 1

$$\frac{c}{s} \leq \frac{36 \cdot \varepsilon}{0.5}$$

$$\frac{36 \cdot \varepsilon}{0.5} = 58.32$$

$$\frac{c}{s} = 31.75$$

Krav tverrsnittsklasse 2

$$\frac{c}{s} \leq \frac{41.5 \cdot \varepsilon}{0.5}$$

$$\frac{41.5 \cdot \varepsilon}{0.5} = 67.23$$

HE-A 280 kan dimensjoneres plastisk

**Kontroll av tverrsnitt:**

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.4: Kontroll trykkkapasitet*

$$\frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} \leq 1 \qquad N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3290 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} = 0.096 \qquad ok$$

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.5: Kontroll momentkapasitet*

$$\frac{M_{E.d}}{M_{pl.Rd}} \leq 1$$

$$M_{E.d} := 147 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl.Rd} := W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 375.962 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$\frac{M_{E.d}}{M_{pl.Rd}} = 0.391 \qquad ok$$

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.9: Interaksjon bøyning og aksialkraft*

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.9.1 (4) Kan se bort fra virkningen av aksialkraft på plastisk momentkapasitet dersom:*

$$\frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} \leq 0.25 \qquad \frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} = 0.096 \qquad ok$$

## Vedlegg F3 - Håndberegninger, HEA280

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.6: Kontroll skjær*

$$\frac{V_{E.d}}{V_{pl.Rd}} \leq 1$$

$$V_{E.d} := 73 \text{ kN}$$

$$A_v := A - 2 \cdot B \cdot t + (s + 2 \cdot r) \cdot t = 3178 \text{ mm}^2$$

Skjærareal for valsede for H-profiler påkjent parallelt med steger 6.2.6(3)

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 620.344 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$\frac{V_{E.d}}{V_{pl.Rd}} = 0.118 \quad ok$$

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.8 (4) Kan se bort fra virkningen av skjær på plastisk momentkapasitet dersom:*

$$V_{E.d} < V_{pl.Rd} \cdot 0.5 \quad ok$$

### Kontroll knekking

*NS-EN-1993-1-1, 6.3.3: Kontroll knekking*

$$L_k := 9500 \text{ mm}$$

$$N_{cry} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_k^2} = 3139 \text{ kN}$$

$$M_{y.Ed} := 147 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om y-akse

*Betrakter søyle som leddet i begge ender*

$$L_k := 9500 \text{ mm}$$

Knekk lengde om begge akser

$$i = 119 \text{ mm}$$

Tregghetsradius

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

Flyteslankhet 6.3.1.3(1)

$$\lambda'_y := \frac{L_k}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.045$$

Relativ slankhet (6.50)

Knekkurve b

Tabell 6.2

$$\alpha := 0.34$$

Imperfeksjonsfaktor, Tabell 6.1

$$\phi := \frac{1}{2} \left( 1 + \alpha \cdot (\lambda'_y - 0.2) + \lambda'^2_y \right) = 1.189 \quad (6.49)$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \left( \sqrt{\phi^2 - \lambda'^2_y} \right)} = 0.569$$

Reduksjonsfaktor

## Vedlegg F3 - Håndberegninger, HEA280

Tabell B.3 NS-EN 1993-1-1: Ekvivalent momentfaktor:

$$M_h := 44.7 \frac{kN}{m}$$

$$M_s := -147 \frac{kN}{m}$$

$$\alpha_h := \frac{M_h}{M_s} = -0.304$$

$$\psi_z := 0$$

$$C_{my} := 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h = 0.935$$

Tabell B.1 NS-EN 1993-1-1: Interaksjonsfaktorer

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left( 1 + (\lambda'_y - 0.2) \cdot \frac{N_{E.d}}{\chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A} \right) = 1.068$$

Kontroll kombinert bøyning og aksialkraft

$$\frac{N_{E.d}}{\chi \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{M_{pl.Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.Rd}} < 1$$

$$\frac{N_{E.d}}{\chi \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{M_{pl.Rd}} = 0.587 \quad ok$$

HEA280 har tilstrekkelig kapasitet

### Hjørnesøyle

#### Opptredende laster og lastkombinasjoner

*Hjørnesøylene belastes i hovedsak vertikalt fra nyttelaster og egenvekt til bygningen, i tillegg til horisontallaster fra vind. I og med at hjørnesøylene "kun" belastes med vertikallaster fra "ett felt", vil det antageligvis være mulig å gå ned på profilstørrelse sammenlignet med profiler på langside som belastet fra to "felt".*

#### Egenlaster

$$g_1 := 0.7 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt stålplatetak

$$g_2 := 0.25 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt gitterdrager

$$g_3 := 0.4 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt veggelementer

$$q_s := 2.5 \frac{kN}{m^2}$$

Snølast på tak

$$A_1 := 3 \text{ m} \cdot 2.5 \text{ m} = 7.5 \text{ m}^2$$

Takareal som belaster søyle

$$A_2 := (3 \text{ m}) \cdot 10 \text{ m} = 30 \text{ m}^2$$

Veggareal (gavl) som belaster søyle

$$A_3 := (2.5 \text{ m}) \cdot 10 \text{ m} = 25 \text{ m}^2$$

Veggareal (langside) som belaster søyle

## Vedlegg F.4 - Håndberegninger, RHS120x120x5

### Lastfaktorer

Egenlast: 1.2

Snølast: 1.05

Vindlast: 1.5

### Overslagsberegning av dimensjonerende krefter

$$N_{E,d} := 1.2 \cdot g_1 \cdot A_1 + 1.2 \cdot g_3 \cdot (A_2 + A_3) + 1.2 \cdot g_2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 1.05 \cdot q_s \cdot A_1 = 56.9 \text{ kN}$$

$$e := 100 \text{ mm}$$

Eksentrisk lastoverføring til søyle

*Momentbidrag fra eksentrisitet i innfestingen på søyletopp. Egenlast fra veggplater vil motvirke bidraget fra egenlast tak og snø.*

$$M_{E,d,y1} := e \cdot (1.2 \cdot g_1 \cdot A_1 - 1.2 \cdot g_3 \cdot A_3 + 1.05 \cdot q_s \cdot A_1) = 1.399 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$M_{E,d,z1} := e \cdot (1.2 \cdot g_1 \cdot A_1 - 1.2 \cdot g_3 \cdot A_2 + 1.05 \cdot q_s \cdot A_1) = 1.159 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

*Lastbidrag fra vind overføres som linjelast til søylene fra veggplatene. Dimensjonerende vindretning vil gi henholdsvis trykk i y-retning (sone D langside) og sug i z-retning (sone A gavelside)*

$$b_y := 3 \text{ m} \quad b_z := 2.5 \text{ m}$$

$$c_{pe,10,D} := 0.7 \quad q_p := 1.69 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

*Hentet fra vedlegg A.1, Håndberegninger vind*

$$c_{pe,10,A} := -1.2$$

$$q_{vind,y} := c_{pe,10,D} \cdot q_p \cdot b_y = 3.549 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{vind,z} := c_{pe,10,A} \cdot q_p \cdot b_z = -5.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



## Vedlegg F.4 - Håndberegninger, RHS120x120x5

*Dimensjonerende vindretning vil gi sug på gavelside og dominerende vegg med åpninger, dermed vil innvendig sug være dimensjonerende for valgt lastkombinasjon. Dette vil virke ugunstig i y-retning, og gunstig i z-retning.*

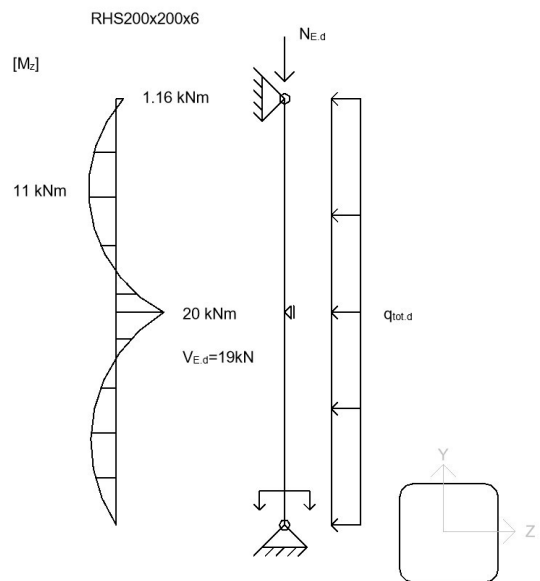
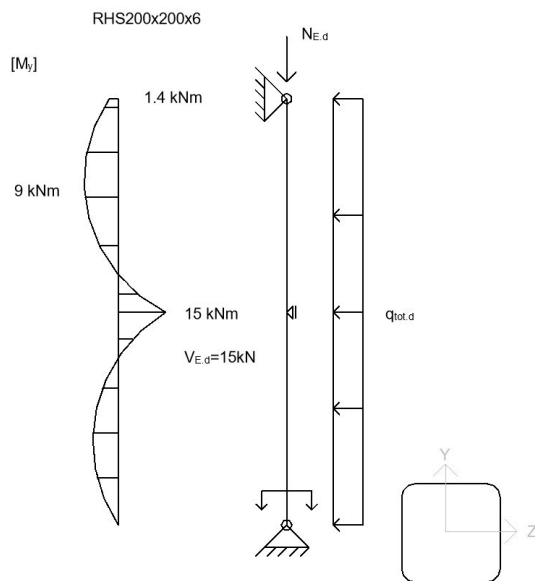
$$c_{pi} := 0.3$$

$$q_{undertrykk.z} := c_{pi} \cdot q_p \cdot b_y = 1.521 \frac{kN}{m}$$

$$q_{undertrykk.y} := c_{pi} \cdot q_p \cdot b_z = 1.268 \frac{kN}{m}$$

$$q_{tot.d.z} := 1.5 \cdot (q_{undertrykk.z} + q_{vind.z}) = -5.324 \frac{kN}{m} \text{ Dimensjonerende linjelast}$$

$$q_{tot.d.y} := 1.5 \cdot (q_{undertrykk.y} + q_{vind.y}) = 7.225 \frac{kN}{m}$$



### Materialegenskaper

Partialfaktorer: NS-EN-1993-1-1 NA.6.1

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

Materialkonstanter: NS-EN-1993-1-1 3.2.6

$$\nu := 0.3$$

Poisson-tall i elastisk område

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

Flytespenning

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

Elastisitetsmodul

$$G := \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769 \frac{N}{mm^2}$$

Skjærmodul

## Vedlegg F.4 - Håndberegninger, RHS120x120x5

### Tverrsnittsprofil

Benytter stålprofil HFRHS 120x120x5 for hjørnesøyle

Profildata RHS 120x120x5: Stålkonstruksjoner: Profiler og formler, Tabell 1.4

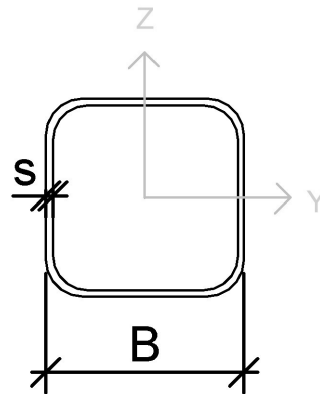
$$A := 2290 \text{ mm}^2$$

$$B := 120 \text{ mm}$$

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

$$E = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_y = (8.077 \cdot 10^4) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G = 80769 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



$$i := 46.9 \text{ mm}$$

$$I := 5.03 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{el} := 83.8 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{pl} := 218000 \text{ mm}^3$$

$$I_T := 7.75 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$S_y := \frac{W_{pl}}{2} = 109000 \text{ mm}^3$$

## Vedlegg F.4 - Håndberegninger, RHS120x120x5

### Tverrsnittsklasse - NS-EN 1993-1-1, Tabell 5.2

*NS-EN-1993-1-1, 5.5.2(1): Tverrsnittsklasse 1 og 2 kan dimensjoneres plastisk.*

$$\varepsilon := 0.81 \quad B := 120 \text{ mm} \quad s := 5 \text{ mm}$$

$$c := B - 2 \cdot s = 0.11 \text{ m}$$

Krav tverrsnittklasse 1

Krav tverrsnittklasse 2

$$\frac{c}{s} \leq 33 \varepsilon$$

$$\frac{c}{s} \leq 38 \varepsilon$$

$$33 \varepsilon = 67.23$$

$$38 \varepsilon = 31.75$$

$$\frac{c}{s} = 22$$

HFRHS 120x120x5 kan dimensjoneres plastisk

**Kontroll av tverrsnitt:**

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.4: Kontroll trykkkapasitet*

$$\frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} \leq 1 \qquad N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 774 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} = 0.073 \qquad ok$$

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.5: Kontroll momentkapasitet*

$$\frac{M_{E.d}}{M_{pl.Rd}} \leq 1$$

$$M_{E.d} := 20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl.Rd} := W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 73.705 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{E.d}}{M_{pl.Rd}} = 0.271 \qquad ok$$

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.9: Interaksjon bøyning og aksialkraft*

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.9.1 (4) Kan se bort fra virkningen av aksialkraft på plastisk momentkapasitet dersom:*

$$\frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} \leq 0.25 \qquad \frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} = 0.073 \qquad ok$$

## Vedlegg F.4 - Håndberegninger, RHS120x120x5

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.6: Kontroll skjær*

$$\frac{V_{E.d}}{V_{pl.Rd}} \leq 1$$

$$V_{E.d} := 19 \text{ kN}$$

$$A_v := \frac{A \cdot B}{B + B} = 1145 \text{ mm}^2$$

Skjærareal for valsede rektangulære  
hulprofiler med jevn tykkelse, 6.2.6  
(3(o))

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 223.503 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$\frac{V_{E.d}}{V_{pl.Rd}} = 0.085 \quad ok$$

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.8 (4) Kan se bort fra virkningen av skjær på plastisk  
momentkapasitet dersom:*

$$V_{E.d} < V_{pl.Rd} \cdot 0.5 \quad ok$$

### Kontroll knekking

*NS-EN-1993-1-1, 6.3.3: Kontroll knekking*

$$L_k := 4750 \text{ mm}$$

$$N_{cry} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_k^2} = 462 \text{ kN}$$

$$M_{z.Ed} := 20 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment om z-akse}$$

$$M_{y.Ed} := 15 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment om y-akse}$$

*Betrakter søyle som leddet i begge ender*

$$L_k := 4750 \text{ mm} \quad \text{Knekk lengde om begge akser}$$

$$i = 46.9 \text{ mm} \quad \text{Treghetsradius}$$

$$\lambda_1 := \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76.409 \quad \text{Flyteslankhet 6.3.1.3(1)}$$

$$\lambda'_y := \frac{L_k}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.325 \quad \text{Relativ slankhet (6.50)}$$

$$\text{Knekkurve } a \quad \text{Tabell 6.2}$$

$$\alpha := 0.21 \quad \text{Imperfeksjonsfaktor, Tabell 6.1}$$

$$\phi := \frac{1}{2} \left( 1 + \alpha \cdot (\lambda'_y - 0.2) + \lambda'^2_y \right) = 1.497 \quad (6.49)$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \left( \sqrt{\phi^2 - \lambda'^2_y} \right)} = 0.456 \quad \text{Reduksjonsfaktor}$$

*Kvadratisk hulprofil har stor torsjonsstivhet... så antar null vipping*

Tabell B.3 NS-EN 1993-1-1: Ekvivalent momentfaktor:

$$M_{h,z} := 20 \frac{kN}{m}$$

$$M_{s,z} := -11 \frac{kN}{m}$$

$$\alpha_{s,z} := \frac{M_{s,z}}{M_{h,z}} = -0.55$$

$$\psi_z := \frac{-1.72}{24.7} = 1.073$$

$$C_{mz} := 0.1 \cdot (1 - \psi_z) - 0.8 \cdot \alpha_{s,z} = 0.547$$

$$M_{h,y} := 15 \frac{kN}{m}$$

$$M_{s,y} := -9 \frac{kN}{m}$$

$$\alpha_{s,y} := \frac{M_{s,y}}{M_{h,y}} = -0.6$$

$$\psi_y := \frac{1.84}{24.7} = 0.074$$

$$C_{my} := 0.1 - 0.8 \cdot \alpha_{s,y} = 0.58$$

Tabell B.1 NS-EN 1993-1-1: Interaksjonsfaktorer

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left( 1 + (\lambda'_y - 0.2) \cdot \frac{N_{E.d}}{\chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A} \right) = 0.685$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left( 1 + (\lambda'_y - 0.2) \cdot \frac{N_{E.d}}{\chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A} \right) = 0.646$$

$$k_{yz} := 0.7 \cdot k_{zz} = 0.452$$



## Vedlegg F.4 - Håndberegninger, RHS120x120x5

*Kontroll kombinert bøyning og aksialkraft*

$$\frac{N_{E,d}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd}} < 1$$

$$\frac{N_{E,d}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd}} = 0.423 \quad ok$$

*RHS120x120x5 har tilstrekkelig kapasitet*

## Hjørnesøyle

### Opptredende laster og lastkombinasjoner

*Hjørnesøylene belastes i hovedsak vertikalt fra nytteaster og egenvekt til bygningen, i tillegg til horisontallaster fra vind. I og med at hjørnesøylene "kun" belastes med vertikallaster fra "ett felt", vil det antageligvis være mulig å gå ned på profilstørrelse.*

### Egenlaster

$$g_1 := 0.7 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt stålplatetak

$$g_2 := 0.25 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt gitterdrager

$$g_3 := 0.4 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt veggelementer

$$q_s := 2.5 \frac{kN}{m^2}$$

Snølast på tak

$$A_1 := 3 \text{ m} \cdot 2.5 \text{ m} = 7.5 \text{ m}^2$$

Takareal som belaster søyle

$$A_2 := (3 \text{ m}) \cdot 10 \text{ m} = 30 \text{ m}^2$$

Veggareal (gavl) som belaster søyle

$$A_3 := (2.5 \text{ m}) \cdot 10 \text{ m} = 25 \text{ m}^2$$

Veggareal (langside) som belaster søyle

## Vedlegg F.5 - Håndberegninger, RHS 200x200x6

### Lastfaktorer

Egenlast: 1.2

Snølast: 1.05

Vindlast: 1.5

### Overslagsberegning av dimensjonerende krefter

$$N_{E,d} := 1.2 \cdot g_1 \cdot A_1 + 1.2 \cdot g_3 \cdot (A_2 + A_3) + 1.2 \cdot g_2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 1.05 \cdot q_s \cdot A_1 = 56.9 \text{ kN}$$

$$e := 100 \text{ mm}$$

Eksentrisk lastoverføring til søyle

*Momentbidrag fra eksentrisitet i innfestingen på søyletopp. Egenlast fra veggplater vil motvirke bidraget fra egenlast tak og snø.*

$$M_{E,d,y1} := e \cdot (1.2 \cdot g_1 \cdot A_1 - 1.2 \cdot g_3 \cdot A_3 + 1.05 \cdot q_s \cdot A_1) = 1.399 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$M_{E,d,z1} := e \cdot (1.2 \cdot g_1 \cdot A_1 - 1.2 \cdot g_3 \cdot A_2 + 1.05 \cdot q_s \cdot A_1) = 1.159 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

*Lastbidrag fra vind overføres som linjelast til søylene fra veggplatene. Dimensjonerende vindretning vil gi henholdsvis trykk i y-retning (sone D langside) og sug i z-retning (sone A gavelside)*

$$b_y := 3 \text{ m} \quad b_z := 2.5 \text{ m}$$

$$c_{pe,10,D} := 0.7 \quad q_p := 1.69 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

*Hentet fra vedlegg A.1, Håndberegninger vind*

$$c_{pe,10,A} := -1.2$$

$$q_{vind,y} := c_{pe,10,D} \cdot q_p \cdot b_y = 3.549 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{vind,z} := c_{pe,10,A} \cdot q_p \cdot b_z = -5.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Vedlegg F.5 - Håndberegninger, RHS 200x200x6

*Dimensjonerende vindretning vil gi sug på gavelside og dominerende vegg med åpninger, dermed vil innvendig sug være dimensjonerende for valgt lastkombinasjon. Dette vil virke ugunstig i y-retning, og gunstig i z-retning.*

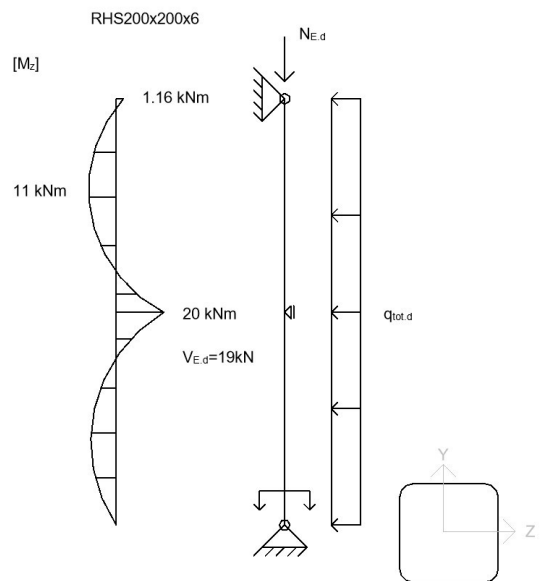
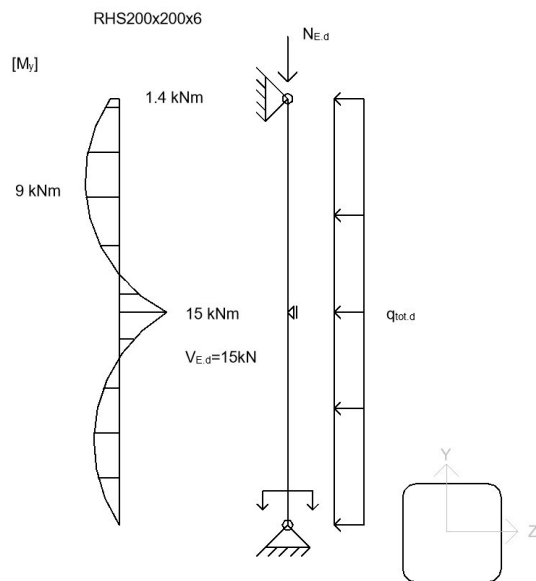
$$c_{pi} := 0.3$$

$$q_{\text{undertrykk}.z} := c_{pi} \cdot q_p \cdot b_y = 1.521 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{undertrykk}.y} := c_{pi} \cdot q_p \cdot b_z = 1.268 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{tot}.d.z} := 1.5 \cdot (q_{\text{undertrykk}.z} + q_{\text{vind}.z}) = -5.324 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende linjelast}$$

$$q_{\text{tot}.d.y} := 1.5 \cdot (q_{\text{undertrykk}.y} + q_{\text{vind}.y}) = 7.225 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



### Materialegenskaper

Partialfaktorer: NS-EN-1993-1-1 NA.6.1

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

Materialkonstanter: NS-EN-1993-1-1 3.2.6

$$\nu := 0.3$$

Poisson-tall i elastisk område

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

Flytespenning

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

Elastisitetsmodul

$$G := \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769 \frac{N}{mm^2}$$

Skjærmodul

## Vedlegg F.5 - Håndberegninger, RHS 200x200x6

### Tverrsnittsprofil

Benytter stålprofil HFRHS 200x200x6 for hjørnesøyle

Profildata RHS 200x200x6: Stålkonstruksjoner: Profiler og formler, Tabell 1.4

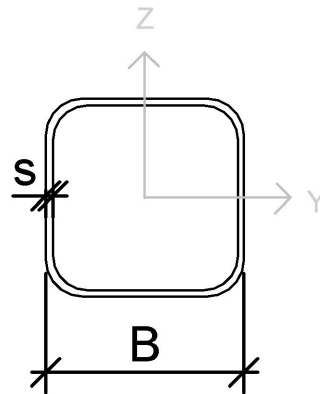
$$A := 4820 \text{ mm}^2$$

$$B := 200 \text{ mm}$$

$$s := 6.3 \text{ mm}$$

$$E = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_y = (8.077 \cdot 10^4) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G = 80769 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



$$i := 78.8 \text{ mm}$$

$$I := 29.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{el} := 299 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{pl} := 348000 \text{ mm}^3$$

$$I_T := 46.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$S_y := \frac{W_{pl}}{2} = 174000 \text{ mm}^3$$

**Tverrsnittsklasse - NS-EN 1993-1-1, Tabell 5.2**

*NS-EN-1993-1-1, 5.5.2(1): Tverrsnittsklasse 1 og 2 kan dimensjoneres plastisk.*

$$\varepsilon := 0.81 \quad B := 200 \text{ mm} \quad s := 6.3 \text{ mm}$$

$$c := B - 2 \cdot s = 0.187 \text{ m}$$

Krav tverrsnittklasse 1

Krav tverrsnittklasse 2

$$\frac{c}{s} \leq 33 \varepsilon$$

$$\frac{c}{s} \leq 38 \varepsilon$$

$$33 \varepsilon = 67.23$$

$$38 \varepsilon = 31.75$$

$$\frac{c}{s} = 29.746$$

HFRHS 200 x 200 x 6,3 kan dimensjoneres plastisk

**Kontroll av tverrsnitt:**

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.4: Kontroll trykkkapasitet*

$$\frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} \leq 1 \qquad N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} = 0.035 \qquad ok$$

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.5: Kontroll momentkapasitet*

$$\frac{M_{E.d}}{M_{pl.Rd}} \leq 1$$

$$M_{E.d} := 20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl.Rd} := W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 117.657 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{E.d}}{M_{pl.Rd}} = 0.17 \qquad ok$$

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.9: Interaksjon bøyning og aksialkraft*

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.9.1 (4) Kan se bort fra virkningen av aksialkraft på plastisk momentkapasitet dersom:*

$$\frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} \leq 0.25 \qquad \frac{N_{E.d}}{N_{pl.Rd}} = 0.035 \qquad ok$$



## Vedlegg F.5 - Håndberegninger, RHS 200x200x6

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.6: Kontroll skjær*

$$\frac{V_{E.d}}{V_{pl.Rd}} \leq 1$$

$$V_{E.d} := 19 \text{ kN}$$

$$A_v := \frac{A \cdot B}{B + B} = 620.344 \text{ mm}^2$$

Skjærareal for valsede rektangulære hulprofiler med jevn tykkelse, 6.2.6 (3(o))

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 0.152 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet

$$\frac{V_{E.d}}{V_{pl.Rd}} = 0.04 \quad ok$$

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.8 (4) Kan se bort fra virkningen av skjær på plastisk momentkapasitet dersom:*

$$V_{E.d} < V_{pl.Rd} \cdot 0.5 \quad ok$$

## Vedlegg F.5 - Håndberegninger, RHS 200x200x6

### Kontroll knekking

*NS-EN-1993-1-1, 6.3.3: Kontroll knekking*

$$L_k := 4750 \text{ mm}$$

$$N_{cry} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_k^2} = 2747 \text{ kN}$$

$$M_{z.Ed} := 20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om z-akse

$$M_{y.Ed} := 15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om y-akse

*Betrakter søyle som leddet i begge ender*

$$L_k := 4750 \text{ mm}$$

Knekk lengde om begge akser

$$i = 78.8 \text{ mm}$$

Tregghetsradius

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

Flyteslankhet 6.3.1.3(1)

$$\lambda'_y := \frac{L_k}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.789$$

Relativ slankhet (6.50)

Knekkurve a

Tabell 6.2

$$\alpha := 0.21$$

Imperfeksjonsfaktor, Tabell 6.1

$$\phi := \frac{1}{2} \left( 1 + \alpha \cdot (\lambda'_y - 0.2) + \lambda'^2_y \right) = 0.873 \quad (6.49)$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \left( \sqrt{\phi^2 - \lambda'^2_y} \right)} = 0.802$$

Reduksjonsfaktor

*Kvadratisk hulprofil har stor torsjonsstivhet... så antar null vipping*

Tabell B.3 NS-EN 1993-1-1: Ekvivalent momentfaktor:

$$M_{h,z} := 20 \frac{kN}{m}$$

$$M_{s,z} := -11 \frac{kN}{m}$$

$$\alpha_{s,z} := \frac{M_{s,z}}{M_{h,z}} = -0.55$$

$$\psi_z := \frac{-1.72}{24.7} = 1.073$$

$$C_{mz} := 0.1 \cdot (1 - \psi_z) - 0.8 \cdot \alpha_{s,z} = 0.547$$

$$M_{h,y} := 15 \frac{kN}{m}$$

$$M_{s,y} := -9 \frac{kN}{m}$$

$$\alpha_{s,y} := \frac{M_{s,y}}{M_{h,y}} = -0.6$$

$$\psi_y := \frac{1.84}{24.7} = 0.074$$

$$C_{my} := 0.1 - 0.8 \cdot \alpha_{s,y} = 0.58$$

Tabell B.1 NS-EN 1993-1-1: Interaksjonsfaktorer

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left( 1 + (\lambda'_y - 0.2) \cdot \frac{N_{E.d}}{\chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A} \right) = 0.595$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left( 1 + (\lambda'_y - 0.2) \cdot \frac{N_{E.d}}{\chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A} \right) = 0.561$$

$$k_{yz} := 0.7 \cdot k_{zz} = 0.393$$

## Vedlegg F.5 - Håndberegninger, RHS 200x200x6

*Kontroll kombinert bøyning og aksialkraft*

$$\frac{N_{E.d}}{\chi \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{M_{pl.Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.Rd}} < 1$$

$$\frac{N_{E.d}}{\chi \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{M_{pl.Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.Rd}} = 0.186 \quad ok$$

*RHS200x200x6.3 har tilstrekkelig kapasitet*

# Vedlegg G

## Vedlegg G.1 - Håndberegninger, vindkryss

### Vindkryss

Vindkryssene er modellert for å kunne ta opp både trykk og strekk. Det mest påkjente vindkrysset er valgt som dimensjonerende for alle vindkryssene.

### Dimensjonering

Dimensjonerende krefter er hentet fra FEM-modellen, og er valgt konservativt for både trykk og strekk.

$$N_{Ed} := 300 \text{ kN}$$

Dimensjonerende strekk- og trykkraft

### Materialegenskaper

Partialfaktorer: NS-EN-1993-1-1 NA.6.1

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

Materialkonstanter: NS-EN-1993-1-1 3.2.6

$$\nu := 0.3$$

Poisson-tall i elastisk område

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

Flytespenning

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

Elastisitetsmodul

$$G := \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærmodul

## Vedlegg G.1 - Håndberegninger, vindkryss

### Tverrsnittsprofil

Benytter stålprofil HFRHS 140x140x6,3 for vindkryss

Profildata RHS 140x140x6,3 : Stålkonstruksjoner: Profiler og formler, Tabell 1.4

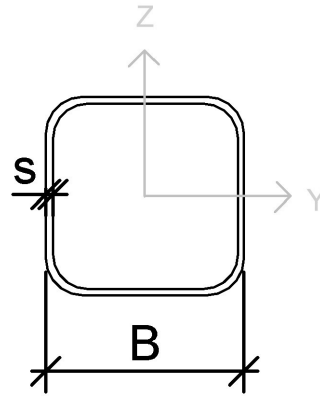
$$A := 3310 \text{ mm}^2$$

$$B := 140 \text{ mm}$$

$$s := 6.3 \text{ mm}$$

$$E = 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_y = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G = 80769 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



$$i := 54.2 \text{ mm}$$

$$I := 9.74 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{el} := 139 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_{pl} := 165 \text{ mm}^3$$

$$I_T := 15.5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$S_y := \frac{W_{pl}}{2} = 82.5 \text{ mm}^3$$

## Vedlegg G.1 - Håndberegninger, vindkryss

### Tverrsnittsklasse - NS-EN 1993-1-1, Tabell 5.2

*NS-EN-1993-1-1, 5.5.2(1): Tverrsnittsklasse 1 og 2 kan dimensjoneres plastisk.*

$$\varepsilon := 0.81 \quad B = 140 \text{ mm} \quad s = 6.3 \text{ mm}$$

$$c := B - 2 \cdot s = 0.127 \text{ m}$$

Krav tverrsnittklasse 1

Krav tverrsnittklasse 2

$$\frac{c}{s} \leq 33 \varepsilon$$

$$\frac{c}{s} \leq 38 \varepsilon$$

$$33 \varepsilon = 26.73$$

$$38 \varepsilon = 30.78$$

$$\frac{c}{s} = 20.222$$

HFRHS 140x140x6,3 kan dimensjoneres plastisk



## Vedlegg G.1 - Håndberegninger, vindkryss

### Kontroll av tverrsnitt:

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.3: Kontroll strekkapasitet*

*NS-EN-1993-1-1, 6.2.4: Kontroll trykkapasitet*

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} \leq 1 \qquad N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1119 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}} = 0.268 \quad ok$$

### Kontroll knekking

*NS-EN-1993-1-1, 6.3.3: Kontroll knekking*

$$L_k := 6700 \text{ mm}$$

$$N_{cry} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_k^2} = 450 \text{ kN}$$

*Stav er leddet i begge ender*

$$i = 54.2 \text{ mm} \qquad \text{Treghetsradius}$$

$$\lambda_1 := \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76.409 \qquad \text{Flyteslankhet 6.3.1.3(1)}$$

$$\lambda'_y := \frac{L_k}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.618 \qquad \text{Relativ slankhet (6.50)}$$

Knekkurve a Tabell 6.2

$$\alpha := 0.21 \qquad \text{Imperfeksjonsfaktor, Tabell 6.1}$$

$$\phi := \frac{1}{2} \left( 1 + \alpha \cdot (\lambda'_y - 0.2) + \lambda'^2_y \right) = 1.958 \qquad (6.49)$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \left( \sqrt{\phi^2 - \lambda'^2_y} \right)} = 0.327 \qquad \text{Reduksjonsfaktor}$$

## Vedlegg G.1 - Håndberegninger, vindkryss

*Kontroll aksialkraft*

$$\frac{N_{E.d}}{\chi \cdot N_{pl.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{M_{pl.Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.Rd}} < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl.Rd}} = 0.82 \quad ok$$

HFRHS 140x140x6,3 har tilstrekkelig kapasitet

# Vedlegg H

## Vedlegg H.1 - Håndberegninger, betongvegg

### Plasstøpt betongvekk

#### Opptredende laster og lastkombinasjoner

I første del av beregningene er kapasiteten til veggen påvist for bruddgrense, uten ulykkeslast, og det er sjekket opp mot minimumsarmering i hht Eurokode 2.

Det er deretter sjekket for ulykkesscenario, om krefter som oppstår må tilleggsarmeres for

#### Egenlaster

$$g_1 := 0.7 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt stålplatetak

$$g_2 := 0.4 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt gitterdrager

$$g_3 := 25 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt armert betong

$$q_s := 2.5 \frac{kN}{m^2}$$

Snølast på tak

$$A_1 := 15 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} = 90 \text{ m}^2$$

Takareal som belaster  
betongvegg, via gitterdrager  
avd 3

$$A_2 := 1 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} = 3 \text{ m}^2$$

Takareal som belaster  
betongvegg, per meter

#### Geometri dimensjonerende tverrsnitt

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

$$C_{nom} := 35 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$l := 10 \text{ m}$$

$$L_s := 10 \text{ m}$$

$$A_c := b \cdot h = (3 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

## Vedlegg H.1 - Håndberegninger, betongvegg

### Lastfaktorer

Egenlast: 1.2 *evt* 1.35

Snølast: 1.5 1.05

### Overslagsberegning av dimensjonerende krefter

$$N_1 := 1.2 \cdot g_1 \cdot (A_1 + A_2) + 1.2 \cdot g_2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 1.5 \cdot q_s \cdot (A_1 + A_2) = 434.1 \text{ kN}$$

$$N_2 := 1.35 \cdot g_1 \cdot (A_1 + A_2) + 1.35 \cdot g_2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 1.05 \cdot q_s \cdot (A_1 + A_2) = 340.1 \text{ kN}$$

$$Q_{d.vegg} := 1.2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot A_c \cdot l = 90 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := N_1 + Q_{d.vegg} = 524.1 \text{ kN}$$

Dimensjonerende trykkraft,  
inkl egenvekt betongvegg

$$N_1 := 1 \cdot g_1 \cdot (A_1 + A_2) + 1 \cdot g_2 \cdot 15 \text{ m}^2 + 1 \cdot q_s \cdot (A_1 + A_2) = 303.6 \text{ kN}$$

## Vedlegg H.1 - Håndberegninger, betongvegg

### Materialelegenskaper

(EC2-Table 3.1)

#### Armering

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.15$$

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

$$\varepsilon_{yk} := 0.0025 \quad \varepsilon_{yd} := 0.00217$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

#### Betong

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa} \quad \gamma_c := 1.5$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa} \quad (\text{EC2-Eq.3-15})$$

$$f_{ctm} := 3.2 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk.05} := 2.0 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} := 0.0035$$

$$E_{cm} := 34000 \text{ MPa}$$

## Vedlegg H.1 - Håndberegninger, betongvegg

Kontroll trykkapasitet

$$\sigma_N := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 1.747 \text{ MPa} < f_{c.d} \quad Ok$$

Vertikalarmering EC2 NA.9.6.2

$$A_{s.vmin} := 0.002 \cdot A_c = 600 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.vmax} := 0.04 \cdot A_c = 12000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.vmin.perside} := \frac{A_{s.vmin}}{2} = 300 \text{ mm}^2$$

$$\varnothing_v := 12 \text{ mm} \quad cc_v := 350 \text{ mm}$$

$$A_{s.v.perside} := \frac{1000 \text{ mm}}{cc_v} \cdot \pi \cdot \frac{\varnothing_v^2}{4} = 323.135 \text{ mm}^2$$

Velger  $\varnothing 12c350$  per siden som min. vertikal armering

Minimumseksentrisitet EC2.6.1(4)

$$e := 20 \text{ mm} > \frac{h}{30} = 10 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e = 10.481 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Vedlegg H.1 - Håndberegninger, betongvegg

*n-m-diagram*

$$n_{\text{diagram}} := \frac{N_{Ed}}{f_{ck} \cdot b \cdot h} = 0.058$$

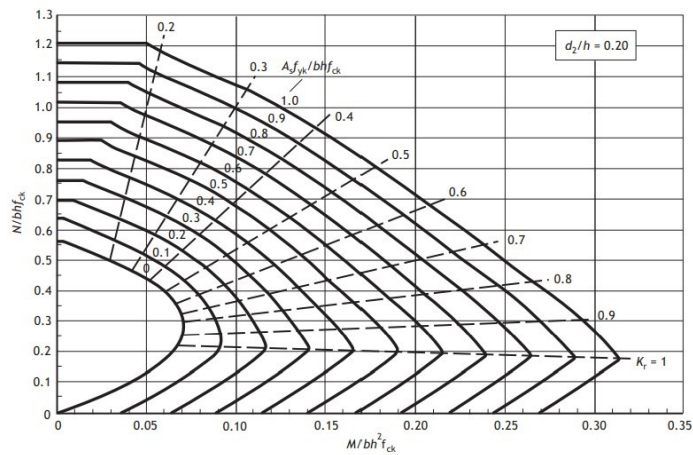
$$m_{\text{diagram}} := \frac{M_{Ed}}{f_{ck} \cdot b \cdot h^2} = 0.004$$

$$d_2 := C_{nom} + \frac{\varnothing_v}{2} = 41 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{1000}{350} \cdot \frac{\pi \cdot \varnothing_v^2}{4} \cdot 2 = 646.27 \text{ mm}^2$$

$$\frac{d_2}{h} = 0.137$$

$$w := \frac{f_{yk} \cdot A_s}{f_{ck} \cdot b \cdot h} = 0.036$$



Leser av m-n-diagram at minimums armering derfor er tilstrekkelig



## Vedlegg H.1 - Håndberegninger, betongvegg

### Horistontalarmering

Innervegg:

$$A_{s,hmin.i} := 0.15 \cdot A_c \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 288 \text{ mm}^2$$

NA.9.6.3

Yttervegg:

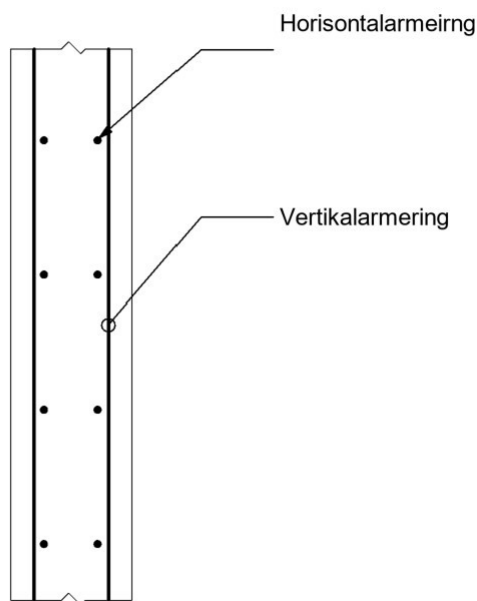
$$A_{s,hmin.u} := 0.3 \cdot A_c \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 576 \text{ mm}^2$$

Per side

$$\varnothing_h := 12 \text{ mm} \quad cc_h := 200 \text{ mm}$$

$$A_{s,h} := \frac{\varnothing_h^2}{4} \cdot \pi \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{cc_h} = 565.487 \text{ mm}^2$$

$$n_h := \frac{L_s}{cc_h} = 50$$



Kontroll knekking

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = (2.25 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$L_k := 2 \cdot L_s = 20 \text{ m}$$

$$N_{kr} := \frac{\pi^2 E_{cm} \cdot I}{L_k^2} = 1888 \text{ kN} > N_{Ed} \quad ok$$



## Vedlegg H.1 - Håndberegninger, betongvegg

Inkluderer ulykke/kollisjon

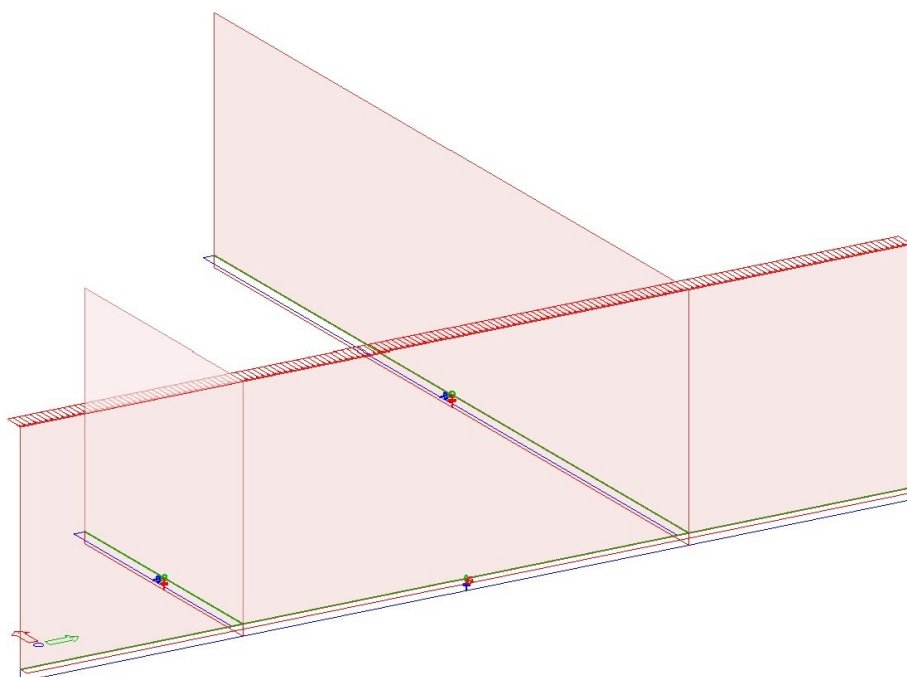
### ***Plasstøpt betongvekk***

#### *Opptredende laster og lastkombinasjoner*

Ved brann i avdeling 3, skal betongveggen kunne stå og holde imot kreftene den kan bli belastet med dersom avdeling 3 kollapser. Det er regnet ut at veggen må kunne stå imot en kraft i øvre kant på  $9.275 \frac{kN}{m}$

Veggen er dimensjonert i henhold til eurokode 2 del 1-2 Brannteknisk dimensjonering

Veggen er modellert i FEM-design, og veggen dimensjoneres mot de største opptredende trersnittskreftene. Utklipp viser modellen, med linjelast og tverravstivende vegger. Veggen er modellert som en utkrager



## Vedlegg H.1 - Håndberegninger, betongvegg

### Kontroll horisontalarmering

$$M_{Ed} := 79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d := h - C_{nom} - \frac{\emptyset_h}{2} - \emptyset_v = 0.247 \text{ m}$$

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot d^2 = 285.217 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$z := \left( 1 - 0.165 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) \cdot d = 235.712 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = 770.857 \text{ mm}^2 \quad \text{Per meter}$$

Behov for tilleggsarmering i overkant vegg ved overgang støttevegg

### Kontroll vertikalarmring

$$M_{Ed} := 35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d := h - C_{nom} - \frac{\emptyset_v}{2} = 0.259 \text{ m}$$

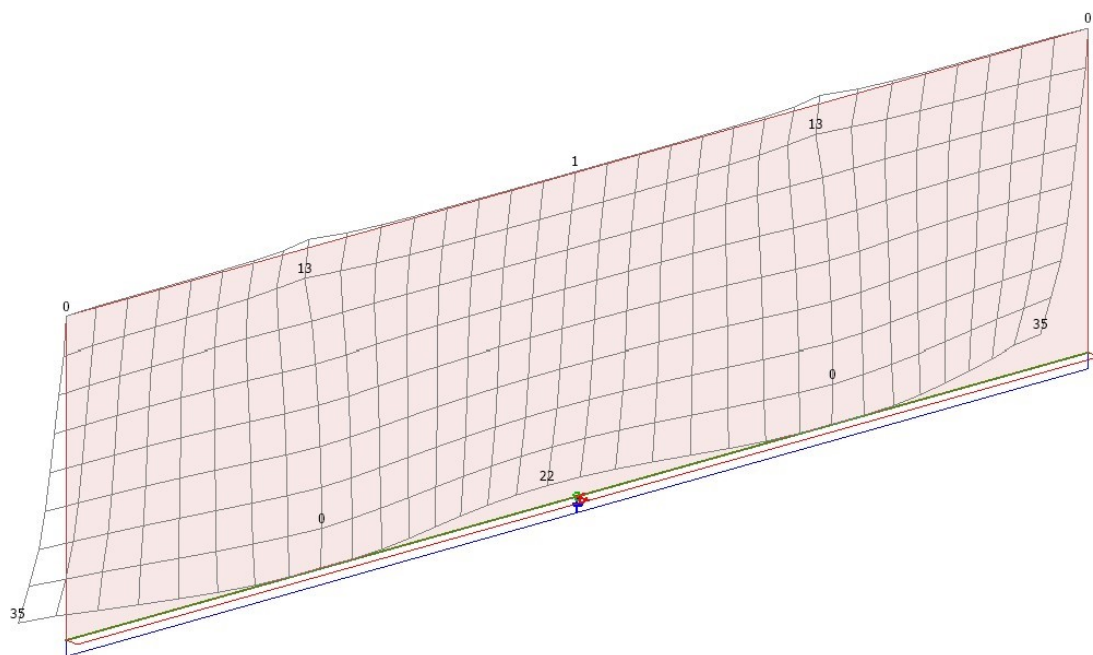
$$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot d^2 = 313.604 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$z := \left( 1 - 0.165 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) \cdot d = 254.2 \text{ mm}$$

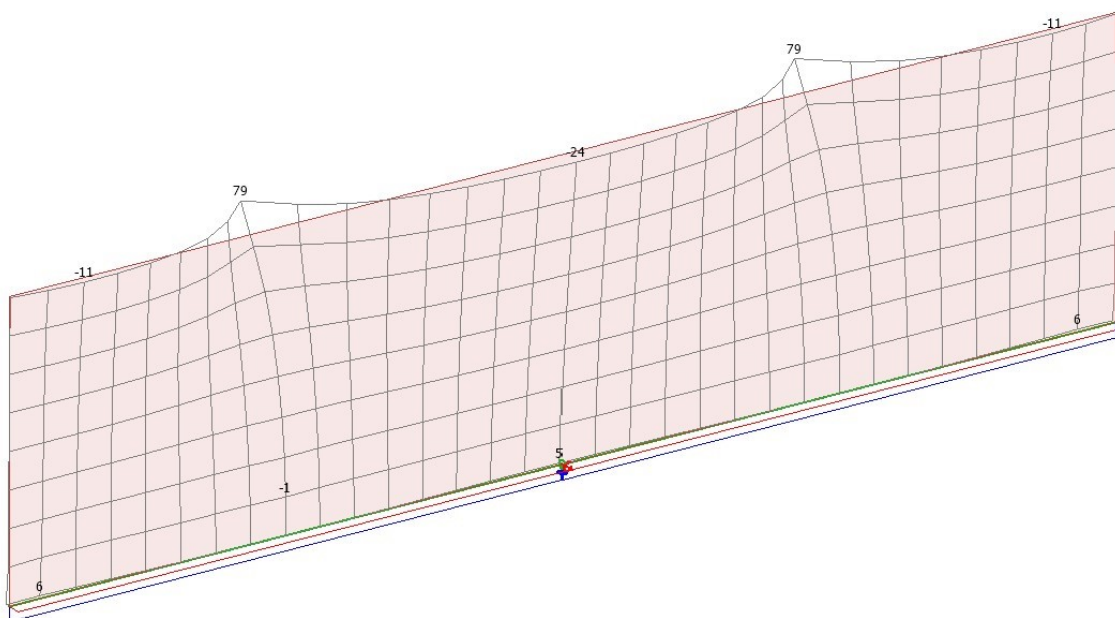
$$A_s := \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = 317 \text{ mm}^2 \quad \text{Per meter}$$

Ikke behov for å tilleggsarmere utover minimumsarmering

## Vedlegg H.1 - Håndberegninger, betongvegg

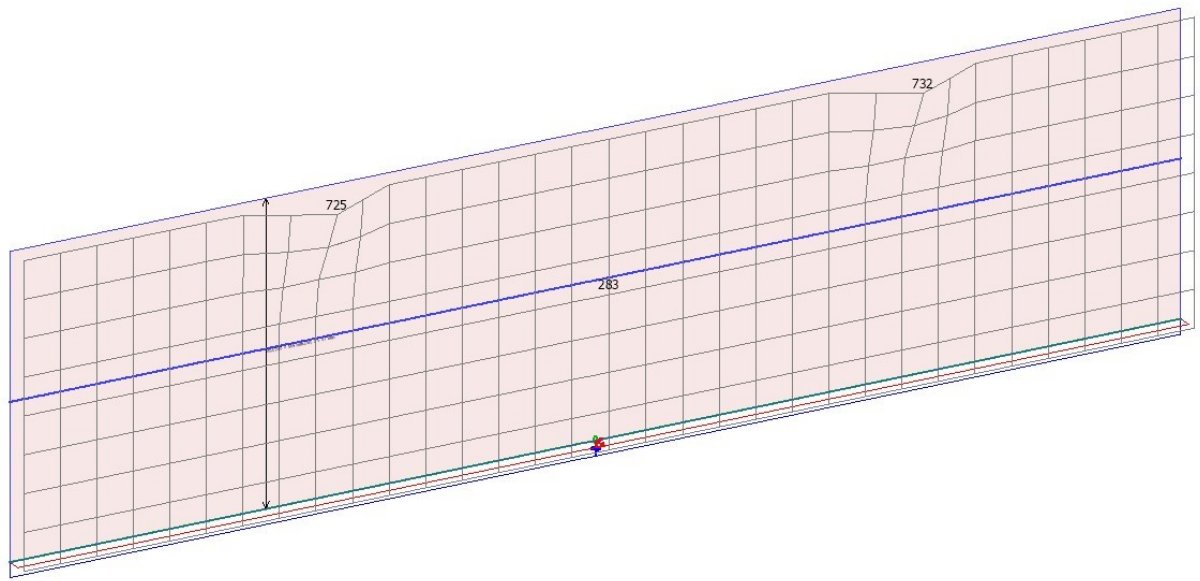


Fra FEM-Design: Dimensjonerende størrelser for momenter om x-aksen  $[kN \cdot m]$



Fra FEM-Design: Dimensjonerende størrelser for momenter om z-aksen  $[kN \cdot m]$

## Vedlegg H.1 - Håndberegninger, betongvegg



$$\left[ \frac{mm^2}{m} \right]$$

Fra FEM-Design: Viser nødvendig horisontalarmering i snitt der minimums-armering ikke er tilstrekkelig. Samsvarer med kontrollberegning

$h$

## Vedlegg H.1 - Håndberegninger, betongvegg

$$h := 10 \text{ m} \quad l := 40 \text{ m} \quad t := 300 \text{ mm}$$

Forankring for horisontalkraft skjærvegg

$$H_{Ed} := 380 \text{ kN} \quad \text{Hentet fra global analyse}$$

$$Q_{d.vegg} := 1.0 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot t \cdot h \cdot l = 3000 \text{ kN}$$

Egenvekt vegg

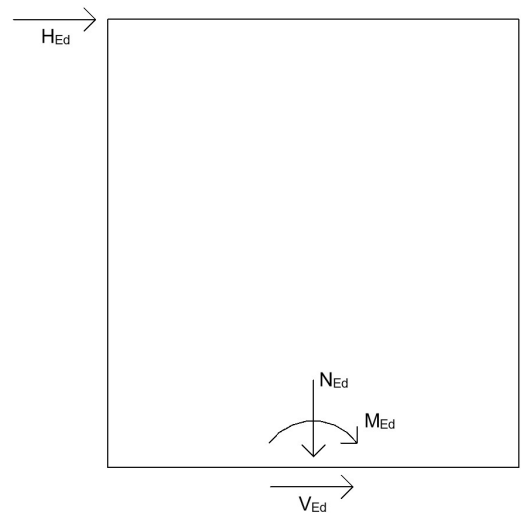
$$N_{Ed} := Q_{d.vegg}$$

$$V_{Ed} := H_{Ed}$$

$$M_{Ed} := H_{Ed} \cdot h = 3800 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{cd} := \frac{M_{Ed}}{l} - \frac{N_{Ed}}{2} = -1405 \text{ kN}$$

Ikke behov for å armere for strekk...



$$f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ctk.05}}{\gamma_c} \quad (3.1.6)$$

$$A_i := 300 \text{ mm} \cdot 34 \text{ m} = 10.2 \text{ m}^2$$

For å designe for skjær, brukes en shear-friction modell fra EC2.6.2.5  
Antar smooth uncracked situation som gir:

$$V_{Rd} := 0.03 \cdot f_{ctd} \cdot A_i + 0.5 \cdot f_{yd} \cdot A_{sV} + 0.5 \cdot N_{Ed} \quad \text{EC2.6.2.5}$$

$\nu$  definert in EC2-6.2.2(6)

$$\nu := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}{250} \right) = 0.528$$

$$V_{Rdmax} := 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot A_i = 45777.6 \text{ kN}$$

## Vedlegg H.1 - Håndberegninger, betongvegg

$$A_{sV} := \frac{V_{Ed} - 0.03 f_{ctd} \cdot A_i - 0.5 \cdot N_{Ed}}{0.5 \cdot f_{yd}} = -0.007 \text{ m}^2$$

Ikke beregningsmessig behov for å armere for skjær

$$A_{sVmin} := \frac{0.25 V_{Ed}}{0.5 \cdot f_{yd}} = 437 \text{ mm}^2 \quad \text{EC2.6.2.5}$$

Dette oppfylles av vertikalarmeringen i vegg som forankres til fundamentet.

$$M_{Ed} := 23 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad d := (300 - 35) \text{ mm}$$
$$z := 0.9 \cdot d$$

oppfylles av

$$A_s := 323 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{sd} := \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_s} = 298.564 \text{ MPa}$$

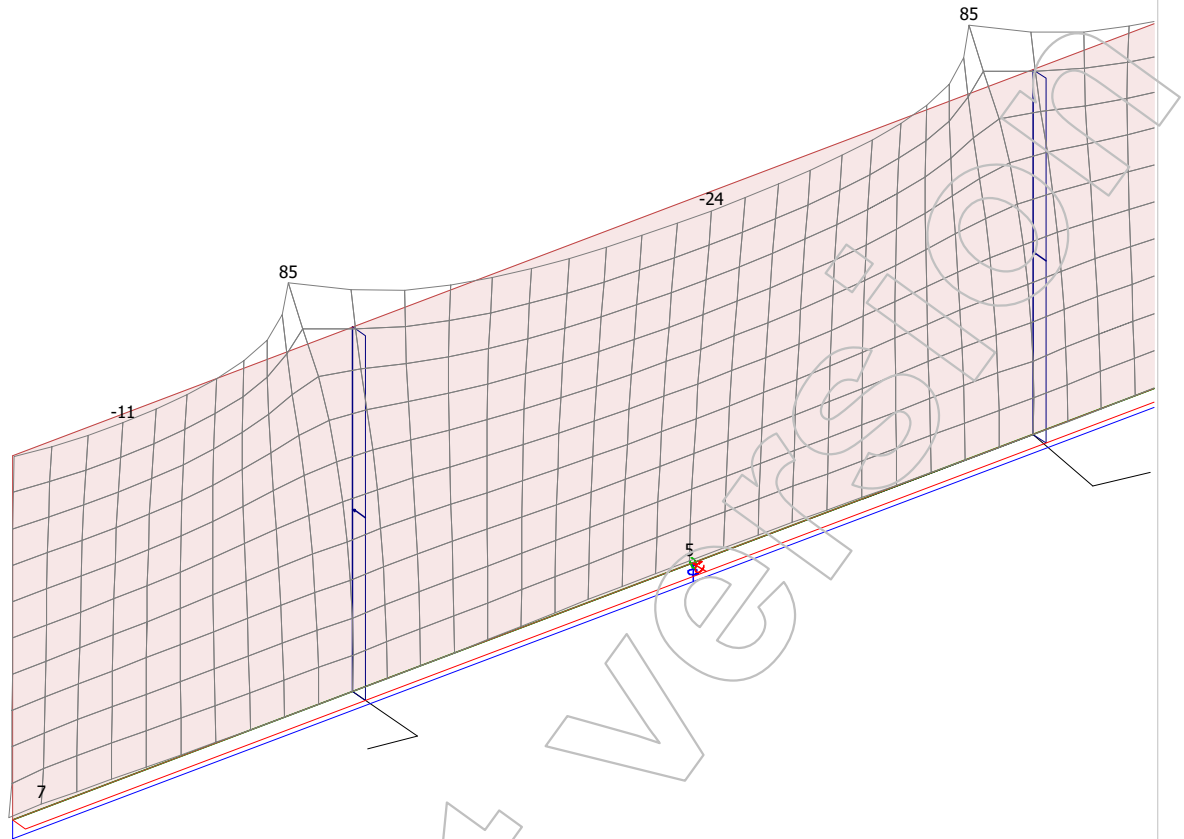
$$f_{bd} := 2.25 \cdot f_{ctd}$$

$$L_{b.rqd} := 0.25 \cdot \varnothing_v \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 351.251 \text{ mm} \quad \text{EC2 lign 8.3}$$

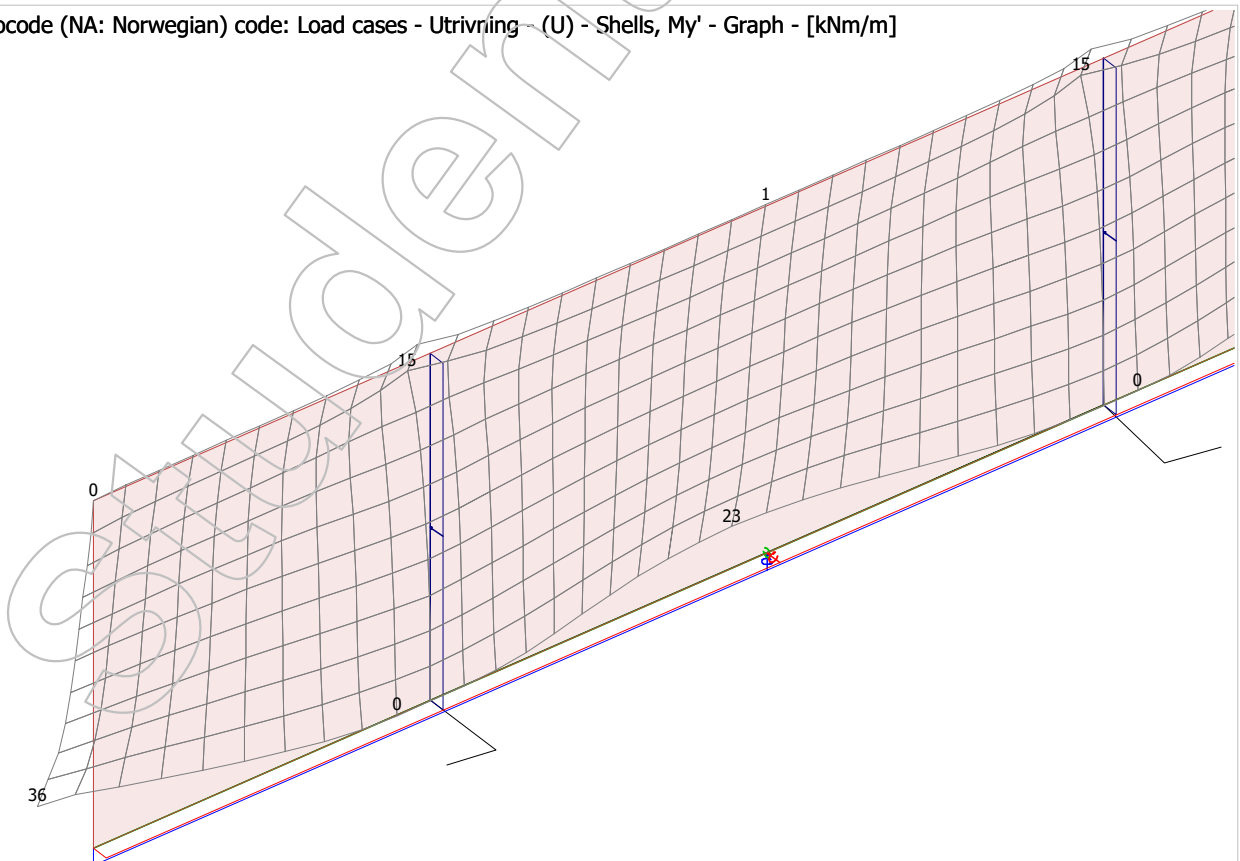


## Vedlegg H.2 FEM-Analyse: Betongvegg med tverravstivning

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Utrivning - (U) - Shells,  $M_x'$  - Graph - [kNm/m]

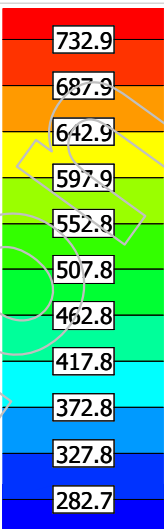
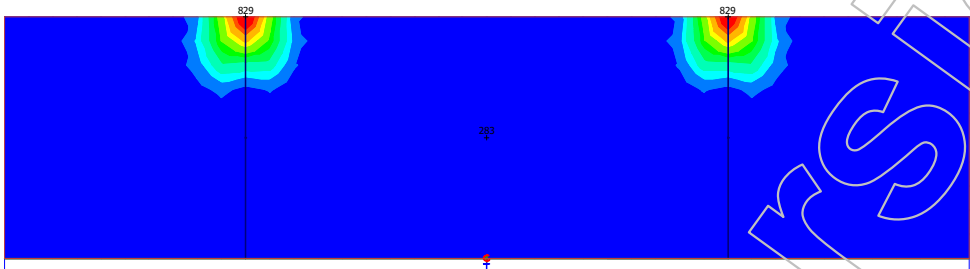


Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Utrivning - (U) - Shells,  $M_y'$  - Graph - [kNm/m]

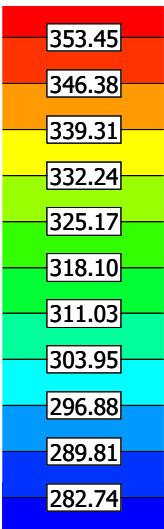
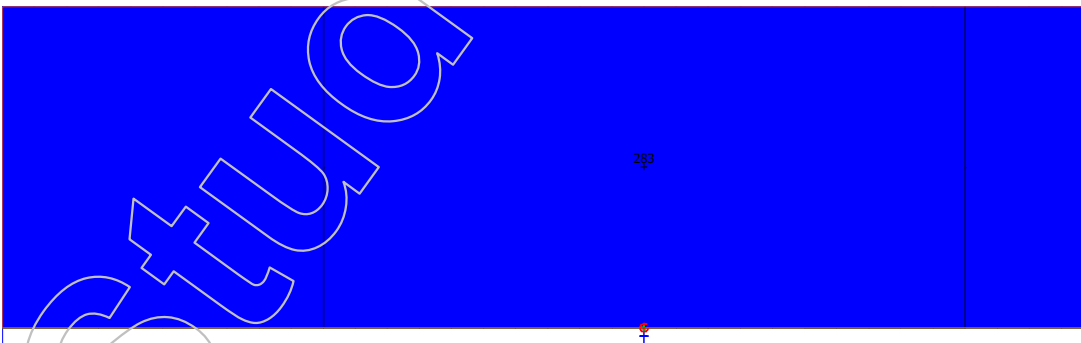


Vedlegg H.2 FEM-Analyse: Betongvegg med tverravstivning

Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - RC shell - Required reinforcement - x' or r, bottom - Load combinations - ULS - Colour palette - [mm2/m]

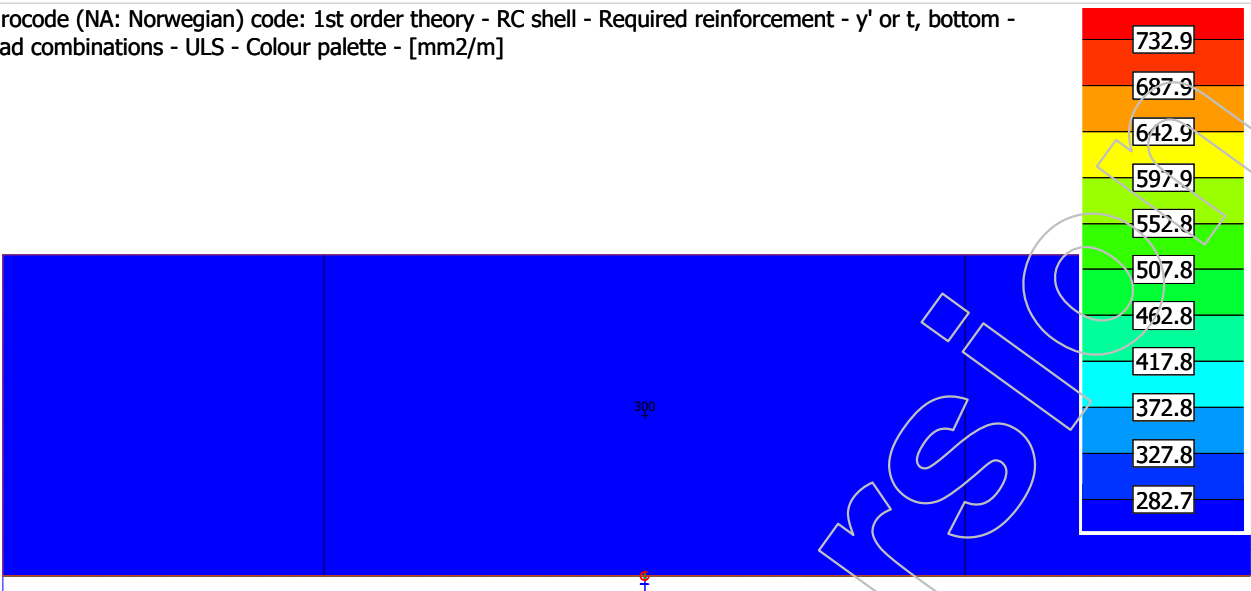


Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - RC shell - Required reinforcement - x' or r, top - Load combinations - ULS - Colour palette - [mm2/m]

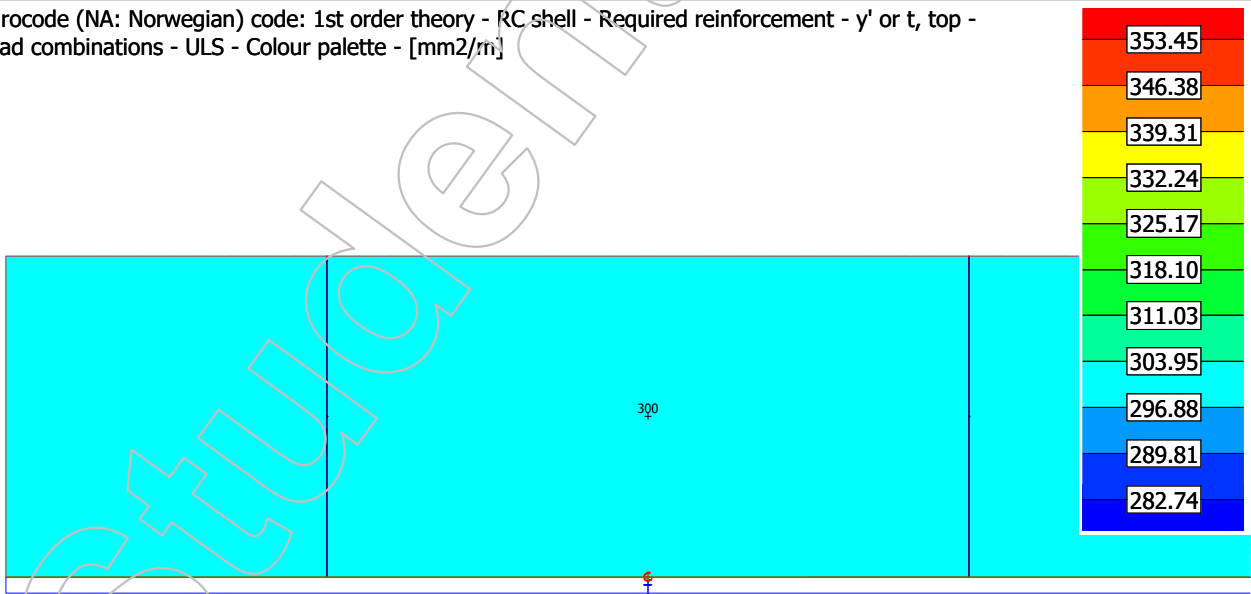


Vedlegg H.2 FEM-Analyse: Betongvegg med tverravstivning

Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - RC shell - Required reinforcement -  $y'$  or  $t$ , bottom - Load combinations - ULS - Colour palette - [mm<sup>2</sup>/m]

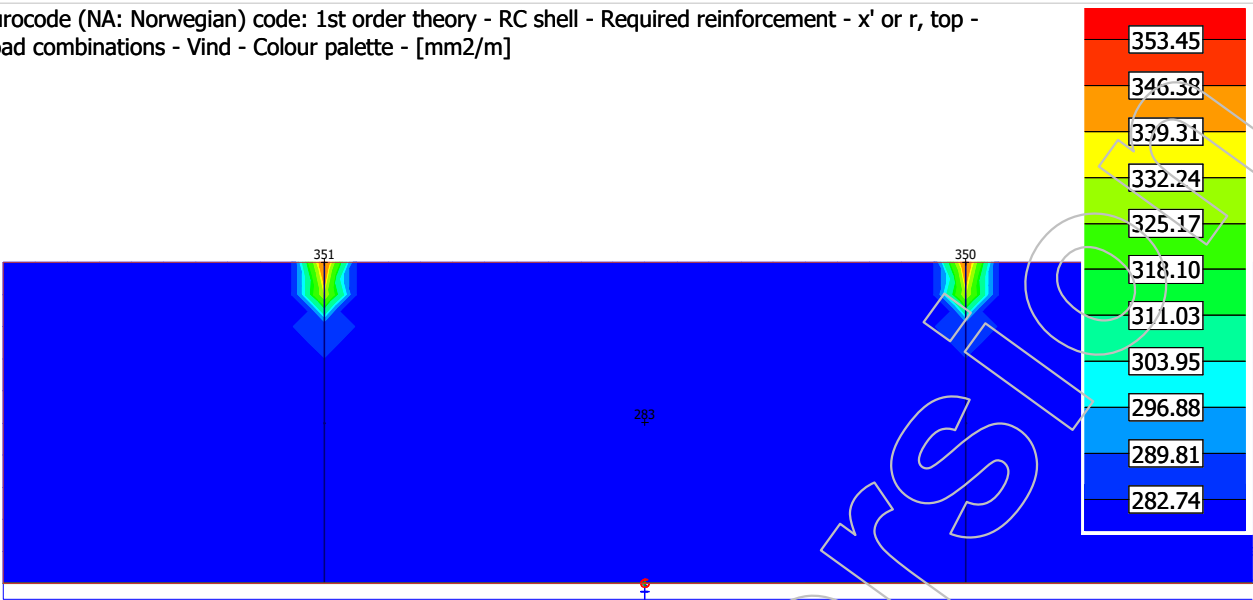


Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - RC shell - Required reinforcement -  $y'$  or  $t$ , top - Load combinations - ULS - Colour palette - [mm<sup>2</sup>/m]



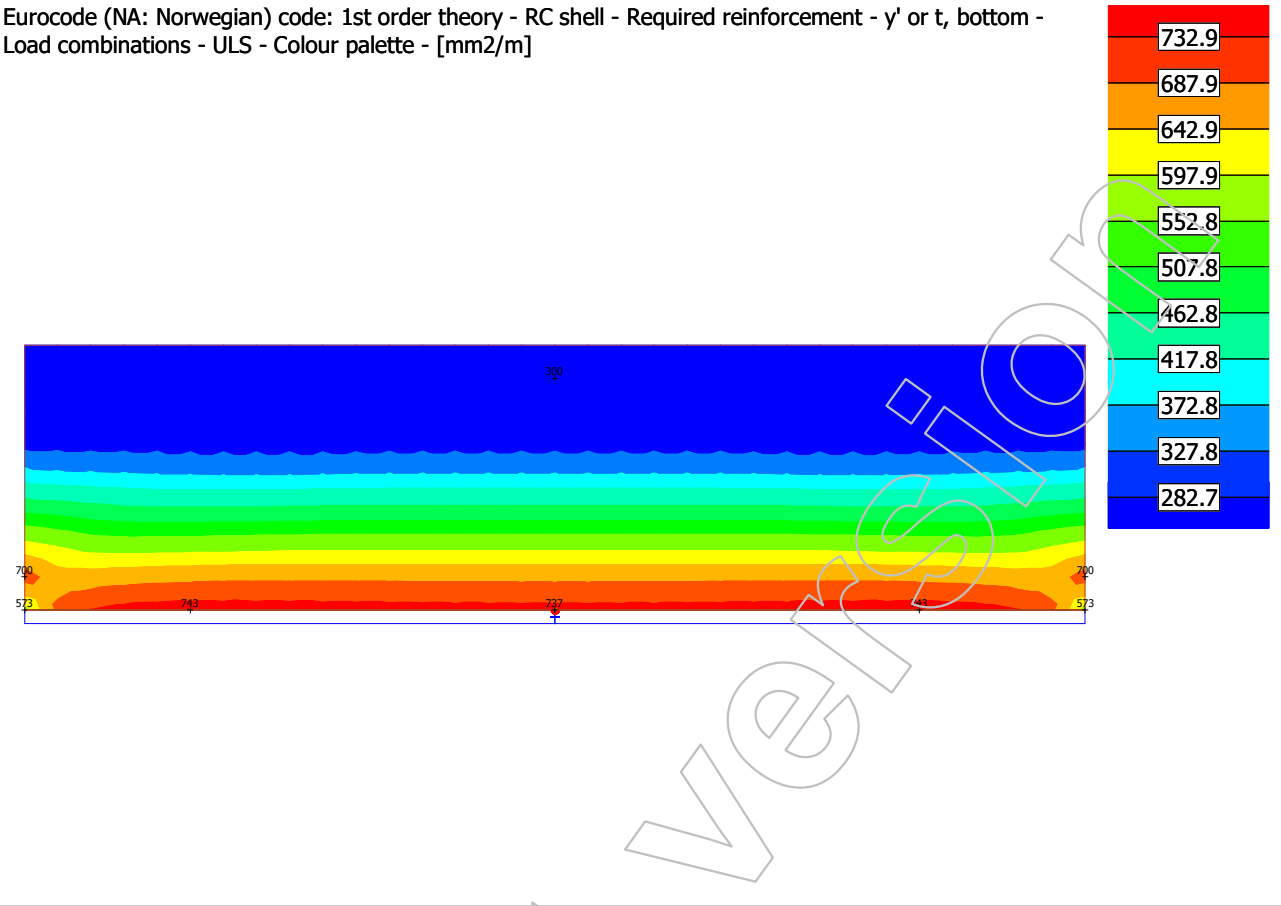
Vedlegg H.2 FEM-Analyse: Betongvegg med tverravstivning

Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - RC shell - Required reinforcement - x' or r, top - Load combinations - Vind - Colour palette - [mm<sup>2</sup>/m]

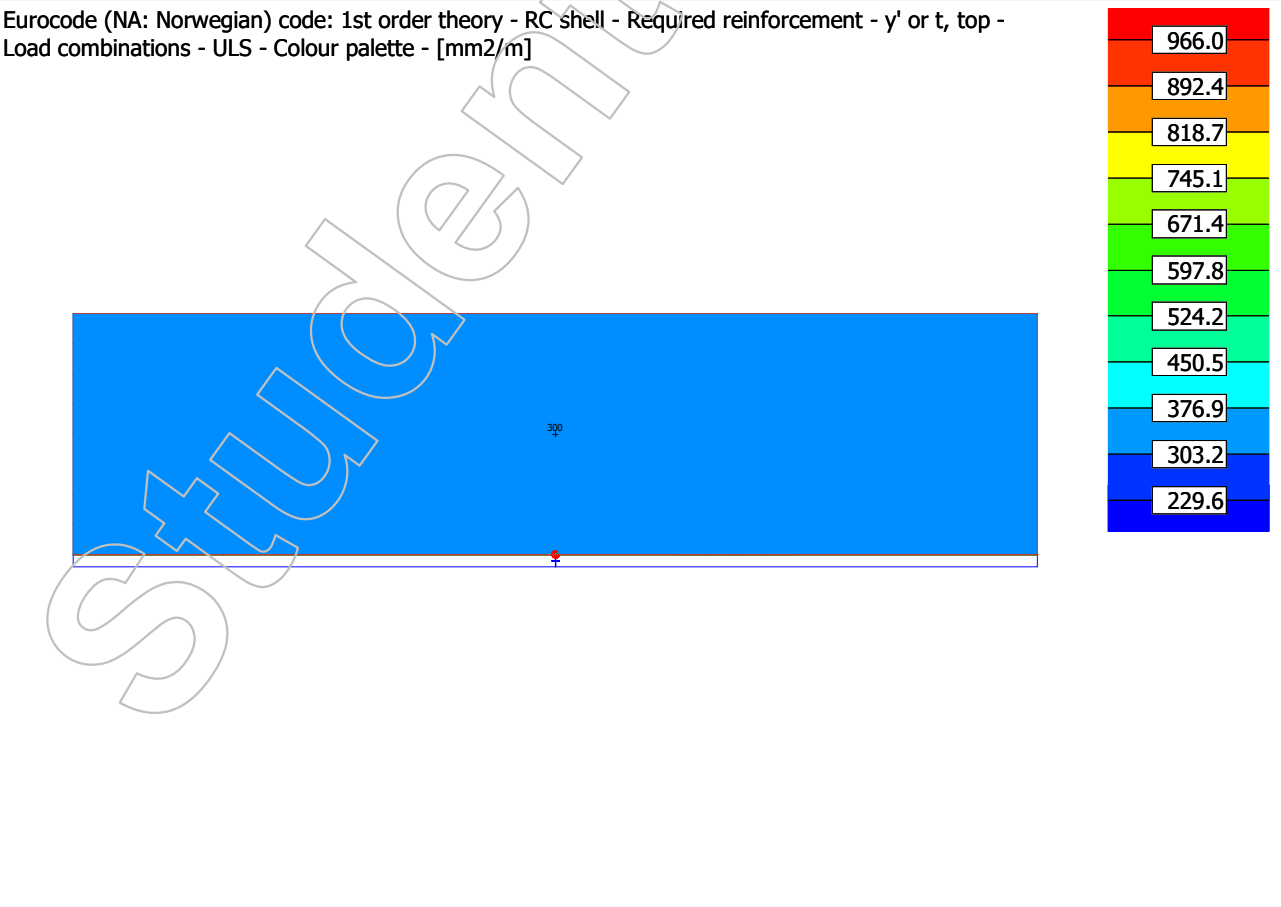


Vedlegg H.3 FEM-Analyse: Betongvegg uten tverravstivning

Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - RC shell - Required reinforcement -  $y'$  or  $t$ , bottom - Load combinations - ULS - Colour palette - [mm<sup>2</sup>/m]

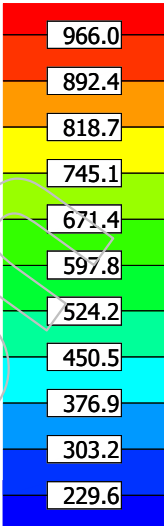
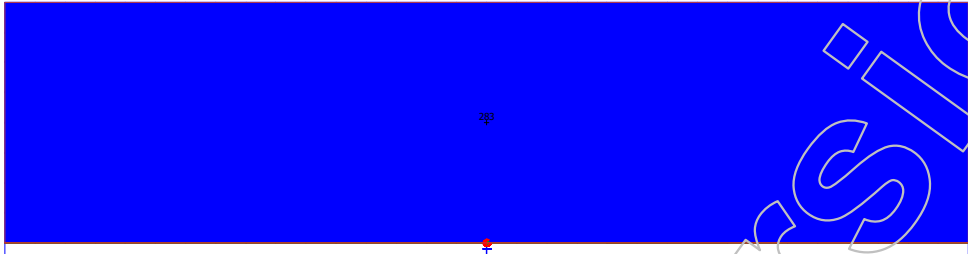


Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - RC shell - Required reinforcement -  $y'$  or  $t$ , top - Load combinations - ULS - Colour palette - [mm<sup>2</sup>/m]



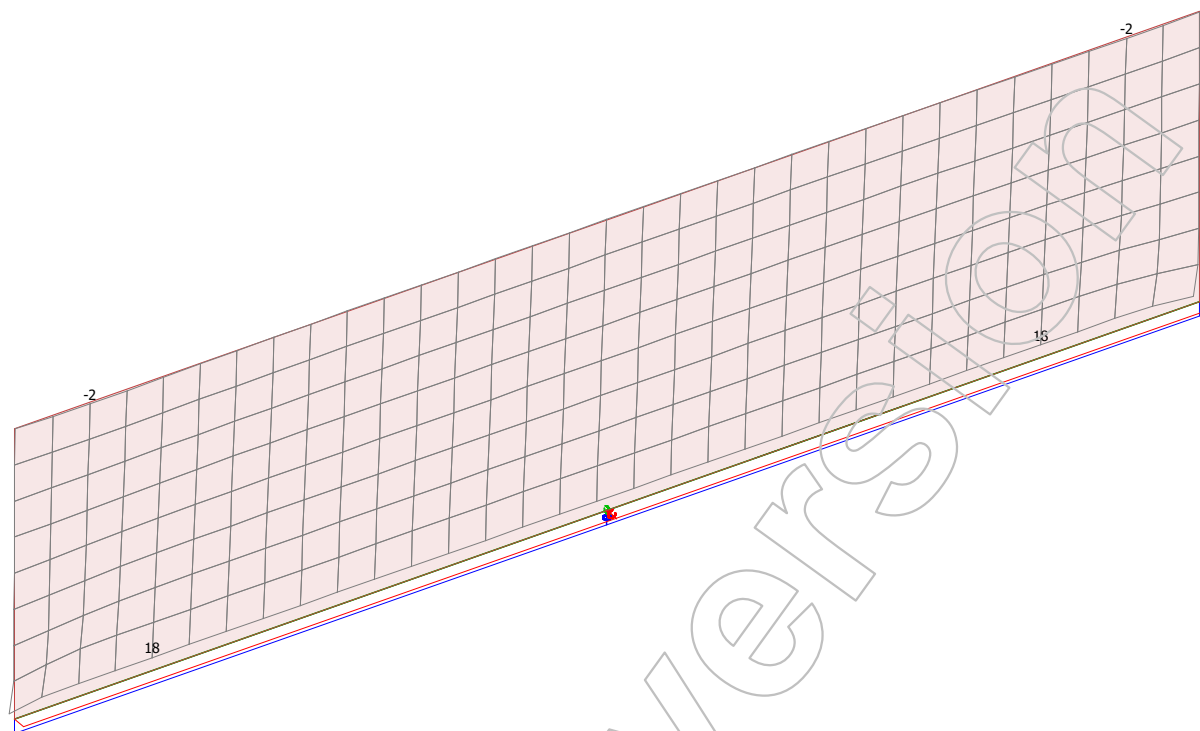
Vedlegg H.3 FEM-Analyse: Betongvegg uten tverravstivning

Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - RC shell - Required reinforcement - x' or r, top - Load combinations - Vind - Colour palette - [mm2/m]

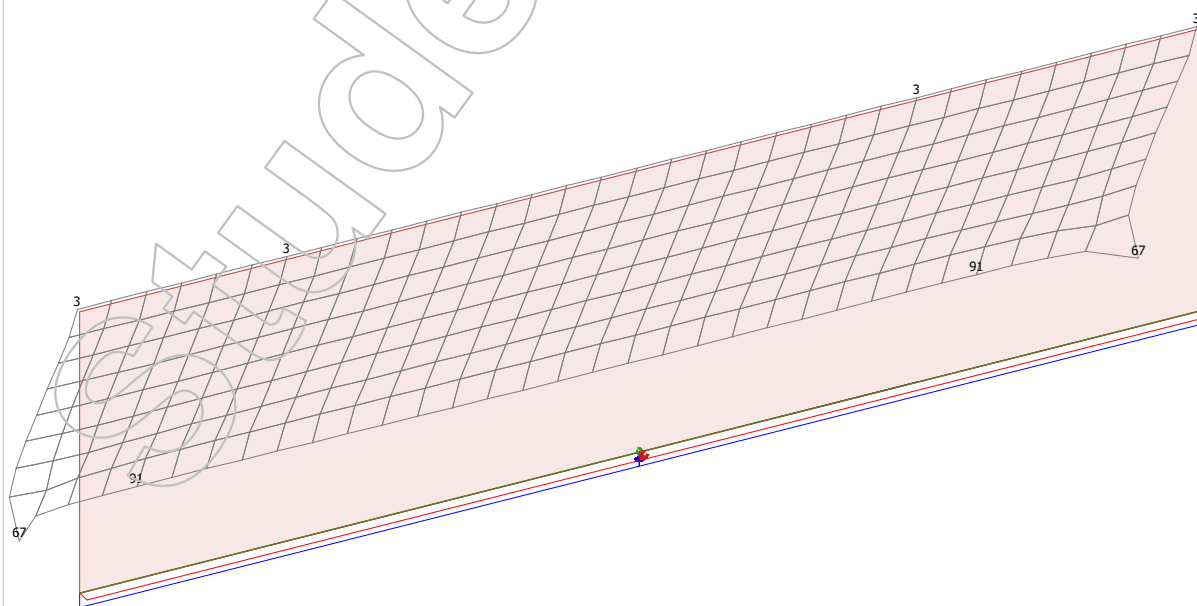


### Vedlegg H.3 FEM-Analyse: Betongvegg uten tverravstivning

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Utrivning - (U) - Shells,  $M_x'$  - Graph - [kNm/m]



Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Utrivning - (U) - Shells,  $M_y'$  - Graph - [kNm/m]



# Vedlegg I



## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

### Materialparametere:

Betong B30:

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 2.9 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} := 0.0035$$

$$Vekt := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$c_{nom} := 35 \text{ mm}$$

$$c_{nom.UK} := 40 \text{ mm}$$

Armering B500NC:

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

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

$$\varepsilon_{yk} := 0.0025 \quad \varepsilon_{yd} := 0.00217$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

### Tiltatt grunntrykk:

$$bæreevne := 250 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Lastfaktor egenvekt:

$$\gamma_G := 1.2$$

### Valgt geometri:

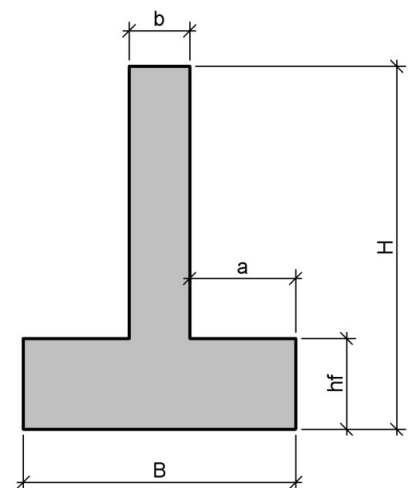
$$l_{ringmur} := 1000 \text{ mm}$$

$$b_{ringmur} := 250 \text{ mm}$$

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

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

$$B := 800 \text{ mm} \quad \text{Bankettbredden estimeres for å finne egenvekt av fundament}$$



### Estimert egenvekt fundament med lastfaktor:

$$G_{Fundament} := (B \cdot h_f + (H - h_f) \cdot b_{ringmur}) \cdot Vekt \cdot \gamma_G = 13.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

### I.1 - Bæreevne: Beregning av fundamentbredde - Akse A

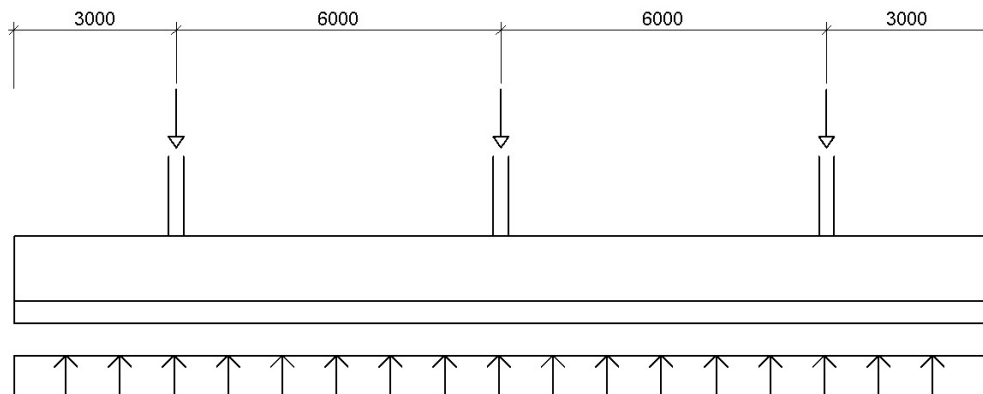
Beregning av nødvendig fundamentbredde: Kun aksialkraft

#### Laster:

Punktlast fra en søyle:

$$N_{Ed.søyle} := 431 \text{ kN}$$

Hentet fra vedlegg I.9



$$L := 18 \text{ m}$$

$$\text{Antall søyler: } n := 3$$

#### Dimensjonerende krefter:

$$N_{Ed} := \frac{N_{Ed.søyle} \cdot n}{L} + G_{Fundament} = 85.783 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Linjelast i underkant av ringmur

$$V_{Ed} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Linjelast normalt på ringmur

$$M_{Ed} := V_{Ed} \cdot H = 0 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Moment fra  $V_{Ed}$

#### Nødvendig total bredde på bankett:

$$b_0 := \frac{N_{Ed}}{b_{æreevne}} = 343.133 \text{ mm}$$

Nødvendig bredde fra kun vertikalkraft

$$b := b_0 + \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = 343.133 \text{ mm}$$

Total bredde pga. eksentrisitet fra moment

$$\text{Dette gir: } a := \left( \frac{b_0}{2} + \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \right) - \frac{b_{ringmur}}{2} = 46.567 \text{ mm}$$

## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

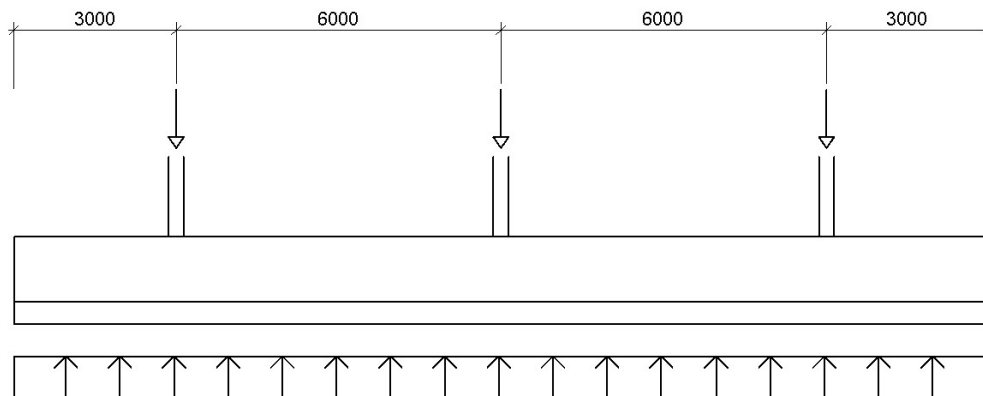
Beregning av nødvendig fundamentbredde: Kombinert skjær- og aksialkraft

### Laster:

Punktlast fra søyle:

$$N_{Ed.søyle} := 388 \text{ kN}$$

Hentet fra vedlegg I.9



$$L := 18 \text{ m}$$

$$\text{Antall søyler: } n := 3$$

### Dimensjonerende krefter:

$$N_{Ed} := \frac{N_{Ed.søyle} \cdot n}{L} + G_{Fundament} = 78.617 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Linjelast i underkant av ringmur

$$V_{Ed} := 12.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Linjelast normalt på ringmur fra vedlegg A.3

$$M_{Ed} := V_{Ed} \cdot H = 15.192 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Moment fra  $V_{Ed}$

### Nødvendig total bredde på bankett:

$$b_0 := \frac{N_{Ed}}{b_{æreevne}} = 314.467 \text{ mm}$$

Nødvendig bredde fra kun vertikalkraft

$$b := b_0 + \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = 507.708 \text{ mm}$$

Total bredde pga. eksentrisitet fra moment

$$\text{Dette gir: } a := \left( \frac{b_0}{2} + \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \right) - \frac{b_{ringmur}}{2} = 225.475 \text{ mm}$$

Med en a verdi på 225mm vil bæreevnen til grunnen være fullt utnyttet. Velger derfor å sette a=250mm som gir en mer konservativ verdi.

## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

### I.2.1 - Momentkapasitet: Underkant tverretning - Akse A

$$a := 250 \text{ mm}$$

#### Grunntrykk i snitt:

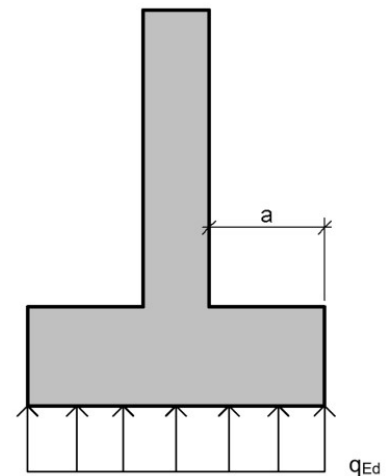
$$q_{Ed} := b_{\text{æreevne}} \cdot l_{\text{ringmur}} = 250 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### Hovedarmering:

$$\varnothing_h := 12 \text{ mm}$$

$$d := h_f - c_{\text{nom.UK}} - \frac{\varnothing_h}{2} = 254 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} := q_{Ed} \cdot \frac{a^2}{2} = 7.813 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



#### Momentkapasiteten til trykksonen:

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot l_{\text{ringmur}} \cdot d^2 = 301.612 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra momentlikevekt av tverrsnittet

Siden  $M_{Rd} > M_{Ed}$  er trykksonen delvis utnyttet

#### Nødvendig bøyearmering:

$$z := \left( 1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) \cdot d = 252.882 \text{ mm}$$

Indre kraftarm pga. delvis utnyttet tverrsnitt

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = 71.056 \text{ mm}^2$$

$$\text{antall} := \frac{4 \cdot A_s}{\varnothing_h^2 \cdot \pi} = 0.628 \quad \text{per meter}$$

#### Minimumsarmering for såle i hht. NA.9.2.1.1(1) i EK2:

$$A_{s,\min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot l_{\text{ringmur}} \cdot d = 383.032 \text{ mm}^2 > 0.0013 \cdot l_{\text{ringmur}} \cdot d = 330.2 \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering blir dimensjonerende:

velger  $A_s = \varnothing 12c290$  som gir  $A_s := \frac{\varnothing_h^2}{4} \cdot \pi \cdot \frac{l_{\text{ringmur}}}{290 \text{ mm}} = 389.991 \text{ mm}^2$

## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

### Minimum armering i lengderetning i hht. punkt 9.3.1.1 i EK2:

$$A_{s.lengderetning} := 0.2 \cdot A_s = 77.998 \text{ mm}^2$$

Siden  $A_{s.lengderetning} < A_{s.min} = 383.032 \text{ mm}^2$  så blir det lagt  $A_{s.min}$  i lengderetningen foreløpig.

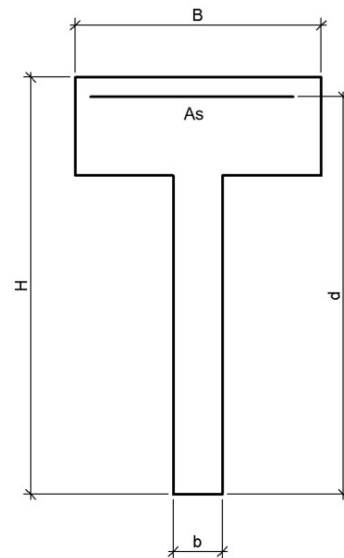
## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

### I.2.2 - Momentkapasitet: Underkant lengderetning - Akse A

#### Geometri:

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

$$B := 750 \text{ mm}$$

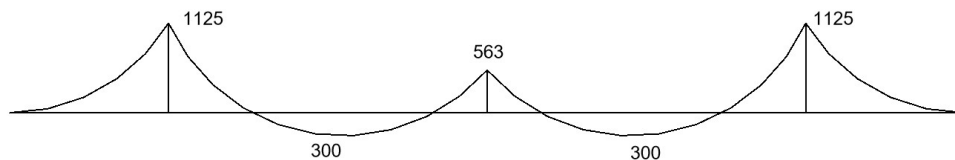


#### Dimensjonerende last:

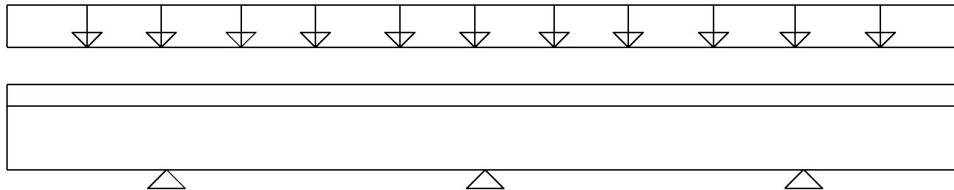
$$M_{Ed} := 1125 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment er hentet fra vedlegg I.10

Momentdiagram [kNm]



Tillat grunntrykk 250kN/m



#### Grunnlag for beregningen:

Velger diameter  $\varnothing_l := 25 \text{ mm}$  som lengdearmring

#### Trykksone med momentkapasitet lik:

$$d_l := H - c_{nom.UK} - \varnothing_h - \frac{\varnothing_l}{2} = 1135.5 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_{ringmur} \cdot d_l^2 = 1506.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra momentlikevekt av tverrsnittet

## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

### Delvis utnyttet trykksone:

$$z := \left(1 - 0.165 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d_l = 995.629 \text{ mm}$$

Indre kraftarm pga. delvis utnyttet tverrsnitt

$$A_{s_l} := \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = 2598.86 \text{ mm}^2$$

$$\text{antall} := \frac{4 \cdot A_{s_l}}{\varnothing_l^2 \cdot \pi} = 5.294 \quad \text{per meter}$$

$$\text{senteravstand} := \frac{1000 \text{ mm}}{\text{antall}} = 188.88 \text{ mm}$$

### Beregner minimumsarmering plate iht. punkt NA.9.2.1.1(1) i EK2:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{ringmur} \cdot d_l = 428.084 \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering er ikke dimensjonerende.

velger ø25c180 som gir

$$A_{s_l} := \frac{\varnothing_l^2}{4} \cdot \pi \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{180 \text{ mm}} = 2727.077 \text{ mm}^2$$

## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

### I.2.3 - Momentkapasitet: Skjøtearmering til ringmurvegg - Akse A

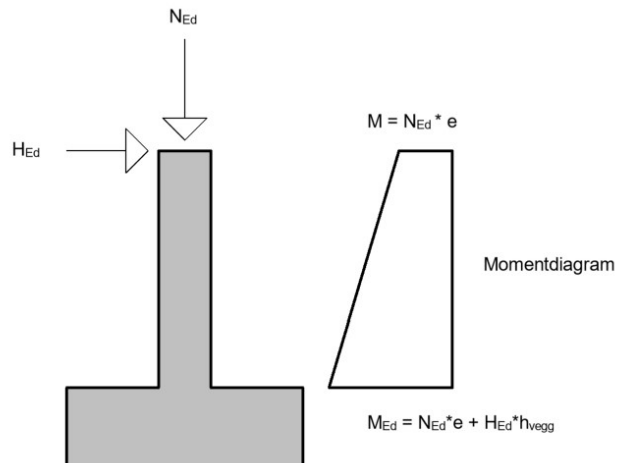
$$h_{vegg} := H - h_f = 900 \text{ mm}$$

**Punktlast fra søyle:**

$$N_{Ed.søyle} := 388 \text{ kN}$$

**Eksentrisitet iht 6.1(4) i EK2:**

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



**Dimensjonerende krefter:**

$$N_{Ed} := \frac{N_{Ed.søyle}}{6 \text{ m}} = 64.667 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Ed} := 12.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Fra vedlegg A.3

$$M_{Ed} := V_{Ed} \cdot h_{vegg} + N_{Ed} \cdot e = 12.687 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

**Beregningsgrunnlag:**

$$\varnothing_v := 12 \text{ mm}$$

Vertikal armeringsdiameter

$$d_{vegg} := b_{ringmur} - c_{nom} - \frac{\varnothing_v}{2} = 209 \text{ mm}$$

**Momentkapasiteten til trykksone:**

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot l_{ringmur} \cdot \frac{d_{vegg}^2}{\text{m}} = 204.209 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Fra momentlikevekt av tverrsnittet

Siden  $M_{Rd} > M_{Ed}$  er trykksone delvis utnyttet



## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

### Nødvendig strekkarmering:

$$z := \left( 1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) \cdot d_{vegg} = 206.793 \text{ mm}$$

Indre kraftarm pga. delvis utnyttet tverrsnitt

$$A_{s_v} := \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} \cdot m = 141.112 \text{ mm}^2$$

$$\text{antall} := \frac{4 \cdot A_{s_v}}{\varnothing_v^2 \cdot \pi} = 1.248 \quad \text{per meter}$$

$$\text{senteravstand} := \frac{l_{ringmur}}{\text{antall}} = 801.473 \text{ mm}$$

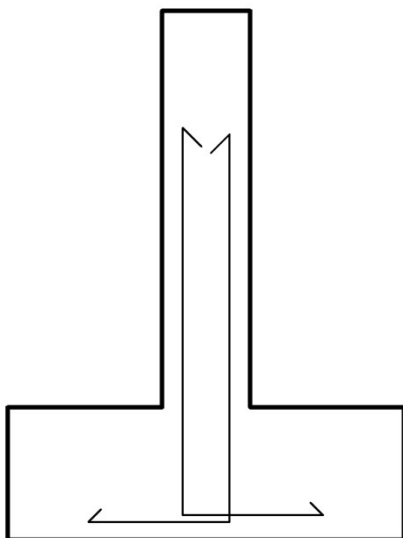
### Minimumsarmering iht. NA.9.2.1.1(1):

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot l_{ringmur} \cdot d_{vegg} = 315.172 \text{ mm}^2 > 0.0013 \cdot l_{ringmur} \cdot d_{vegg} = 271.7 \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering blir dimensjonerende

velger  $A_s = \varnothing 12c350$  som gir  $A_s := \frac{\varnothing_v^2}{4} \cdot \pi \cdot \frac{l_{ringmur}}{350 \text{ mm}} = 323.135 \text{ mm}^2$

Figuren under viser hvordan skjøtearmeringen er tenkt plassert i snitt.

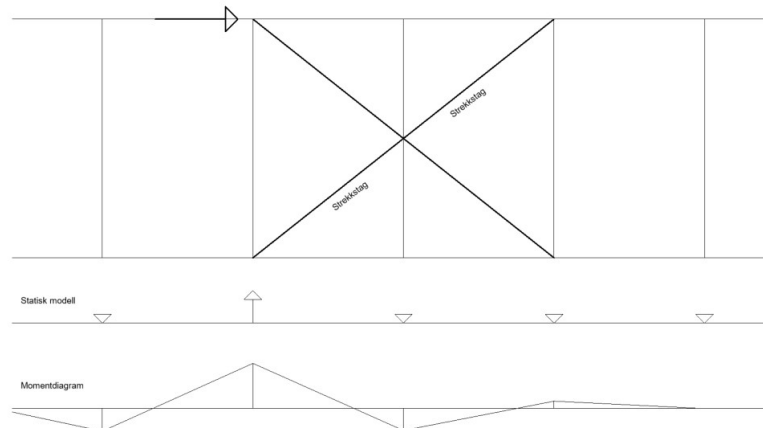


## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

### I.2.4 - Momentkapasitet: Forankring mot oppløft - Akse 1

$$L_{Spenn} := 12 \text{ m}$$

Spennet er hvor langt det er mellom søyler utsatt for trykk



#### Dimensjonerende laster:

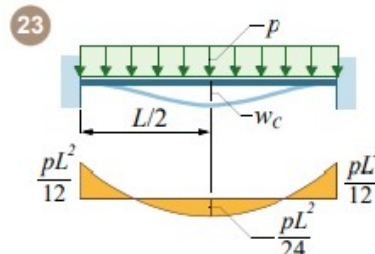
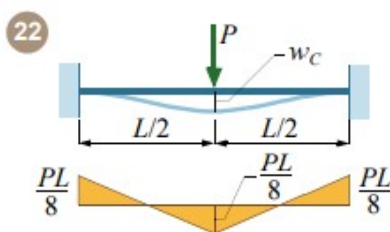
$$N_{Ed} := 135 \text{ kN}$$

Strekraft hentet fra vedlegg D.1

$$N_{Gd} := (B \cdot h_f + (H - h_f) \cdot b_{ringmur}) \cdot Vekt = 11.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt av fundament uten lastfaktor

Bjelkeformel 22 og 23 blir brukt som beregningsmodeller for dimensjonerende moment.



$$M_{Ed} := \frac{N_{Ed} \cdot L_{Spenn}}{8} - \frac{N_{Gd} \cdot L_{Spenn}^2}{24} = 135 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment i OK ringmur

#### Beregning av armeringsmengde i strekksonen under strekkraft:

$$\text{Velger diameter } \varnothing := 20 \text{ mm}$$

$$d_{OK} := H - c_{nom} - \varnothing_h - \frac{\varnothing}{2} = 1143 \text{ mm}$$

## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

### Beregning av armeringsmengde i strekksonen:

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \left( d_{OK} - \frac{h_f}{2} \right)} = 312.689 \text{ mm}^2$$

Fra likevekt

### Kontroll av trykkspenninger i flens:

$$\sigma_c := \frac{M_{Ed}}{b_{ringmur} \cdot h_f \cdot \left( d_{OK} - \frac{h_f}{2} \right)} = 1.813 \text{ MPa} < f_{cd} \quad OK!$$

Fra likevekt

### Beregner minimumsarmering etter NA.9.2.1.1(1) i EK2:

Minimumsarmering:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{ringmur} \cdot d_{OK} = 430.911 \text{ mm}^2$$

Sjekker med 2Ø20:

Dette gir  $A_s := \frac{\varnothing^2}{4} \cdot \pi \cdot 2 = 628.319 \text{ mm}^2$

Det blir et behov på 2Ø20 i toppen av ringmuren ved oppløft på  $N_{Ed} = 135 \text{ kN}$ .

## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

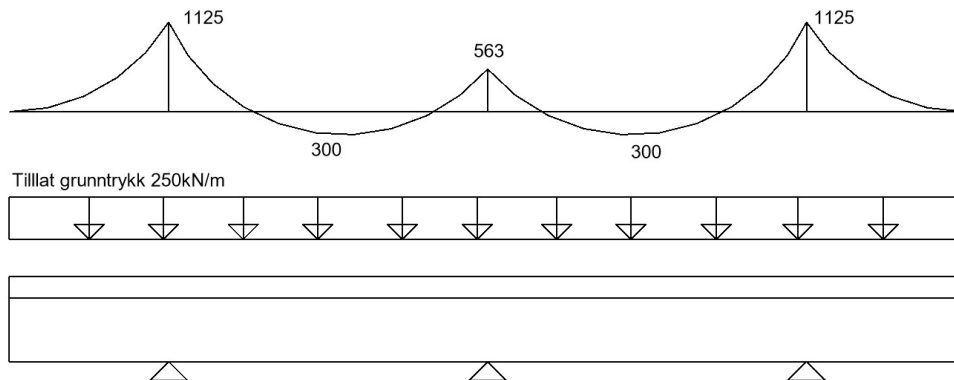
### I.2.5 - Momentkapasitet: Lengdearmoring i OK ringmur - Akse 1

#### Dimensjonerende last:

$$M_{Ed} := 300 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment er hentet fra vedlegg I.10

Momentdiagram [kNm]



$$\varnothing_{OK} := 25 \text{ mm}$$

$$d_{OK} := H - c_{nom} - \varnothing_h - \frac{\varnothing_{OK}}{2} = 1140.5 \text{ mm}$$

#### Beregning av armeringsmengde i strekksonen:

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \left( d_{OK} - \frac{h_f}{2} \right)} = 696.618 \text{ mm}^2$$

Fra likevekt

#### Kontroll av trykkspenninger i flens:

$$\sigma_c := \frac{M_{Ed}}{b_{ringmur} \cdot h_f \cdot \left( d_{OK} - \frac{h_f}{2} \right)} = 4.038 \text{ MPa} < f_{cd} \quad \text{OK!}$$

Fra likevekt

#### Beregner minimumsarmering iht. punkt NA.9.2.1.1(1) i EK2:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{ringmur} \cdot d_{OK} = 429.969 \text{ mm}^2$$

## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

Sjekker med 2Ø25:

$$A_s := \frac{\varnothing_{OK}^2}{4} \cdot \pi \cdot 2 = 981.748 \text{ mm}^2$$

Det blir valgt å legge 2Ø25 i lengderetningen i OK ringmur.

## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

### I.3.1 - Skjærkapasitet: Ringmursåle - Akse A

#### Dimensjonerende skjærkraft i kritisk snitt for skjærstrekk:

$$V_{Ed2} := q_{Ed} \cdot (a - d) = -1 \text{ kN}$$

Siden skjærkraften kan reduseres iht. 6.2.2(6) i EK2, vil denne bli ubetydelig liten og dermed ikke dimensjonerende

#### Skjærstrekkkapasitet iht. punkt 6.2.2 i EK2:

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{\gamma_c} \quad k := \left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}\right) = 1.887$$
$$V_{Rd,c} := C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \frac{A_s}{l_{ringmur} \cdot d} \cdot f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{l_{ringmur}}{\text{mm}} \cdot \frac{d}{\text{mm}} \text{ N} = 130.206 \text{ kN}$$

#### Minimum skjærkapasitet iht. til punkt 6.2.2(1) i EK2:

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}} \text{ MPa} = 0.497 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c,min} := v_{min} \cdot l_{ringmur} \cdot d = 126.253 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} > V_{Rd,c}$$

$$V_{Ed2} < V_{Rd,c,min}, \text{ OK, trenger ikke skjærarmering}$$

#### Dimensjonerende skjærkraft i kritisk snitt for skjærtrykk:

$$V_{Ed1} := q_{Ed} \cdot a = 62.5 \text{ kN}$$

#### Skjærtrykkkapasitet iht. punkt 6.2.2(4) i EK2:

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}}\right) = 0.528$$

$$V_{Rd,max} := 0.5 \cdot l_{ringmur} \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} = 1139.952 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{Ed1}, \text{ OK}$$

## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

### I.3.2 - Skjærkapasitet: Ringmur - Akse A

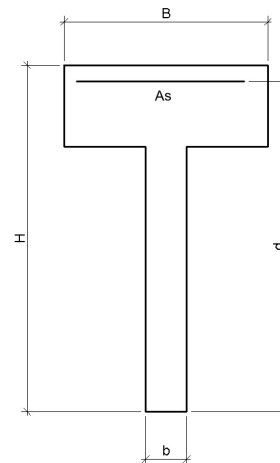
#### Geometri:

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

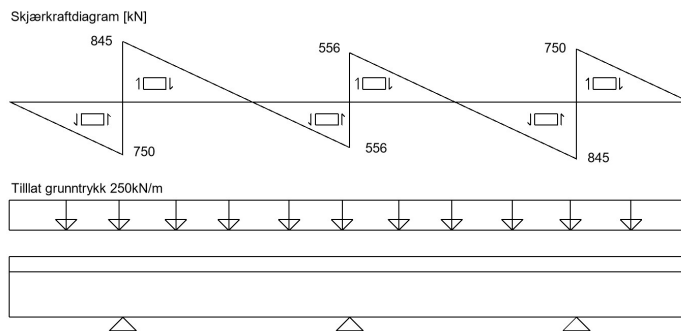
$$B := 800 \text{ mm}$$

$$d_l = 1135.5 \text{ mm}$$

$$b_{ringmur} = 250 \text{ mm}$$



#### Dimensjonerende skjærkraft i kritisk snitt for skjærstrekk:



$$V_{Ed} := 845 \text{ kN}$$

Hentet fra vedlegg I.10

$$V_{Ed,red} := V_{Ed} - 250 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot d_l = 561.125 \text{ kN}$$

6.2.2(6) i EK2

#### Skjærstrekkkapasitet iht. punkt 6.2.2 i EK2:

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{\gamma_c} \quad k := \left( 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} \right) = 1.887$$

$$V_{Rd,c} := C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \frac{A_s}{l_{ringmur} \cdot d} \cdot f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{l_{ringmur}}{\text{mm}} \cdot \frac{d}{\text{mm}} \text{ N} = 130.206 \text{ kN}$$

#### Minimum skjærkapasitet iht. til punkt 6.2.2(1) i EK2:

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}} \text{ MPa} = 0.497 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c,min} := v_{min} \cdot l_{ringmur} \cdot d = 126.253 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} < V_{Rd,c}$$

$$V_{Ed,red} > V_{Rd,c} \text{ trenger skjærarmering}$$

## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

### Bestemmer skjærarmering iht. punkt 6.2.3 i EK2

Velger disse skjærparameterene

$$\theta := 21.8^\circ \quad \text{NA.6.2.3(2)}$$

$$z := 0.9 \cdot d_l = 1021.95 \text{ mm} \quad 6.2.3(1)$$

Må ha:

$$V_{Rd.s} > V_{Ed.red} = 561.125 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.s} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) \quad 6.2.3(4)$$

Nødvening skjærarmering per lengdeenhet:

Skjærarmering:

Velger størrelse på skjærbøyler:  $\emptyset_{Skjær} := 10 \text{ mm}$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed.red}}{z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta)} \quad 6.2.3(3)$$

s må være mindre eller lik:

$$s := \frac{\emptyset_{Skjær}^2}{4} \cdot \pi \cdot 2 \cdot \frac{z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta)}{V_{Ed.red}} = 310.98 \text{ mm}$$

Dermed velges bøyler på  $\emptyset 10$  med senteravstand 310mm som skjærarmering

### Skjærtrykkapastet iht. punkt 6.2.3 i EK2:

$$\nu_1 := 0.6 \quad 6.2.3(3)$$

$$V_{Rd.max} := b_{ringmur} \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = 898.565 \text{ kN} \quad 6.2.3(3)$$

$$V_{Rd.max} > V_{Ed}, \text{ OK}$$



## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

### Minimum skjærarmering iht. NA.9.2.2(5) i EK2:

$$p_{w.min} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}}{\frac{f_{yk}}{\text{MPa}}} = 0.001$$

$$A_{sw} := 2 \cdot \frac{\varnothing_{Skjær}^2}{4} \cdot \pi = 157.08 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{sw}}{p_{w.min} \cdot b_{ringmur}} = 573.574 \text{ mm}$$

$$s_{l.max} := 0.6 \cdot (d_l - c_{nom} - \varnothing_l) = 645.3 \text{ mm}$$

## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

### I.4 - Forankringslengde: Hovedarmering i underkant ringmur - Akse A

$$A_s := 390 \text{ mm}^2 \quad \text{Fra vedlegg I.2.1}$$

#### Innfører flere materialparametere:

$$f_{ctk.0.05} := 2.0 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.133 \text{ MPa}$$

#### Forankring av hovedarmering iht. 9.8.2.2 i EK2:

$$e := 0.15 \cdot b_{ringmur} = 37.5 \text{ mm} \quad 9.8.2.2(3)$$

$$x := \frac{h_f}{2} = 150 \text{ mm} \quad 9.8.2.2(5)$$

$$L_{AB} := a + e = 287.5 \text{ mm}$$

$$R := b_{æreevne} \cdot x = 37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 9.8.2.2(2)$$

$$z_e := L_{AB} - \frac{x}{2} = 212.5 \text{ mm}$$

$$z_i := 0.9 \cdot d = 228.6 \text{ mm} \quad 9.8.2.2(3)$$

#### Amreringskraft i snitt x fra kant:

$$F_s := \frac{R \cdot z_e}{z_i} = 34.859 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \quad 9.8.2.2(2)$$

#### Armeringsspenning:

$$\sigma_s := \frac{F_s}{A_s} \cdot m = 89.382 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

#### Dimensjonerende heftfasthet:

$$f_{bd} := 2.25 \cdot f_{ctd} = 2.55 \text{ MPa} \quad 8.4.2(2)$$

#### Nødvendig forankringslengde:

$$L_{bd} := \frac{0.25 \cdot \sigma_h \cdot \sigma_s}{f_{bd}} = 105.155 \text{ mm} \quad 8.4.3(2)$$

$L_{bd} < x$ , så forankringsarmeringen trenger ikke å bøyes opp.

## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

### I.5 - Trykkapasitet: Ringmur med fortykning

Kontroll av lokale spenninger iht. punkt 6.7(2)

Opptredende Last  $N_{Ed} := 430 \text{ kN}$  vedlegg I.9

$H_{Ed} := 111 \text{ kN}$  vedlegg D.3

#### Kvadratisk Platedimensjon:

$$a_1 := 300 \text{ mm} \quad b_1 := 300 \text{ mm}$$

$$A_1 := a_1 \cdot b_1 = 90000 \text{ mm}^2$$

#### Avstand til kant:

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

$$c_a := 250 \text{ mm} - e$$

$$c_b := 250 \text{ mm}$$

$$a_2 := a_1 + 2 \cdot c_a = 760 \text{ mm}$$

$$b_2 := b_1 + 2 \cdot c_b = 800 \text{ mm}$$

$$A_2 := a_2 \cdot b_2 = 608000 \text{ mm}^2$$

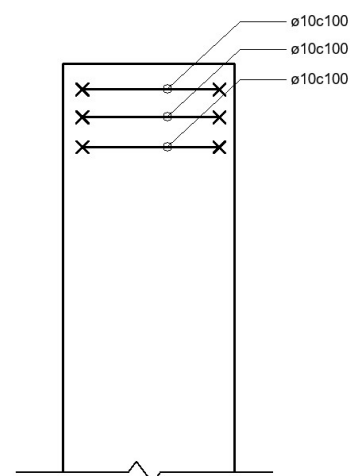
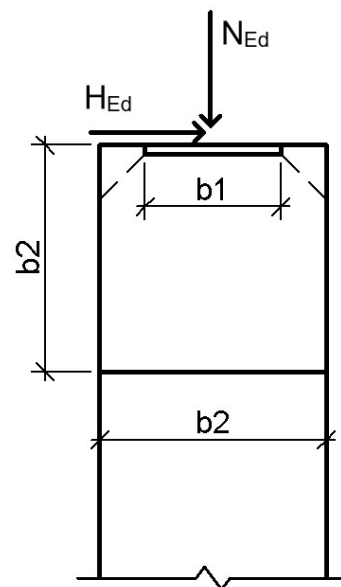
$$N_{Rd} := f_{cd} \cdot \sqrt{A_1 \cdot A_2} = 3976.692 \text{ kN}$$

$$\text{Kapasitetsutnyttelse} := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.108$$

#### Spaltestrekkarmering:

$$A_{sa} := 0.25 \cdot N_{Ed} \cdot \left(1 - \frac{a_1}{a_2}\right) \cdot \frac{H_{Ed}}{f_{yd}} + \frac{H_{Ed}}{f_{yd}} = 404.951 \text{ mm}^2$$

$$\varnothing_s := 10 \text{ mm} \quad n := \frac{A_{sa}}{\frac{\varnothing_s^2}{4} \cdot \pi \cdot 2} = 2.578$$



## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

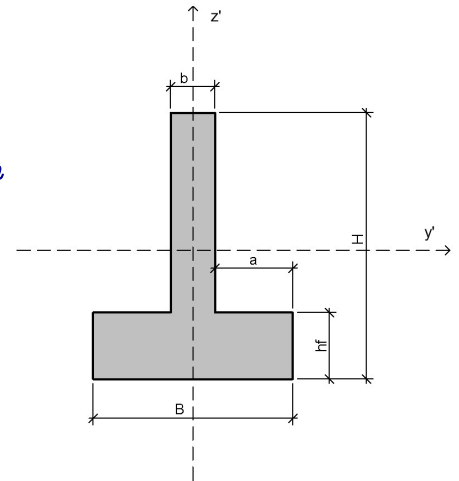
### I.6 - Torsjonkapasitet: Horisontalkraft normalt på ringmur - Akse 1

Regner på ringmursveggen som en bjelke med høyde  $H$  og bredde  $b$ . Dette er en forenkling og siden tverrsnittet kun får en større dimensjon om det blitt tatt hensyn til flensen i T-tverrsnittet vil flensene kun bli hensyntatt om kapasiteten er for liten.

**Finner arealsenter:**

$$y' := \frac{b_{ringmur} \cdot (H - h_f) \cdot \left( \frac{(H - h_f)}{2} + h_f \right) + h_f \cdot B \cdot \frac{h_f}{2}}{B \cdot h_f + b_{ringmur} \cdot (H - h_f)} = 440.323 \text{ mm}$$

$$z' := \frac{B \cdot h_f \cdot \frac{B}{2} + (H - h_f) \cdot b_{ringmur} \cdot \frac{B}{2}}{B \cdot h_f + (H - h_f) \cdot b_{ringmur}} = 400 \text{ mm}$$



**Dimensjonerende krefter:**

$$V_{linjelast} := 12.66 \frac{kN}{m}$$

Linjelast normalt på ringmur fra vedlegg A.3

$$V_{Ed} := V_{linjelast} \cdot 6 \text{ m} = 75.96 \text{ kN}$$

6 meter spenn mellom søyler

$$T_{Ed} := V_{Ed} \cdot (H - y') = 57.705 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Torsjonsmoment fra horisontalkraft

**Vartikalarmering basert på skjærarmering:**

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

$$cc := 310 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{\varnothing^2}{4} \cdot \pi \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{cc} = 253.354 \text{ mm}^2$$

**Antatt hulltverrsnitt iht. 6.3.1(3) i EK:**

$$t_{ef} := \frac{b \cdot H}{2 \cdot b + 2 \cdot H} = 178.382 \text{ mm}$$

$$A_k := (b - t_{ef}) \cdot (H - t_{ef}) = 336445.12 \text{ mm}^2$$

## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

### Trykkbruddkontroll: 6.3.2(4) i EK2:

$$\theta := 45^\circ \quad \nu := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.528$$

$$T_{Rd,max} := 2 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin(\theta) \cos(\theta) = 538.702 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Skjærtrykkkapasitet: 6.2.3(3) i EK2:

$$\nu_1 := 0.6 \quad z := 0.9 \cdot \left( H - c_{nom} - \frac{\emptyset}{2} \right) = 1044 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,max} := \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \frac{z}{\cot(\theta) \tan(\theta)} = 5406.482 \text{ kN}$$

### Kombinert skjær og torsjon: Ligning (4.83) i Betongkonstruksjoner:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0.121$$

Trykkbruddkapasiteten er tilstrekkelig

### Kontroll om armering mot torsjon er nødvendig iht 6.3.2(5) i EK2:

$$T_{Rd,c} := 2 \cdot f_{ctd} \cdot A_k \cdot t_{ef} = 136.036 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Siden  $T_{Ed} < T_{Rd,c}$  er det ikke nødvendig med ekstra skjærarmering.

## Vedlegg I - Håndberegninger fundament

### I.7 Minimumsarmering

**Minimum skjærarmering iht. NA.9.2.2(5) i EK2:**

$$h' := H - 2 \cdot \left( c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} \right) = 1120 \text{ mm}$$

$$p_{w.min} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}}{\frac{f_{yk}}{\text{MPa}}} = 0.001 \quad \text{NA.9.2.2(5)}$$

$$A_{sw} := 2 \cdot \frac{\varnothing^2}{4} \cdot \pi = 157.08 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{sw}}{p_{w.min} \cdot b_{ringmur}} = 573.574 \text{ mm} \quad 9.2.2(5)$$

$$s_{l.max} := 0.6 \cdot h' = 672 \text{ mm} \quad \text{NA.9.2.2(6)}$$

Bøyler med  $\varnothing = 10 \text{ mm}$  og senteravstand 570mm er minimums skjærarmering for ringmuren.

**Langsgående overflatearmering per side for bjelker med høyde større enn 1000mm iht. NA.9.7(1) i EK2:**

$$A_{s_{bdmin}} := 0.001 \cdot b_{ringmur} \cdot 1000 \text{ mm} = 250 \text{ mm}^2$$

## Vedlegg I8 - Dimensjonerende laster for trykk mot grunnen

Dimensjonerende laster for trykk mot grunnen

Skive 1	Lastkombinasjon				Lastfaktor brukt	Kommentar	Dominerende
Last	1	2	3	4			
Trykk (Vind)	14,98	17,1	1,89	64,5	1,05	Hentet fra V-skive	
Snølast + Egenlast	374	394	390	366	1,5	Hentet fra FEM - modell	X
Totalt	388,98	411,1	391,89	<b>430,5</b>			
Linjelast normalt på fundament	<b>12,66</b>	0	0	0	1,5	Hentet fra vedlegg A.3	

Skive 2	Lastkombinasjon				Lastfaktor brukt	Kommentar	Dominerende
Last	1	2	3	4			
Trykk (Vind)	184,2	105	129,3	83,4	1,5	Hentet fra V-skive	X
Snølast + Egenlast	69	61	70	70	1,05	Hentet fra FEM - modell	
Total	<b>253,2</b>	166	199,3	153,4			
Linjelast normalt på fundament	0	<b>12,66</b>	0	0	1,5	Hentet fra vedlegg A.3	

Lastkombinasjon	
1	Y retning
2	X retning
3	- Y retning
4	- X retning

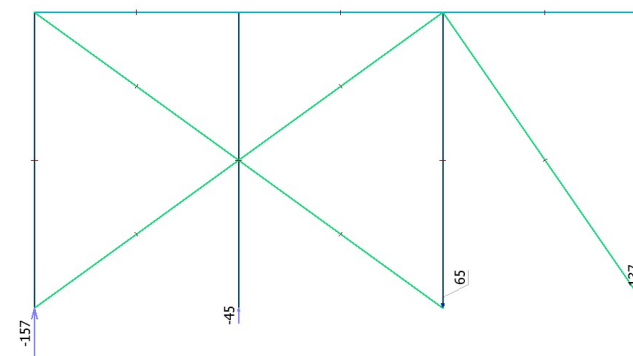
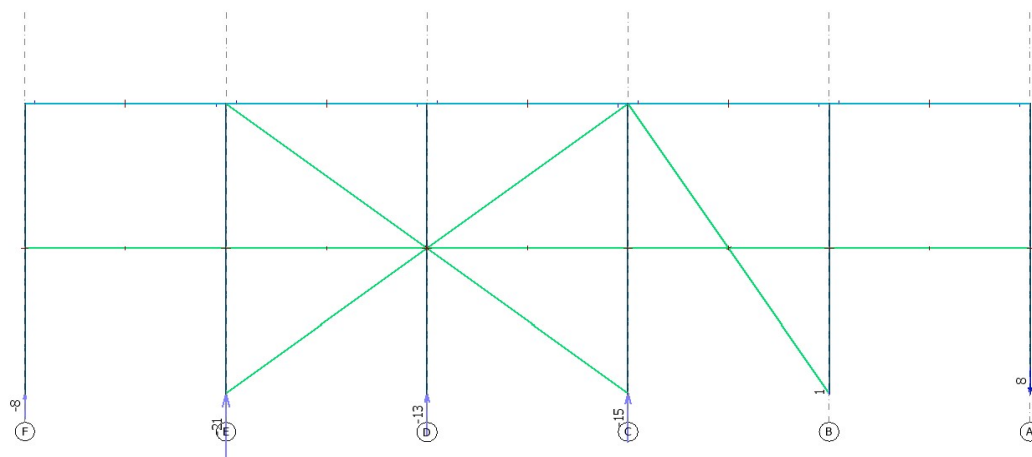
Kombinasjon som må sjekkes for skive 1		
	N [kN]	V [kN/m]
1	430,5	0
2	388,98	12,66

Kombinasjon som må sjekkes for skive 2		
	N [kN]	V [kN/m]
1	253,2	0
2	166	12,66

## Vedlegg I9 - Kontroll av tilstrekkelig trykk ved oppløft

Egenvekt av fundament

Linjelast 13,125 kN/m



Akse	D1	C1	B1	A1
t egenvekt fundament	-78,75	-78,75	-78,75	-78,75
og oppløft fra sug på tak	-13	-15	1	8
irkning fra skjærkraft	-45	65	137	0
Total	-136,75	-28,75	59,25	-70,75

"+" er strekk

"-" trykk

Vind i Y retning

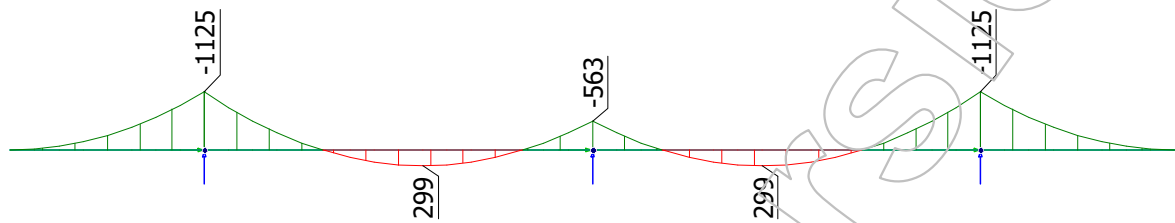
I kunne holde nede oppløftkraften i B



## Vedlegg I.10 - Krefter i fundament

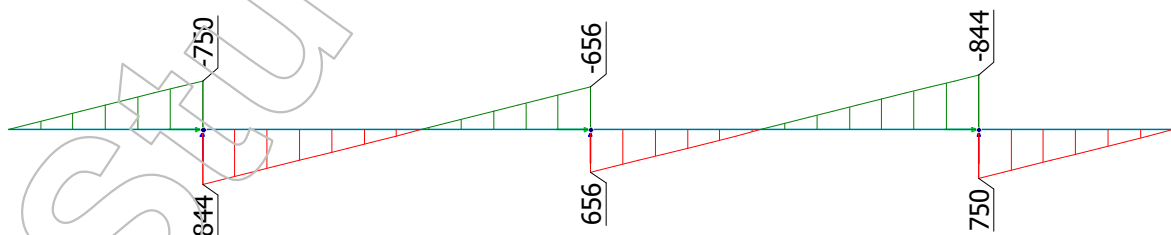
### Momentdiagram

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Grunntrykk - (U) - Bars,  $M_y'$  - Graph - [kNm]



### Skjærkraftdiagram

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Grunntrykk - (U) - Bars,  $T_z'$  - Graph - [kN]



# Vedlegg J

## Vedlegg J.1 - Håndberegninger, søyle til fundament

### Avskjæring - betongkantbrudd

Angitte formler er hentet fra betongelementboken bind B punkt 19.4.3

#### Materialparameter:

Betong B30:

Klør:  $\varnothing := 25 \text{ mm}$

$$F_{ck} := 30 \text{ MPa} \quad \gamma_c := 1.5$$

$$F_{yk} := 355 \text{ MPa}$$

$$F_{cd} := 0.85 \cdot \frac{F_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa}$$

$$F_{yd} := \frac{F_{yk}}{\gamma_s} = 308.696 \text{ MPa} \quad \gamma_s \equiv 1.15$$

$$f_u := 510 \text{ MPa}$$

#### Dimensjoner:

$$a_1 := 300 \text{ mm}$$

$$l_f := 150 \text{ mm}$$

$$a_2 := 270 \text{ mm}$$

$$h_{ef.maks} := 6 \cdot \varnothing = 150 \text{ mm}$$

$$s_1 := 195 \text{ mm}$$

$$s_2 := 195 \text{ mm}$$

#### Øvre grense for $a_1$ :

$$a_1 \text{ Største av: } \left[ \left( \frac{a_1}{1.5} \right); \left( \frac{l_f}{1.5} \right); \left( \frac{s_2}{3} \right) \right] > a_{1.kap} := 200 \text{ mm}$$

Øvre grense for  $a_1$  skal brukes videre

$$\alpha := 0.1 \cdot \left( \frac{h_{ef.maks}}{a_{1.kap}} \right)^{0.5} = 0.087$$

$$\beta := 0.1 \cdot \left( \frac{\varnothing}{a_{1.kap}} \right)^{0.2} = 0.066$$

$$k_2 := 9.33$$

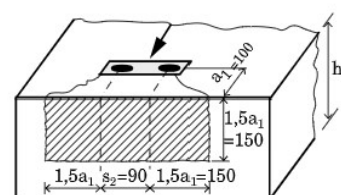
Tabell B 19.4.1

$$V_{0.Rd.c} := k_2 \cdot \varnothing^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot a_1^{1.5} = 9.33 \cdot 25^{0.087} \cdot 200^{0.066} \cdot 300^{1.5} \cdot 10^{-3} = 91.002 \text{ kN}$$

#### Bruddarealer:

$$A_{0.c.v} := 4.5 \cdot a_{1.kap}^2 = 180000 \text{ mm}^2$$

$$A_{c.v} := (3 \cdot a_{1.kap} + s_2) \cdot 1.5 \cdot a_{1.kap} = 238500 \text{ mm}^2$$



## Vedlegg J.1 - Håndberegninger, søyle til fundament

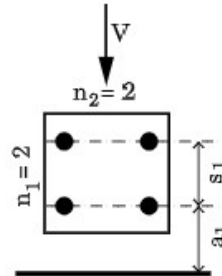
### Reduksjonsfaktorer:

Faktor som hensyntar lastfordeling av flere rader med sveiste forankringer  $\psi_{f.v}$

Slik betongelement boka beskriver vil kun de fremste forankringene være effektive. Dette vil være konservativt.  $\psi_{f.V}$  hensyntar dette.

$$n_1 := 2$$

$$\psi_{f.V} := 1 + \frac{(2-1) \cdot (s_1)}{(0.75 \cdot a_{1.kap})} = 2.3 \quad \psi_{f.V.dim} := 2$$



Faktor som hensyntar spenningsendringene som oppstår i betongen på grunn av kanter ikke vinkelrett på lastretningen  $\psi_{s.V}$

$$\psi_{s.V} := 0.7 + \frac{0.3 \cdot a_2}{1.5 \cdot a_{1.kap}} = 0.97$$

Faktor som hensyntar for liten betongtykkelse  $\psi_{h.V}$

Betongtykkelsen er større  $1.5 \cdot a_1 \rightarrow \psi_{h.V} := 1$  enn

Faktor som hensyntar eksentrisk lastvirkning  $\psi_{ec.V}$

Antar  $e_v := 20 \text{ mm}$

$$\psi_{ec.V} := \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_v}{3 \cdot a_{1.kap}}} = 0.938$$

### Kapasitet:

$$V_{Rd.c} := V_{0.Rd.c} \cdot \frac{A_{c.v}}{A_{0.c.v}} \cdot \psi_{f.V.dim} \cdot \psi_{s.V} \cdot \psi_{ec.V} \cdot \psi_{h.V}$$

$$V_{Rd.c} := 94.81 \cdot \text{kN} \cdot \frac{238500 \text{ mm}^2}{180000 \text{ mm}^2} \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.938 = 235.669 \text{ kN}$$

## Vedlegg J.1 - Håndberegninger, søyle til fundament

### Betongens kapasitet - kjeglebrudd:

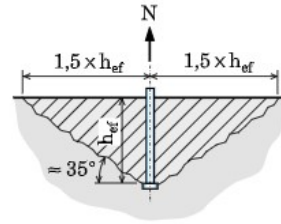
Påsatt gjengemutter -> Beregnes som kjeglebrudd uten heft langs stangen i henhold til 19.3.2

$$h_{ef} := 150 \text{ mm}$$

Gir idealisert bruddareal

$$k_1 := 48 \frac{N}{\text{mm}^{1.5}}$$

Tabell 19 B 19.3.1



### Bruddareal:

$$A_{0.c.N} := 9 \cdot h_{ef}^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

Fullstendig bruddareal for en forankring

$$A_{c.N} := (a_1 + s_1 + a_1) \cdot (a_2 + s_2 + a_2) = 584325 \text{ mm}^2$$

Bruddareal

### Reduksjonsfaktorer:

Reduksjonsfaktor  $\psi_{s.n}$

$$\psi_{s.N} := 0.7 + \frac{0.3 \cdot a_1}{1.5 \cdot h_{ef}} = 1.1 > 1, \text{ bruker } \psi_{s.N} = 1$$

Reduksjonsfaktor  $\psi_{ec.N}$

Regner med at strekkraften vil virke eksentrisk med 20 mm

$$e_n := 20 \text{ mm} \quad \psi_{ec.N} := \frac{1}{1 + 2 \cdot \left( \frac{e_n}{3 \cdot h_{ef}} \right)} = 0.918$$

Reduksjonsfaktor  $\psi_{re.N}$

$$\psi_{re.N} := 1 \quad \text{Trengs ikke å ta hensyn til da } h_{ef} > 100 \text{ mm}$$

### Kapasitet:

$$\frac{A_{c.N}}{A_{0.c.N}} = 2.886$$

$$N_{0.Rd.c} := k_1 \cdot h_{ef}^{1.5} = 88.182 \text{ kN}$$

$$N_{rd.c} := N_{0.Rd.c} \cdot \frac{A_{c.N}}{A_{0.c.N}} \cdot \psi_{ec.N} \cdot \psi_{re.N} = 233.681 \text{ kN}$$

## Vedlegg J.1 - Håndberegninger, søyle til fundament

### Minste størrelse på forankringsfot

Beregnet i henhold til 19.3.2.4 i betongelementboka

Forankringsfoten må ha en viss størrelse for å unngå pulloutbrudd, og dermed utvikle kjeglebrudd.

Antar påsatt endemutter med nøkkelvidde 36 mm

### Tiltatt trykk mot foten:

$$\sigma_c := 8.4 \cdot \frac{F_{ck}}{\gamma_c} = 168 \frac{N}{mm^2} \quad 19.3.2.4$$

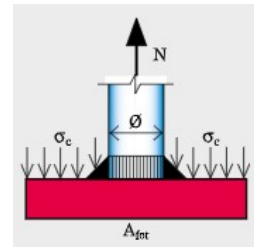
**Netto trykkareal:**

$$A_{stang} := \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 \cdot \pi = 490.874 \text{ mm}^2$$

$$NV := 36 \text{ mm}$$

Tabell 19.7.5

$$A_h := 0.866 \cdot (NV)^2 - A_{stang} = 631.462 \text{ mm}^2$$



$N := \sigma_c \cdot A_h = 106.086 \text{ kN}$  -> Kan dermed beregnes som kjeglebrudd

## Vedlegg J.1 - Håndberegninger, søyle til fundament

### Stålets skjærkapasitet:

$$A_s := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 = 490.874 \text{ mm}^2 \quad \gamma_{M0} := 1.05$$

$$f_{sd0} := \frac{F_{yk}}{\gamma_{M0}} = 338.095 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad 19.5$$

$$V_{Rd.s} := \frac{f_{sd0} \cdot A_s}{\sqrt{3}} = 95.818 \text{ kN} \quad \text{per dybel}$$

Antar at skjærkraften fordeles likt på alle dybler:  $V_{Rd.s.tot} := V_{Rd.s} \cdot 4 = 383.273 \text{ kN}$

### Stålets strekk-kapasitet:

$$N_{Rd.s} := A_s \cdot f_{sd0} = 165.962 \text{ kN} \quad \text{per dybel}$$

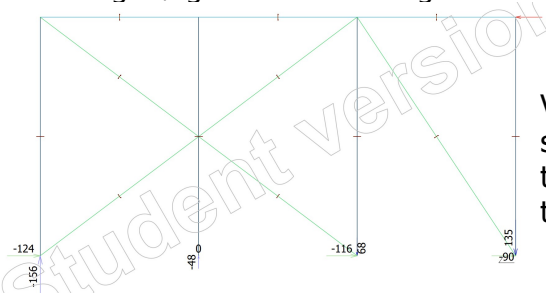
Antar at strekkraften fordeles likt på alle dybler:  $N_{Rd.s.tot} := N_{Rd.s} \cdot 4 = 663.848 \text{ kN}$

### Interaksjon, strekk + skjær:

Betong er dimensjonerende for begge lastvirkninger

#### Opptredende laster:

Opptredende laster er hentet fra V-skive og deretter satt inn i FEM-design for å finne lastfordelingen. Dimensjonerende skjærkraft på skive to hentet fra V-skive er på 330 kN. 330 kN gir følgende lastfordeling:



Ved analyse i FEM-design er det kommet fram til at sug på taket og egenvekten av konstruksjonen tilnærmet nuller hverandre ut. Dette er derfor ikke tatt med.

$$N_{ed.strekk} := 135 \text{ kN} \quad V_{ed} := 90 \text{ kN}$$

#### Kontroll:

$$n := \frac{N_{ed.strekk}}{N_{rd.c}} = 0.578$$

$$v := \frac{V_{ed}}{V_{rd.c}} = 0.382$$

$$n^{1.5} + v^{1.5} = 0.675 < 1$$

## Vedlegg J.1 - Håndberegninger, søyle til fundament

### Kontroll av piggsveis

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

#### Kontroll i henhold til 19.12.3.4, Betongelementboka bind B

$$f_{sd.sveis} := 453 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad 19.12.3.2$$

$$N_{Rd.sveis} := a_w \cdot (2.221 \cdot \emptyset + 1.571 \cdot a_w) \cdot f_{sd.sveis}$$

$$N_{Rd.sveis} := 5 \cdot (2.221 \cdot 25 + 1.571 \cdot 5) \cdot 0.453 = 143.556 \text{ kN} \quad \text{Per sveis}$$

$$V_{Rds.sveis} := a_w \cdot (2.565 \cdot \emptyset + 3.627 \cdot a_w) \cdot f_{sd.sveis}$$

$$V_{Rds.sveis} := 5 \cdot (2.565 \cdot 20 + 3.627 \cdot 5) \cdot 0.453 = 157.27 \text{ kN} \quad \text{Per sveis}$$

Tabell B 19.12.8 viser også at sveisens kapasitet er tilstrekkelig



## Vedlegg J.1 - Håndberegninger, søyle til fundament

### Kontroll av sveis mellom stålplate og HE240A

Kontrollerer ved hjelp av retningsmetoden og i henhold til EK3, del 1-8

#### Geometri og Partialfaktorer:

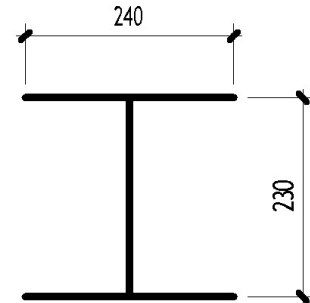
$$b := 240 \text{ mm} \quad \gamma_{M2} := 1.25 \quad \text{NA.2.2(2)}$$

$$h := 230 \text{ mm} \quad \beta_w := 0.9 \quad \text{Tabell 4.1}$$

$$b_w := 7.5 \text{ mm}$$

$$b_f := 12 \text{ mm}$$

$$h_w := h - 2 \cdot b_f = 206 \text{ mm}$$



#### Lengde sveis:

$$a := 3 \text{ mm}$$

$$L_w := b \cdot 2 + h_w \cdot 2 + \frac{b - b_w}{2} \cdot 4 = 1357 \text{ mm}$$

$$A_{sveis.tot} := L_w \cdot a = 4071 \text{ mm}^2$$

$$A_{sveis.parallel} := h_w \cdot 2 \cdot a = 1236 \text{ mm}^2$$

Neglisjerer sveis rundt flenstupp, mens sveis i hjørnet mellom steg og flens regnes dobbelt. Alt i alt er det en konservativ forenkling

#### Kapasitet:

$$\sigma_{vinkelrett} := \frac{N_{ed.strekk}}{\sqrt{2} \cdot A_{sveis.tot}} = 23.449 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Strekraften fordeles på hele tverrsnittet

$$\tau_{parallel} := \frac{V_{ed}}{A_{sveis.parallel}} = 72.816 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærkraften tas opp av langsgående sveis

$$\sqrt{\sigma_{vinkelrett}^2 + 3 \cdot \tau_{parallel}^2} = 128.282 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Total spenning

$$0.9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 367.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \sigma_{vinkelrett}$$

kapasitet i hht. retningsmetoden, 4.5.3.2

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 453.333 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \sqrt{\sigma_{vinkelrett}^2 + 3 \cdot \tau_{parallel}^2}$$

Sveisen har tilstrekkelig kapasitet

## Vedlegg J.2 - Håndberegning, gitterdrager til søyle

### Kapasitet søyle-gitterdragerforbindelse

Angitte partialfaktorer og formler er hentet fra Eurokode 3, del 1-8

#### Materialparametere:

Skruer 8.8 M27:  $f_{yb} := 640 \frac{N}{mm^2}$   $f_{ub} := 800 \frac{N}{mm^2}$   $A_s := 459 \text{ mm}^2$   $d := 27 \text{ mm}$

Endeplate:  $f_u := 510 \frac{N}{mm^2}$

#### Partialfaktorer:

$\gamma_{M0} := 1.05$   $\gamma_{M1} := 1.05$   $\gamma_{M2} := 1.25$  NA.2.2(2)

#### Geometri:

Eksentrisitet:  $e_{eks} := \frac{280}{2} \text{ mm} = 0.14 \text{ m}$  Konservativt å regne med eksentrisitet

Vertikal avstand mellom skruer:  $arm := 160 \text{ mm}$

#### Snittkrefter:

$V_{Ed} := 316.4 \text{ kN}$  Hentet fra vedlegg F.1

$M_{Ed} := V_{Ed} \cdot e_{eks} = 44.296 \text{ kN} \cdot \text{m}$  Konservativt å regne med eksentrisitet

$N_d := 121.572 \text{ kN}$

#### Krefter i skruer:

$F_{v.Ed} := \frac{V_{Ed}}{4} = 79.1 \text{ kN}$  Opptredende avskjæringskraft per skrue

$F_{t.Ed} := \frac{M_{Ed}}{2 \cdot arm} = 138.425 \text{ kN}$  Opptredende strekk-/trykk -kraft per skrue

#### Skruekapasitet:

Strekk:  $F_{t.Rd} := \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{1.25} = 264.384 \text{ kN}$  OK

Avskjæring:  $F_{v.Rd} := \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{1.25} = 176.256 \text{ kN}$  OK

Interaksjon N+V:  $\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Ed}}{1.4 \cdot F_{t.Rd}} = 0.823 < 1$  OK

## Kontroll av helsveiset forbindelse

### Geometri og partialfaktorer:

Eksentrisitet:  $e_{eks} := \frac{280}{2} \text{ mm} = 0.14 \text{ m}$  Konservativt å regne med eksentrisitet

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

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

Tabell 2.1

$$\beta := 0.9$$

Tabell 4.1

### Snittkrefter:

$$V_{Ed} := 316.4 \text{ kN}$$

Hentet fra vedlegg F.1

$$M_{Ed} := V_{Ed} \cdot e_{eks} = 44.296 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Konservativt å regne med eksentrisitet

### Kontroll av sveis:

2. arealmoment av nedbrettet sveis. Neglisjerer sveis rundt flensetupp, men sveis i hjørnet mellom steg og flens regnes dobbelt. Alt i alt en konservativ forenkling

$$I_{w.steg} := 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot (206 \text{ mm})^3 \cdot a_w = (7.285 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

$$I_{w.flens.utside} := 2 \cdot 240 \text{ mm} \cdot a_w \cdot (115 \text{ mm})^2 = (3.174 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$I_{w.flens.innside} := 4 \cdot 116.25 \text{ mm} \cdot a_w \cdot (115 \text{ mm})^2 = (3.075 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$I_w := I_{w.steg} + I_{w.flens.utside} + I_{w.flens.innside} = (6.977 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

### Normalspenning i kritisk punkt

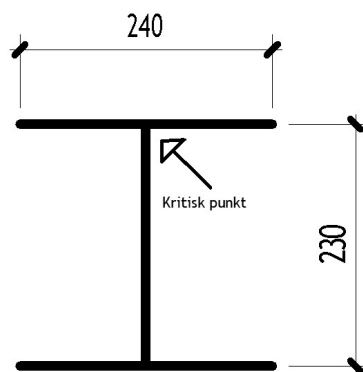
$$\sigma_M := \frac{M_{Ed}}{I_w} \cdot 206 \text{ mm} = 130.781 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

### Skjærkraften fordeles på steget

$$\tau_{\text{parallell}} := \frac{V_{Ed}}{2 \cdot 206 \text{ mm} \cdot a_w} = 153.592 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{vinkelrett}} := \frac{\sigma_M}{\sqrt{2}} = 92.476 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{\text{vinkelrett}} := \sigma_{\text{vinkelrett}}$$



## Vedlegg J.3 - Håndberegninger, helsveiset forbindelse

### Kapasitet:

$$\sqrt{\sigma_{vinkelrett}^2 + 3 \cdot (\tau_{vinkelrett}^2 + \tau_{parallell}^2)} = 324.005 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{510 \frac{N}{mm^2}}{\gamma_{M2} \cdot \beta} = 453.333 \frac{N}{mm^2} > \sqrt{\sigma_{vinkelrett}^2 + 3 \cdot (\tau_{vinkelrett}^2 + \tau_{parallell}^2)}$$

Tilstrekkelig kapasitet med a-mål = 5 mm

# Vedlegg K

## Vedlegg K.1 - Håndberegninger, Rissviddekontroll

### Kontroll av rissvidder i tverretning

Angitt formel og tabeller er hentet fra boka; Betongkonstruksjoner. av Svein Ivar Sørensen

#### Geometri:

B30 betong:

$$b := 750 \text{ mm}$$

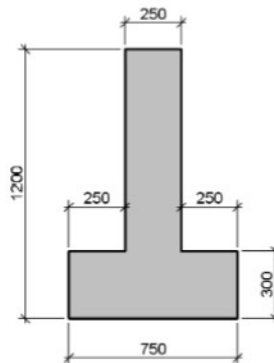
$$h_{ef} := 300 \text{ mm}$$

$$B := 6000 \text{ mm}$$

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

$$f_{ctk.0.05} := 2 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

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



#### Rissviddekontroll i tverretning

##### Laster:

Dimensjonerende nyttelaster på fundamentet ganges med 0.5. Det er fordi det tar lang tid å utvikle riss, og disse lastene vil ikke være permanente.

Laster er hentet fra vedlegg D.1 til D.3

Egenlast = 108 kN

Trykk fra nyttelast i bruddgrense = 374 kN - 108 kN = 266 kN

$$\text{Trykk fra nyttelast i bruksgrense: } N_{ed.SLS} := \frac{266 \text{ kN}}{1.5} = 177.333 \text{ kN}$$

Horisontal last = 82 kN

$$N_{ed} := 108 \text{ kN} + 0.5 \cdot N_{ed.SLS} = 196.667 \text{ kN}$$

$$H_{ed.x} := 82 \text{ kN} \cdot 0.5 = 41 \text{ kN} \quad M_h := H_{ed.x} \cdot H = 49.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad N_{ed.h} := \frac{M_h}{\frac{b}{2}} = 131.2 \text{ kN}$$

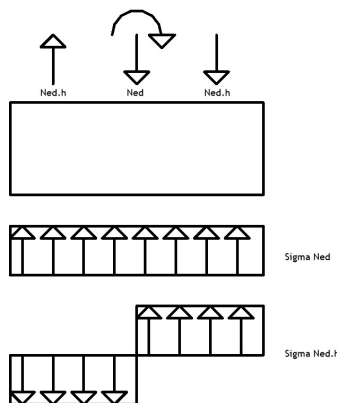
## Vedlegg K.1 - Håndberegninger, Rissviddekontroll

### Spenninger:

$$\sigma_N := \frac{N_{ed}}{b \cdot B} = 43.704 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{N.h} := \frac{N_{ed.h}}{\frac{b}{2} \cdot B} = 58.311 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{ed} := \sigma_N + \sigma_{N.h} = 102.015 \frac{kN}{m^2}$$



### Opptredende moment:

$$M_{ed} := \frac{q_{ed} \cdot a^2}{2} = 4.591 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Figur 4.3.5

### Rissvidde moment:

$$M_{riss} := \frac{1}{6} \cdot 1 \cdot m \cdot h_{ef}^2 \cdot f_{ctk.0.05} = 30 \frac{kN \cdot m}{m} \quad 4.3.3$$

$$M_{ed} < M_{riss} \quad \text{Betongen vil ikke risse opp i tverretning.}$$

### Rissviddekontroll i lengderetning

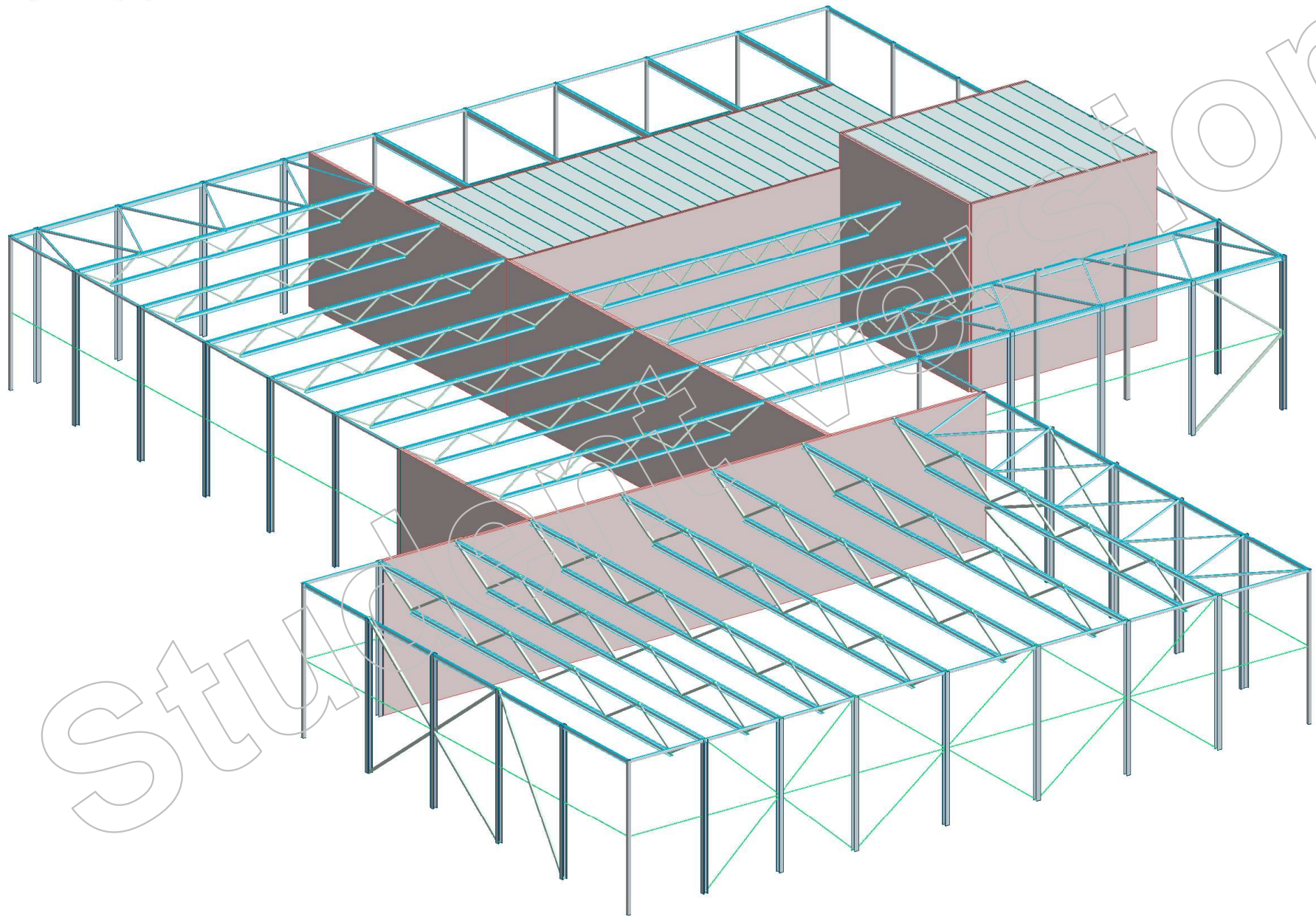
Opptrenende moment i lengderetning:

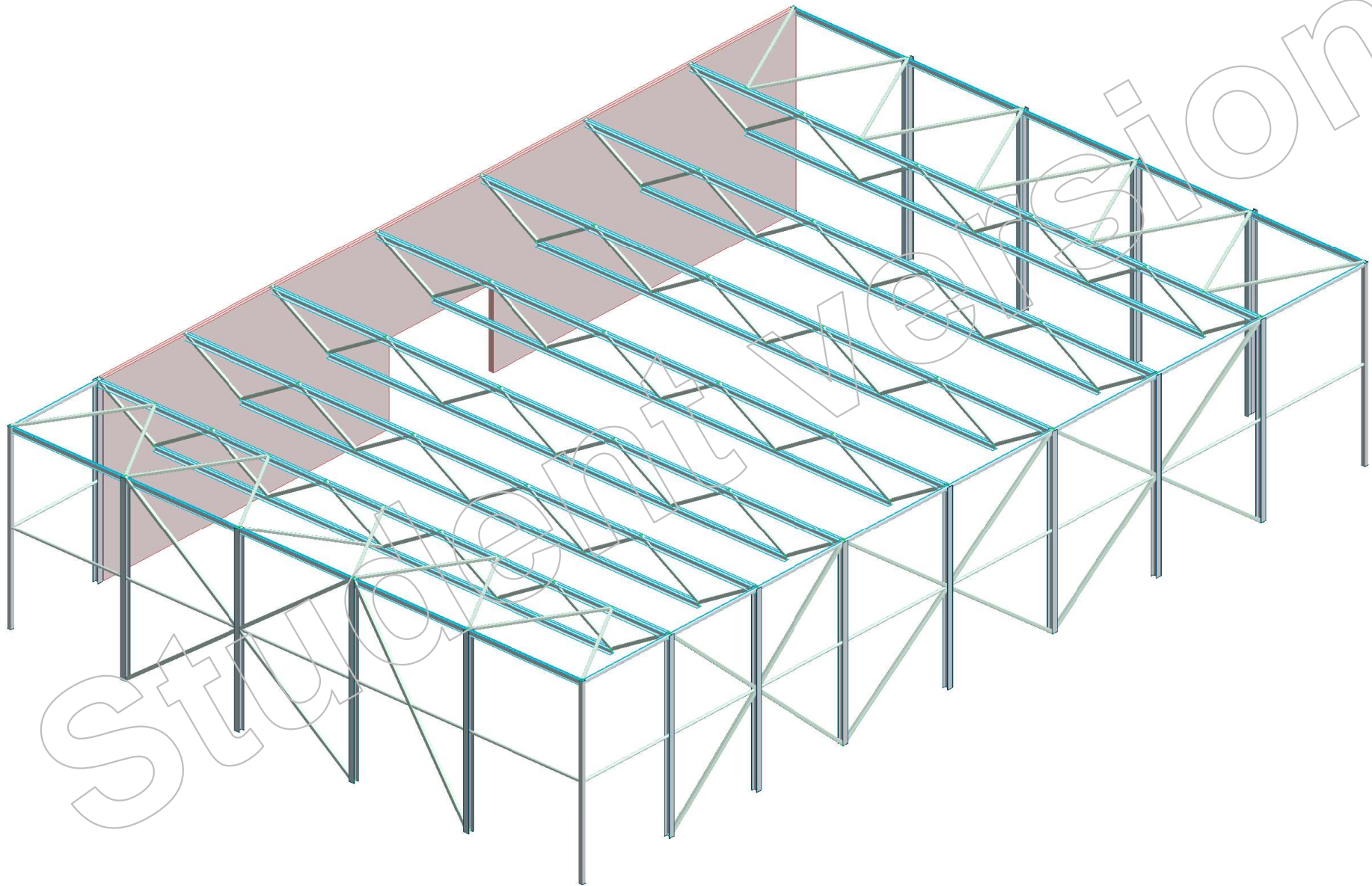
$$M_{ed} := 900 \frac{kN \cdot m}{m} \quad \text{Hentet fra K-bjelke}$$

Fundamentet vil risse opp i lengderetning. K-bjelke er benyttet for å kontrollere at rissviddene er tilstrekkelig i henhold til tabell 5.2 i Betongkonstruksjoner.

Vedlegg L







## 2 Vedlegg L.3 - Lastkombinasjoner

### Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Vindlast -x retning	Ordinary	Short-term
2	Vindlast -y retning	Ordinary	Short-term
3	Vindlast y retning	Ordinary	Short-term
4	Vindlast x retning	Ordinary	Short-term
5	Tak egenlast	Ordinary	Permanent
6	Snø	Ordinary	Medium-term
7	Egenlast	+Struc. dead load	Permanent

### Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	Trykk vind y	Ultimate	1.500	Vindlast y retning
			1.050	Snø
			1.200	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.200	Tak egenlast
2	Trykk vind x	Ultimate	1.500	Vindlast x retning
			1.050	Snø
			1.200	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.200	Tak egenlast
3	Trykk vind -y	Ultimate	1.500	Vindlast -y retning
			1.050	Snø
			1.200	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.200	Tak egenlast
4	Trykk vind -x	Ultimate	1.050	Snø
			1.200	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.500	Vindlast -x retning
			1.200	Tak egenlast
5	Oppløft vind y	Ultimate	1.500	Vindlast y retning
			1.200	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.200	Tak egenlast
6	Oppløft vind x	Ultimate	1.500	Vindlast x retning
			1.200	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.200	Tak egenlast
7	Oppløft vind -y	Ultimate	1.500	Vindlast -y retning
			1.200	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.200	Tak egenlast
8	Oppløft vind -x	Ultimate	1.500	Vindlast -x retning
			1.200	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.200	Tak egenlast

# Vedlegg M

Tittel <b>Global stabilitet lange vindkryss</b>			Side <b>1</b>
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato <b>04-05-2023</b>

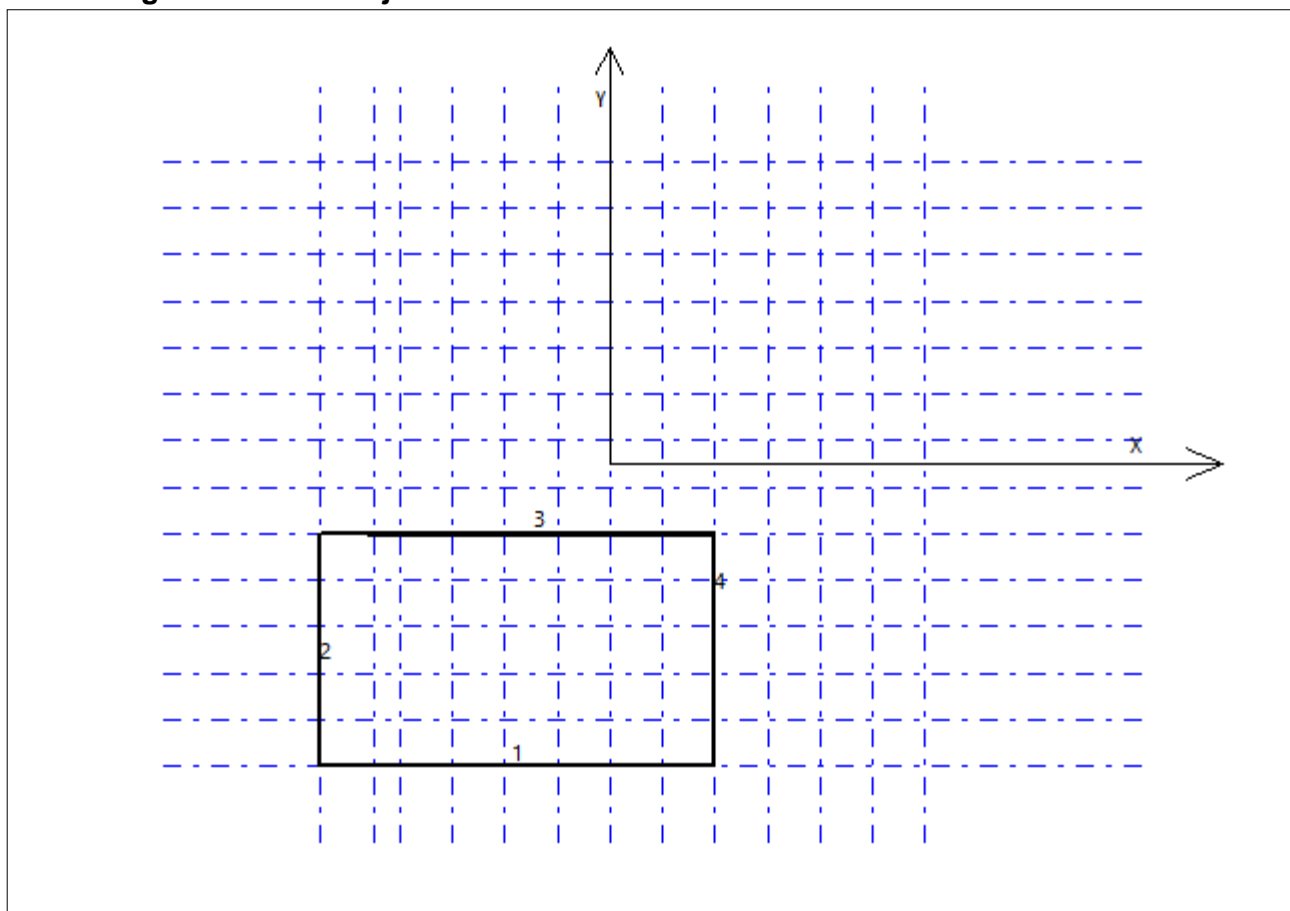
Dataprogram: V-SKIVE versjon 7.3.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
 Beregning av forskyvninger er basert på Emodul = 36000 N/mm<sup>2</sup>  
 Stivhetsmatrise for veggskiver: Elementmetode med skiveelementer er benyttet

Antall etasjer:	1
Antall skiver:	4
Antall lasttilfeller:	6
Antall lastkombinasjoner:	8
Antall utsparinger:	0

### Etasjehøyder

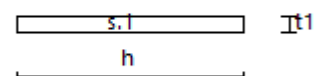
Etasje nr	Etasjehøyde
1	9500

### Plassering av skiver i etasje nr. 1



### Skive nr 1

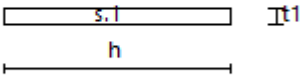
Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	-10500	1	34000	10
Y (mm)	-39000			
V(grader)	0,0			
Fra etasje	1			
Til etasje	1			



Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 04-05-2023

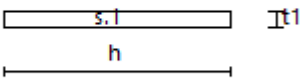
### Skive nr 2

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	-33000	1	18000	10
Y (mm)	-24000			
V(grader)	90,0			
Fra etasje	1			
Til etasje	1			



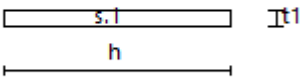
### Skive nr 3

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	-8000	1	39000	300
Y (mm)	-9000			
V(grader)	0,0			
Fra etasje	1			
Til etasje	1			



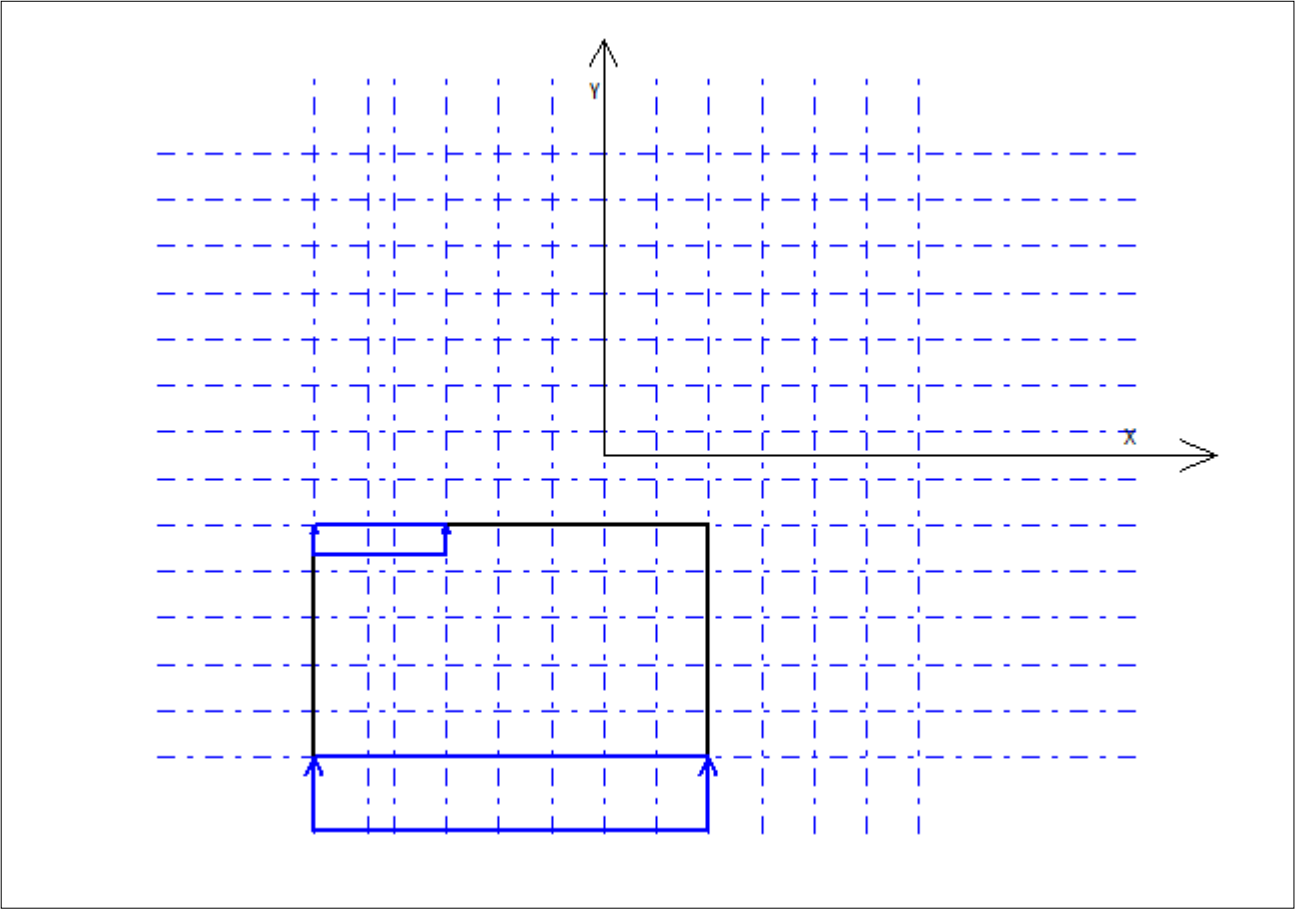
### Skive nr 4

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	12000	1	12000	10
Y (mm)	-15000			
V(grader)	90,0			
Fra etasje	1			
Til etasje	1			



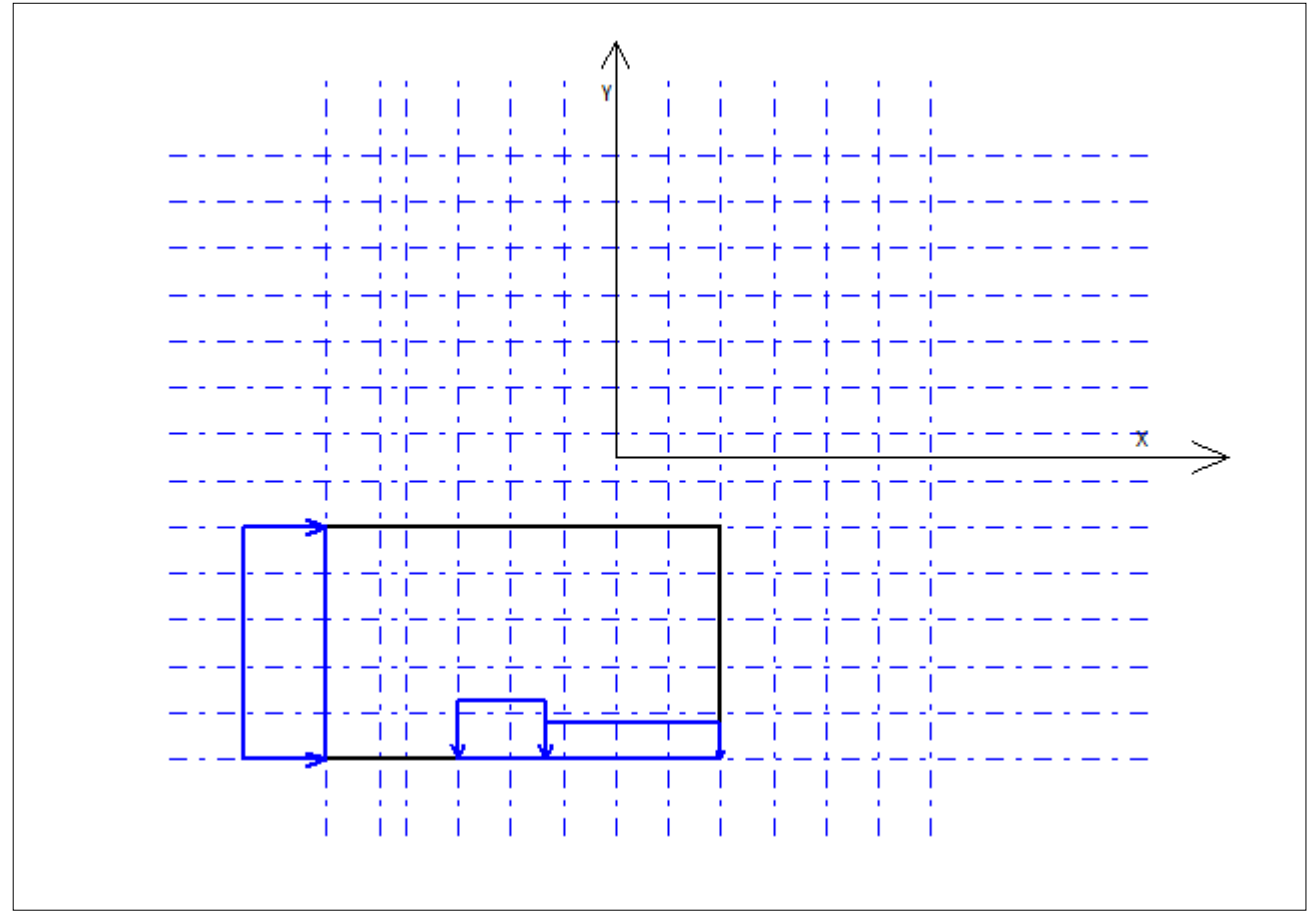
Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 04-05-2023

**Lasttilfelle nr 1: Vind Y**



Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 04-05-2023

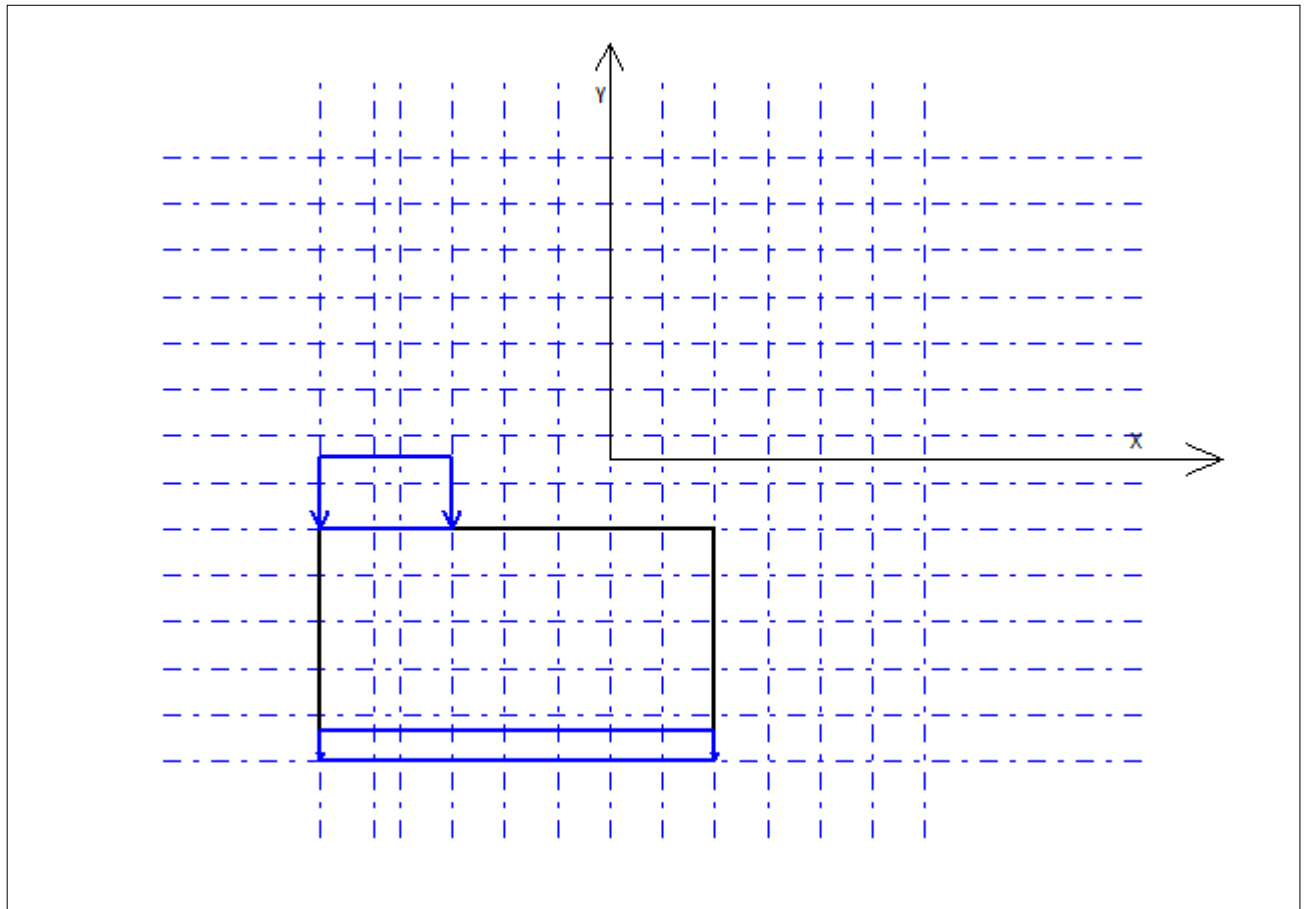
**Lasttilfelle nr 2: Vind X**





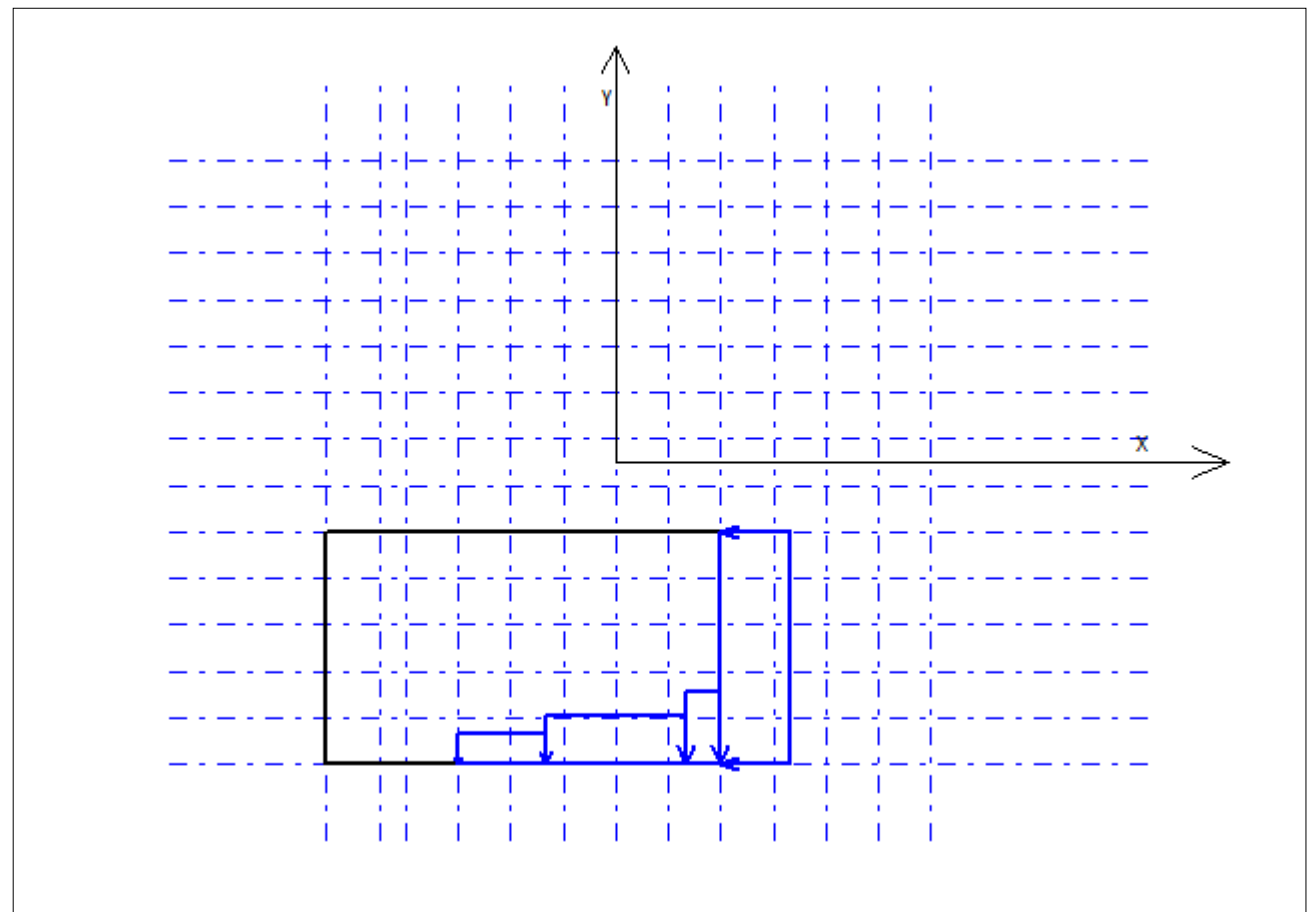
Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 5
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 04-05-2023

### Lasttilfelle nr 3: Vind -Y



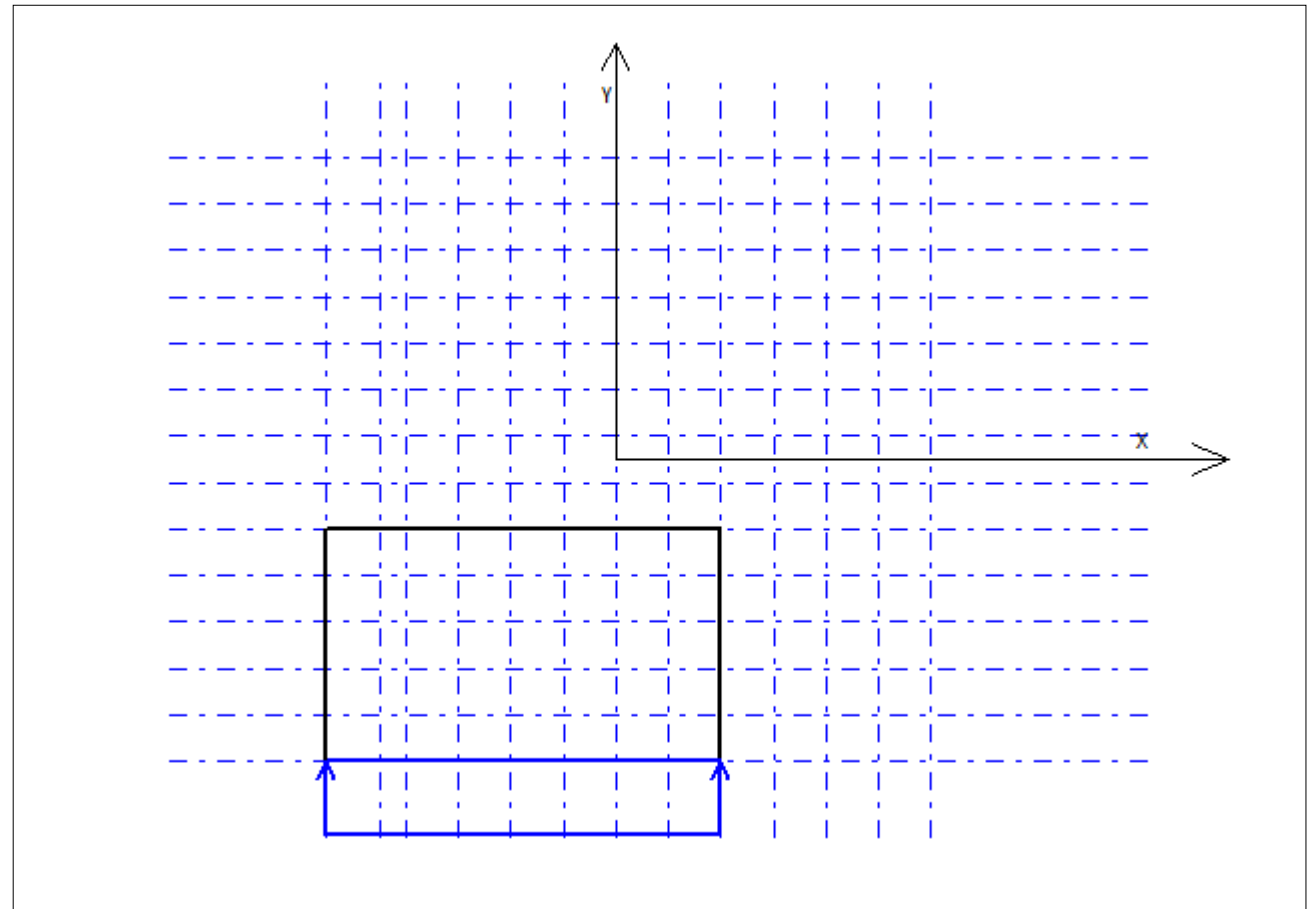
Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 6
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 04-05-2023

**Lasttilfelle nr 4: Vind -X**



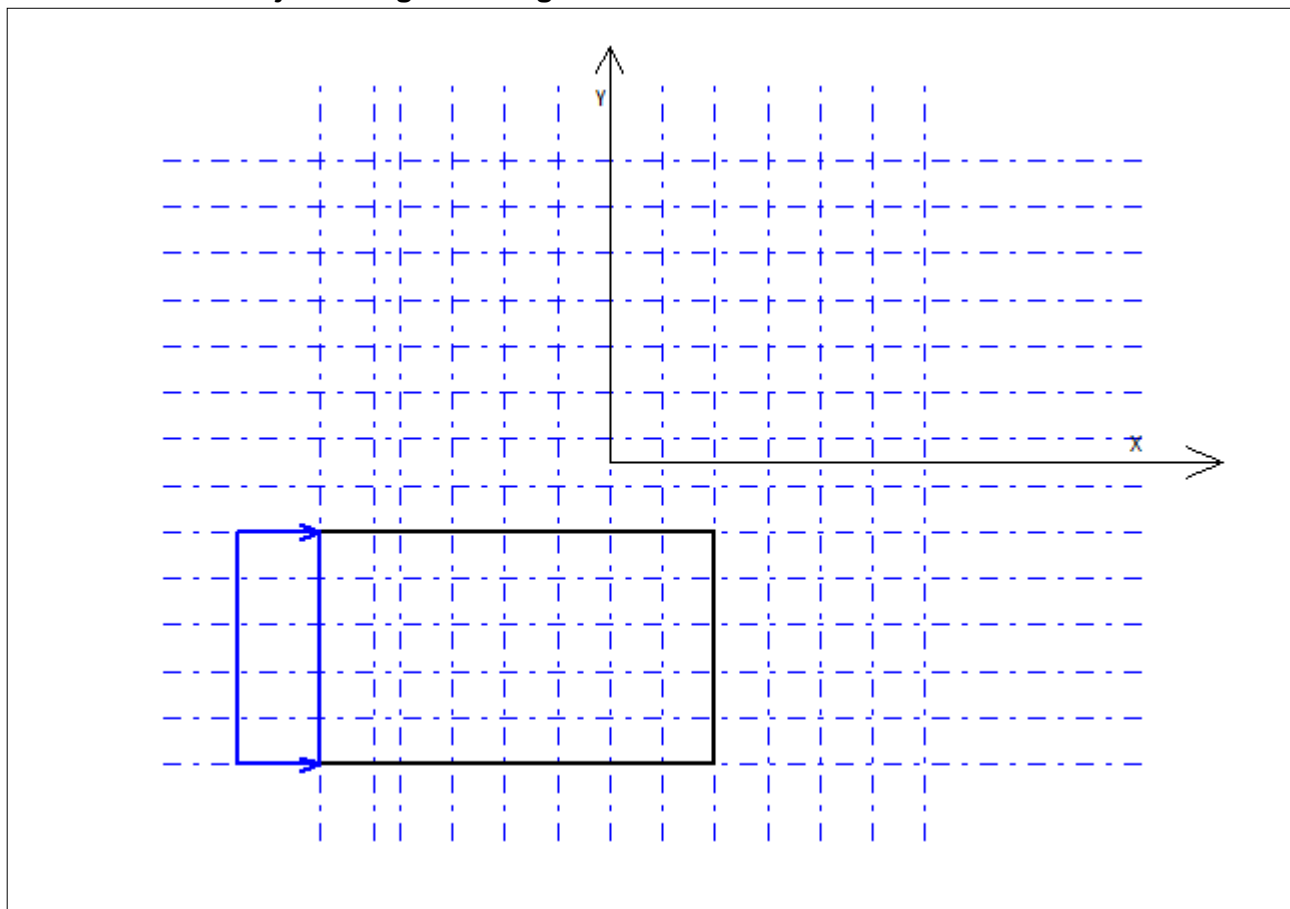
Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 7
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 04-05-2023

### Lasttilfelle nr 5: Skjevstilling Y-retning



Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 8
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 04-05-2023

## Lasttilfelle nr 6: Skjevstilling X-retning



### Lastdata for lasttilfelle nr 1: Vind Y

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	7,0	-33000	12000	-39000	-39000	1	1
Y	3,0	-33000	-18000	-9000	-9000	1	1

### Lastdata for lasttilfelle nr 2: Vind X

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	10,1	-33000	-33000	-39000	-9000	1	1
Y	-5,1	-8000	12000	-39000	-39000	1	1
Y	-8,1	-18000	-8000	-39000	-39000	1	1

### Lastdata for lasttilfelle nr 3: Vind -Y

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	-3,0	-33000	12000	-39000	-39000	1	1
Y	-7,0	-33000	-18000	-9000	-9000	1	1

### Lastdata for lasttilfelle nr 4: Vind -X

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	-10,4	12000	12000	-39000	-9000	1	1
Y	-12,2	8000	12000	-39000	-39000	1	1
Y	-8,1	-8000	8000	-39000	-39000	1	1
Y	-5,1	-18000	-8000	-39000	-39000	1	1

### Lastdata for lasttilfelle nr 5: Skjevstilling Y-retning

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	0,3	-33000	12000	-39000	-39000	1	1

Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 9
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 04-05-2023

#### Lastdata for lasttilfelle nr 6: Skjevstilling X-retning

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	0,4	-33000	-33000	-39000	-9000	1	1

#### Lastkombinasjoner

Last-kombinasjon	Lasttilfelle nr					
	1	2	3	4	5	6
1	1	0	0	0	1	0
2	0	1	0	0	0	1
3	0	0	1	0	-1	0
4	0	0	0	1	0	-1
5	1	0	0	0	0,5	0
6	0	1	0	0	0	0,5
7	0	0	1	0	-0,5	0
8	0	0	0	1	0	-0,5

#### Lastfaktorer for horisontallast

Lasttilfelle	Bruksgrense	Bruddgrense
1 Vind Y	0,2	1,5
2 Vind X	0,2	1,5
3 Vind -Y	0,2	1,5
4 Vind -X	0,2	1,5
5 Skjevstilling Y-retning	0,8	1
6 Skjevstilling X-retning	0,8	1

#### Påført vertikallast (kN)

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

#### Lastfaktorer for vertikallast

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

Egenvekt vertikalskiver: 2500 kg/m3

#### Beregningsresultater

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

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
1	81	0	81	97	0	97

##### Aksialkraft i skive nr 2 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
1	43	0	43	51	0	51

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

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
1	2779	0	2779	3335	0	3335

##### Aksialkraft i skive nr 4 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
1	29	0	29	34	0	34

Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 10
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 04-05-2023

**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	-10500	-39000	1	1
0,0	0,0	-33000	-24000	1	2
0,0	0,4	-8000	-9000	1	3
0,0	0,0	12000	-15000	1	4

**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	-10500	-39000	1	1
0,0	0,0	-33000	-24000	1	2
0,0	-0,2	-8000	-9000	1	3
0,0	0,0	12000	-15000	1	4

**Lastkombinasjon nr 3 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning**

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0,0	0,0	-10500	-39000	1	1
0,0	0,0	-33000	-24000	1	2
0,0	-0,3	-8000	-9000	1	3
0,0	0,0	12000	-15000	1	4

**Lastkombinasjon nr 4 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning**

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0,0	0,0	-10500	-39000	1	1
0,0	0,0	-33000	-24000	1	2
0,0	-0,3	-8000	-9000	1	3
0,0	0,0	12000	-15000	1	4

**Lastkombinasjon nr 5 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning**

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0,0	0,0	-10500	-39000	1	1
0,0	0,0	-33000	-24000	1	2
0,0	0,4	-8000	-9000	1	3
0,0	0,0	12000	-15000	1	4

**Lastkombinasjon nr 6 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning**

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0,0	0,0	-10500	-39000	1	1
0,0	0,0	-33000	-24000	1	2
0,0	-0,2	-8000	-9000	1	3
0,0	0,0	12000	-15000	1	4

**Lastkombinasjon nr 7 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning**

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0,0	0,0	-10500	-39000	1	1
0,0	0,0	-33000	-24000	1	2
0,0	-0,3	-8000	-9000	1	3
0,0	0,0	12000	-15000	1	4

**Lastkombinasjon nr 8 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning**

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0,0	0,0	-10500	-39000	1	1
0,0	0,0	-33000	-24000	1	2
0,0	-0,3	-8000	-9000	1	3
0,0	0,0	12000	-15000	1	4

**Lastkombinasjon nr 1 Bruddgrense**

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)

Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 11
Prosjekt	Ordre		Sign Dato 04-05-2023

1	0,0	551,7	-6804,1	0	2	0,0004
---	-----	-------	---------	---	---	--------

#### Lastkombinasjon nr 2 Bruddgrense

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
1	466,8	-274,7	12478,4	0	-1	0,0004

#### Lastkombinasjon nr 3 Bruddgrense

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
1	0,0	-371,5	6262,9	0	-2	0,0000

#### Lastkombinasjon nr 4 Bruddgrense

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
1	-478,5	-344,1	-11216,2	0	-2	-0,0016

#### Lastkombinasjon nr 5 Bruddgrense

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
1	0,0	546,0	-6745,0	0	2	0,0004

#### Lastkombinasjon nr 6 Bruddgrense

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
1	461,6	-274,7	12352,4	0	-1	0,0004

#### Lastkombinasjon nr 7 Bruddgrense

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
1	0,0	-365,9	6203,8	0	-1	0,0000

#### Lastkombinasjon nr 8 Bruddgrense

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
1	-473,3	-344,1	-11090,2	0	-2	-0,0016

#### Skive nr 1 : Lastkombinasjon nr 4 : Maks.tallverdi Bruddgrense


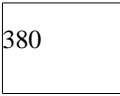

H(kN)	Forskyvning(mm)	Skjærkraft(kN)	Moment(kNm)	
<div>← -330</div> <div></div>	<div>-0,9</div> <div></div>	<div>-330</div> <div></div>	<div>-3134</div> <div></div>	1.etg

#### Skive nr 2 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruddgrense





H(kN)	Forskyvning(mm)	Skjærkraft(kN)	Moment(kNm)	
<div>349 →</div> <div></div>	<div>2,1</div> <div></div>	<div>349</div> <div></div>	<div>3320</div> <div></div>	1.etg

Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 12
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 04-05-2023

**Skive nr 3 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruddgrense**

H(kN)	Forskyvning(mm)	Skjærkraft(kN)	Moment(kNm)	
380 → 	0,0	380 		1.etg
			3606	

**Skive nr 4 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruddgrense**

H(kN)	Forskyvning(mm)	Skjærkraft(kN)	Moment(kNm)	
202 → 	2,4 	202 		1.etg
			1921	

**Maksimum og minimum snittkrefter for plane skiver**
**Skive nr 1 Bruddgrense**

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
1	97	81	-3134	-330

**Skive nr 2 Bruddgrense**

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
1	51	43	3320	349

**Skive nr 3 Bruddgrense**

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
1	3335	2779	3606	380

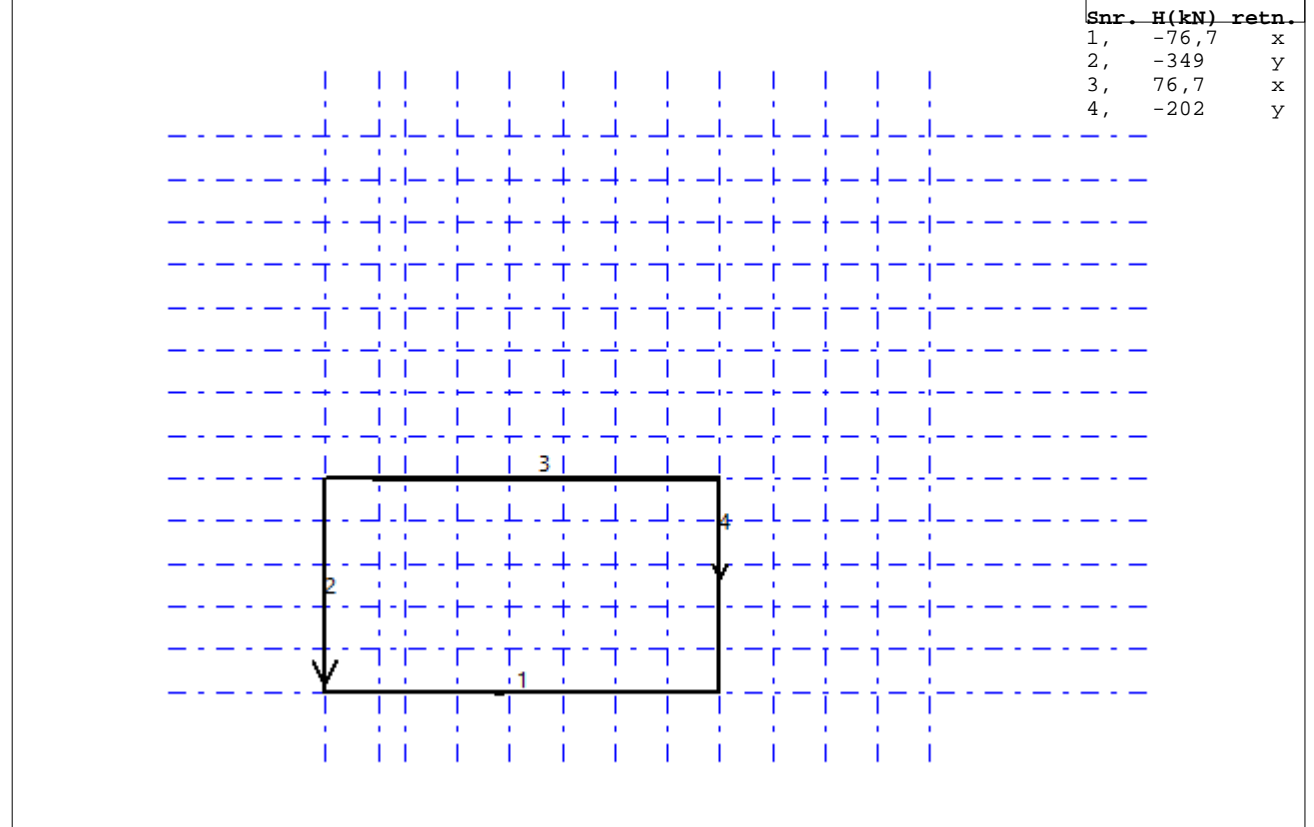
**Skive nr 4 Bruddgrense**

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
1	34	29	1921	202

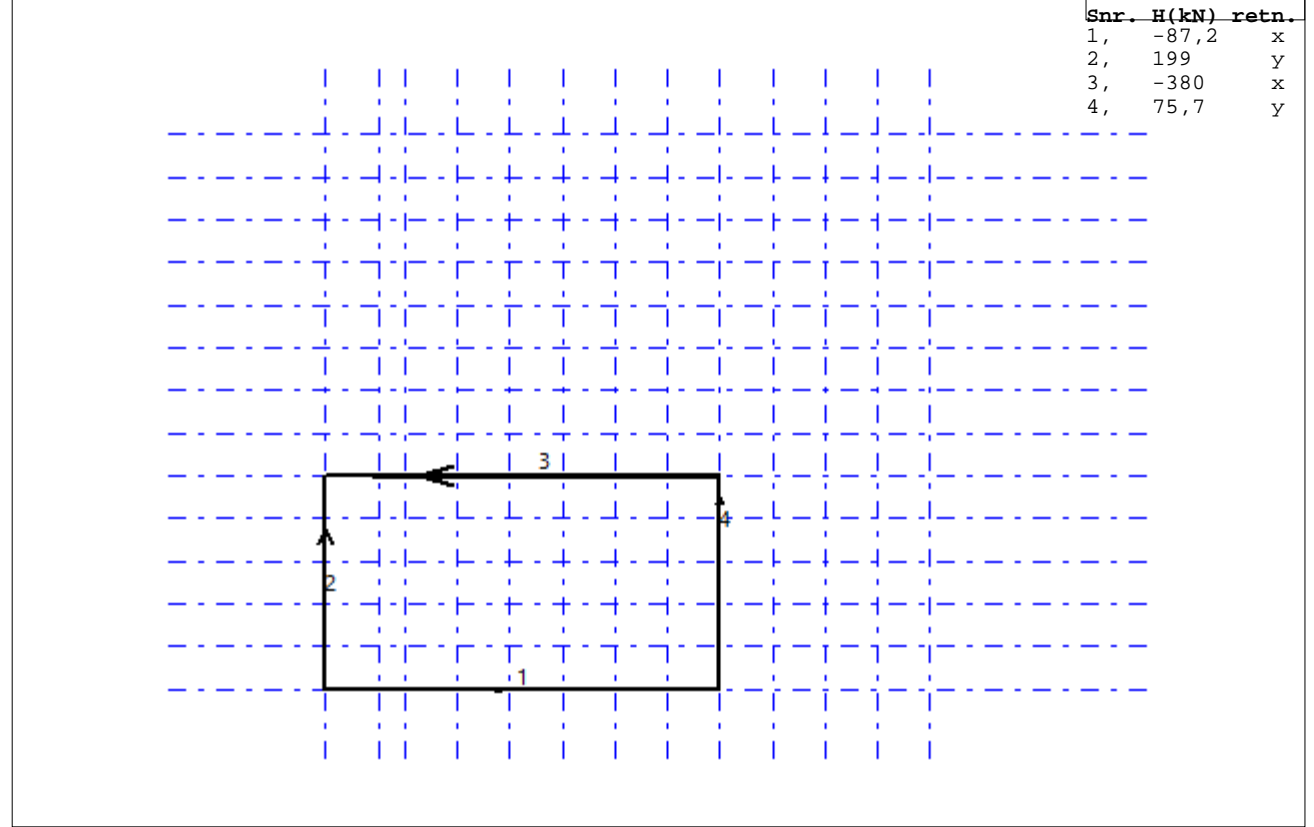


Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 13
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 04-05-2023

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

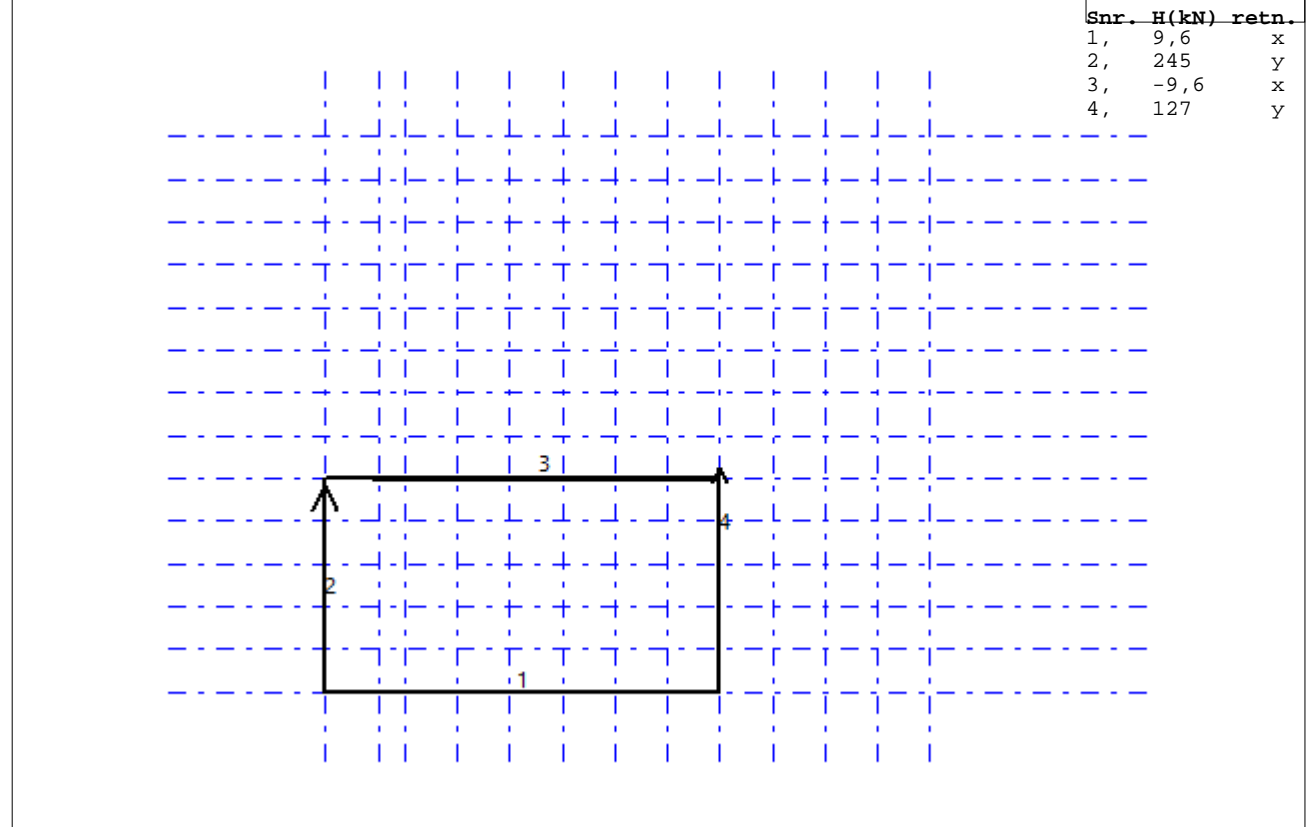


**Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

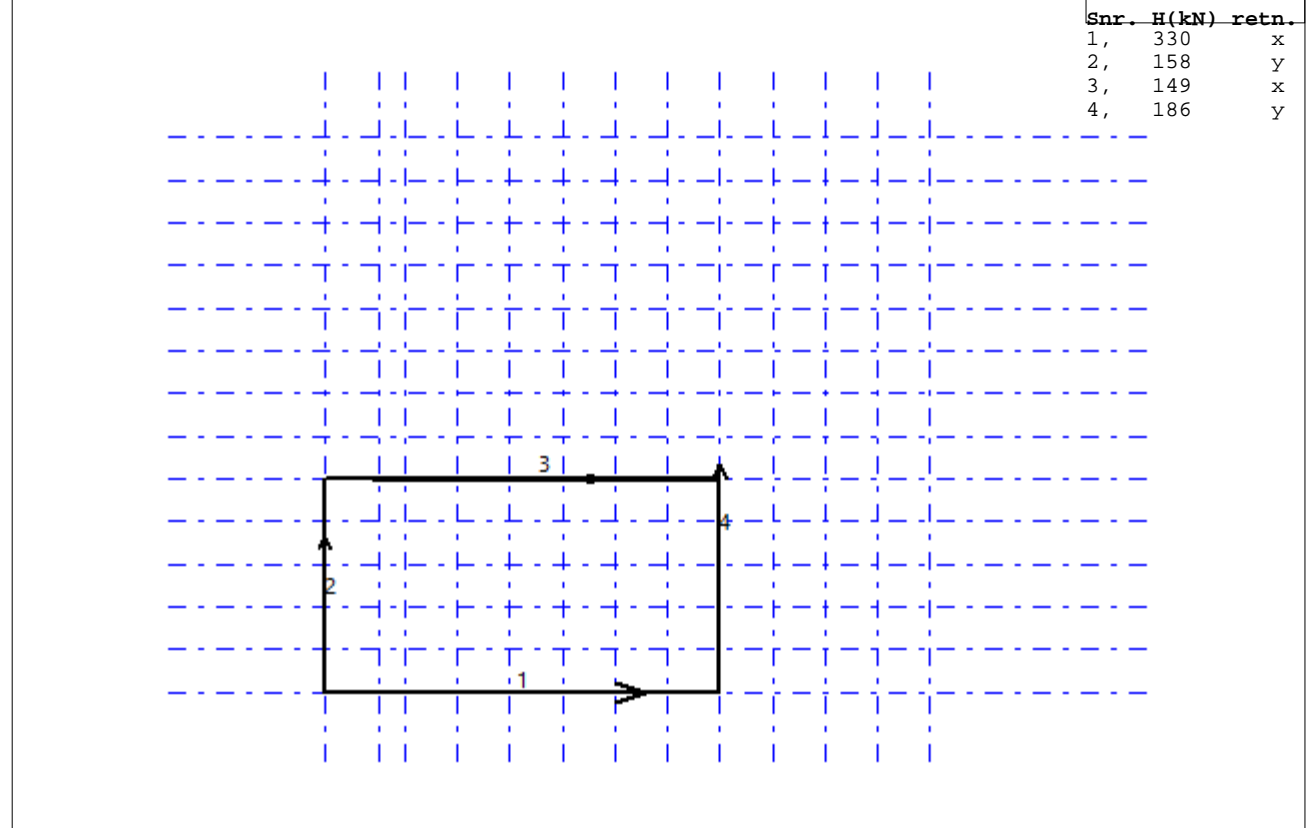


Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 14
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 04-05-2023

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

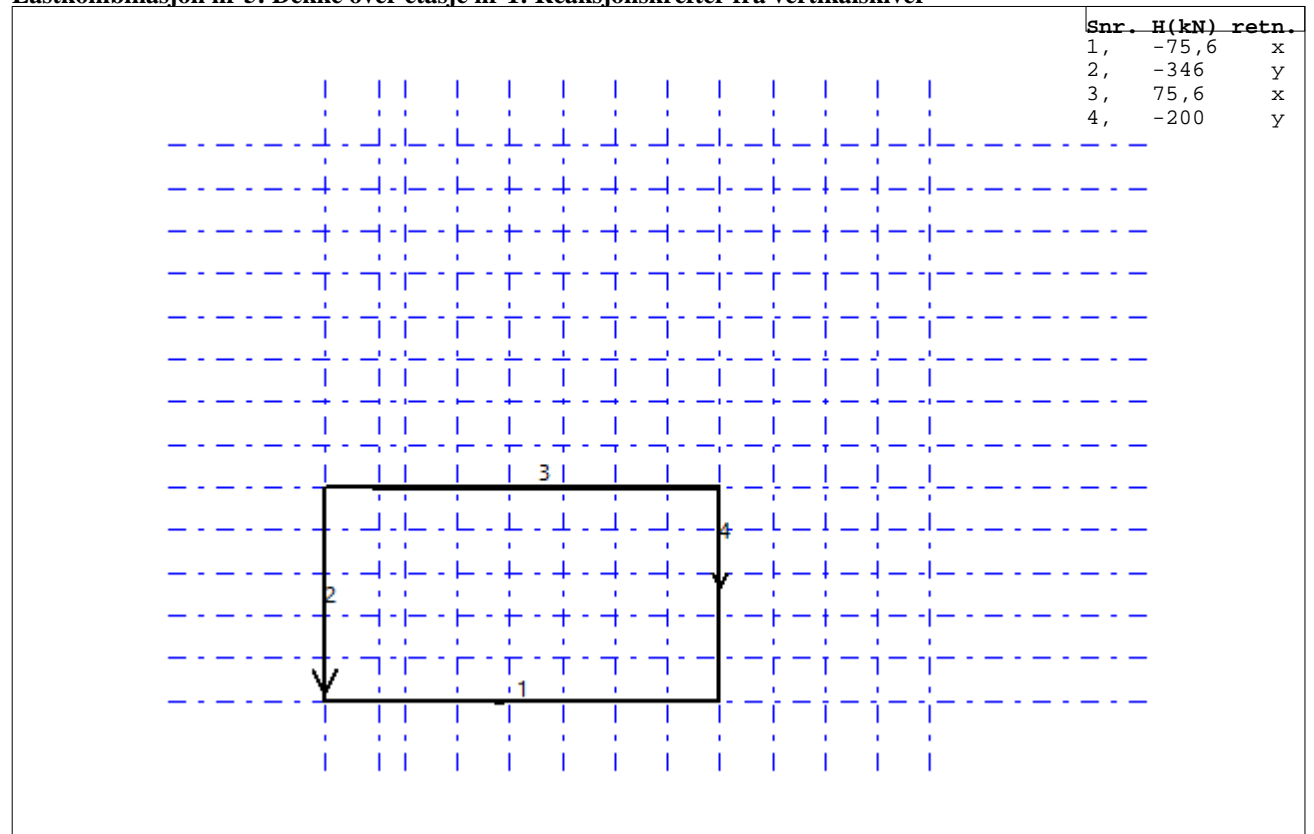


**Lastkombinasjon nr 4: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

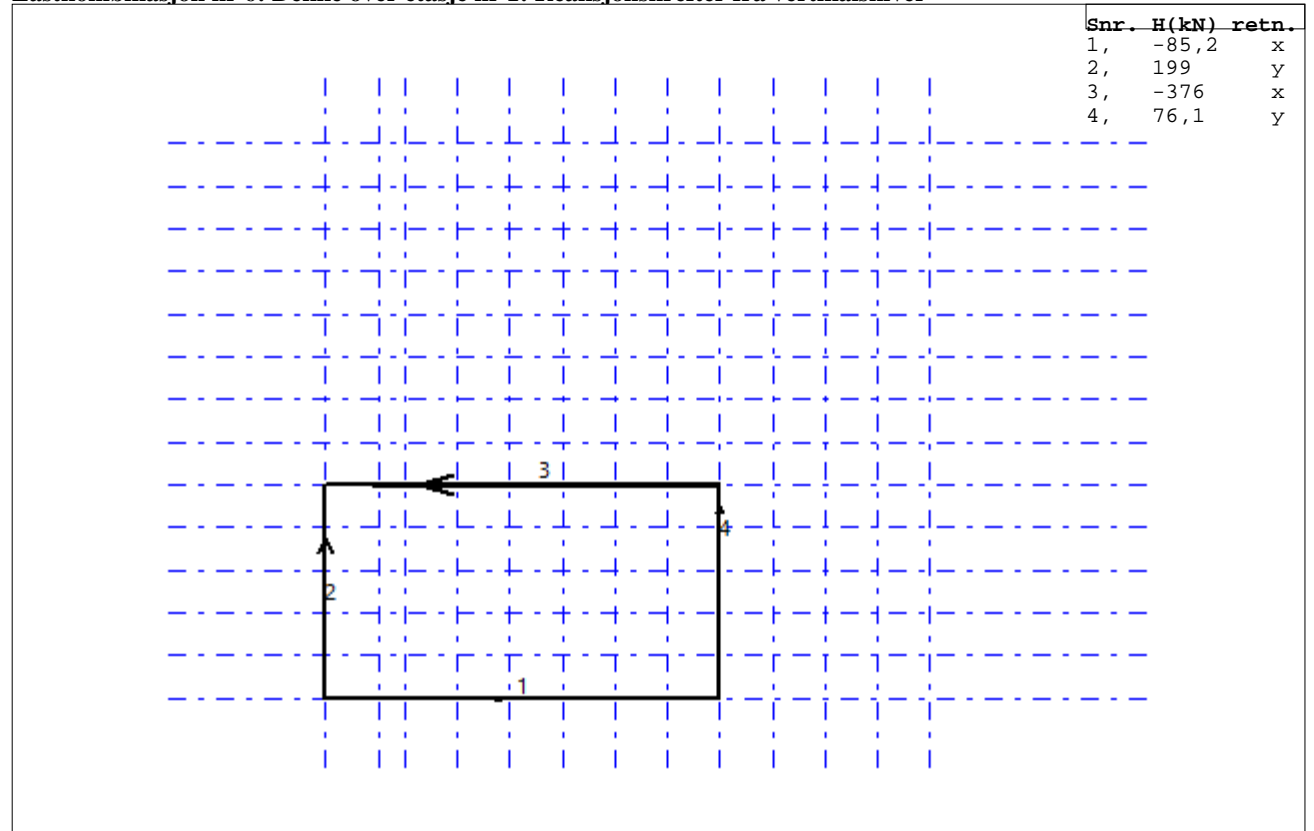


Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 15
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 04-05-2023

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

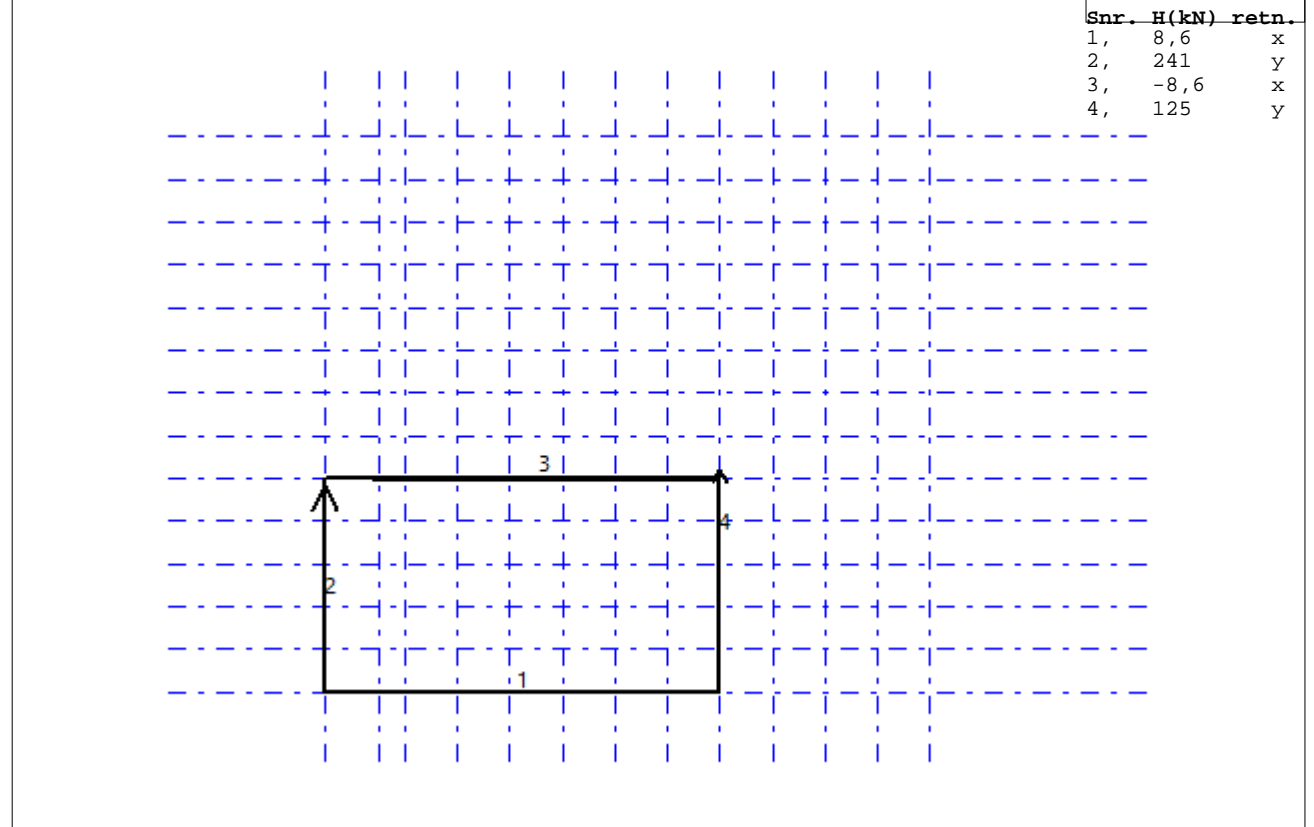


**Lastkombinasjon nr 6: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

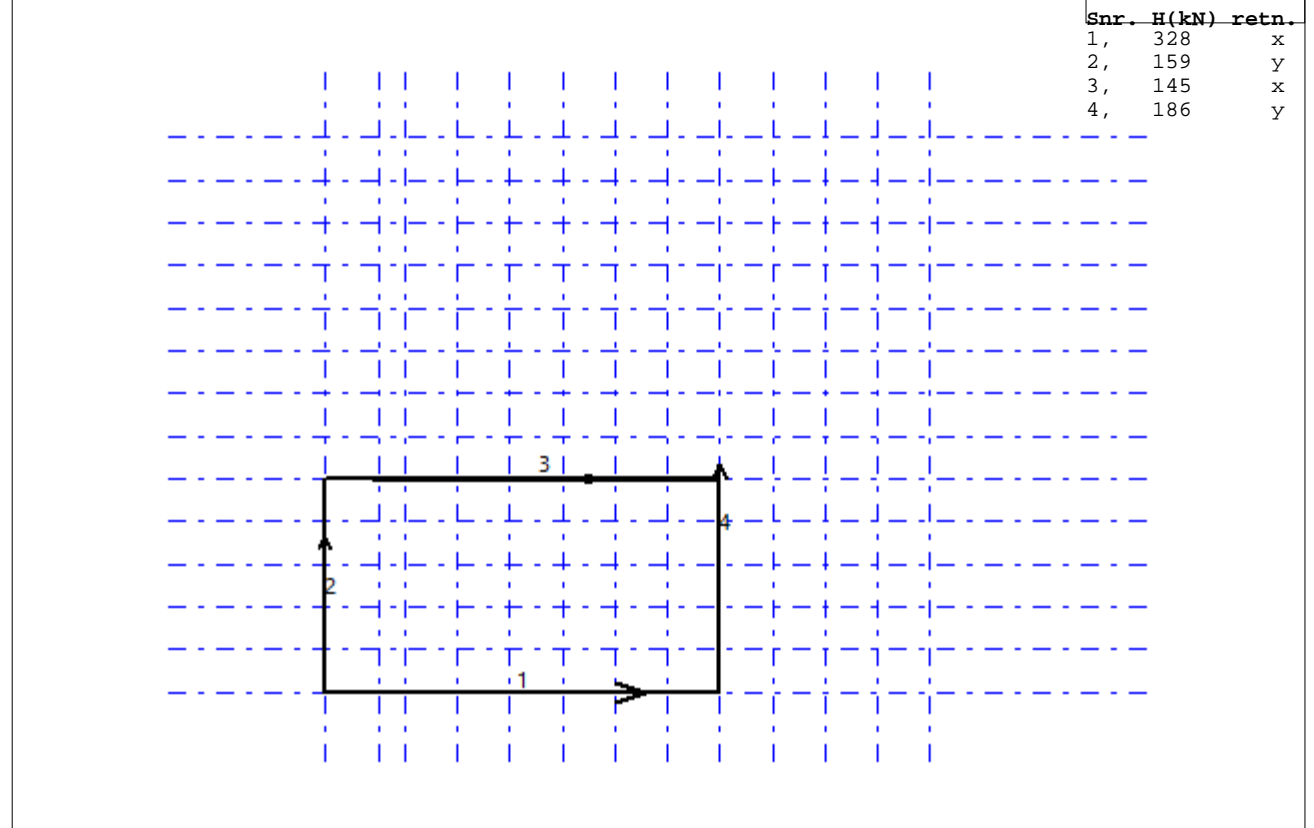


Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 16
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 04-05-2023

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



**Lastkombinasjon nr 8: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**



Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 17
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 04-05-2023

## Maksimum snittkrefter i dekker

### Dekke nr 1 Bruddgrense

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
-33000	0	0	-39000	-3344	0
-27000	-1790	-258	-33000	-1852	234
-24000	-2306	-212	-27000	-3028	139
-18000	-2924	199	-21000	3861	193
-12000	-3075	126	-15000	-3847	286
-6000	-2838	62	-9000	0	380
0	-2212	73			
6000	-1199	138			
12000	0	202			

Tittel <b>Global stabilitet lange vindkryss</b>			Side <b>1</b>
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato <b>08-05-2023</b>

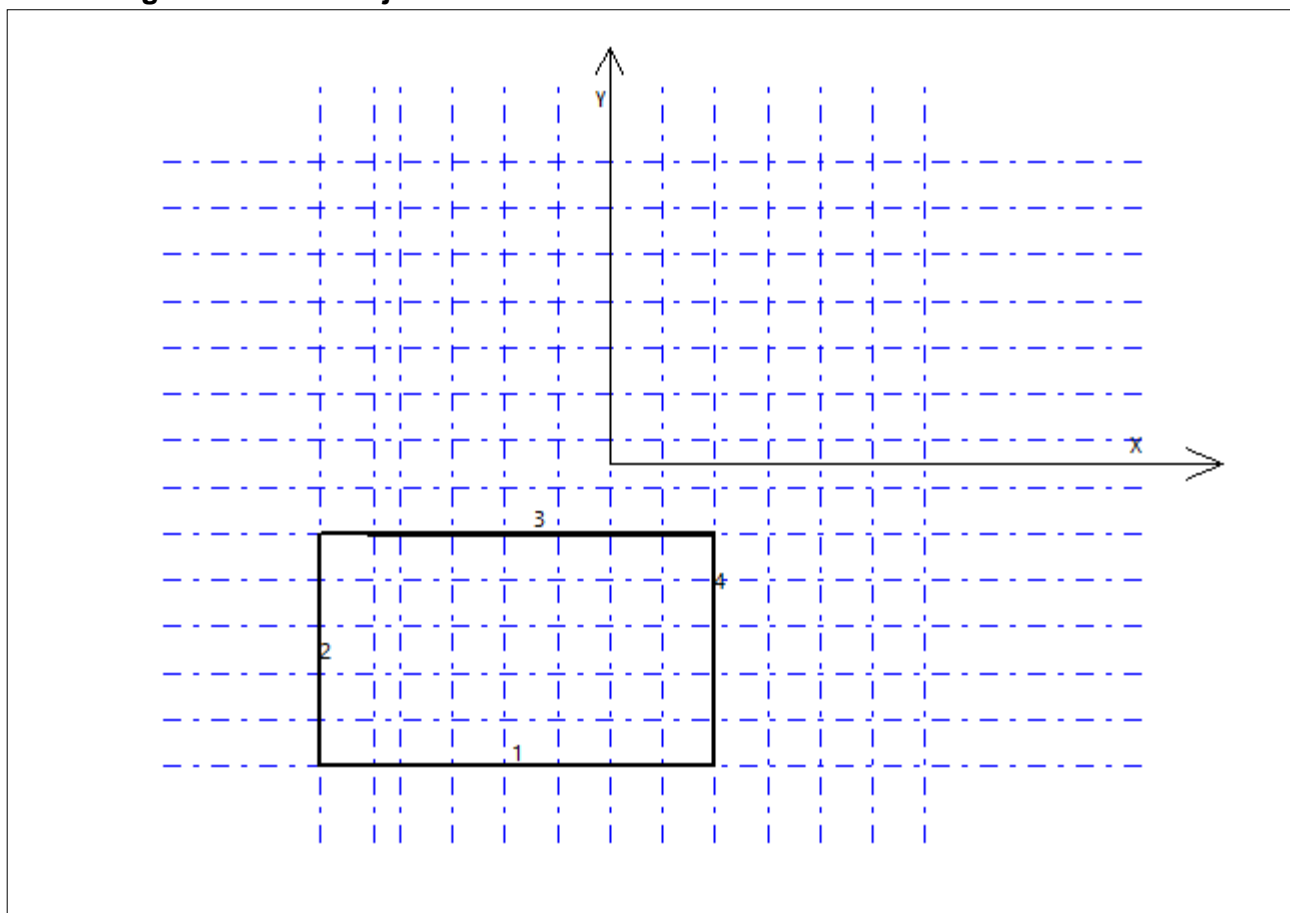
Dataprogram: V-SKIVE versjon 7.3.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
 Beregning av forskyvninger er basert på Emodul = 36000 N/mm<sup>2</sup>  
 Stivhetsmatrise for veggskiver: Elementmetode med skiveelementer er benyttet

Antall etasjer:	1
Antall skiver:	4
Antall lasttilfeller:	6
Antall lastkombinasjoner:	8
Antall utsparinger:	0

### Etasjehøyder

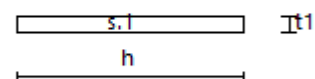
Etasje nr	Etasjehøyde
1	9500

### Plassering av skiver i etasje nr. 1



### Skive nr 1

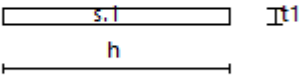
Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	-10500	1	34000	10
Y (mm)	-39000			
V(grader)	0,0			
Fra etasje	1			
Til etasje	1			



Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 08-05-2023

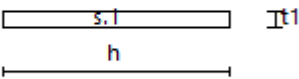
### Skive nr 2

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	-33000	1	18000	10
Y (mm)	-24000			
V(grader)	90,0			
Fra etasje	1			
Til etasje	1			



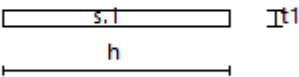
### Skive nr 3

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	-8000	1	39000	300
Y (mm)	-9000			
V(grader)	0,0			
Fra etasje	1			
Til etasje	1			



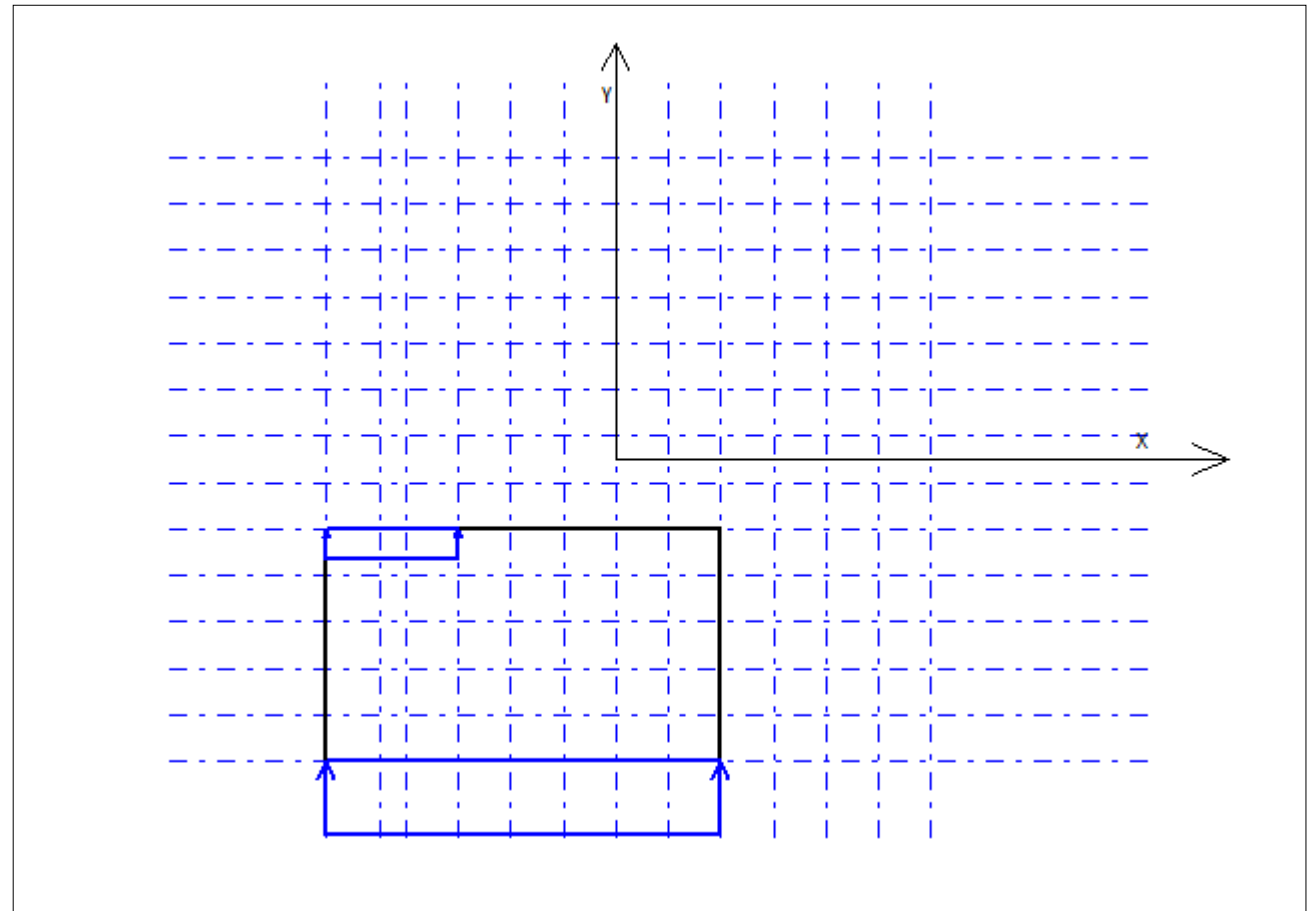
### Skive nr 4

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	12000	1	12000	10
Y (mm)	-15000			
V(grader)	90,0			
Fra etasje	1			
Til etasje	1			



Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 08-05-2023

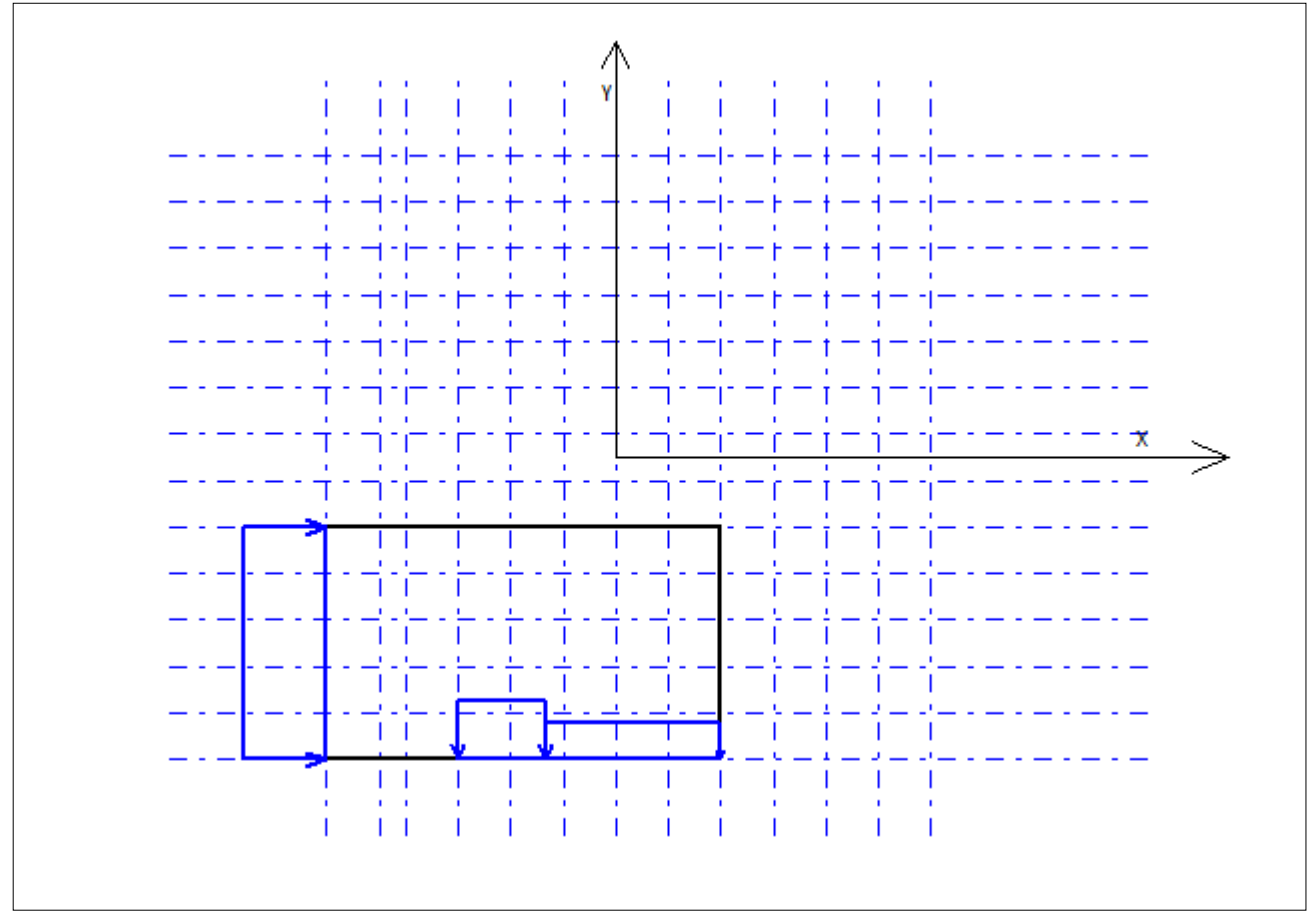
**Lasttilfelle nr 1: Vind Y**





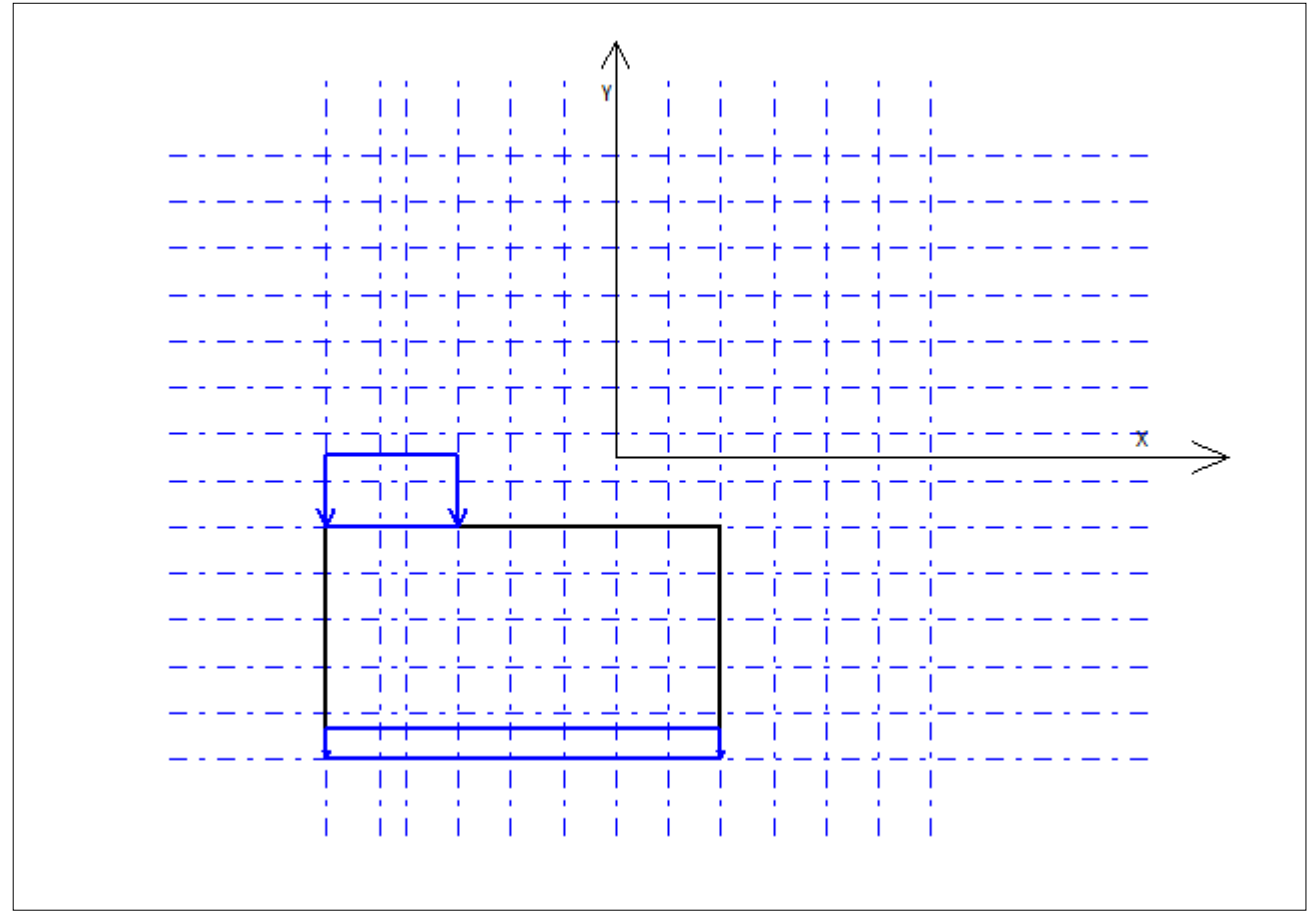
Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 08-05-2023

**Lasttilfelle nr 2: Vind X**



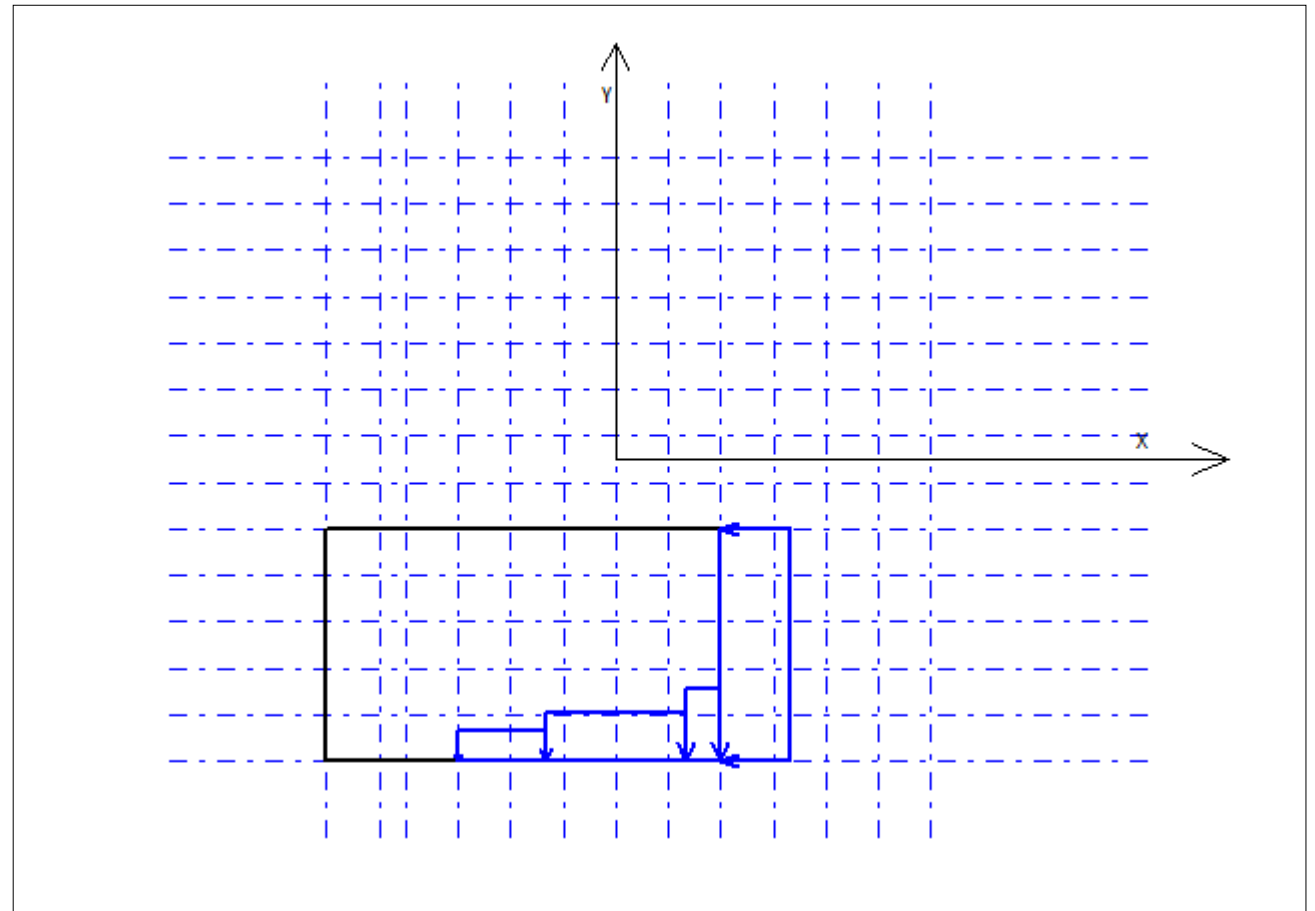
Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 5
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 08-05-2023

**Lasttilfelle nr 3: Vind -Y**



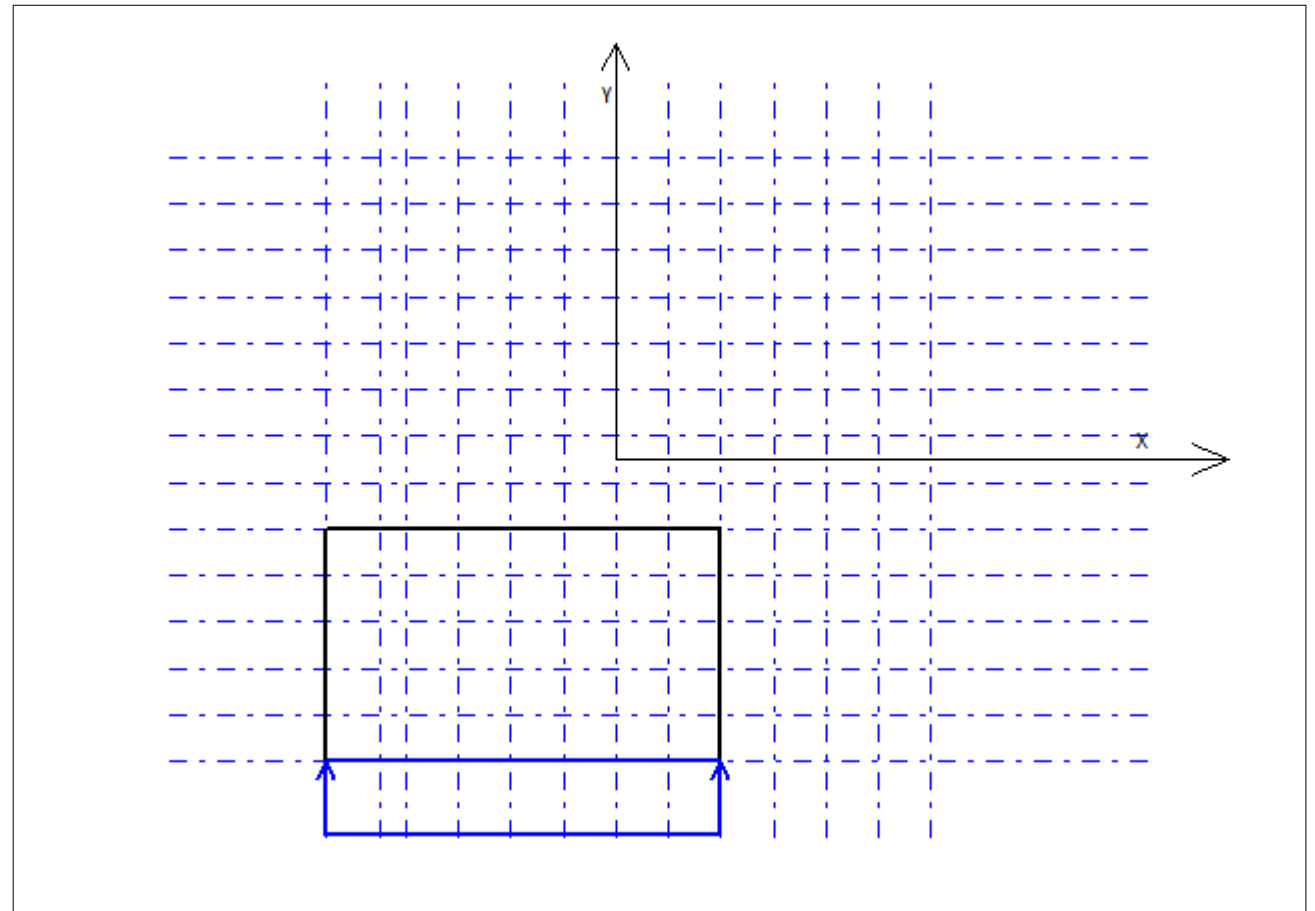
Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 6
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 08-05-2023

**Lasttilfelle nr 4: Vind -X**



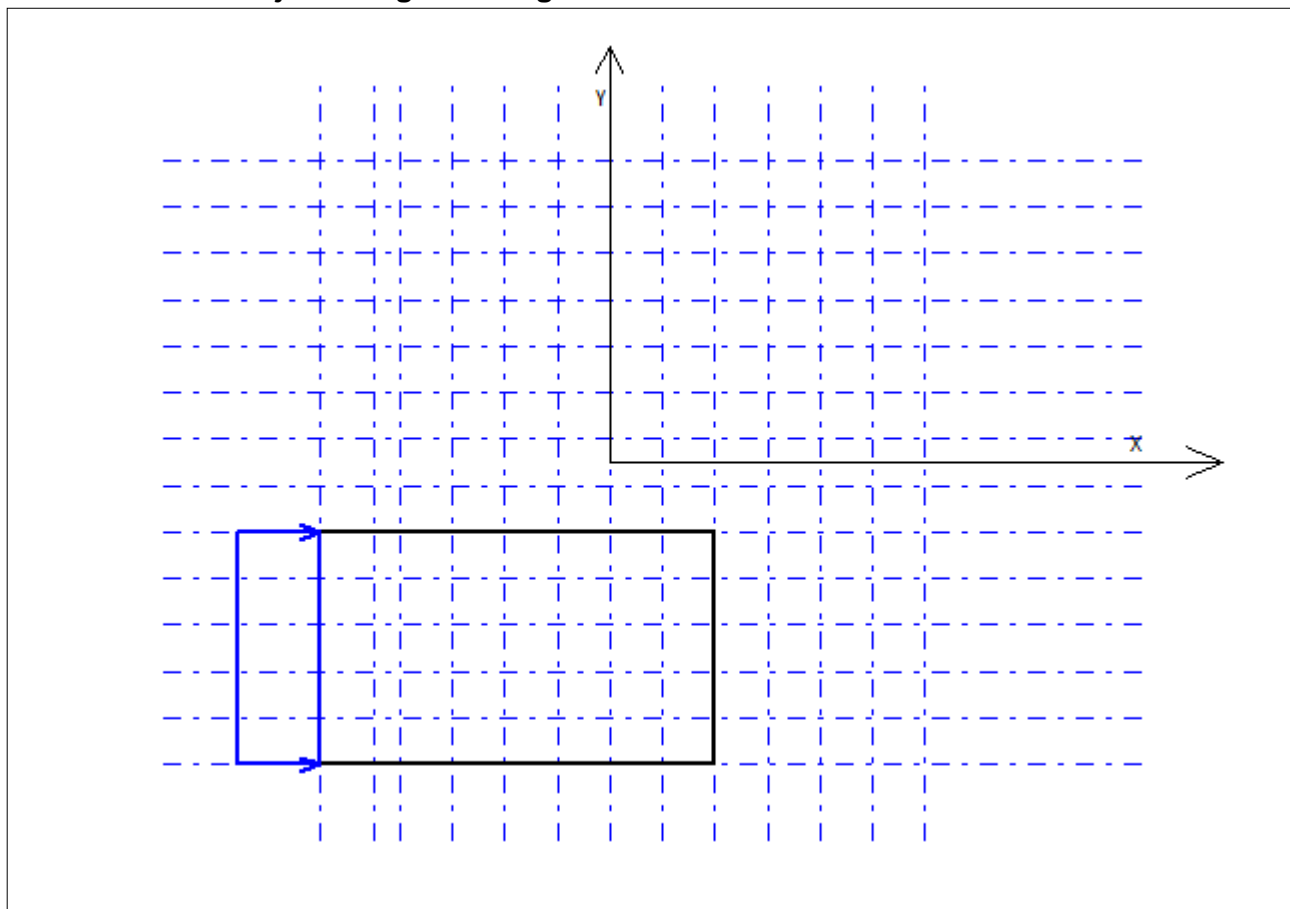
Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 7
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 08-05-2023

**Lasttilfelle nr 5: Skjevstilling Y-retning**



Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 8
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 08-05-2023

## Lasttilfelle nr 6: Skjevstilling X-retning



### Lastdata for lasttilfelle nr 1: Vind Y

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	7,0	-33000	12000	-39000	-39000	1	1
Y	3,0	-33000	-18000	-9000	-9000	1	1

### Lastdata for lasttilfelle nr 2: Vind X

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	10,1	-33000	-33000	-39000	-9000	1	1
Y	-5,1	-8000	12000	-39000	-39000	1	1
Y	-8,1	-18000	-8000	-39000	-39000	1	1

### Lastdata for lasttilfelle nr 3: Vind -Y

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	-3,0	-33000	12000	-39000	-39000	1	1
Y	-7,0	-33000	-18000	-9000	-9000	1	1

### Lastdata for lasttilfelle nr 4: Vind -X

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	-10,4	12000	12000	-39000	-9000	1	1
Y	-12,2	8000	12000	-39000	-39000	1	1
Y	-8,1	-8000	8000	-39000	-39000	1	1
Y	-5,1	-18000	-8000	-39000	-39000	1	1

### Lastdata for lasttilfelle nr 5: Skjevstilling Y-retning

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	0,3	-33000	12000	-39000	-39000	1	1

Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 9
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 08-05-2023

#### Lastdata for lasttilfelle nr 6: Skjevstilling X-retning

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	0,4	-33000	-33000	-39000	-9000	1	1

#### Lastkombinasjoner

Last-kombinasjon	Lasttilfelle nr					
	1	2	3	4	5	6
1	1	0	0	0	1	0
2	0	1	0	0	0	1
3	0	0	1	0	-1	0
4	0	0	0	1	0	-1
5	1	0	0	0	0,5	0
6	0	1	0	0	0	0,5
7	0	0	1	0	-0,5	0
8	0	0	0	1	0	-0,5

#### Lastfaktorer for horisontallast

Lasttilfelle	Bruksgrense	Bruddgrense
1 Vind Y	0,2	1,05
2 Vind X	0,2	1,05
3 Vind -Y	0,2	1,05
4 Vind -X	0,2	1,05
5 Skjevstilling Y-retning	0,8	1
6 Skjevstilling X-retning	0,8	1

#### Påført vertikallast (kN)

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

#### Lastfaktorer for vertikallast

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

Egenvekt vertikalskiver: 2500 kg/m3

#### Beregningsresultater

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

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
1	81	0	81	97	0	97

##### Aksialkraft i skive nr 2 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
1	43	0	43	51	0	51

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

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
1	2779	0	2779	3335	0	3335

##### Aksialkraft i skive nr 4 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
1	29	0	29	34	0	34

Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 10
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 08-05-2023

**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	-10500	-39000	1	1
0,0	0,0	-33000	-24000	1	2
0,0	0,3	-8000	-9000	1	3
0,0	0,0	12000	-15000	1	4

**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	-10500	-39000	1	1
0,0	0,0	-33000	-24000	1	2
0,0	-0,1	-8000	-9000	1	3
0,0	0,0	12000	-15000	1	4

**Lastkombinasjon nr 3 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning**

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0,0	0,0	-10500	-39000	1	1
0,0	0,0	-33000	-24000	1	2
0,0	-0,2	-8000	-9000	1	3
0,0	0,0	12000	-15000	1	4

**Lastkombinasjon nr 4 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning**

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0,0	0,0	-10500	-39000	1	1
0,0	0,0	-33000	-24000	1	2
0,0	-0,2	-8000	-9000	1	3
0,0	0,0	12000	-15000	1	4

**Lastkombinasjon nr 5 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning**

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0,0	0,0	-10500	-39000	1	1
0,0	0,0	-33000	-24000	1	2
0,0	0,3	-8000	-9000	1	3
0,0	0,0	12000	-15000	1	4

**Lastkombinasjon nr 6 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning**

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0,0	0,0	-10500	-39000	1	1
0,0	0,0	-33000	-24000	1	2
0,0	-0,1	-8000	-9000	1	3
0,0	0,0	12000	-15000	1	4

**Lastkombinasjon nr 7 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning**

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0,0	0,0	-10500	-39000	1	1
0,0	0,0	-33000	-24000	1	2
0,0	-0,2	-8000	-9000	1	3
0,0	0,0	12000	-15000	1	4

**Lastkombinasjon nr 8 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning**

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0,0	0,0	-10500	-39000	1	1
0,0	0,0	-33000	-24000	1	2
0,0	-0,2	-8000	-9000	1	3
0,0	0,0	12000	-15000	1	4

**Lastkombinasjon nr 1 Bruddgrense**

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)

Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 11
Prosjekt	Ordre		Sign Dato 08-05-2023

1	0,0	389,6	-4798,3	0	2	0,0003
---	-----	-------	---------	---	---	--------

#### Lastkombinasjon nr 2 Bruddgrense

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
1	329,9	-192,3	8810,5	0	-1	0,0003

#### Lastkombinasjon nr 3 Bruddgrense

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
1	0,0	-263,4	4419,5	0	-1	0,0000

#### Lastkombinasjon nr 4 Bruddgrense

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
1	-338,1	-240,9	-7927,0	0	-1	-0,0011

#### Lastkombinasjon nr 5 Bruddgrense

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
1	0,0	383,9	-4739,2	0	2	0,0003

#### Lastkombinasjon nr 6 Bruddgrense

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
1	324,7	-192,3	8684,5	0	-1	0,0003

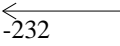
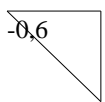
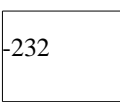
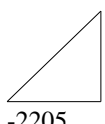
#### Lastkombinasjon nr 7 Bruddgrense

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
1	0,0	-257,8	4360,4	0	-1	0,0000

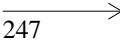
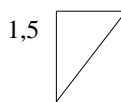
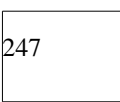
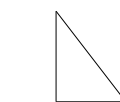
#### Lastkombinasjon nr 8 Bruddgrense

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
1	-332,9	-240,9	-7801,0	0	-1	-0,0011

#### Skive nr 1 : Lastkombinasjon nr 4 : Maks.tallverdi Bruddgrense

H(kN)	Forskyvning(mm)	Skjærkraft(kN)	Moment(kNm)	
				1.etg




#### Skive nr 2 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruddgrense

H(kN)	Forskyvning(mm)	Skjærkraft(kN)	Moment(kNm)	
				1.etg







Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 12
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 08-05-2023

**Skive nr 3 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruddgrense**

H(kN)	Forskyvning(mm)	Skjærkraft(kN)	Moment(kNm)	
268 → 	0,0	268 	 2543	1.etg

**Skive nr 4 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruddgrense**

H(kN)	Forskyvning(mm)	Skjærkraft(kN)	Moment(kNm)	
143 → 	1,7 	143 	 1357	1.etg

**Maksimum og minimum snittkrefter for plane skiver**
**Skive nr 1 Bruddgrense**

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
1	97	81	-2205	-232

**Skive nr 2 Bruddgrense**

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
1	51	43	2344	247

**Skive nr 3 Bruddgrense**

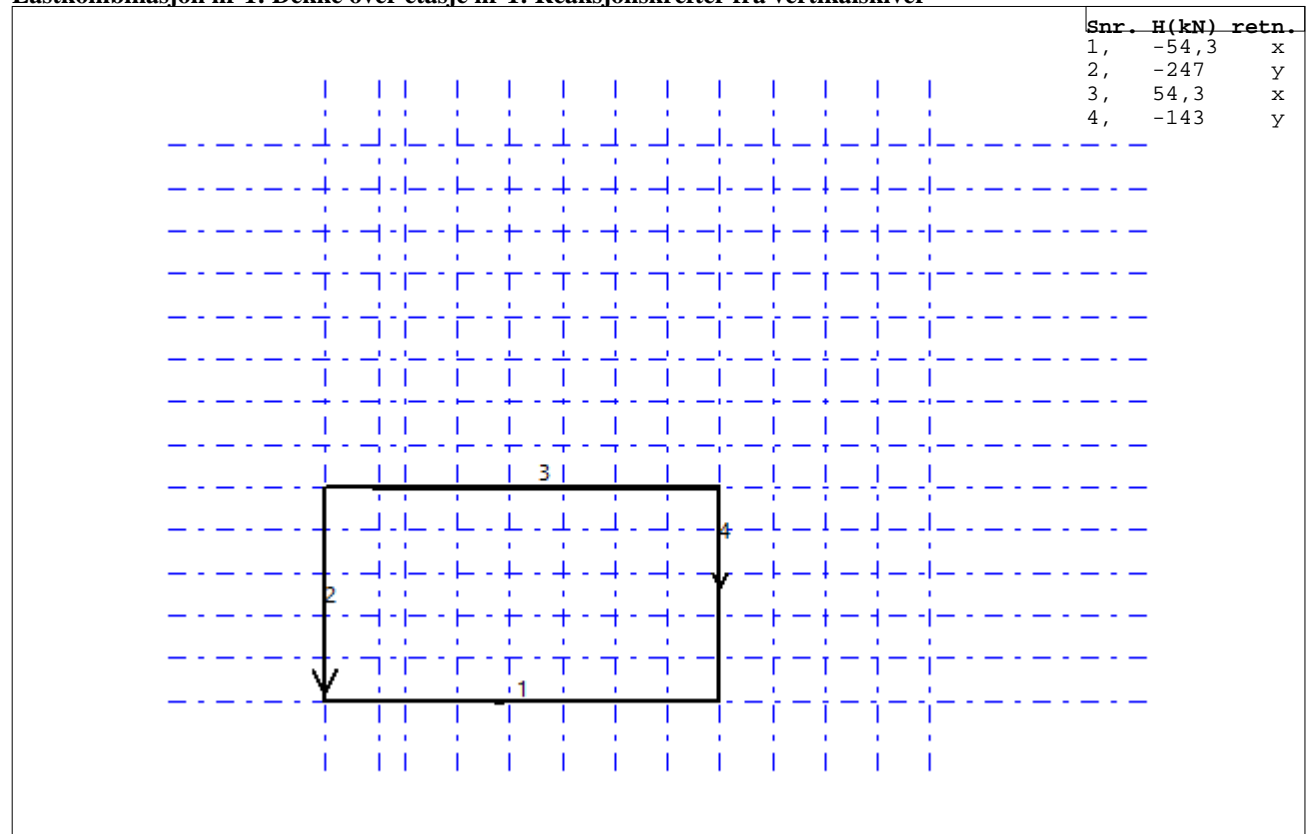
Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
1	3335	2779	2543	268

**Skive nr 4 Bruddgrense**

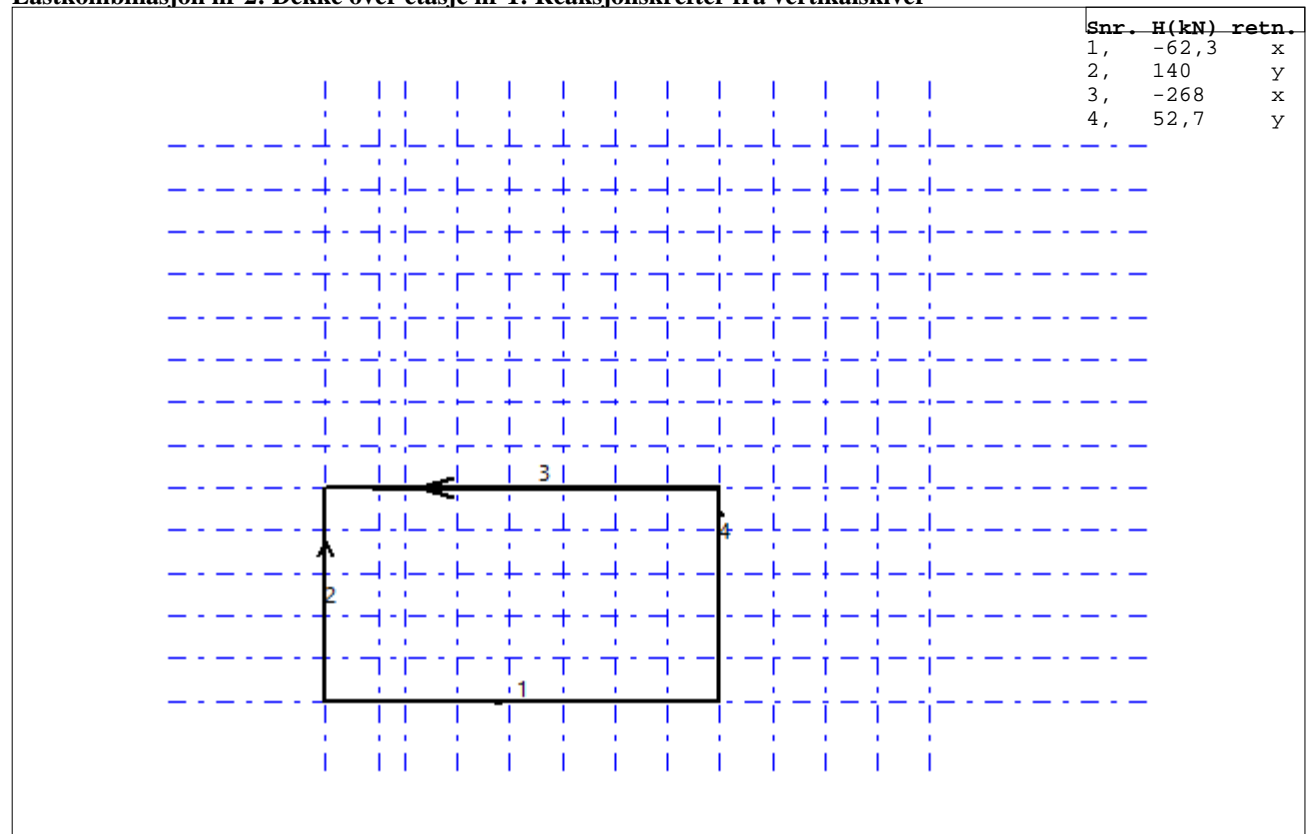
Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
1	34	29	1357	143

Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 13
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 08-05-2023

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

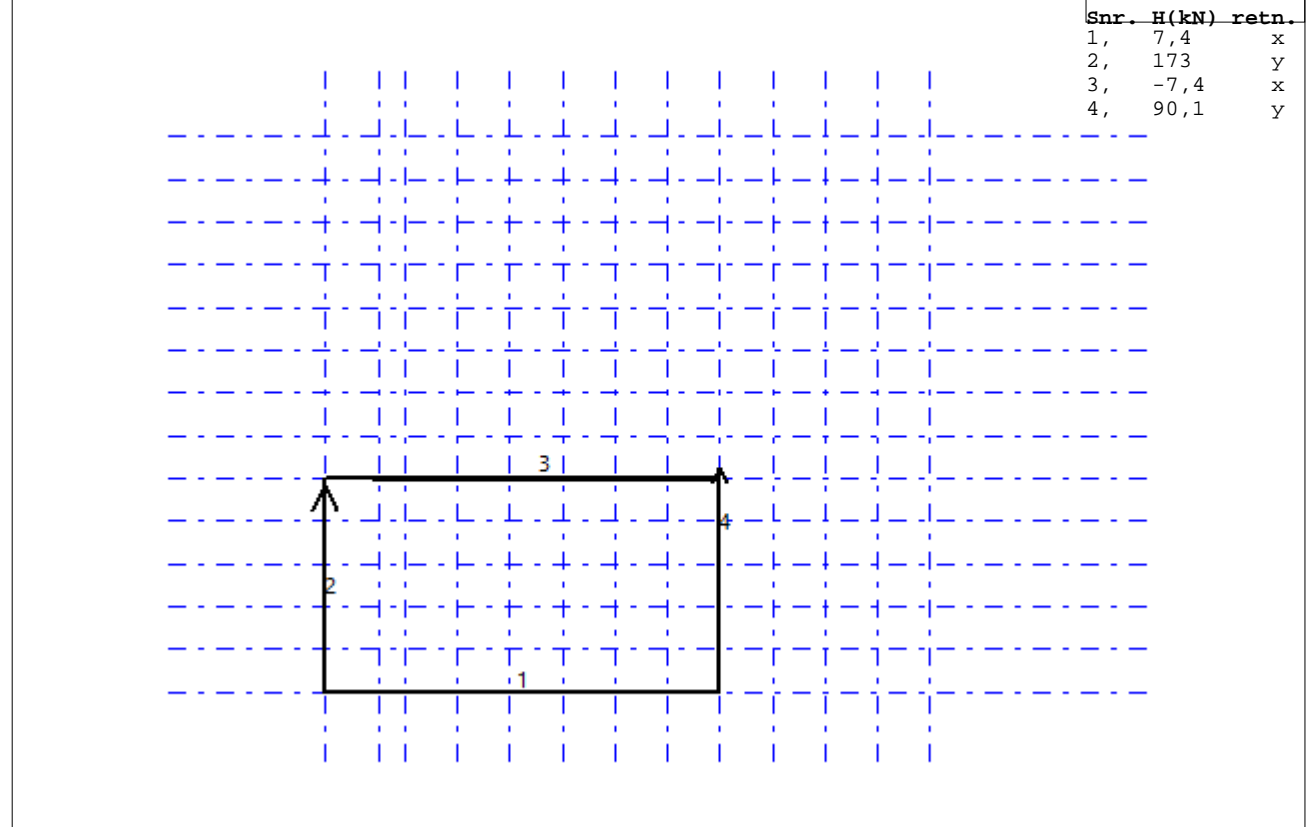


**Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

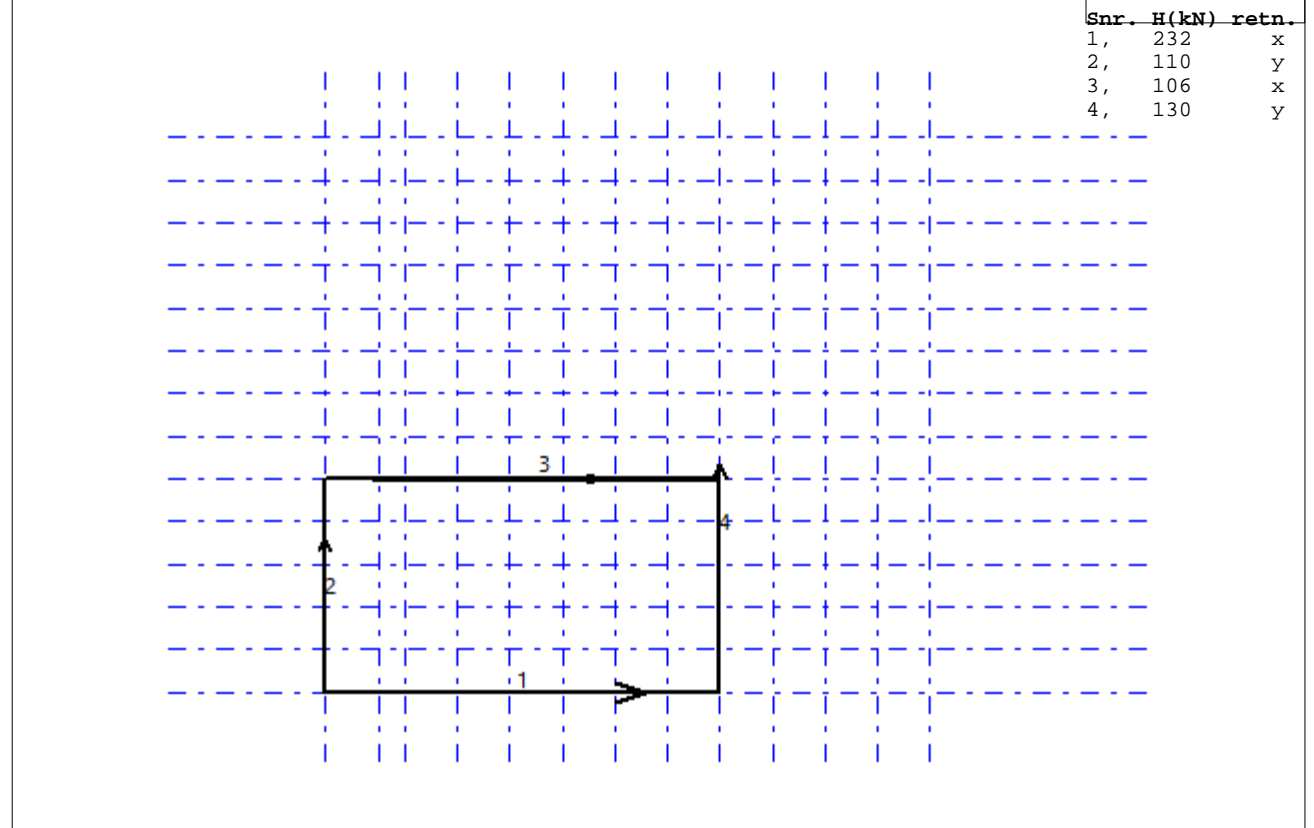


Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 14
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 08-05-2023

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

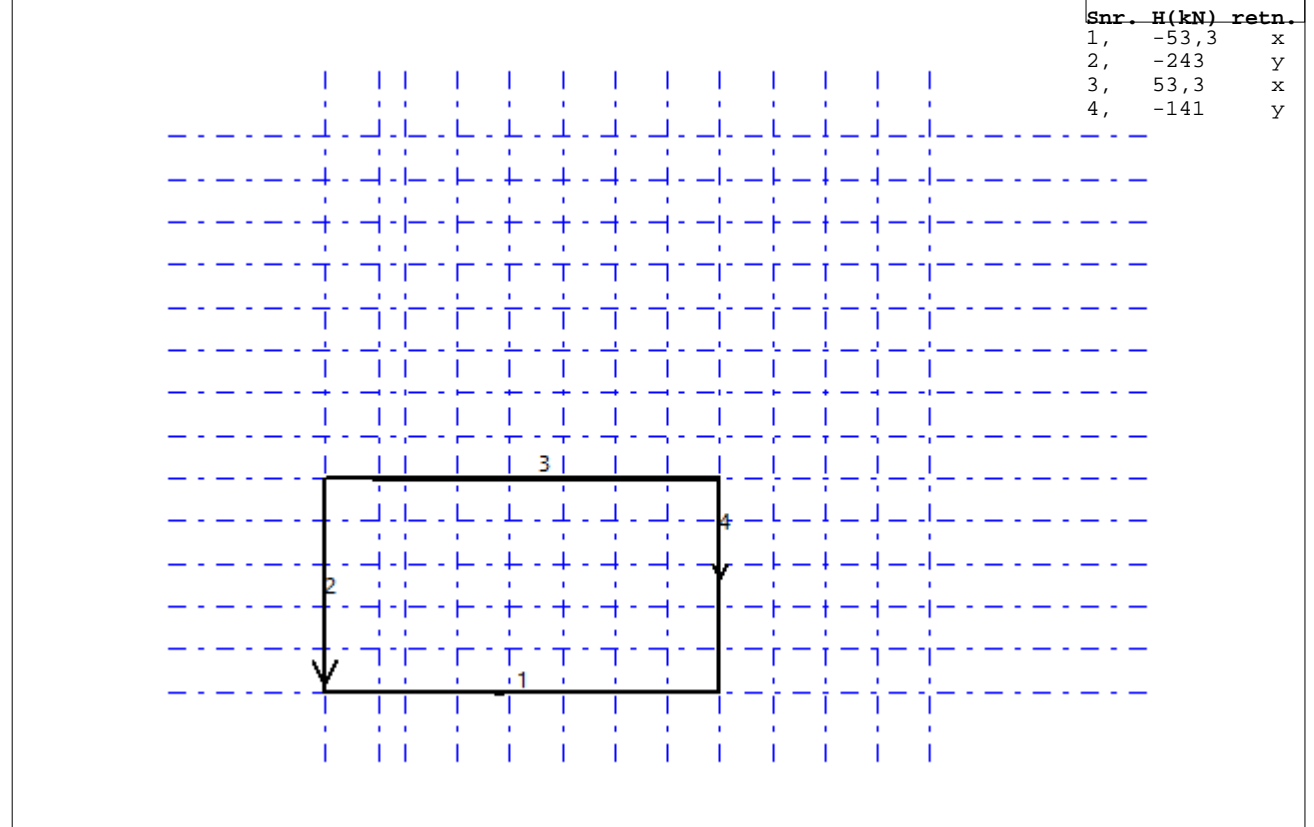


**Lastkombinasjon nr 4: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

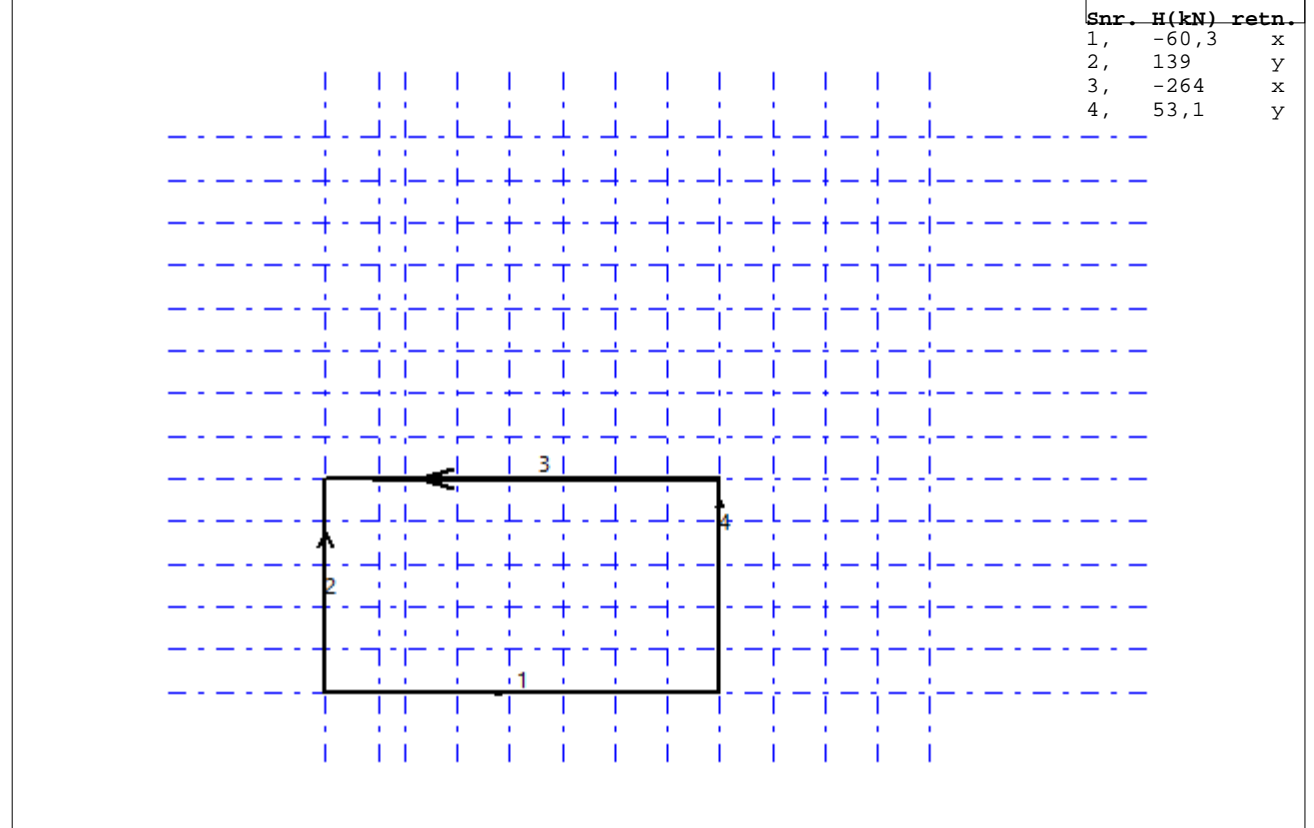


Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 15
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 08-05-2023

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

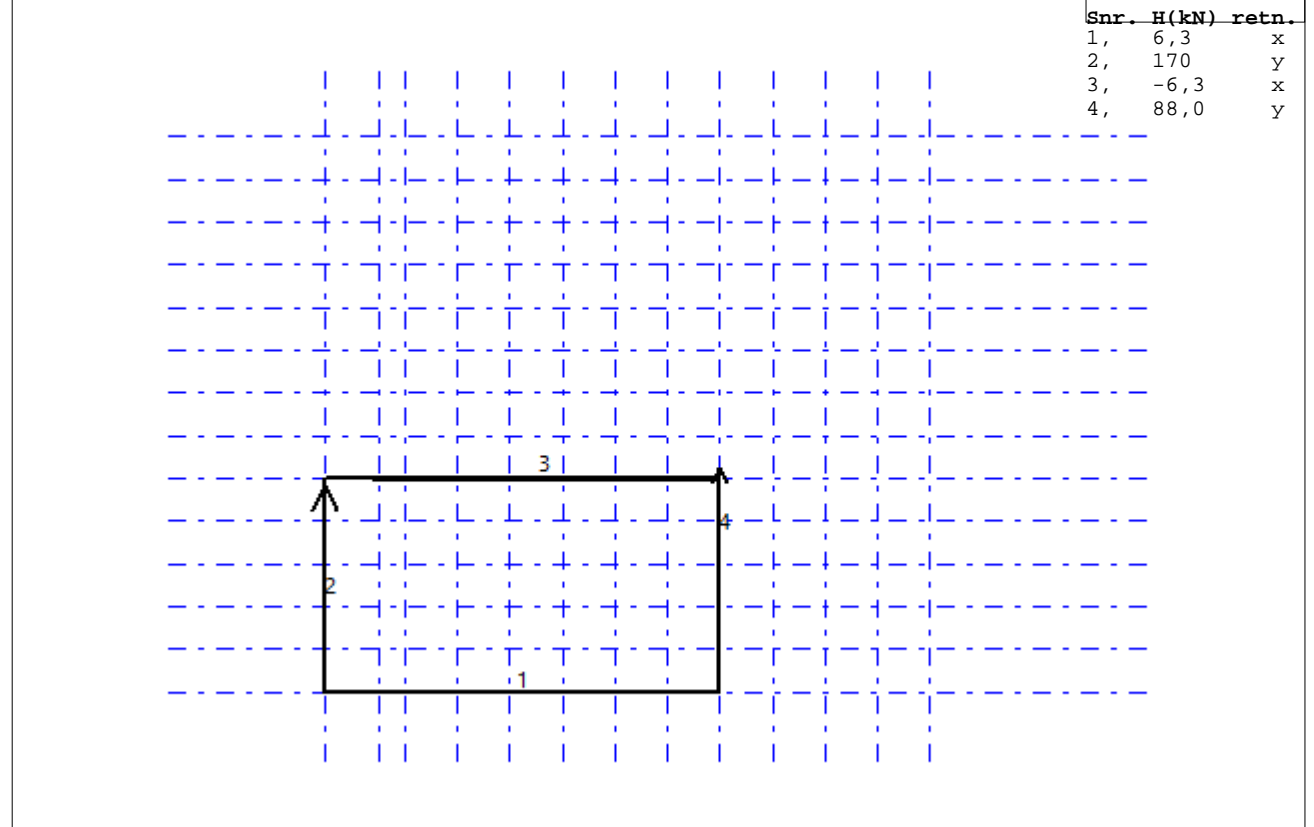


**Lastkombinasjon nr 6: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

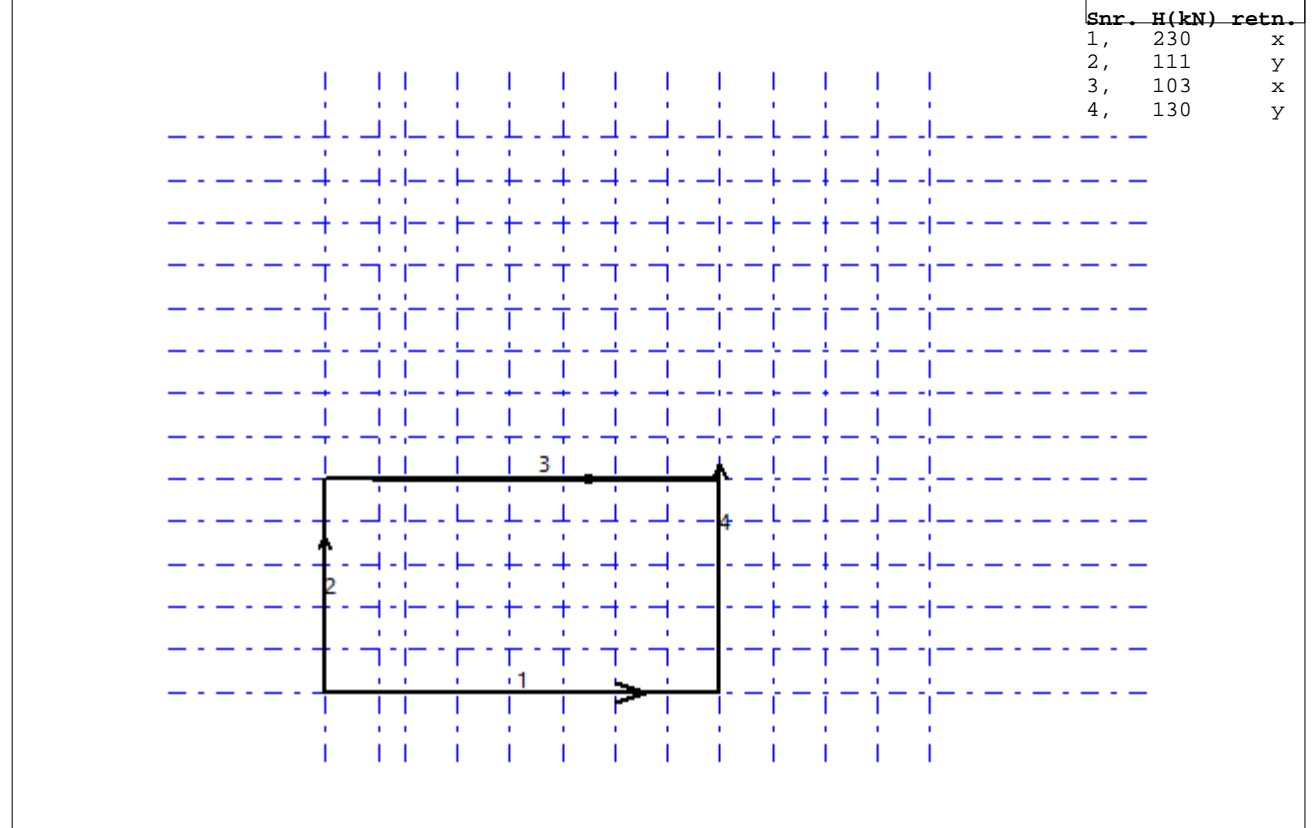


Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 16
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 08-05-2023

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



**Lastkombinasjon nr 8: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**



Tittel Global stabilitet lange vindkryss			Side 17
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 08-05-2023

## Maksimum snittkrefter i dekker

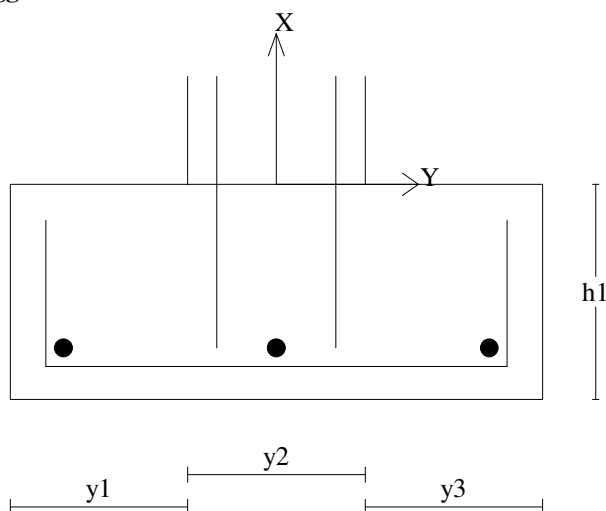
### Dekke nr 1 Bruddgrense

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
-33000	0	0	-39000	-2341	0
-27000	-1264	-182	-33000	-1302	164
-24000	-1628	-150	-27000	-2128	97
-18000	-2065	140	-21000	2723	136
-12000	-2172	89	-15000	-2711	202
-6000	-2005	44	-9000	0	268
0	-1563	52			
6000	-847	97			
12000	0	143			

# Vedlegg N

Tittel N.1 Kontroll av ringmur			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 21-05-2023

Dataprogram: BTSNITT versjon 7.3.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

<b>Veggbankett</b>			
			y1 = 250 mm y2 = 250 mm y3 = 250 mm h1 = 300 mm h2 = 300 mm h3 = 300 mm
<b>Armering i tverretning (ytterst)</b> *nominell overdekning: 40 mm armering, underkant: d 12 c 300	<b>Armering i lengderetning</b> armering, uk: 3 d 25 c 300	<b>skjøtarmering til vegg</b> armering: d 12 c 400 forankringslengde = 300 mm nominell overdekning: 35 mm	
(* NS-EN 1992-1-1 4.4.1.3(4) Nominell overdekning bør minst være: 40 mm mot avrettet grunn og 75 mm mot ikke avrettet grunn			

<b>Materialdata og jord-data</b>			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	0 mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0 mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	19,0 kN/m3
Betongkvalitet	B30 (C 30/37)	Uten hensyn til fundamentdybde:	
Densitet kg/m3	2400	Netto bæreevne	250 kN/m2
Sement i fasthetsklasse	N	<b>Minimum overdekning:</b>	
Armering flytegrense	500	(min.krav + toleranse) = (25 + 10) = 35 mm	
Skjærarmering flytegrense	500		
Eksponeringsklasse	XC2		
Lite korrosjonsømfintlig armering			
Levetid 50 år			
Relativ fuktighet	70%		
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)			

<b>Pålitelighetsklasse: 2 (brukervalgte lastfaktorer)</b>					<b>PSI-Faktor:</b> Kategori H1 <b>Krav maks.nedbøyning:</b> Bruk/utstyr stiller krav til nedbøyning
<b>Lastfaktorer</b>	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,00	1,00	
Variabel last (P)	0,20	1,00	1,00	1,00	



Tittel N.1 Kontroll av ringmur			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 21-05-2023

### Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1

#### Permanent last

Mg_z	0,0 kNm
Vg_y	0,0 kN
Vg_z	0,0 kN
Ng	0,0 kN

#### Variabel last

Mp_z	15,2 kNm
Vp_y	0,0 kN
Vp_z	0,0 kN
Np	-78,6 kN

#### Kontroll av likevekt (velting)

y-retning:  $M_{velt}/M_{stabil} = 0,49$

Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9

Vekt av overliggende jord er ikke medregnet

#### Lastfaktorer

$f_g = 1,2$   $f_p = 1,5$

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Ng og Np peker oppover.

### Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand

Y-retning:  $M_z = -6,5$  kNm  $M_z/M_{d_z} = 0,16$

Skjær-trykkbrudd langs vegg:  $V/V_d = 0,05$  Lasttilfelle nr 1

Skjær-strekkbrudd i avstand d fra vegg:  $V/V_{cd} = 0,00$

Dimensjonerende skjærkraft  $= 0,00$  kN/m

### Kontroll av grunntrykk

Ugunstigste lasttilfelle: 1

Bæreevne 250 kN/m<sup>2</sup>

tg  $\emptyset = 0,00$  rb  $= 0,00$  Nq  $= 0,00$  Ny  $= 0,00$

Overført grunntrykk 216 kN/m<sup>2</sup>

### Risskontroll

Y-retning: w/wd  $= 0,00$

Kontrollsnitt er lagt ved kant av vegg.

Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0,80 ftd

# Vedlegg 0

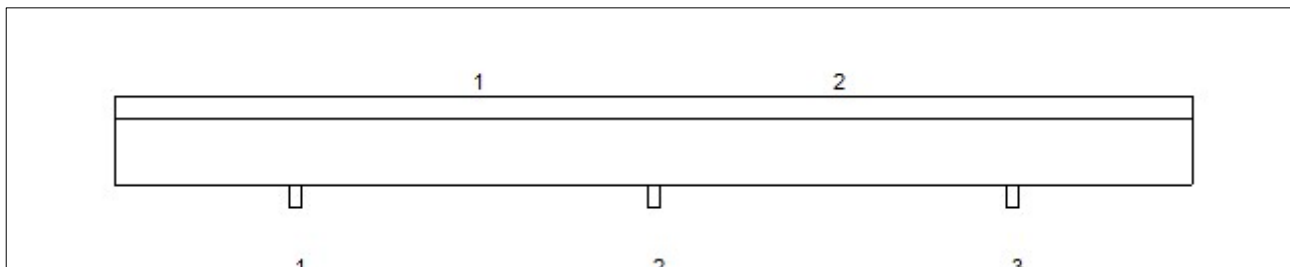
Tittel Vedlegg O.1 - Kontroll av ringmur			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 22-05-2023

Dataprogram: K-Bjelke versjon 7.3.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002

## INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1 Armering i felt og ved opplegg
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering

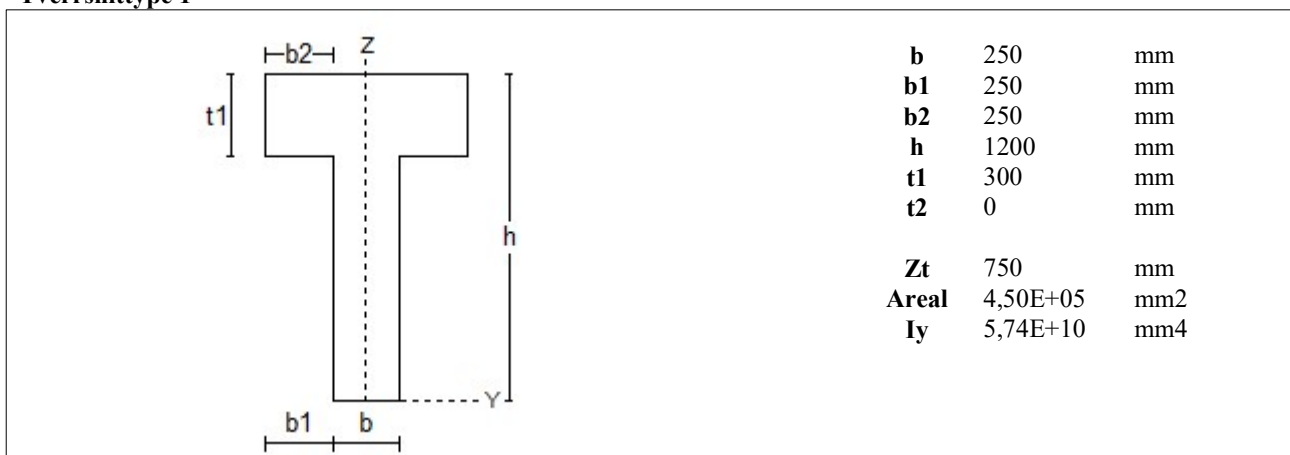
## 1.0 BJELKE MED 3 OPPLEGGSPUNKTER



## 1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v.utkr.	1	2	h.utkr.
Spennvidde	3000	6000	6000	3000
Tverrsnitttype	1	1	1	1

### Tverrsnitttype 1

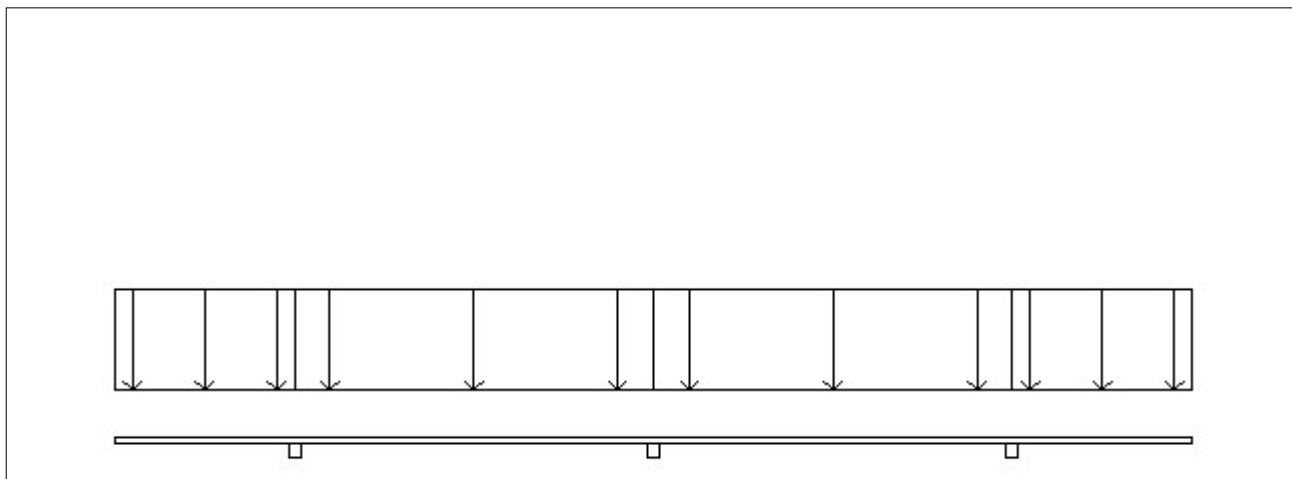


Tittel Vedlegg O.1 - Kontroll av ringmur			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 22-05-2023

## 1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri		200					
2	Fri		200					
3	Fri		200					

## 1.3 LASTBILDE



### Lastfaktorer (brukervalgte)

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,00
Variabel last	1,00	0,20	1,00

**PSI-Faktor** Kategori H1 : TAK - Snølaster  
**Krav maks.nedbøyning** Konstruksjoner der nedbøyning fører til skader

Pålitelighetsklasse: 2	Bjelkens romvekt: 2500 kg/m3
------------------------	------------------------------

### Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
v. utkrag.	11,25	250,00	0,00
1	11,25	250,00	0,00
2	11,25	250,00	0,00
h. utkrag.	11,25	250,00	0,00

Tittel Vedlegg O.1 - Kontroll av ringmur			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 22-05-2023

## 1.4 MATERIALDATA

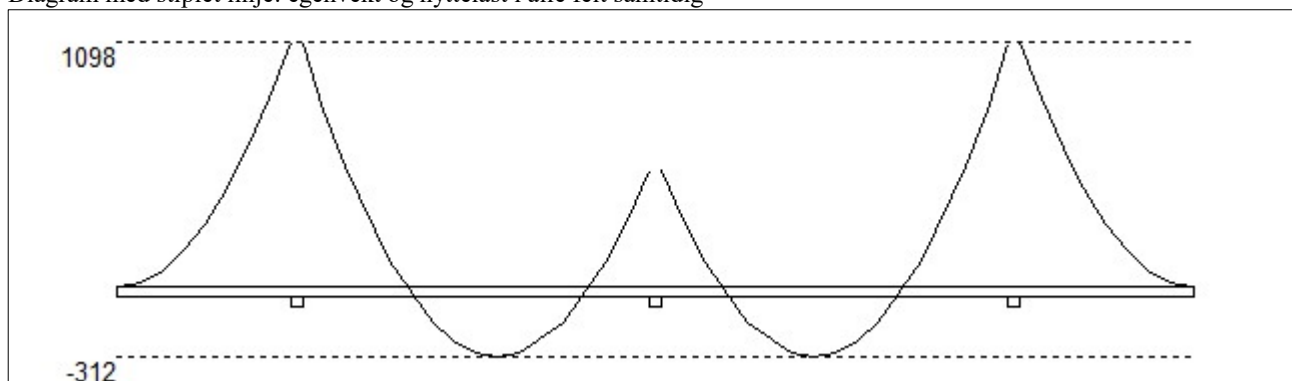
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeringsklasse	XC1	XC1
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B35 (C35/45)			
Tilslagets spesifikke tyngde (kg/m <sup>3</sup> )	2400			
Sement i fasthetsklasse ( R / N / S)	N	<b>Min. overdekning</b>	<b>uk</b>	<b>ok</b>
Armering flytegrense	500	Min krav	15	15
Bøyler flytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	70	Min. nominell overdekning	25	25
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	231			
største tilslagsstørrelse, dg(mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		1,65
Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	34100	Svinntøyning, FI 0_28		-0,00009
Trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	19,8	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00024
Middel verdi av strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	3,21			
Strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,27			

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

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

## 2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: egenvekt og nyttelast i alle felt samtidig



### Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-312	-312	-312	-312
2	-312	-312	-312	-312

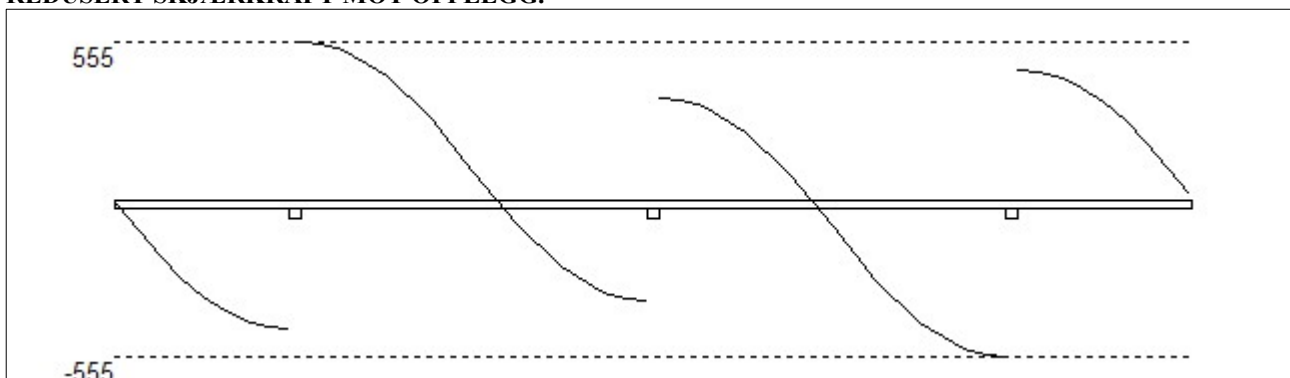
Mg: permanent last Mp: variabel last

### Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	1098	1098	1098	1098
2	520	520	520	520
3	1098	1098	1098	1098

Tittel Vedlegg O.1 - Kontroll av ringmur			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 22-05-2023

## 2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT. REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLEGG.



### Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1	-757	-457	855	555
2	-659	-359	659	359
3	-855	-555	758	457

## 3.1 ARMERING I FELT OG VED OPPLEGG

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

### Feltarmering i underkant og overkant

	Felt	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
uk	1	1	48	4	12	40
uk	1	2	93	2	12	86
uk	2	1	48	4	12	40
uk	2	2	93	2	12	86
ok	1	1	48	5	12	40
ok	2	1	48	5	12	40

### Overkantarmering ved opplegg

Opplegg	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
1	1	48	14	12	40
1	2	93	8	12	86
2	1	48	11	12	40
3	1	48	14	12	40
3	2	93	8	12	86

## 3.2 FORANKRINGSLENGDE OG AVKORTING AV ARMERING

Forutsetning vedr. forankringslengde: Maks. halvparten av armeringen i felt eller over opplegg kan bli avkortet

D: armeringsdiameter

Forankringslengde i underkant:  $32 \times D$  Forankringslengde i overkant:  $38 \times D$

Kapasitetskurvene for moment, (M/Md), kan benyttes til å avkorte armering. Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag Forskyv endepunktene minst  $3 \times D$  forbi teoretisk punkt (toleranseavvik)

M/Md for uk viser statistisk nødvendig andel av beregnet feltarmering i uk

M/Md for ok viser statistisk nødvendig andel av beregnet overkantarmering ved opplegg

M/Md for ok midt i felt kan eventuelt vise nødvendig andel av beregnet feltarmering i ok

Tittel Vedlegg O.1 - Kontroll av ringmur			Side 5
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 22-05-2023

### 3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyler) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

Det forutsettes at feltarmeringen i underkant av endefelt avsluttes som rette stenger, 50 mm fra bjelkeende

#### Opplegg nr 1

Det trengs ikke forankringsbøyler.

#### Opplegg nr 3

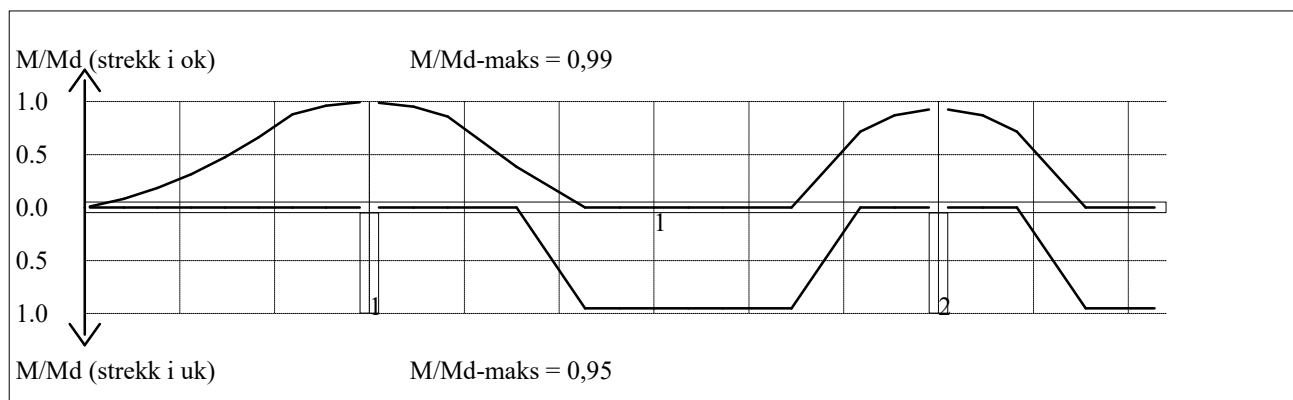
Det trengs ikke forankringsbøyler.

### 3.4 MINIMUMSARMERING (mm<sup>2</sup>)

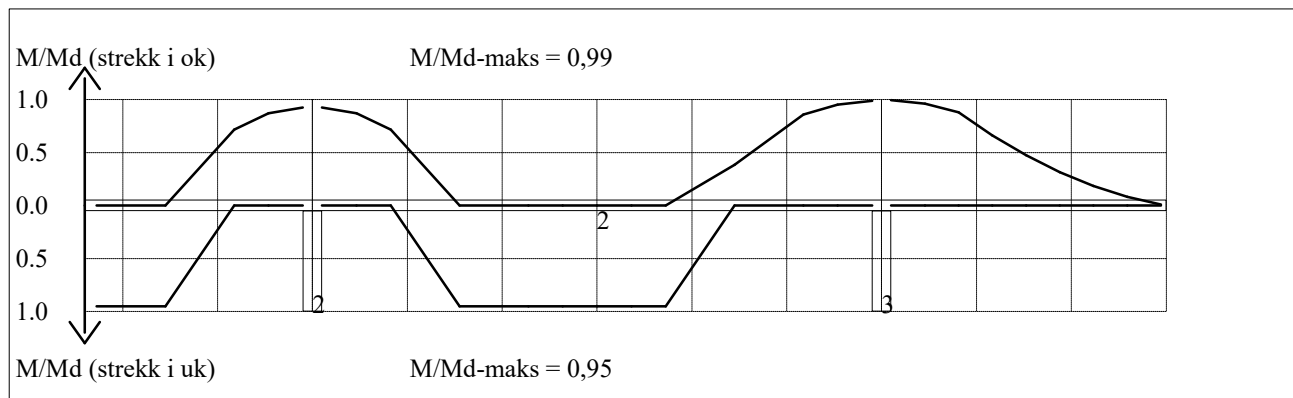
Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	481	481	481	481
2	481	481	481	481

### 4.1 MOMENTKONTROLL



**Momentkontroll for felt nr 1** Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

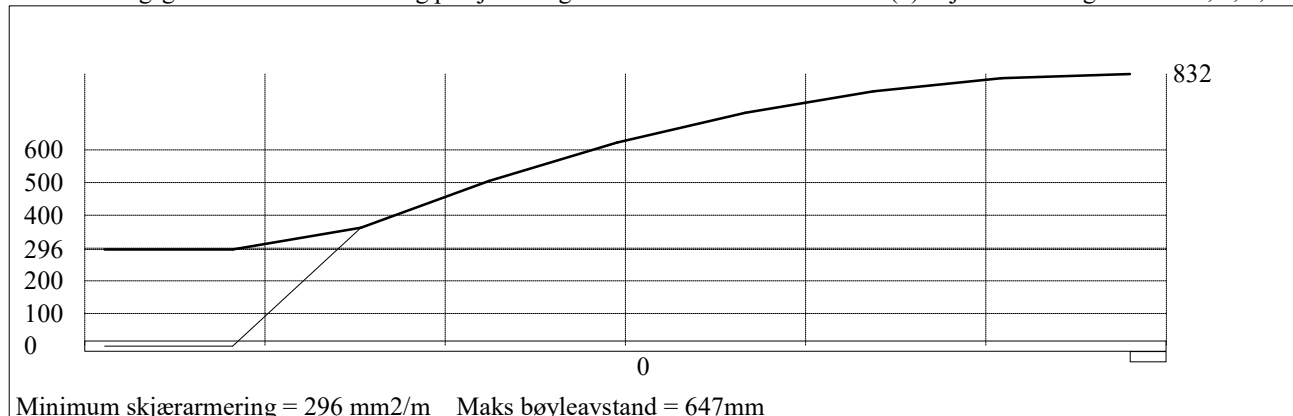


**Momentkontroll for felt nr 2** Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

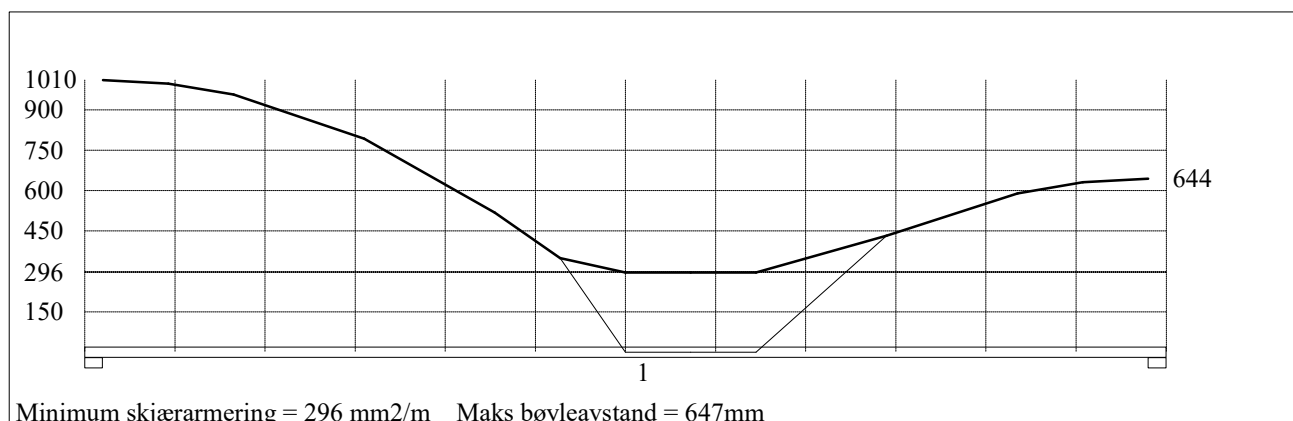
Tittel Vedlegg O.1 - Kontroll av ringmur			Side 6
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 22-05-2023

## 4.2 SKJÆRARMERING

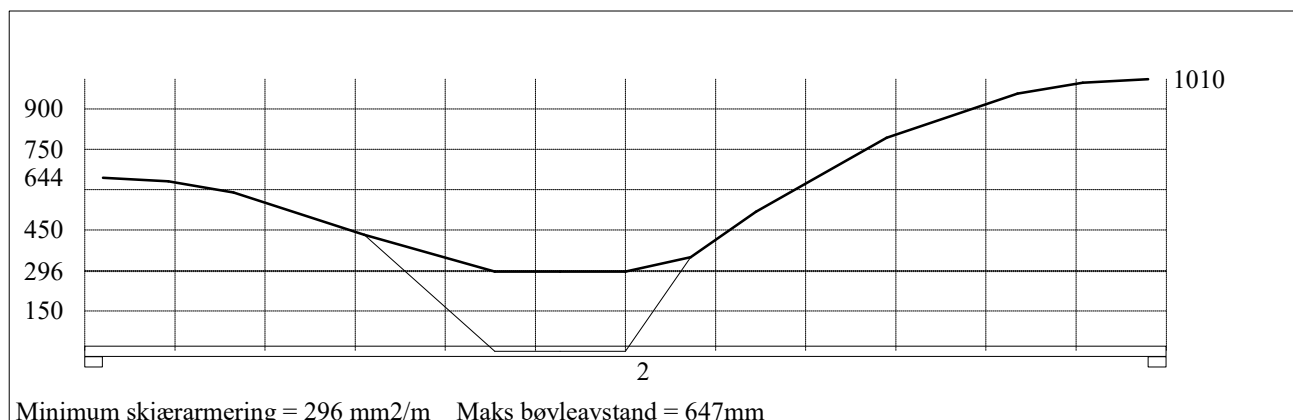
Krav om langsgående overflatearmering på bjelkestegets sider EN 1992-1-1 NA.9.7 (1). Gjelder for følgende felt: 0, 1, 2, 3



**Skjærarmering (mm<sup>2</sup>/m) for felt nr 0**    Avstand mellom vertikalstreker = 0.5 m



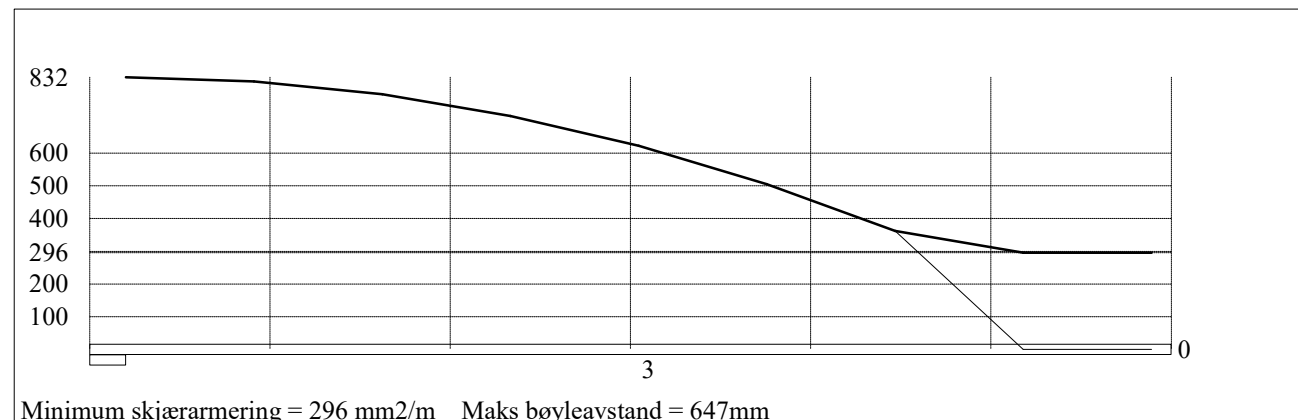
**Skjærarmering (mm<sup>2</sup>/m) for felt nr 1**    Avstand mellom vertikalstreker = 0.5 m



**Skjærarmering (mm<sup>2</sup>/m) for felt nr 2**    Avstand mellom vertikalstreker = 0.5 m



Tittel Vedlegg O.1 - Kontroll av ringmur			Side 7
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 22-05-2023



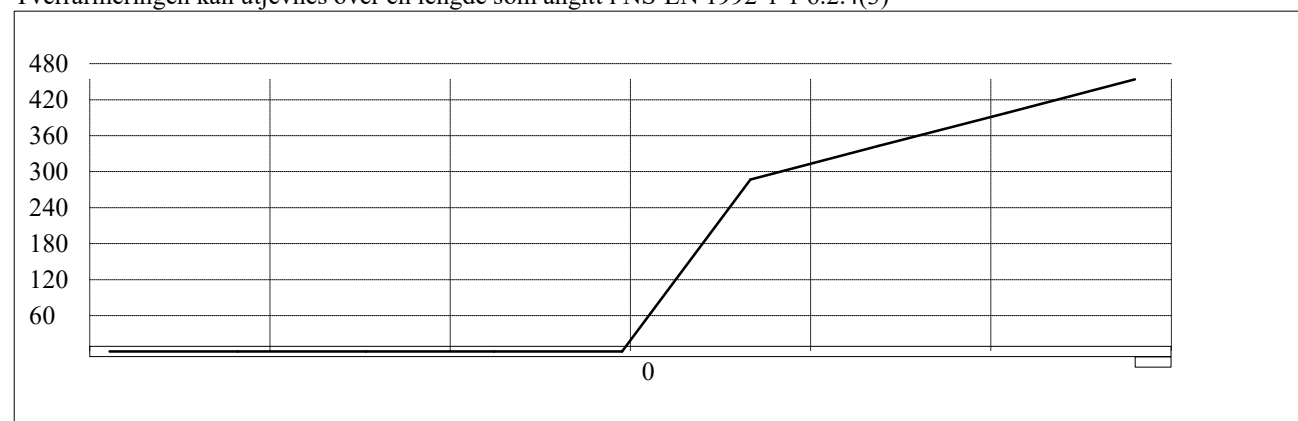
**Skjærarmering (mm<sup>2</sup>/m) for felt nr 3**    Avstand mellom vertikallstreker = 0.5 m

#### 4.2.1 Skjærarmering i tverretning mellom steg og flens

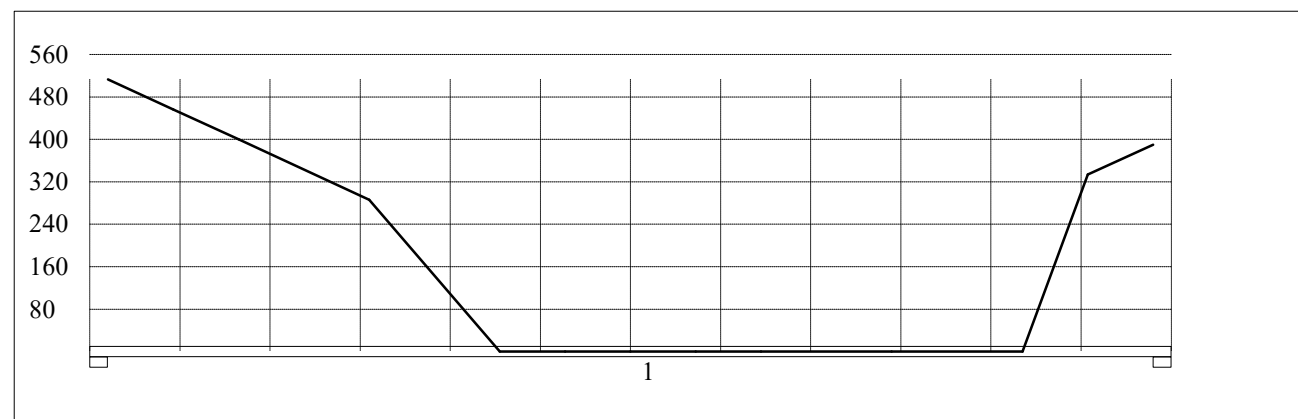
Kombinasjon av armering for skjær og bøyning: NS-EN 1992-1-1 6.2.4(5) og 6.2.4(2)

Største av: Armering for bøyning + halvparten av skjærarmeringen, hele skjærarmeringen, minimumsarmering

Tverrarmeringen kan utjevnes over en lengde som angitt i NS-EN 1992-1-1 6.2.4(3)

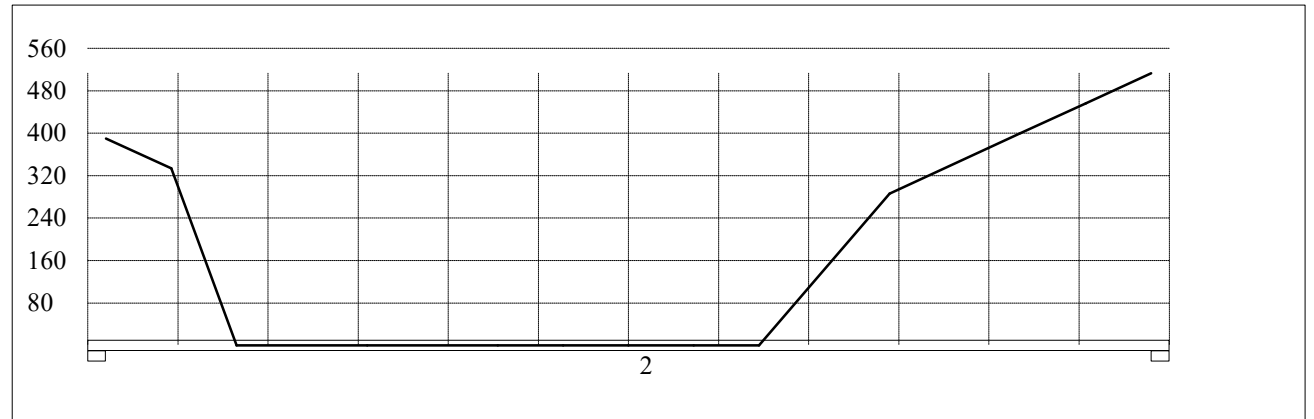


**Skjærarmering i tverretning (mm<sup>2</sup>/m) for felt nr 0**    Avstand mellom vertikallstreker = 0.5 m

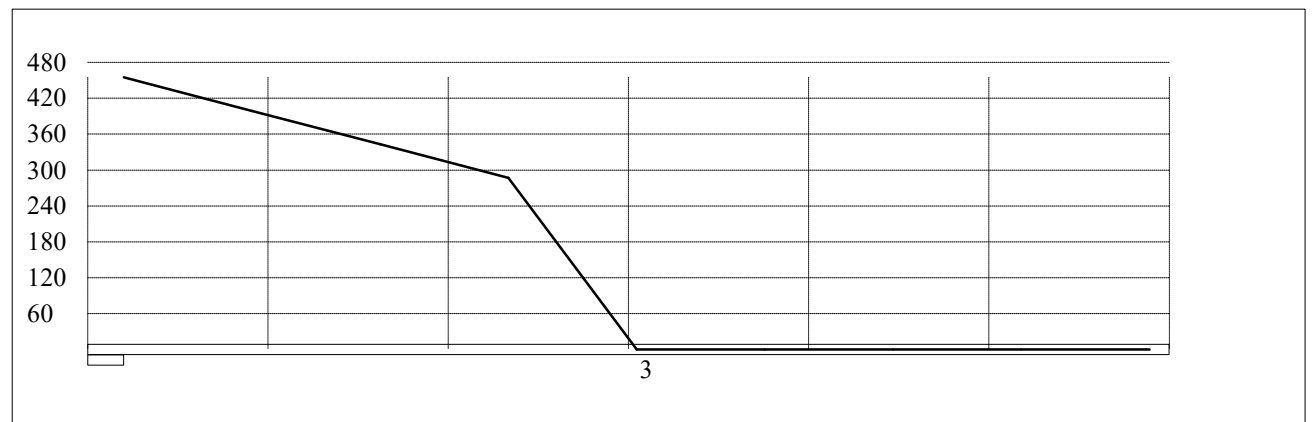


**Skjærarmering i tverretning (mm<sup>2</sup>/m) for felt nr 1**    Avstand mellom vertikallstreker = 0.5 m

Tittel Vedlegg O.1 - Kontroll av ringmur			Side 8
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 22-05-2023



**Skjærarmering i tverretning (mm²/m) for felt nr 2** Avstand mellom vertikalstreker = 0.5 m



**Skjærarmering i tverretning (mm²/m) for felt nr 3** Avstand mellom vertikalstreker = 0.5 m

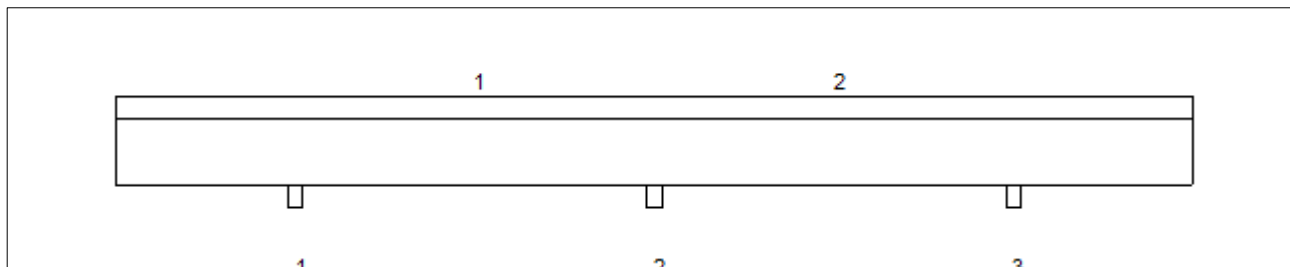
Tittel Vedlegg O.2 - Kontroll av riss, ved mindre grunntrykk			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 21-05-2023

Dataprogram: K-Bjelke versjon 7.3.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002

## INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1 Armering i felt og ved opplegg
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.3 Risskontroll

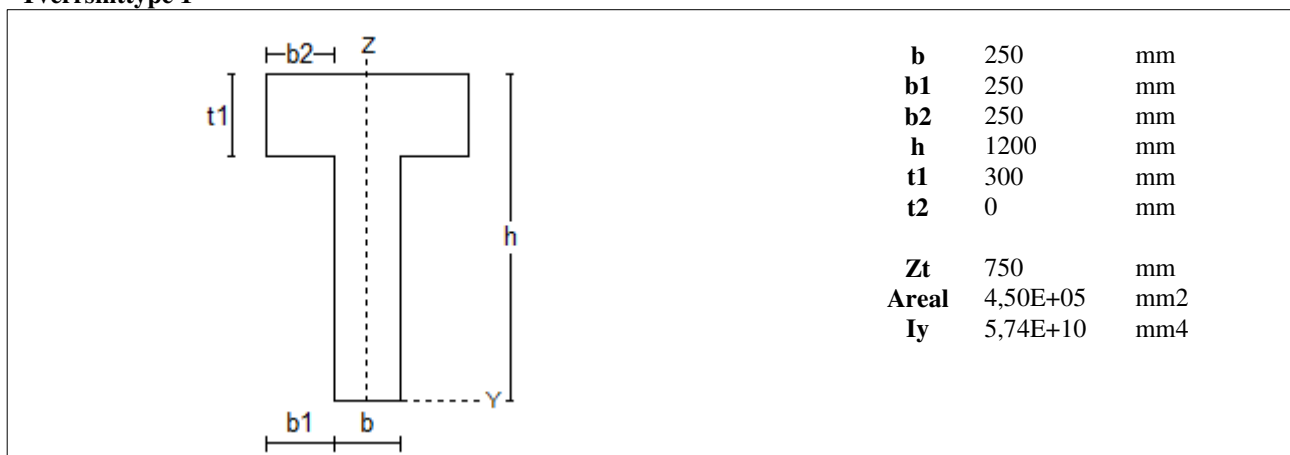
## 1.0 BJELKE MED 3 OPPLEGGSPUNKTER



## 1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v.utkr.	1	2	h.utkr.
Spennvidde	3000	6000	6000	3000
Tverrsnitttype	1	1	1	1

### Tverrsnitttype 1

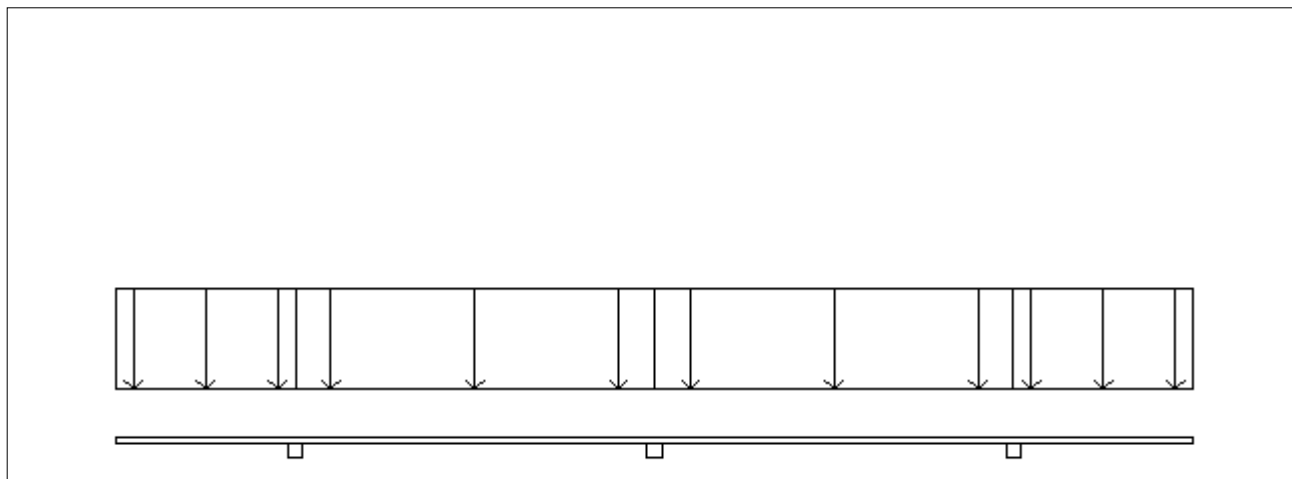


Tittel Vedlegg O.3 - Kontroll av riss, ved mindre grunntrykk			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 21-05-2023

## 1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri		250					
2	Fri		250					
3	Fri		250					

## 1.3 LASTBILDE



### Lastfaktorer (brukervalgte)

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,00
Variabel last	1,00	0,20	1,00

**PSI-Faktor** Kategori H1 : TAK - Snølaster  
**Krav maks.nedbøyning** Konstruksjoner der nedbøyning fører til skader

Pålitelighetsklasse: 2	Bjelkens romvekt: 1 kg/m <sup>3</sup>
------------------------	---------------------------------------

### Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
v. utkrag.	0,00	200,00	0,00
1	0,00	200,00	0,00
2	0,00	200,00	0,00
h. utkrag.	0,00	200,00	0,00

Tittel Vedlegg O.3 - Kontroll av riss, ved mindre grunntrykk			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 21-05-2023

## 1.4 MATERIALDATA

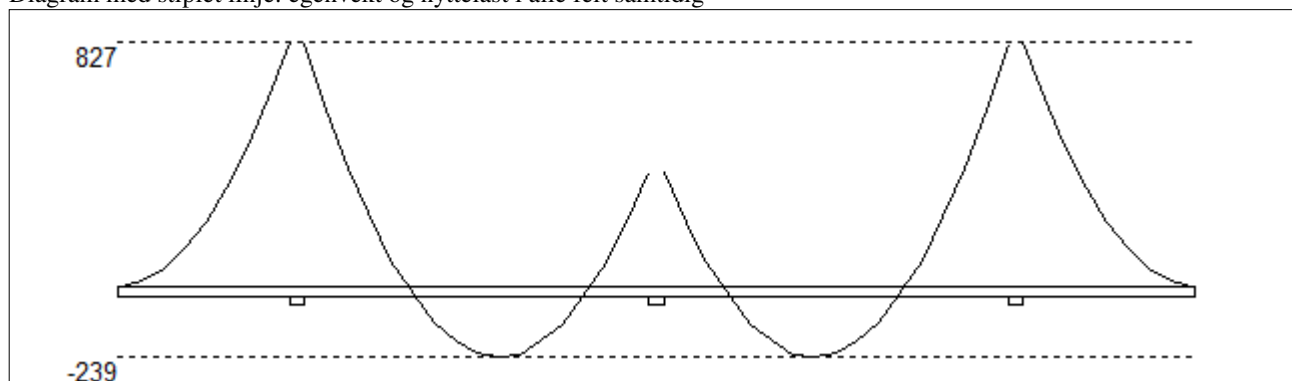
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeringsklasse	XC2	XC2
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B30 (C30/37)			
Tilslagets spesifikke tyngde (kg/m <sup>3</sup> )	2400			
Sement i fasthetsklasse ( R / N / S)	N	<b>Min. overdekning</b>	<b>uk</b>	<b>ok</b>
Armering flytegrense	500	Min krav	25	25
Bøyler flytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	70	Min. nominell overdekning	35	35
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	231			
største tilslagsstørrelse, d <sub>g</sub> (mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		1,85
Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	32800	Svinntøyning, FI 0_28		-0,00008
Trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	17	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00026
Middel verdi av strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	2,9			
Strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,15			

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

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

## 2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: egenvekt og nyttelast i alle felt samtidig



### Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-239	-239	-239	-239
2	-239	-239	-239	-239

Mg: permanent last Mp: variabel last

### Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

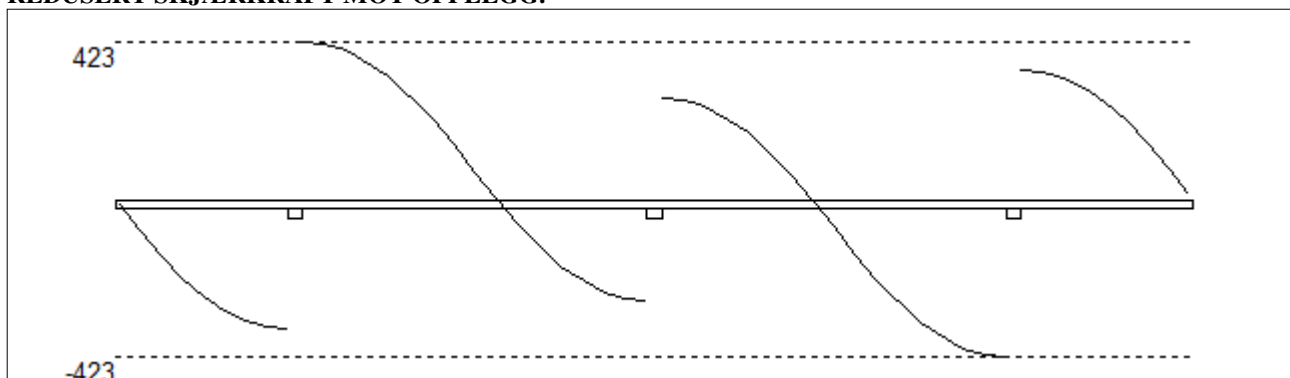
Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	826	826	826	826
2	385	385	385	385
3	827	827	827	827

Tittel Vedlegg O.3 - Kontroll av riss, ved mindre grunntrykk			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 21-05-2023

## 2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND

MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.

REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLÉGG.



### Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1	-575	-348	650	423
2	-500	-273	500	273
3	-650	-423	575	348

## 3.1 ARMERING I FELT OG VED OPPLÉGG

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

### Feltarmering i underkant og overkant

	Felt	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
uk	1	1	63	2	25	47
uk	2	1	63	2	25	47
ok	1	1	63	2	25	47
ok	2	1	63	2	25	47

### Overkantarmering ved opplegg

Opplegg	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
1	1	63	6	25	47
2	1	63	3	25	47
3	1	63	6	25	47

## 3.2 FORANKRINGSLENGDE OG AVKORTING AV ARMERING

Forutsetning vedr. forankringslengde: Maks. halvparten av armeringen i felt eller over opplegg kan bli avkortet

D: armeringsdiameter

Forankringslengde i underkant:  $36 \times D$  Forankringslengde i overkant:  $52 \times D$

Kapasitetskurvene for moment, (M/Md), kan benyttes til å avkorte armering. Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag

Forskyv endepunktene minst  $3 \times D$  forbi teoretisk punkt (toleranseavvik)

M/Md for uk viser statisk nødvendig andel av beregnet feltarmering i uk

M/Md for ok viser statisk nødvendig andel av beregnet overkantarmering ved opplegg

M/Md for ok midt i felt kan eventuelt vise nødvendig andel av beregnet feltarmering i ok

Tittel Vedlegg O.3 - Kontroll av riss, ved mindre grunntrykk			Side 5
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 21-05-2023

### 3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyler) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

Det forutsettes at feltarmeringen i underkant av endefelt avsluttes som rette stenger, 50 mm fra bjelkeende

#### Opplegg nr 1

Det trengs ikke forankringsbøyler.

#### Opplegg nr 3

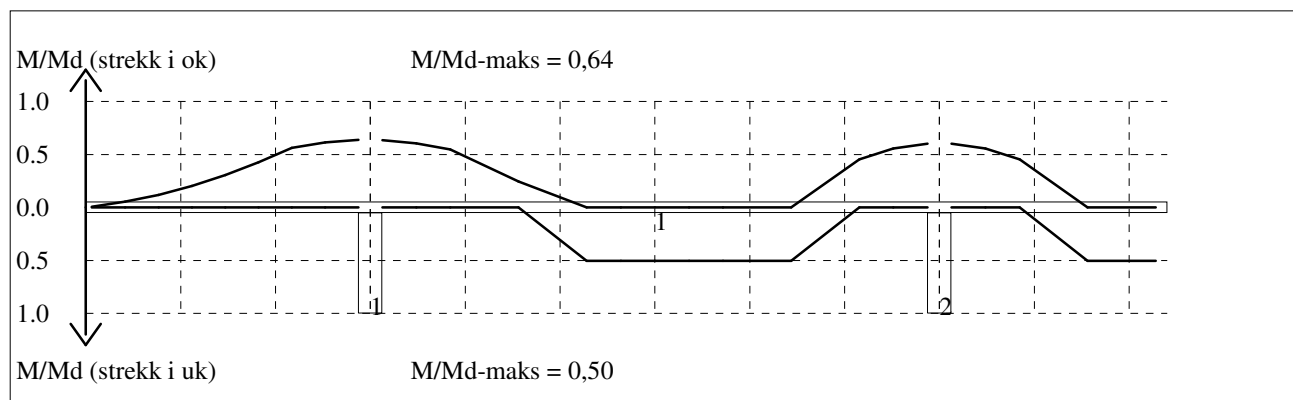
Det trengs ikke forankringsbøyler.

### 3.4 MINIMUMSARMERING (mm<sup>2</sup>)

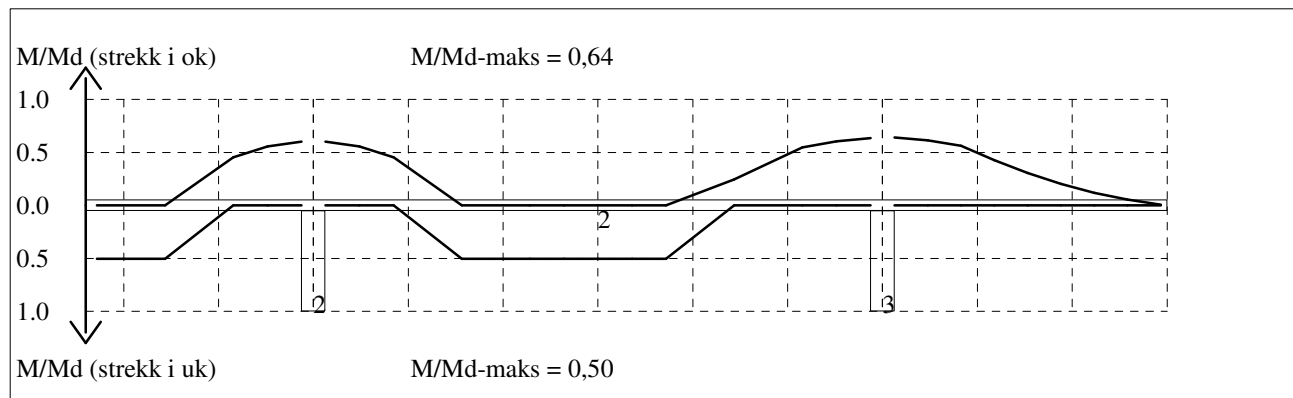
Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	982	982	428	428
2	982	982	428	428

### 4.1 MOMENTKONTROLL



**Momentkontroll for felt nr 1** Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m



**Momentkontroll for felt nr 2** Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

Tittel Vedlegg O.3 - Kontroll av riss, ved mindre grunntrykk			Side 6
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 21-05-2023

### 4.3 RISSKONTROLL

