

## Vedlegg

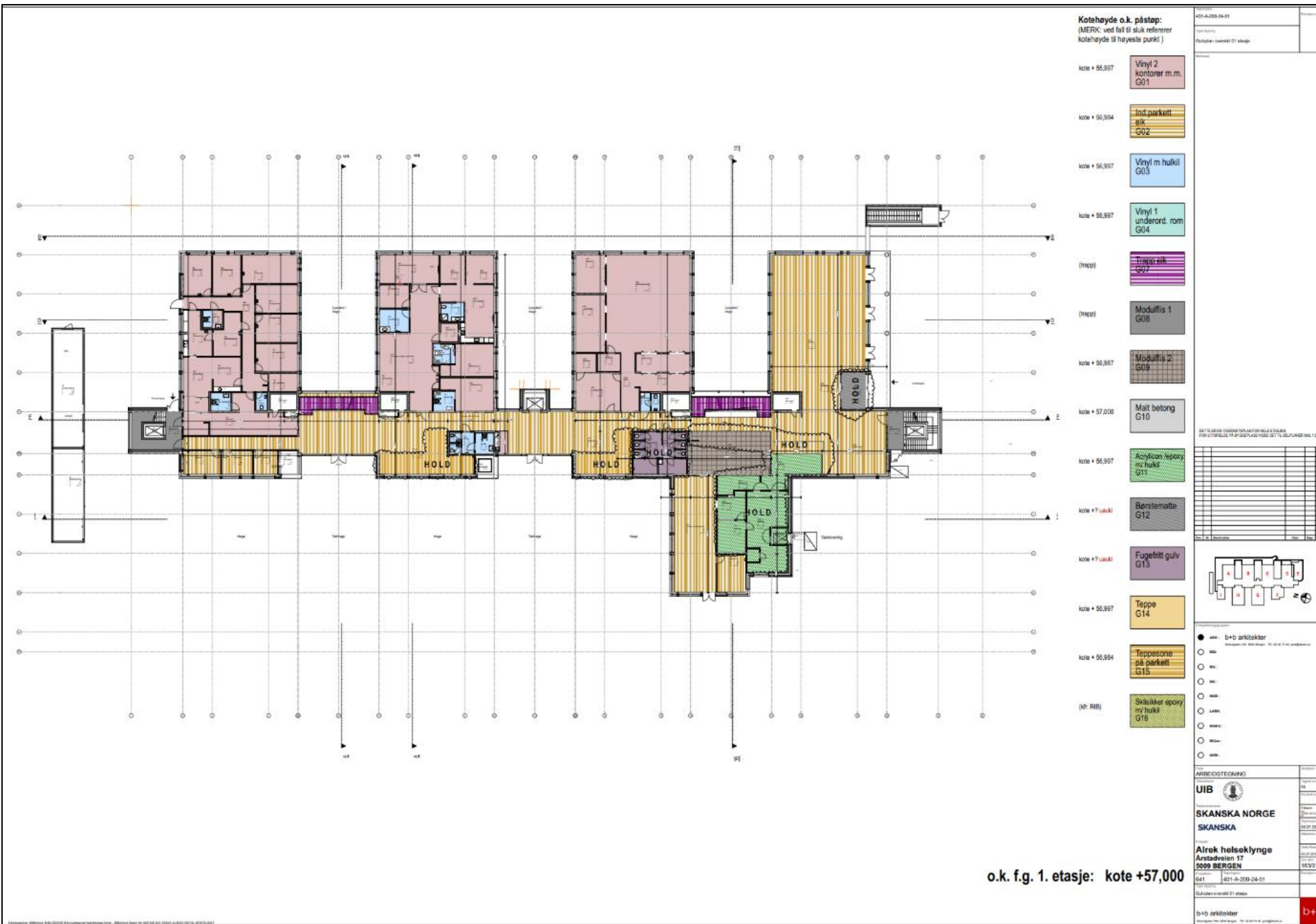
A - Plantegninger.....	4
A.1 - Plan 01.....	4
A.2 - Plan 02.....	5
A.3 - Plan 03.....	6
A.4 - Plan 04.....	7
A.5 - FEM- designmodell av system 1.....	8
A.6 - FEM- designmodell for vind, seismisk og avstivning.....	9
A.7 - Solibrimodell fra Rambøll.....	10
B - Lastgrunnlag.....	11
B.1 - Snølast .....	11
B.2 - Vindlast .....	13
B.2.1 - Vindlastberegning fra byfjorden på Alrek, håndberegning .....	13
B.2.3 - Vindlastberegning fra Ulriken på Alrek, Ove Sletten .....	15
B.2.4 - Vindlastberegning på tak, håndberegning .....	16
B.2.5 - Vindlastberegning på tak, Ove Sletten .....	17
B.2.6 - Vindlastberegning på dekker, håndberegning .....	18
B.2.7 - Vindlastberegning på vegg, Ove Sletten .....	20
B.3 - Seismikk.....	21
B.3.1 - Dimensjonering .....	21
B.4 - Avstivning .....	25
B.4.1 - Vertikal avstivning .....	25
B.4.2 - Horisontal avstivning.....	28
B.4.3 - V-skive med vindkryss .....	30
B.4.4 - V-skive kun teknisk sjakt .....	42
C - Modell i FEM-design .....	53
C.1 - Kontroll av tverrsnittskrefter .....	53
C.1.1 - IPE- 500.....	53
C.1.2 - IPE- 450 mot vindkryss .....	54
C.1.3 - IPE- 450 uten vindkryss .....	55
C.1.4 - IPE- 400.....	56
C.1.5 - VKR 300x300x10.....	57
C.1.6 - VKR 120x120x5.....	58
C.1.7 - VKR 150x150x6,3.....	59
C.1.8 - VKR 200x200x6,3.....	60

C.1.9 - VKR 200x200x10.....	61
C.1.10 - VKR 250x250x8.....	62
C.2 - Stivhetsfaktor .....	63
C.2.1 - Test av stivhetsfaktor .....	63
D - Dimensjonerende laster .....	64
D.1 - Dekker.....	64
D.1.1 - Bruksgrenselast dekke.....	64
D.1.2 - Nedbøyning .....	65
D.2 - Bjelker .....	70
D.2.1 - IPE- 500 .....	70
D.2.2 - IPE- 450 .....	75
D.2.3 - IPE- 400 .....	79
D.2.4 - VKR 300x300x10 .....	83
D.3 - Søylar .....	87
D.3.1 - VKR 120x120x5 .....	87
D.3.2 - VKR 150x150x6,3 .....	89
D.3.3 - VKR 200x200x6,3 .....	91
D.3.4 - VKR 200x200x10 .....	93
D.3.5 - VKR 250x250x8 .....	95
E - Dimensjonering etter Byggteknisk Forskrift .....	97
E.1 - Kritisk temperatur søylar .....	97
E.1.1 - Kritisk temperatur søylar, kjeller etasje.....	97
E.1.2 - Kritisk temperatur søylar, første etasje.....	98
E.1.3 - Kritisk temperatur søylar, andre etasje .....	98
E.1.4 - Kritisk temperatur søylar, tredje etasje.....	98
E.1.5 - Kritisk temperatur søylar, fjerde etasje.....	99
E.2 - Kritisk temperatur bjelker.....	99
E.2.1 - Kritisk temperatur bjelker, IPE - 400.....	99
E.2.2 - Kritisk temperatur bjelker, IPE – 450.....	100
E.2.3 - Kritisk temperatur bjelker, IPE – 500.....	100
E.2.4 - Kritisk temperatur bjelker, VKR300x300x10 .....	101
E.3 - Kritisk temperatur vindkryss .....	101
E.3.1 - Kritisk temperatur vindkryss, 150x150x6,3 .....	101
E.4 - Vibrasjoner og frekvens.....	102
E.4.1 - Gammel standard NS3490:2004.....	102
E.4.2 - HD320 9,9 meter spenn .....	103

E.4.3 - HD320 7,1 meter spenn .....	104
E.4.4 - HD400 9,9 meter spenn .....	104
E.4.5 - HD400 14,1 meter spenn .....	104
F - Økonomi .....	105
F.1 - Kostnadssammenligning IPE og HE-B.....	105
F.2 - Kostnadssammenligning eksisterende- og alternativt bæresystem.....	106

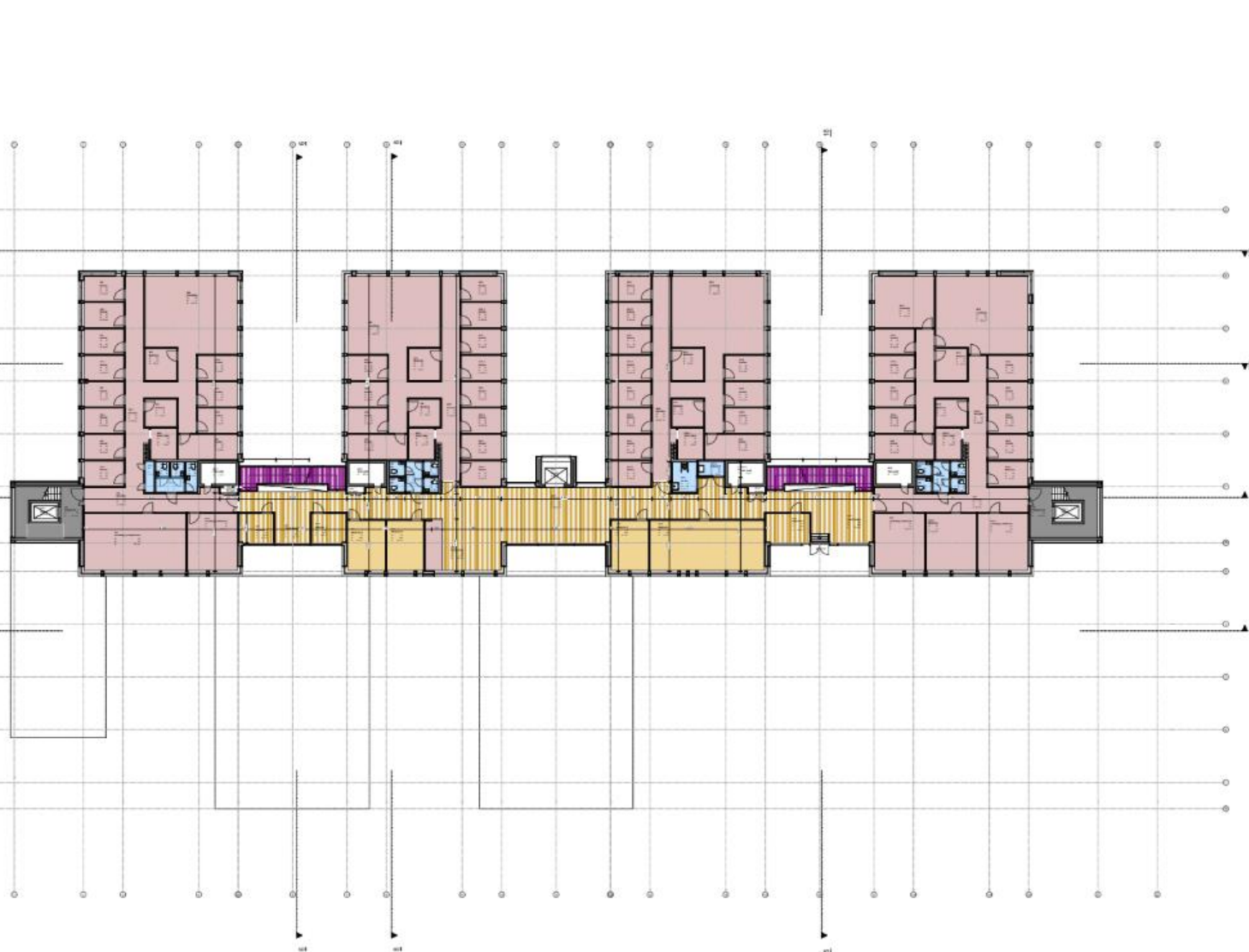
# A - Plantegninger

## A.1 - Plan 01





# A.2 - Plan 02



**Kotehøyde o.k. påstep:**  
(MERK: ved tall til slutt refererer kotehøyde til høyeste punkt)

- kote + 60.797 Vinyl 2 kontorer m.m. G01
- kote + 60.784 Indparkett-ek G02
- kote + 60.797 Vinyl m hulkil G03
- kote + 60.797 Vinyl 1 underord. rom G04
- (trapp) Trapp-ek G07
- (trapp) Modulfis 1 G08
- kote + 60.787 Modulfis 2 G09
- kote + 60.800 Malt betong G10
- kote + 60.797 Acrylisk epoxy m/ hulkil G11
- kote +7 usinkl Børstematte G12
- kote +7 usinkl Fugefritt gulv G13
- kote + 60.797 Teppe G14
- kote + 60.784 Teppesone på parkett G15
- (kr. RIB) Skolekier epoxy m/ hulkil G16

Prosjekt	201-A-200-24-02
Løsningsfase	
Utdragsnavn	Utdragsnavn 02 etasje

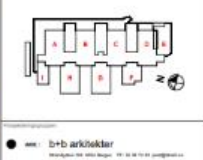
Utdrag	
Utdragsnr.	
Utdragsdato	
Utdragsutgave	

Utdrag	
Utdragsnr.	
Utdragsdato	
Utdragsutgave	

Utdrag	
Utdragsnr.	
Utdragsdato	
Utdragsutgave	

Utdrag	
Utdragsnr.	
Utdragsdato	
Utdragsutgave	

Utdrag	
Utdragsnr.	
Utdragsdato	
Utdragsutgave	



- b+b arkitekter
- RIB
- ark.
- ark.
- ark.
- ark.
- ark.
- ark.
- ark.

**ARBEIDSTEKNOLOGI**

Utstedt av: 19

**UIB**

Prosjekt: **SKANSKA NORGE**

**SKANSKA**

Prosjekt: **Alrek helseklynge**

Årstadveien 17

5009 BERGEN

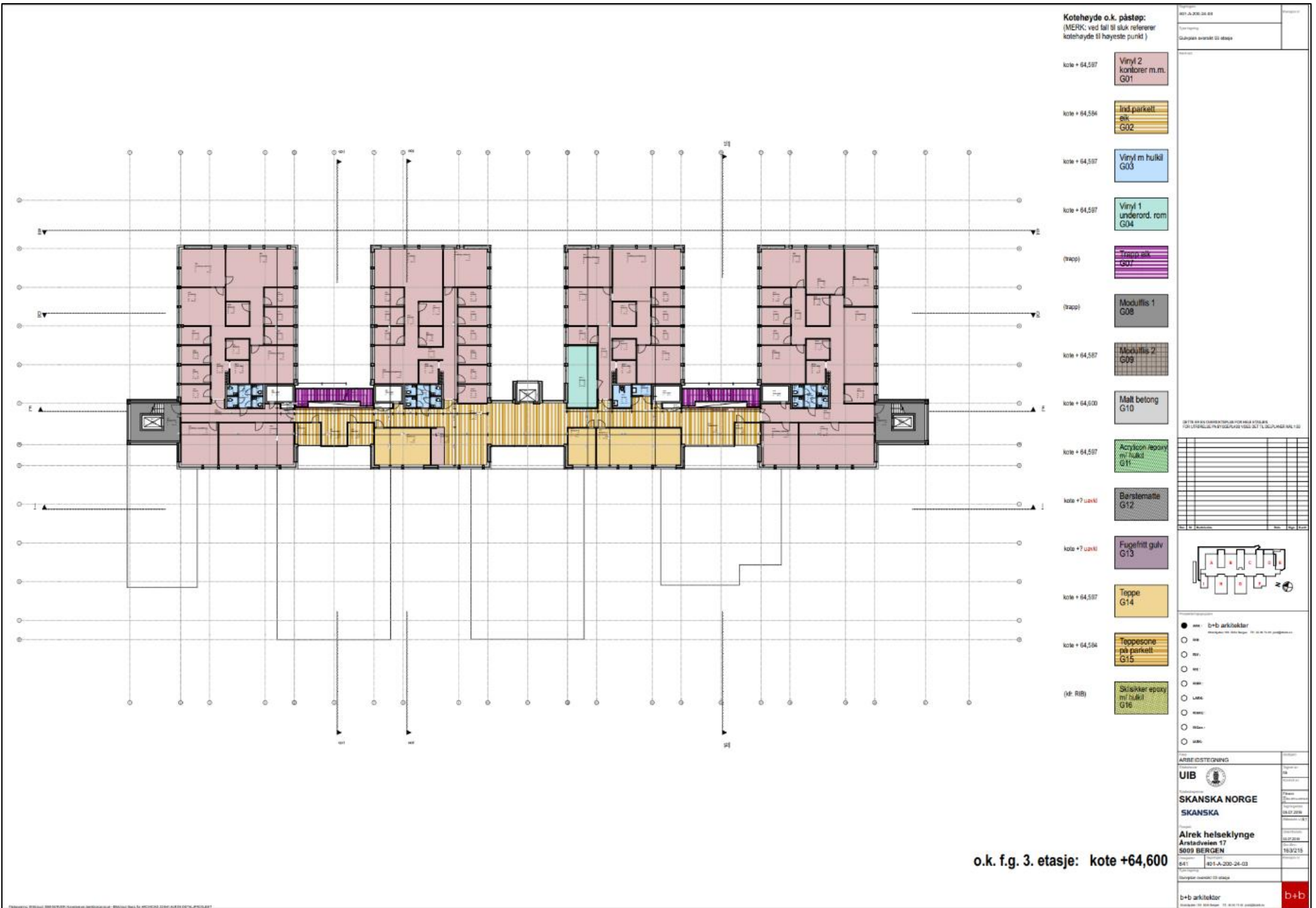
Dato: 201-A-200-24-02

Utdragsnavn: 02 etasje

b+b arkitektur

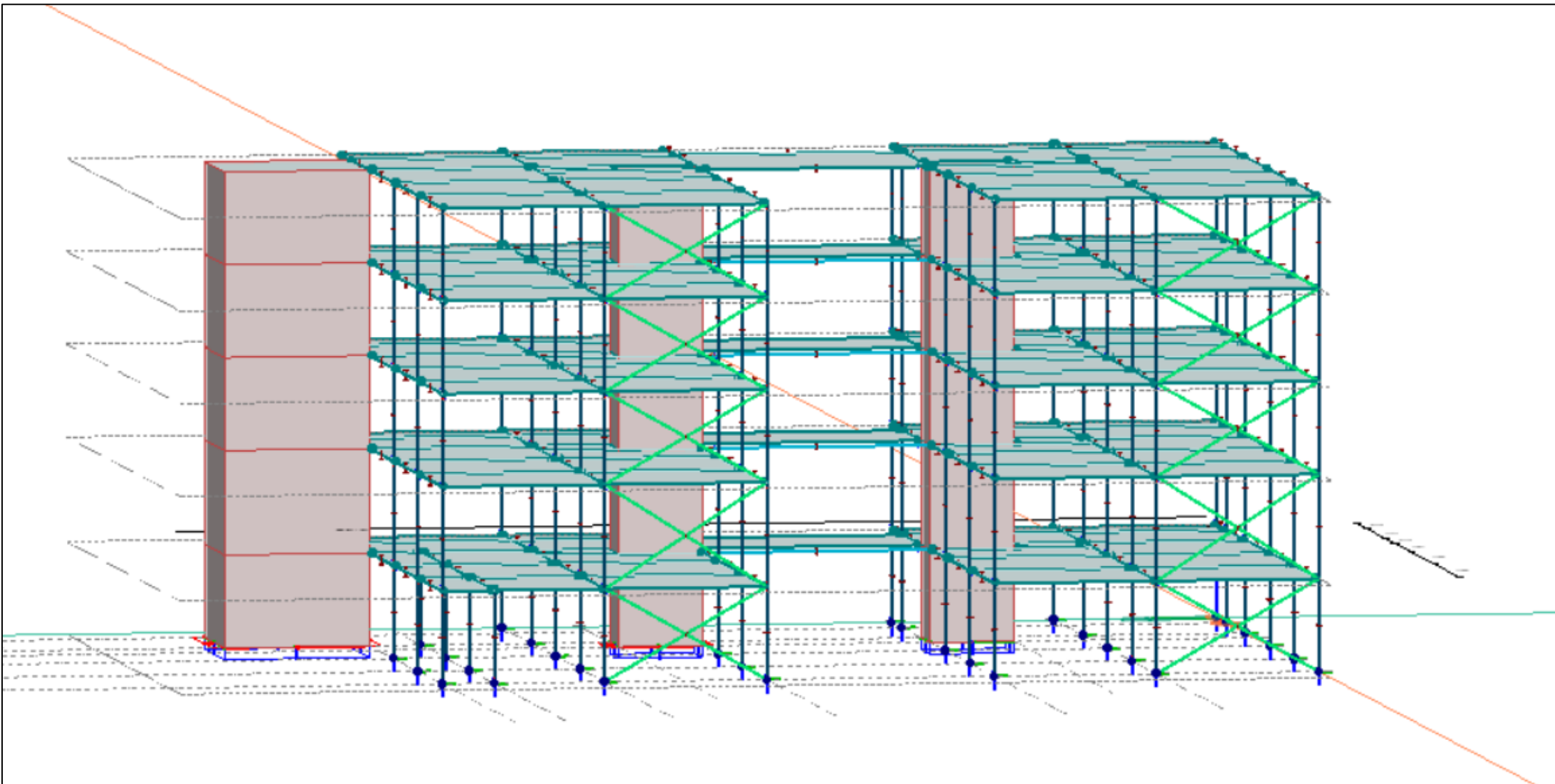
o.k. f.g. 2. etasje: kote +60,800

# A.3 - Plan 03



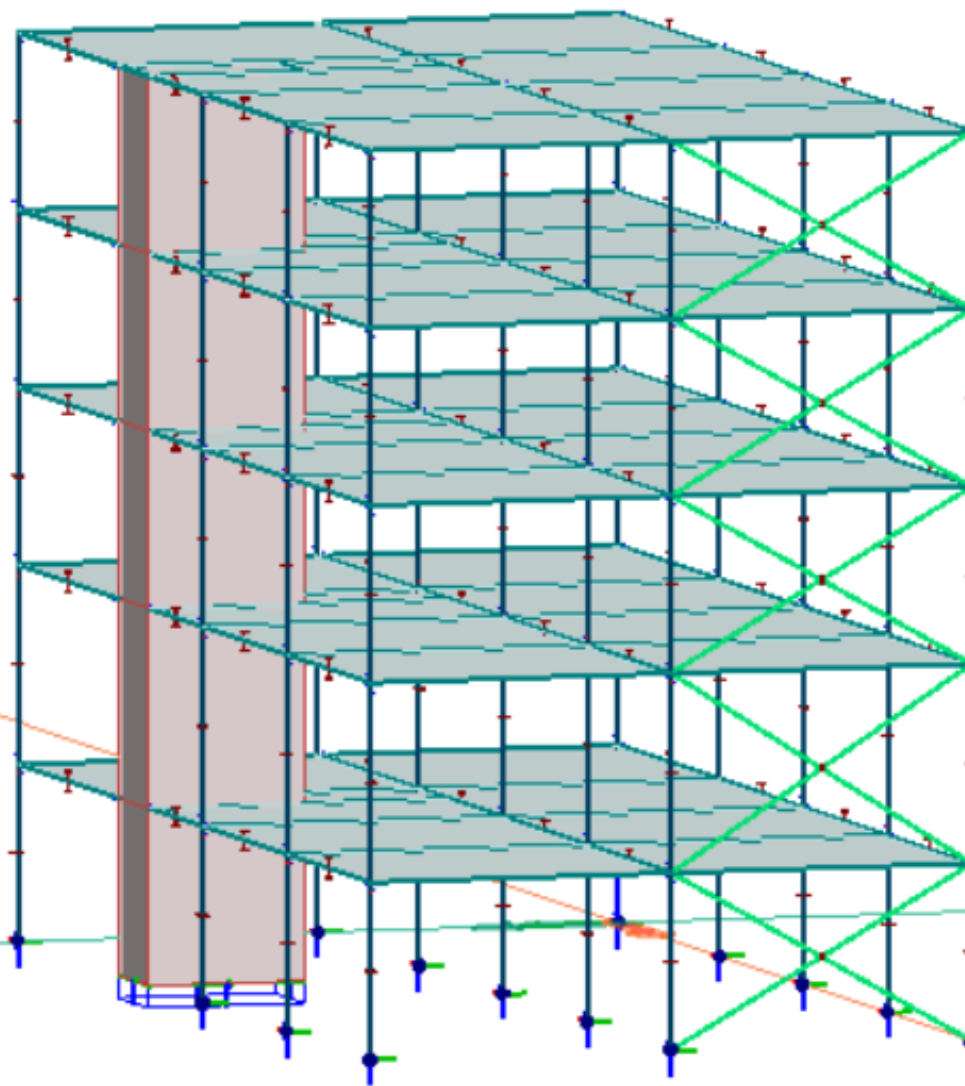


A.5 - FEM- designmodell av system 1

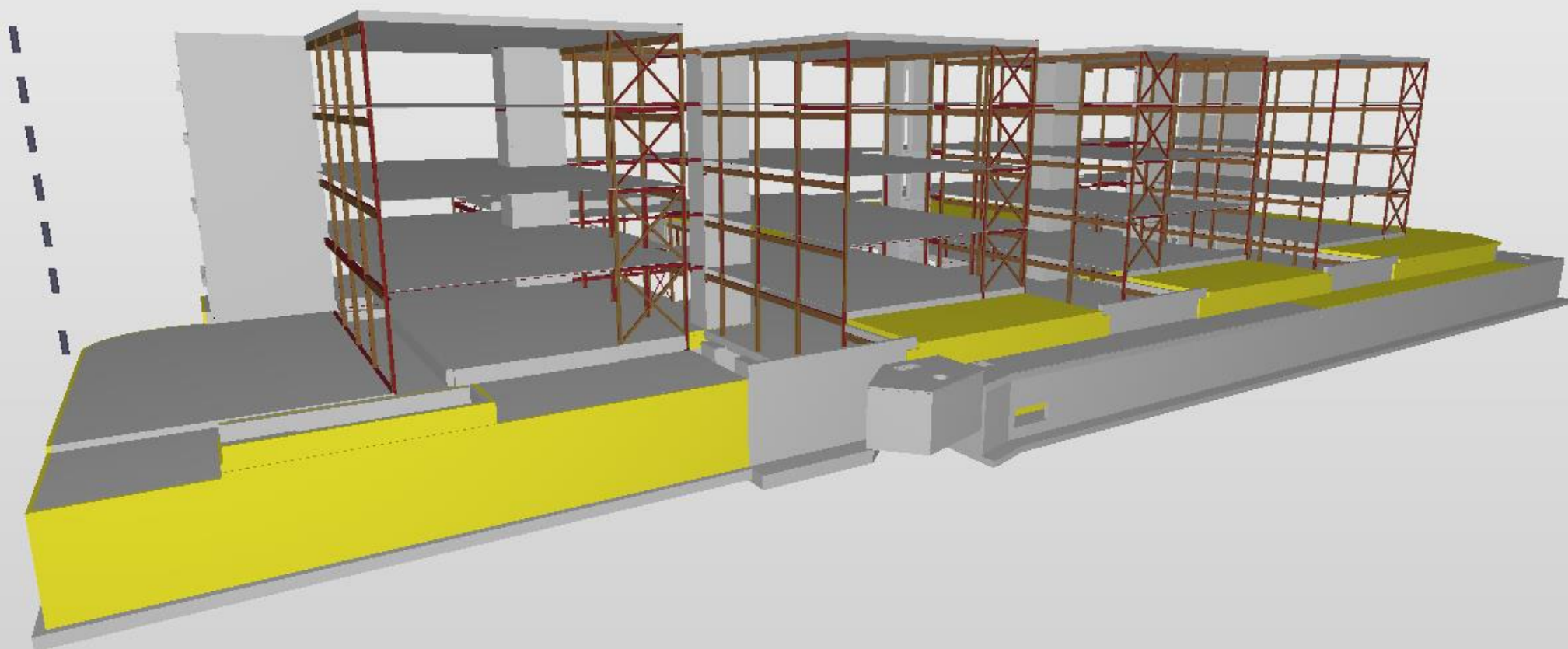




A.6 - FEM- designmodell for vind, seismisk og avstivning



A.7 - Solibrmodell fra Rambøll



## B - Lastgrunnlag

### B.1 - Snølast

#### Snølast beregning

Bergen kommune

$$Sk0 := 2.0 \frac{kN}{m^2}$$

$$Hg := 150 \text{ m} > Alrek := 56 \text{ m}$$

$$\Delta sk := 0.5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Ikke relevant}$$

$$Sk := Sk0$$

#### Topografi faktor

$$Ce := 1.0 \quad \text{Normalt utsatt}$$

#### Termisk Koeffisient

$$Ct := 1.0$$

#### Formfaktor -Pulttak

$$\mu1 := 0.8 \quad \text{Flatt tak med parapett}$$

$$S := \mu1 \cdot Ce \cdot Ct \cdot Sk$$

$$S = 1.6 \frac{kN}{m^2}$$

Snølast Alrek er 1.6 kN/m<sup>2</sup>

**Snølast []** ✕

Norge     Sverige

Fylke: Hordaland    Snølast Sk [kN/m<sup>2</sup>]: 2

Kommune: Bergen    Juster snølast (høydeøkning)

Sted:     Eksponeringskoeff.: Ce 1.0    Termisk koeff.: Ct 1

---

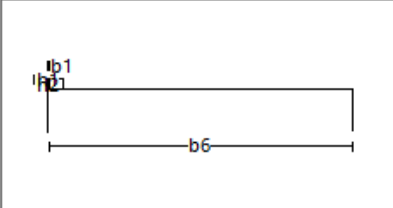


Diagram showing a rectangular slab with dimensions  $b_1$ ,  $b_6$ ,  $h_1$ , and  $h_2$ .

Geometri (mm)			
b1	20	b6	14100
h1	0	h2	500

---

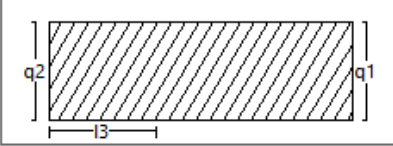


Diagram showing a rectangular slab with dimensions  $q_1$ ,  $q_2$ , and  $l_3$ .

Beregnet last (kN/m <sup>2</sup> )			
Lt.nr	1		
q1	1,60		
q2	1,60	L3	5000



## B.2 - Vindlast

### B.2.1 - Vindlastberegning fra byfjorden på Alrek, håndberegning

Vindlast fra byfjorden på Alrek:

Terreng kategori Alrek:

$$alrek_{terr} := 3 \quad Kr_3 := 0.22 \quad Zo_3 := 0.3 \text{ m} \quad Zmin_2 := 8 \text{ m}$$

Terreng kategori byfjorden:

$$byfjorden_{terr} := 1 \quad Kr_1 := 0.17 \quad Zo_1 := 0.01 \text{ m} \quad Zmin_1 := 2 \text{ m}$$

Avstand mellom punktene:  $X_b := 3500 \text{ m}$

Endring i terreng kategori:  $delta_n := alrek_{terr} - byfjorden_{terr} = 2$

Byggehøyde:  $Z := 21 \text{ m}$

NA 4.3.2(2) (901.2) Parameterverdiar for byggested i avstand ( $X_b$ ) fra ruhetsendring,  $X_b = 3,5\text{km}$

$$Vb_0 := 26 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad Crz_{alrek} := Kr_3 \cdot \ln\left(\frac{Z}{Zo_3}\right) = 0.935 \quad Crz_{byfjorden} := Kr_1 \cdot \ln\left(\frac{Z}{Zo_1}\right) = 1.3$$

Benytter formel NA.4(901.5) for å finne  $Co(z)$  verdien:

$$a := 2.5 \quad K_{virk} := 4 \quad L_0 := 113 \text{ m} \quad B := 300 \text{ m} \quad L_h := 25 \text{ m} \quad X := 25 \text{ m}$$

$$Sz_{maks} := 1.8 \cdot \frac{Z}{L_h} = 1.512 \quad Co_1 := 1$$

$$Co_3 := 1 + Sz_{maks} \cdot \left( \frac{\frac{B}{L_0}}{\frac{B}{L_0} + 0.4} \right) \cdot \left( 1 - \frac{X}{K_{virk} \cdot L_h} \right) \cdot e^{-\left(\frac{a \cdot Z}{L_h}\right)} = 1.121$$

$$Vm_B := Crz_{alrek} \cdot Co_3 \cdot Vb_0 = 27.234 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$Vm_A := Crz_{byfjorden} \cdot Co_1 \cdot Vb_0 = 33.812 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$Vm_z := \min\left(10^{-0.04 \cdot 1 \cdot \log\left(\frac{3.5}{10}\right)} \cdot Vm_B, Vm_A\right) = 28.402 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$Iv_A := \frac{1}{Co_1 \cdot \ln\left(\frac{Z}{Zo_1}\right)} = 0.131 \quad Iv_B := \frac{1}{Co_3 \cdot \ln\left(\frac{Z}{Zo_3}\right)} = 0.21$$

$$Cs := 10^{-0.04 \cdot 1 \cdot \log\left(\frac{3.5}{10}\right)} = 1.043$$

$$Iv_z := \frac{Iv_A \cdot Vm_A \cdot \left(1 - \frac{3.5}{10}\right) + Iv_B \cdot Vm_B \cdot \frac{3.5}{10}}{Vm_B \cdot Cs} = 0.172$$

$$Qm := \frac{1}{2} \cdot 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot Vm_z^2 = 0.504 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Qkast := Qm \cdot (1 + 2 \cdot 3.5 \cdot Iv_z) = 1.11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

## B.2.2 - Vindlastberegning fra Ulriken på Alrek, håndberegning

Vindlast fra Ulriken på Alrek:

Terreng kategori Alrek:

$$alrek_{terr} := 2 \quad Kr_2 := 0.19 \quad Zo_2 := 0.05 \text{ m} \quad Zmin_2 := 4 \text{ m}$$

Terreng kategori Ulriken:

$$ulriken_{terr} := 1 \quad Kr_1 := 0.17 \quad Zo_1 := 0.01 \text{ m} \quad Zmin_1 := 2 \text{ m} \quad +$$

Avstand mellom punktene:  $X_b := 1250 \text{ m}$

Endring i terreng kategori:  $delta_n := alrek_{terr} - ulriken_{terr} = 1$

Byggehøyde:  $Z := 21 \text{ m}$

Ettersom det er svært bratt i enkelte partier, har vi sett på NA.4.3.3(901.4) Byggested på lesiden av bratt terreng med fall større enn 30 grader i vindretningen. En har sett på høydeprofilen som vist i oppgaven. Dette bildet viser at det er svært bratt fjellterreng. Antar derfor at det en eller annen plass på denne strekningen er over 40 grader helning. Benytter derfor  $Co = 1.0$  og  $Kl = 1.75$ , pga  $10 \cdot H = 10 \cdot 550 = 5.5 \text{ km}$

Konservativt ikke tatt hensyn til  $Calt$ ,  $Cseason$ ,  $Cdir$  og  $Cpro$ , satt de lik 1,0. K3 faktoren er funnet ved interpolisering mellom 0,5 km og 2,5 km i tabell V.1 i NS.

$$K_3 := 1.1125$$

$$Crz_{alrek} := Kr_2 \cdot \ln\left(\frac{Z}{Zo_2}\right) = 1.148 \quad Co := 1.0 \quad Kl := 1.75 \quad Vb_0 := 26 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$Vm_{alrek} := Co \cdot Crz_{alrek} \cdot Vb_0 = 29.839 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad Iv_{alrek} := \frac{Kl}{Co \cdot \ln\left(\frac{Z}{Zo_2}\right)} = 0.29$$

$$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad Kp := 3.5$$

$$Qkast := \left( \left( \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot Vm_{alrek}^2 \right) \cdot (1 + 2 \cdot Kp \cdot Iv_{alrek}) \right) \cdot K_3 = 1.875 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

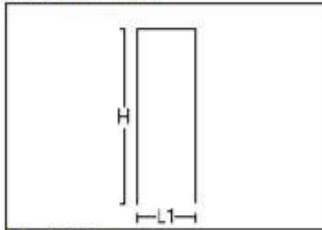
## B.2.3 - Vindlastberegning fra Ulriken på Alrek, Ove Sletten

### Vindlast Alrek helseklynge

Tittel		Side 1	
Prosjekt Alrek helseklynge	Orde	Sign MB	Dato 11-05-2021

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS  
Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster  
Data er lagret på fil:

### 1. Geometri



H 21000 mm  
L1 14100 mm

Byggets lengde, L2: 26900 mm  
Takvinkel : 0,00 (grader)

Parapet:  $h_p/h=0,025$

Vertikalsnitt

### 2. Vindhastighet

Fylke: Hordaland Kommune: Bergen Referansevindhastighet: 26 m/s  
Byggested, høyde over havet (m): 53 Calt: 1  
Returperiode (år): 50 Cprob: 1  
Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året  
Vindretning (region): Bruker retningsfaktoren C-ret: 1  
Basisvindhastighet: 26 m/s  
Høyde Z over grunnivået: 21 m

#### BYGGESTEDETS TERRENGDATA

Terrengkategorikategori II: Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær.  
Terrengkategorifaktoren  $K_t$ : 0,19 Ruhetslengden  $Z_0$  (m): 0,05  $Z_{min}$  (m): 4  $V_m$  (m/s): 29,84  $C_r$ : 1,15

#### OVERGANGSONE

Terrengkategorikategori I: Kystnær, opprørt sjo. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker.  
Terrengkategorifaktoren  $K_t$ : 0,17 Ruhetslengden  $Z_0$  (m): 0,01  $Z_{min}$  (m): 2  $V_m$  (m/s): 33,81  $C_r$ : 1,30  
Avstand mot vindretning fra byggested til grense for terrengkategoriendring  $X_b$  (m): 1250  
Overgangsfaktor  $C_s(X_b)$ : 1,09  $V_m(z)$ : 32,4 (lign NA.4(901.2/3))

TOPOGRAFI: NA.4.3.3 (901.4) Byggested på le siden av bratt terreng med fall større en 30 grader i vindretningen.  
Terrengformfaktor  $C_o(z)$ : 1 Turbulensfaktor  $K_i$ : 1,75

$V_{kast}$ : 53,23 m/s  
 $Q_{kast}$ : 1,771 kN/m<sup>2</sup>



## B.2.4 - Vindlastberegning på tak, håndberegning

Vindlast beregning på tak: Bygghøyde  $h = 20,5\text{m}$  og parapet  $h_p = 0.5\text{m}$

$h := 20.5\text{ m}$     $h_p := 0.5\text{ m}$   
 $b := 14.1\text{ m}$     $\frac{h_p}{h} = 0.024$    Benytter da  $h_p/h = 0.025$

$Q_{kast} := 1.875 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Kortside på fløy:  
 $e1 := \min(b, 2 \cdot h) = 14.1\text{ m}$     $d := 26.9\text{ m}$   
 $F_{c_{pe10}} := -1.6$     $G_{c_{pe10}} := -1.1$     $H_{c_{pe10}} := -0.7$     $I_{c_{pe10}} := 0.2$

$SoneF1 := \frac{e1}{4} = 3.525\text{ m}$     $SoneG1 := e1 - 2 \cdot SoneF1 = 7.05\text{ m}$   
 $SoneH1 := \frac{e1}{2} - \frac{e1}{10} = 5.64\text{ m}$     $SoneI1 := d - \frac{e1}{2} = 19.85\text{ m}$

Langside gangbro:  
 $e2 := 9.9\text{ m}$     $d2 := 7.42\text{ m}$

$SoneF2 := \frac{e2}{4} = 2.475\text{ m}$     $SoneG2 := e2 - 2 \cdot SoneF2 = 4.95\text{ m}$   
 $SoneH2 := \frac{e2}{2} - \frac{e2}{10} = 3.96\text{ m}$     $SoneI2 := d2 - \frac{e2}{2} = 2.47\text{ m}$

Langside fløy  
 $e3 := 26.9\text{ m}$     $d3 := 14.1\text{ m}$

$SoneF3 := \frac{e3}{4} = 6.725\text{ m}$     $SoneG3 := e3 - 2 \cdot SoneF3 = 13.45\text{ m}$   
 $SoneH3 := \frac{e3}{2} - \frac{e3}{10} = 10.76\text{ m}$     $SoneI3 := d3 - \frac{e3}{2} = 0.65\text{ m}$

Kortside gangbro:  
 $e4 := 7.42\text{ m}$     $d4 := 9.9\text{ m}$

$SoneF4 := \frac{e4}{4} = 1.855\text{ m}$     $SoneG4 := e4 - 2 \cdot SoneF4 = 3.71\text{ m}$   
 $SoneH4 := \frac{e4}{2} - \frac{e4}{10} = 2.968\text{ m}$     $SoneI4 := d4 - \frac{e4}{2} = 6.19\text{ m}$    +

$C_u := -0.3$     $C_o := 0.2$    Faktorer for over- og undertrykk

$F_o := Q_{kast} \cdot (F_{c_{pe10}} + C_o) = -2.625 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$    Maks vindlast oppover (sug)  
 $F_u := Q_{kast} \cdot (F_{c_{pe10}} + C_u) = -3.563 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$    Maks vindlast nedover (trykk)

$G := Q_{kast} \cdot (G_{c_{pe10}}) = -2.063 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$   
 $H := Q_{kast} \cdot (H_{c_{pe10}}) = -1.313 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$   
 $I_{over} := Q_{kast} \cdot I_{c_{pe10}} = 0.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$   
 $I_{under} := Q_{kast} \cdot I_{c_{pe10}} = 0.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

## B.2.5 - Vindlastberegning på tak, Ove Sletten

Titel		Side 3	
Prosjekt Ålrek helseklynge	Order	Sign MB	Dato 11-05-2021

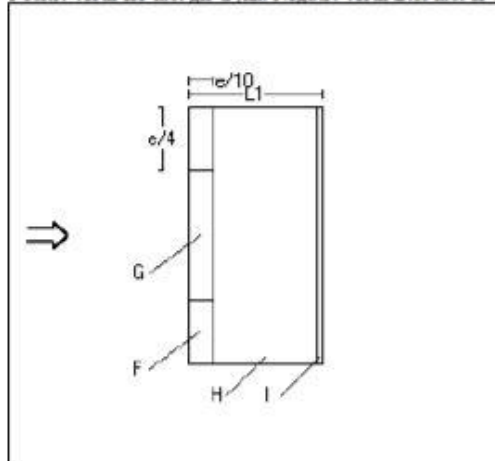
### 4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=14100 mm L2=26900 mm

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

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



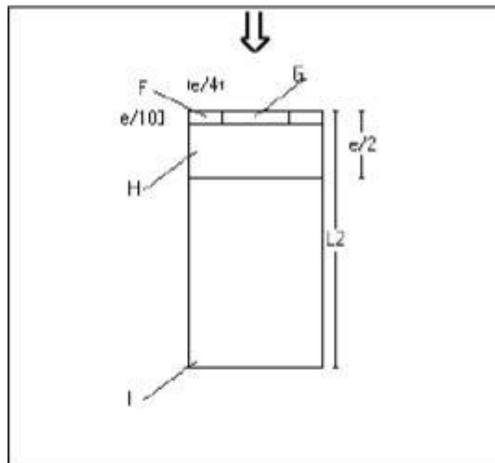
Utstrekning (mm)

$e=26900$

$e/4=6725$

$e/10=2690$

	$C_{pe,10}$	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor. projeksjon (mm)
F	-1.60	-2.83	6725x2690
G	-1.10	-1.95	13450x2690
H	-0.70	-1.24	26900x10760
I	+/-0.20	+/-0.35	26900x650



Utstrekning (mm)

$e=14100$

$e/4=3525$

$e/10=1410$

	$C_{pe,10}$	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor. projeksjon (mm)
F	-1.60	-2.83	3525x1410
G	-1.10	-1.95	7050x1410
H	-0.70	-1.24	14100x5640
I	+/-0.20	+/-0.35	14100x19850

## B.2.6 - Vindlastberegning på dekker, håndberegning

Vindlast beregning på tak: Bygghøyde  $h = 20,5\text{m}$  og parapet  $h_p = 0.5\text{m}$

$$h := 20.5 \text{ m} \quad h_p := 0.5 \text{ m}$$

$$b := 14.1 \text{ m} \quad \frac{h}{d} = 0.762 \quad \text{Benytter da } h/d=1 \text{ til sikker side}$$

$$Q_{kast} := 1.875 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ser her på kortside fløy

$$e_1 := \min(b, 2 \cdot h) = 14.1 \text{ m} \quad d := 26.9 \text{ m}$$

$$SoneA1 := \frac{e_1}{5} = 2.82 \text{ m} \quad SoneB1 := \frac{4}{5} e_1 = 11.28 \text{ m} \quad SoneC := d - e_1 = 12.8 \text{ m}$$

$$A_{c_{pe10}} := -1.2 \quad B_{c_{pe10}} := -0.8 \quad C_{c_{pe10}} := -0.5 \quad D_{c_{pe10}} := 0.8 \quad E_{c_{pe10}} := -0.5$$

Ser her på langside fløy:

$$e_2 := \min(d, 2 \cdot h) = 26.9 \text{ m} \quad b := 14.1$$

$$SoneA2 := \frac{e_2}{5} = 5.38 \text{ m} \quad SoneB2 := \frac{4}{5} e_2 = 21.52 \text{ m} \quad \text{Ingen sone C pga } e > b$$

$$A := Q_{kast} \cdot A_{c_{pe10}} = -2.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$B := Q_{kast} \cdot B_{c_{pe10}} = -1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$C := Q_{kast} \cdot C_{c_{pe10}} = -0.938 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$D := Q_{kast} \cdot D_{c_{pe10}} = 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$E := Q_{kast} \cdot E_{c_{pe10}} = -0.938 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$K_{\text{reduksjon}} := 0.85 \quad \text{Etter pkt 7.2.2 (3) merknad i vindlast standarden, pga } h/d < 1$$

Ganger med 4.5 da det er benyttet som etasjehøyde, til sikker side

$$A_{\text{karakteristisk}} := (A \cdot K_{\text{reduksjon}}) \cdot 4.5 \text{ m} = -8.606 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{\text{karakteristisk}} := (B \cdot K_{\text{reduksjon}}) \cdot 4.5 \text{ m} = -5.738 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$C_{\text{karakteristisk}} := (C \cdot K_{\text{reduksjon}}) \cdot 4.5 \text{ m} = -3.586 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$D_{\text{karakteristisk}} := (D \cdot K_{\text{reduksjon}}) \cdot 4.5 \text{ m} = 5.738 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E_{\text{karakteristisk}} := (E \cdot K_{\text{reduksjon}}) \cdot 4.5 \text{ m} = -3.586 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindlast verdi benyttet på å dekke i første etasje:

$$A_{\text{karakteristisk}} := (A \cdot K_{\text{reduksjon}}) \cdot 2.25 \text{ m} = -4.303 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$B_{\text{karakteristisk}} := (B \cdot K_{\text{reduksjon}}) \cdot 2.25 \text{ m} = -2.869 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$C_{\text{karakteristisk}} := (C \cdot K_{\text{reduksjon}}) \cdot 2.25 \text{ m} = -1.793 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$D_{\text{karakteristisk}} := (D \cdot K_{\text{reduksjon}}) \cdot 2.25 \text{ m} = 2.869 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E_{\text{karakteristisk}} := (E \cdot K_{\text{reduksjon}}) \cdot 2.25 \text{ m} = -1.793 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindlaster i kN/m<sup>2</sup> for tak:

$$A = -2.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$B = -1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$C = -0.938 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$D = 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$E = -0.938 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindlaster i kN/m<sup>2</sup> for vegg:

$$F_u = -3.563 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_o = -2.625 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G = -2.063 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$H = -1.313 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$I_{\text{over}} = 0.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$I_{\text{under}} = 0.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

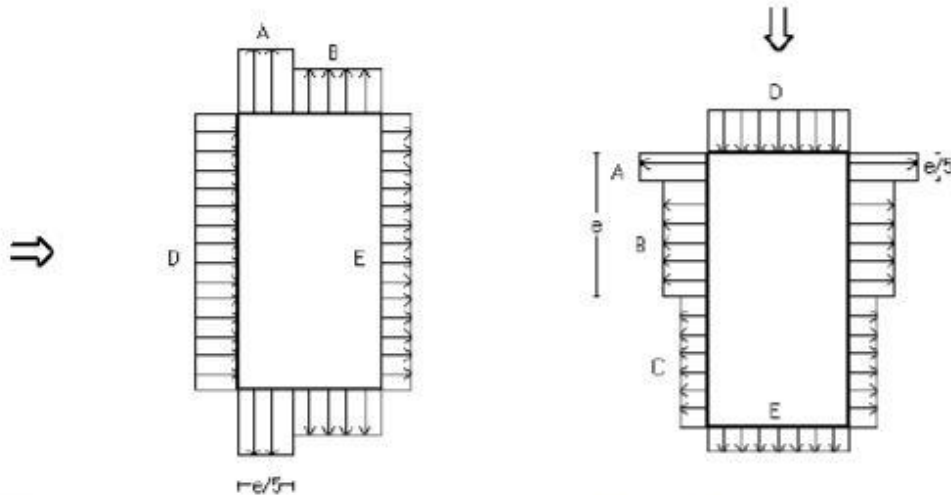


## B.2.7 - Vindlastberegning på vegg, Ove Sletten

Tittel			Side 2
Prosjekt Alrek helseklynge	Oslo	Sign MB	Dato 11-05-2021

### 3. Yttervegger

#### 3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader.  $e = 26900$  mm

Vindretning 90 grader.  $e = 14100$  mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,80	-0,52
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,12	-1,42		1,42	-0,93
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,52
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,48	-1,95		1,77	-0,93
Utsrekning (mm)	5380	8720		26900	26900

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,77	-0,44
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,12	-1,42	-0,89	1,36	-0,78
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,44
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-2,48	-1,95	-0,89	1,77	-0,78
Utsrekning (mm)	2820	11280	12800	14100	14100

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

#### 3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

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

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0.30	0.20
Innvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-0.53	0.35



## B.3 - Seismikk

### B.3.1 - Dimensjonering

#### Seismisk dimensjonering - Alrek helseklynge

Grunntype A<sub>1</sub> område Bergen

$$a_{g40Hz} := 0.8 \frac{m}{s^2} \quad \gamma = 1.4 \quad S = 1 \quad T_B := 0.1 \quad T_C := 0.2 \quad T_D := 1.7 \quad g = 9.81 \quad \beta := 0.2$$

Utelatelseskriterie 1: For svært lav seismisitet

$$a_{gR} := a_{g40Hz} \cdot 0.8 = 0.64 \frac{m}{s^2}$$

$$a_{gS} := \gamma \cdot a_{gR} \cdot S = 0.896 \frac{m}{s^2} \quad a_{gS} > 0.49 \quad \text{Ikke ok}$$

$$a_{gS} = 0.896 \frac{m}{s^2} \quad a_{gS} < 0.98 \quad \text{Medfører at det er lav seismisitet, kan da dimensjonere for DCL etter NS-EN 1992-1-1:2004 setter derfor } q = 1.5$$

Utelatelseskriterie 2: Seismisk klasse 1 ≠ 3. Ikke ok

Utelatelseskriterie 3: Tar for seg lette trekonstruksjoner, dette er ikke tilfellet. Ikke ok

Utelatelseskriteriet 4:  $S_d(T) \leq 0,05g = 0,49$  med konstruksjonsfaktor  $q \leq 1.5$ . Ettersom vi har en  $q = 1.5$ , kontrollerer vi her også.  $q = 1.5$

$$C_t := 0.05 \quad H := 21 \quad T_1 := C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.49 \quad \text{Imellom } T_c \text{ og } T_d, \text{ bruker derfor formel (3.15)}$$

$$S_D(T) := a_{gR} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T_1} \right) = 0.435 \frac{m}{s^2} \quad \gg \quad \beta \cdot a_{gS} = 0.179 \frac{m}{s^2}$$

$$S_D(T) = 0.435 \frac{m}{s^2} \quad \ll \quad 0.05 \cdot g = 0.491 \quad \text{Ok for utelatelseskriterie 4}$$

Utelatelseskriterie 5: For bygninger som er i seismisk klasse 2 og 3. Kriteriet sier at dersom skjærkraften for seismiske lastkombinasjoner på grunnivå er mindre enn påkjenning fra vind og skjevlast, kan en videre kapasitetskontroll utelates. Forutsetningene for dette kriteriet er regularitet i oppriss og plan, lav duktilitetsfaktor  $q \leq 1.5$ , kreftene er basert på ein lineær elastisk analyse

Masseberegning for fløy uten inngangspartiet:

$$b = 14.1 \text{ m} \quad l = 26.9 \text{ m} \quad \text{Ateknisksjakt} := 3.6 \text{ m} \cdot 2.3 \text{ m} = 8.28 \text{ m}^2 \quad h = 18 \text{ m} \quad g = 9.81 \frac{m}{s^2}$$

$$\text{antETGHulldekke} = 5 \quad \text{Arealhulldekker} := (b \cdot l) - \text{Ateknisksjakt} = 371.01 \text{ m}^2$$

$$gk\text{hulldekker} := 3.92 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{\text{hulldekke}} := (\text{antETGHulldekke} \cdot (gk\text{hulldekker} \cdot \text{Arealhulldekker})) = (7.272 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Søyler i 0etg: VKR300x300x8, 1etg: 200x200x10, 2etg: 200x200x6.3, 3etg: 150x150x6.3, 4etg: 120x120x5

$antsøylerprETG := 16$

$$Ms0etg := 4 \text{ m} \cdot 89.9 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 16 = (5.754 \cdot 10^3) \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$Ms1etg := 4.5 \text{ m} \cdot 58.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 16 = (4.212 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

$$Ms2etg := 4 \text{ m} \cdot 37.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 16 = (2.419 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

$$Ms3etg := 4 \text{ m} \cdot 28 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 16 = (1.792 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

$$Ms4etg := 4 \text{ m} \cdot 18 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 16 = (1.152 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

$$M_{\text{søyle}} := (Ms0etg + Ms1etg + Ms2etg + Ms3etg + Ms4etg) \cdot g = 150.376 \text{ kN}$$

$Lspenn := 7.7 \text{ m}$   $Kspenn := 6.4 \text{ m}$   $antLspenn := 3$   $antKspenn := 9$

Masse av bjelker: IPE 500, vekt 90,7 kg/m  $vekt_{IPE500} := 90.7 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

$$M_{IPE500} := ((Lspenn \cdot antLspenn) \cdot vekt_{IPE500}) \cdot g = 20.554 \text{ kN}$$

Masse av bjelker: IPE 450, vekt 77,6 kg/m  $vekt_{IPE450} := 77.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

$$M_{IPE450} := ((Kspenn \cdot antKspenn) \cdot vekt_{IPE450}) \cdot g = 43.848 \text{ kN}$$

Masse av bjelker: IPE 400, vekt 66,3 kg/m  $vekt_{IPE400} := 66.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

$$M_{IPE400} := ((Kspenn \cdot 3) \cdot vekt_{IPE400}) \cdot g = 12.488 \text{ kN}$$

$$M_{\text{bjelke}} := M_{IPE500} + M_{IPE450} + M_{IPE400} = 76.89 \text{ kN}$$

Masse av vindkryss: 160x160x6.3, vekt 29.9 kg/m

$$L1 := \sqrt{7.05^2 + 4^2} = 8.106 \quad L2 := \sqrt{7.05^2 + 4.5^2} = 8.364 \quad vekt := 29.9 \text{ kg}$$

$$M_{\text{vindkryss}} := (3 \cdot ((2 \cdot L1) \cdot vekt) + 2 \cdot (L2 \cdot vekt)) \cdot g = 19.172 \text{ kN}$$

Masse av heissjakt, teknisksjakt og trappegang?

$$gk\text{betong} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad V\text{takteknisksjakt} := 0.2 \text{ m} \cdot 3.6 \text{ m} \cdot 2.3 \text{ m} = 1.656 \text{ m}^3$$



$$V_{teknisksjakt} := (0.25 \text{ m} \cdot 3.6 \text{ m} \cdot 20.3 \text{ m}) \cdot 2 + (0.25 \text{ m} \cdot 1.8 \text{ m} \cdot 20.3 \text{ m}) \cdot 2 = 54.81 \text{ m}^3$$

$$M_{sjakt} := (V_{teknisksjakt} + V_{takteknisksjakt}) \cdot g_{k\text{betong}} = (1.412 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$A_{real_{kledning}} := (2 \cdot 2.6 \text{ m} + 2 \cdot 14.1 \text{ m} + 5 \cdot 6.4 \text{ m} + 4.1 \text{ m}) \cdot 18 \text{ m} = (1.251 \cdot 10^3) \text{ m}^2$$

$$Vekt_{kledning} := 5.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$M_{kledning} := Vekt_{kledning} \cdot A_{real_{kledning}} = (7.131 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$p_k := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad A_{real_{p_k}} := A_{real_{huldekker}} = 371.01 \text{ m}^2 \quad ant_{ETG_{p_k}} := 4 \quad \psi_{p_k} := 0.3$$

$$M_{p_k} := ((p_k \cdot A_{real_{p_k}}) \cdot ant_{ETG_{p_k}}) \cdot \psi_{p_k} = (1.336 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$s_k := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad A_{real_{tak}} := 26.9 \text{ m} \cdot 14.1 \text{ m} = 379.29 \text{ m}^2 \quad \psi_{s_k} := 0.2$$

$$M_{s_k} := (s_k \cdot A_{real_{tak}}) \cdot \psi_{s_k} = 121.373 \text{ kN}$$

$$M_{total} := \frac{M_{huldekker} + M_{søyle} + M_{bjelke} + M_{vindkryss} + M_{sjakt} + M_{kledning} + M_{p_k} + M_{s_k}}{g} = (1.786 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

Sjekker skjærkraft ved fundamentnivå etter 4.3.3.2.2, Horizontal kraft fra seismiske laster

$$T_1 \leq 2 \cdot T_c \quad T_1 = 0.49 \quad \square > \square \quad 2 \cdot T_c = 0.4 \quad \text{Medfører at } \lambda := 1.0$$

$$F_{seismisk} := M_{total} \cdot S_D(T_1) \cdot \lambda = 776.658 \text{ kN} \quad Seismic_{maxFEM} := 785 \text{ kN}$$

$Vindkraft_x = 1003.41 \text{ kN}$  Hentet fra avstivningsberegning

$Vindkraft_y = 525.95 \text{ kN}$  Hentet fra avstivningsberegning

$Vindkraft_{xFEM} = 1151.8 \text{ kN}$  Hentet fra FEM - Design

$Vindkraft_{yFEM} = 638.08 \text{ kN}$  Hentet fra FEM - Design

$Skjevlaster_x = 81.028 \text{ kN}$  Hentet fra FEM - Design

$Skjevlaster_y = 81.028 \text{ kN}$  Hentet fra FEM - Design

Sammenligner så den seismiske lasten mot vindlast og skjevlast påvirkning. Ettersom vindlasten er den dominerende lasten benyttes det her lastfaktor 1.5 og 1.05 på skjevstillingslasten.

$$\gamma_{DCL} := 1.2 \quad \text{Tab. NA.5(901) - NS - EN 1998-1}$$

$$\gamma_{cbruddgrense} := 1.5 \quad \text{Tab. 2.aN - NS-EN 1992-1-1}$$

X - retning, for hånd:

$$F_x := (1.5 \cdot Vindkraft_x + 1.05 \cdot Skjevlaster_x) \cdot \frac{\gamma_{cbruddgrense}}{\gamma_{cDCL}} = (1.988 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Y - retning, for hånd:

$$F_y := (1.5 \cdot Vindkraft_y + 1.05 \cdot Skjevlaster_y) \cdot \frac{\gamma_{cbruddgrense}}{\gamma_{cDCL}} = (1.093 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

X - retning, FEM:

$$F_{xFEM} := (1.5 \cdot Vindkraft_{xFEM} + 1.05 \cdot Skjevlaster_x) \cdot \frac{\gamma_{cbruddgrense}}{\gamma_{cDCL}} = (2.266 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Y - retning, FEM:

$$F_{yFEM} := (1.5 \cdot Vindkraft_{yFEM} + 1.05 \cdot Skjevlaster_y) \cdot \frac{\gamma_{cbruddgrense}}{\gamma_{cDCL}} = (1.303 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_x = (1.988 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad F_{seismisk} < F_x$$

$$F_y = (1.093 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad F_{seismisk} < F_y$$

$$F_{xFEM} = (2.266 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad F_{seismisk} < F_{xFEM}$$

$$F_{yFEM} = (1.303 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad F_{seismisk} < F_{yFEM}$$

$$F_{seismisk} = 776.658 \text{ kN}$$

$$Seismic_{maxFEM} = 785 \text{ kN}$$

+

$$F_{Res} := \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = (2.268 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_{ResFEM} := \sqrt{F_{xFEM}^2 + F_{yFEM}^2} = (2.614 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

## B.4 - Avstivning

### B.4.1 - Vertikal avstivning

#### Avstivning i fløy 1.

Forenklet beregning veltende moment.

Vind på langside bygg. X-retning.

Frittstående globalt system

#### Total vind krefter langs X-retningen

$$q_{kast} := 1.875 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_D := 1.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_E := 0.938 \frac{kN}{m^2}$$

#### Dimensjoner

$h := 18 \text{ m}$	$e_1 := 4.5 \text{ m}$
$d := 20.5 \text{ m}$	$e_2 := 4.5 \text{ m}$
$b_x := 27 \text{ m}$	$e_3 := 4.5 \text{ m}$
$b_y := 14.1 \text{ m}$	$e_4 := 4.5 \text{ m}$

#### Reduksjon av korrelasjon

$$\frac{h}{d} = 0.878 < 1 \quad K_{red} := 0.85$$

#### Veltende moment. Fast innspent utkrager

$$L_f := 1.5 \quad q_{vkx} := (q_D + q_E) \cdot K_{red} \cdot b_x \quad q_{vkx} = 55.952 \frac{kN}{m}$$

$$q_k := q_{vkx} \cdot h = (1.007 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{vk} := q_{vkx} \cdot \frac{h^2}{2} = (9.064 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{vd} := M_{vk} \cdot L_f = (1.36 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{vskive} := 13193 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U := \frac{M_{vskive}}{M_{vd}} = 0.97 \quad \text{Likhete mellom V-skive og veltende moment}$$

### Dimensjonerende kraft fra teknisk sjakt

$$Osjakt := 3600 \text{ mm} \cdot 2 + 2430 \text{ mm} \cdot 2 \quad Osjakt = (1.206 \cdot 10^4) \text{ mm}$$
$$tsjakt := 250 \text{ mm}$$

$$Asjakt := Osjakt \cdot tsjakt \quad Asjakt = 3.015 \text{ m}^2$$

$$Egenvekt := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$Newton := Egenvekt \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 24.525 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$Hsjakt := 4 \cdot 4.5 \text{ m} = 18 \text{ m}$$

$$Volumsjakt := Asjakt \cdot Hsjakt \quad Volumsjakt = 54.27 \text{ m}^3$$

$$Lf := 0.9 \quad \text{Verste tilfelle}$$

$$qksjakt := Newton \cdot Volumsjakt = (1.331 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$qdsjakt := qksjakt \cdot Lf = (1.198 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

### Stabiliserende moment for teknisk sjakt alene

$$Mrd := qdsjakt \cdot \frac{bx}{2} = (1.617 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mrd = (1.617 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m} > Mvd = (1.36 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

$$\frac{Mvd}{Mrd} = 0.841$$

### Dimensjonerende kraft fra heissjakt

$$A_{heis} := 220 \text{ mm} \cdot 6300 \text{ mm} = 1.386 \text{ m}^2$$

$$h = 18 \text{ m}$$

$$V_{heis} := A_{heis} \cdot h = 24.948 \text{ m}^3$$

$$Newton = 24.525 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$L_f := 0.9$$

$$q_{heis} := Newton \cdot V_{heis} = 611.85 \text{ kN}$$

$$q_{dheis} := q_{heis} \cdot L_f = 550.665 \text{ kN}$$

### Stabiliserende moment med sjakt heis og teknisk

$$M_{rdt} := (q_{dheis} + q_{dsjakt}) \cdot \frac{bx}{2} = (2.361 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{vd} = (1.36 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{rdt} = (2.361 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{vd} = (1.36 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$



## B.4.2 - Horizontal avstivning

### Horizontal skive i X retning

Vindlast

$$qD := 1.5 \frac{kN}{m^2} \quad Kred := 0.85$$

$$qE := 0.938 \frac{kN}{m^2} \quad eh := 4.5 \text{ m} \quad \text{etasje høyde tss 4.5 per etasje}$$

$$qv := (qD + qE) \cdot Kred \cdot eh = 9.325 \frac{kN}{m} \quad \text{Linjelast på dekke per etasje}$$

### Dimensjoner

$$d := 7.1 \text{ m}$$

$$ld := 26.9 \text{ m} - 2.43 \text{ m} - 7.7 \text{ m} = 16.77 \text{ m} \quad \text{Total lengde dekker}$$

$$bd := 1.2 \text{ m}$$

### Bøyemoment

$$Mmax := qv \cdot \frac{ld^2}{8} = 327.824 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Vmax := qv \cdot \frac{ld}{2} = 78.193 \text{ kN}$$

$$d := 7100 \text{ mm} \quad \text{Dybde dekke}$$

$$Kraftpar := \frac{Mmax}{d} = 46.172 \text{ kN} \quad \text{Strekk og trykk}$$

$$S := Kraftpar + 0.5 \cdot Vmax = 85.269 \text{ kN} \quad \text{Formel betongelementboka, overfører krefter via fuger.}$$

$$\sigma := 435 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Flytespenning stål}$$

$$Sfem := 40.84 \text{ kN}$$

$$\frac{Sfem}{S} = 0.479 \quad \text{Differanse mellom modell og beregnet}$$



$$A_{st1} := \frac{S}{\sigma} = 196.021 \text{ mm}^2$$

Nødvendig armering

$$A_{st2} := \frac{S_{fem}}{\sigma} = 93.885 \text{ mm}^2$$

$$A_{s12} := \pi \cdot \frac{(16 \text{ mm})^2}{4} = 201.062 \text{ mm}^2$$

Holder med 16 mm i diameter  
jern.

### B.4.3 - V-skive med vindkryss

Titel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 30-04-2021

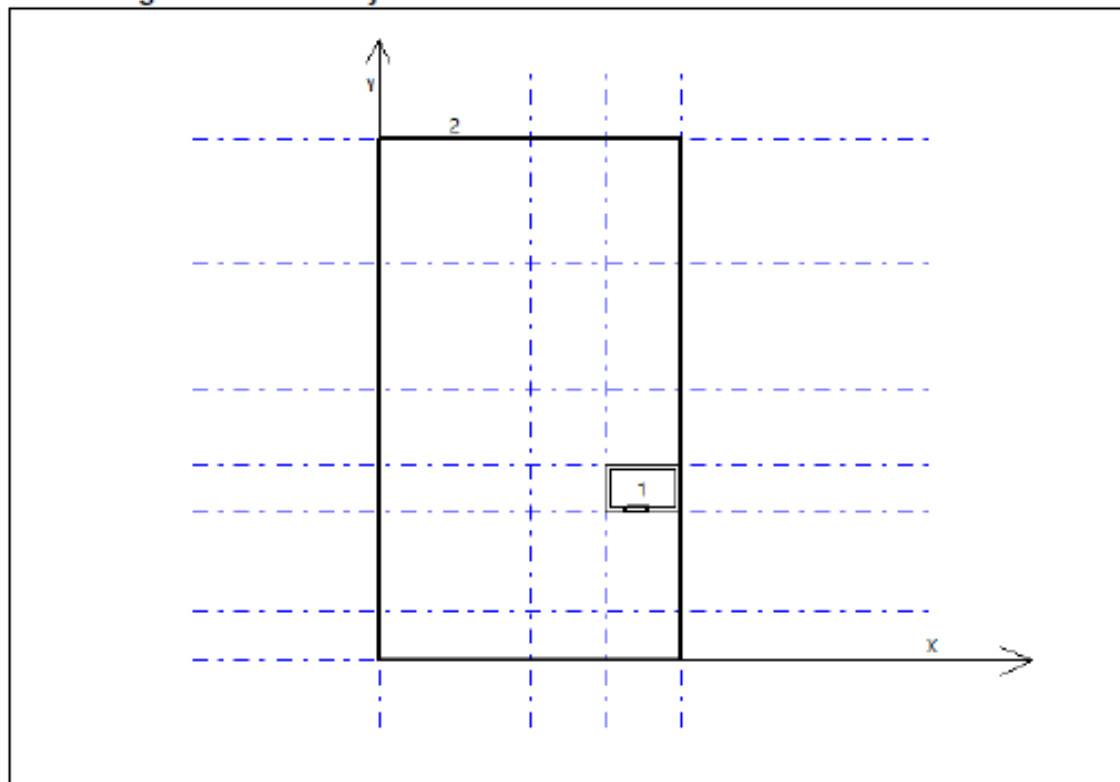
Dataprogram: V-SKIVE versjon 7.1.0 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
Beregning av forskyvninger er basert på Emodul = 35000 N/mm<sup>2</sup>  
Stivhetsmatrise for veggskiver: Elementmetode med skiveelementer er benyttet

Antall etasjer:	4
Antall skiver:	2
Antall lasttilfeller:	2
Antall lastkombinasjoner:	2
Antall utsparinger:	1

#### Etasjehøyder

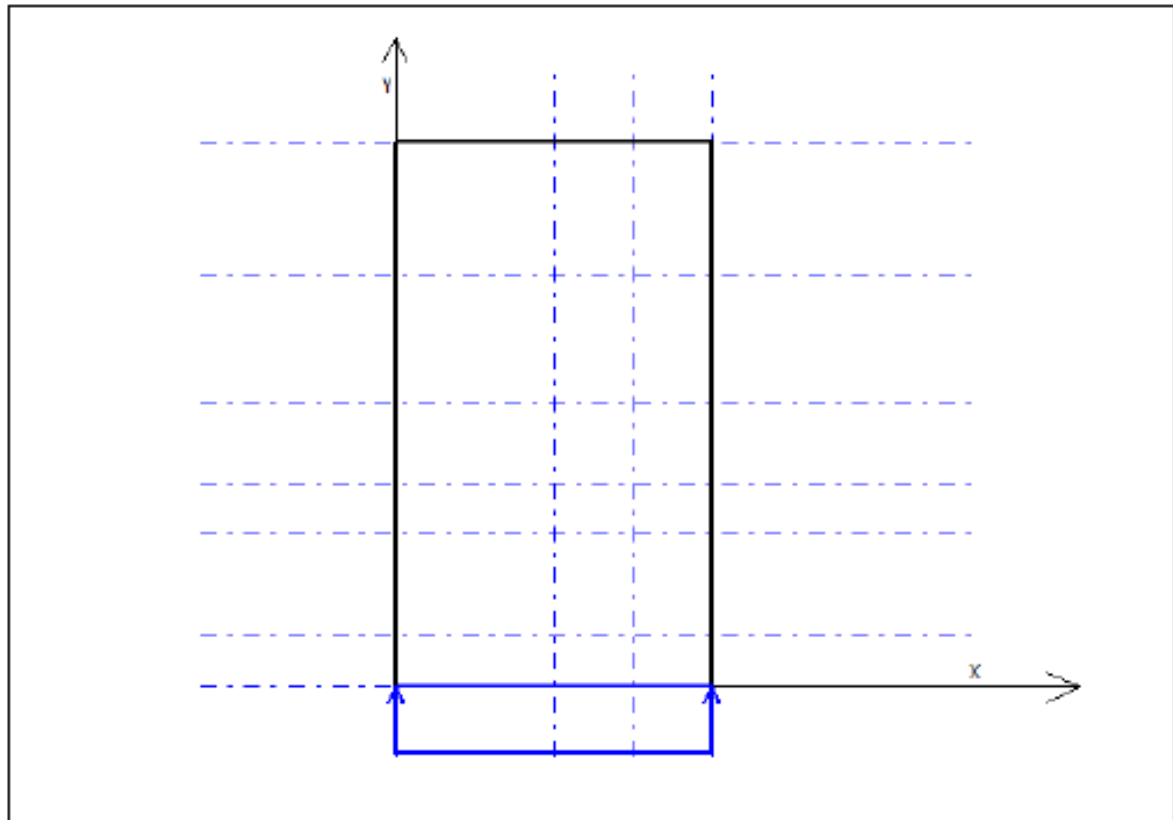
Etasje nr	Etasjehøyde
1	4500
2	4500
3	4500
4	4500

#### Plassering av skiver i etasje nr. 1



Titel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 30-04-2021

### Lasttilfelle nr 2: Vind Y



### Lastdata for lasttilfelle nr 1: Vind X

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	9.3	0	0	0	26900	2	2
X	9.3	0	0	0	26900	3	3
X	9.3	0	0	0	26900	4	4
X	9.3	0	0	0	26900	1	1

### Lastdata for lasttilfelle nr 2: Vind Y

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	9.3	0	14100	0	0	2	2
Y	9.3	0	14100	0	0	3	3
Y	9.3	0	14100	0	0	4	4
Y	9.3	0	14100	0	0	1	1

### Lastkombinasjoner

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

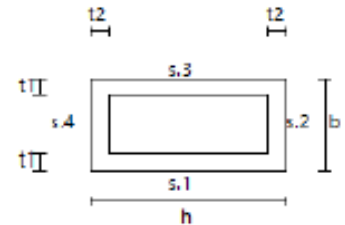
### Lastfaktorer for horisontallast

Lasttilfelle	Bruksgrense	Bruddgrense
1 Vind X	1	1.5
2 Vind Y	1	1.5

Titel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 30-04-2021

### Skive nr 1

Posisjonsdata:		Etasje	b(mm)	h(mm)	t1(mm)	t2(mm)
x (mm)	12300	1	2430	3600	250	250
Y (mm)	8915	2	2430	3600	250	250
V(grader)	0.0	3	2430	3600	250	250
Fra etasje	1	4	2430	3600	250	250
Til etasje	4					

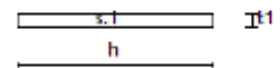


### Utsparinger

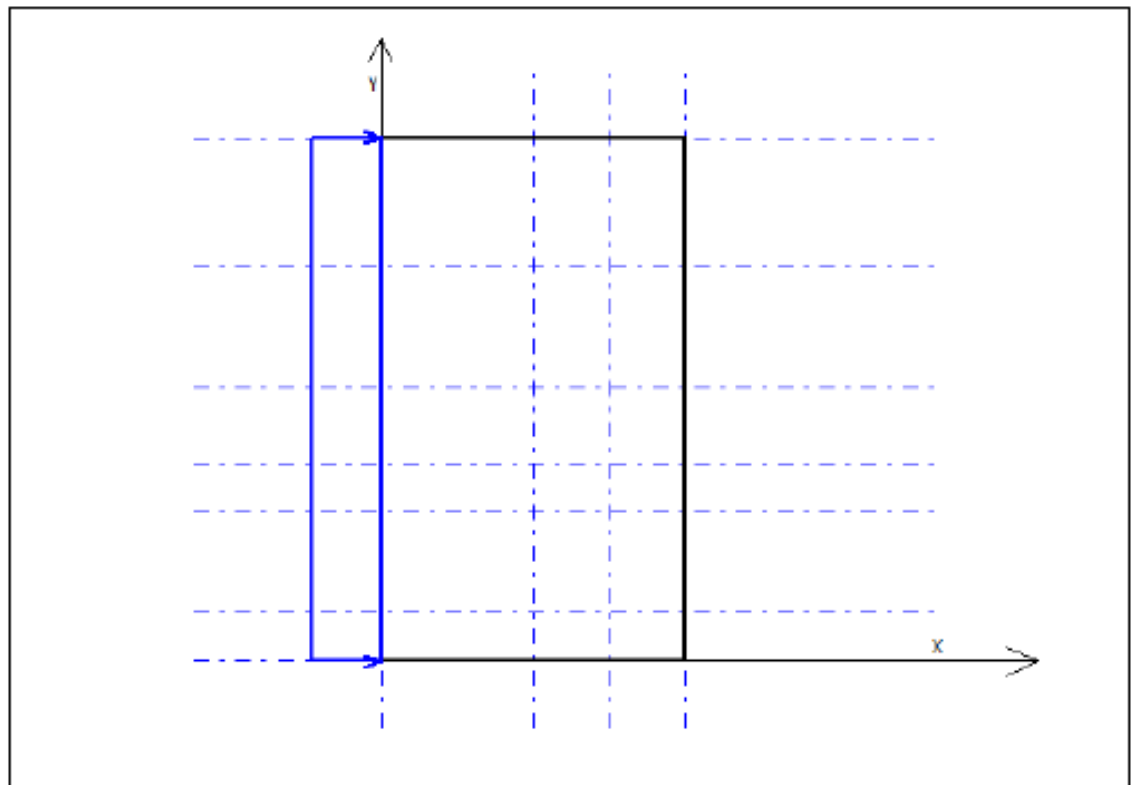
Etasje	Side	x(mm)	z(mm)	b(mm)	h(mm)
1	1	1000	10	1000	2100

### Skive nr 2

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	3550	1	7100	50
Y (mm)	26895	2	7100	50
V(grader)	0.0	3	7100	50
Fra etasje	1	4	7100	50
Til etasje	4			



### Lasttilfelle nr 1: Vind X



Titel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 30-04-2021

### Påført vertikallast (kN)

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

### Lastfaktorer for vertikallast

	Bruksgrænse	Bruddgrænse
Egenvekt	1,00	1,20
Nyttelast	1,00	1,50

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

### Beregningsresultater

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

Etapje nr	Bruksgrænse			Bruddgrænse		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
4	311	0	311	373	0	373
3	622	0	622	747	0	747
2	933	0	933	1120	0	1120
1	1231	0	1231	1477	0	1477

#### Aksialkraft i skive nr 2 (kN)

Etapje nr	Bruksgrænse			Bruddgrænse		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
4	40	0	40	48	0	48
3	80	0	80	96	0	96
2	120	0	120	144	0	144
1	160	0	160	192	0	192

#### Lastkombinasjon nr 1 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbovning

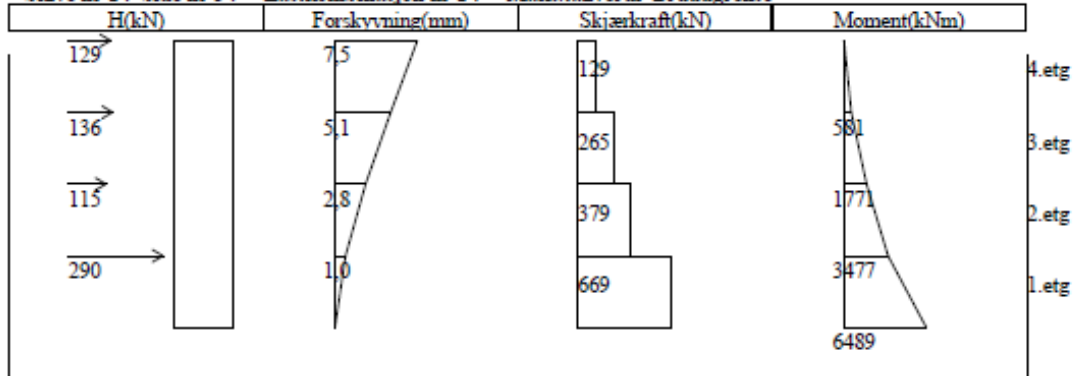
P <sub>x</sub> (kN)	P <sub>y</sub> (kN)	X(mm)	Y(mm)	Etapje nr	Skive nr
0.1	0.0	12300	8915	4	1
0.2	0.0	12300	8915	3	1
0.1	0.0	12300	8915	2	1
-0.1	0.0	12300	8915	1	1
0.0	0.0	3550	26895	4	2
0.0	0.0	3550	26895	3	2
0.0	0.0	3550	26895	2	2
0.0	0.0	3550	26895	1	2

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

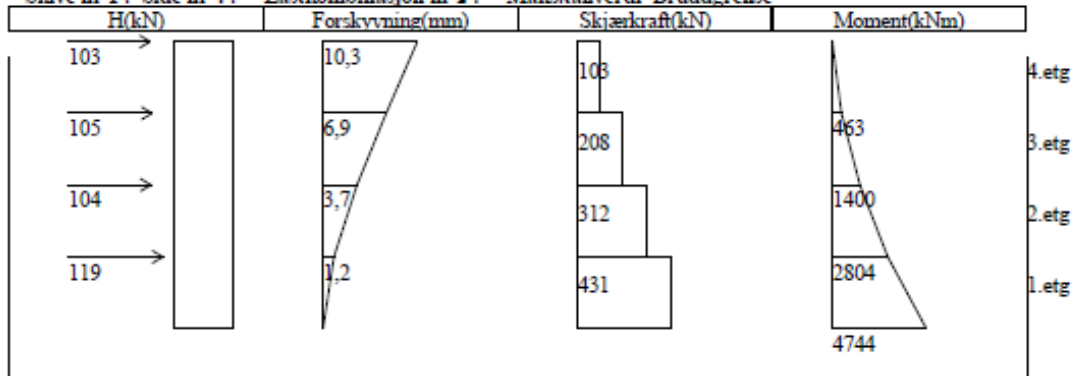
P <sub>x</sub> (kN)	P <sub>y</sub> (kN)	X(mm)	Y(mm)	Etapje nr	Skive nr
0.0	0.1	12300	8915	4	1
0.0	0.2	12300	8915	3	1
0.0	0.1	12300	8915	2	1
0.0	-0.2	12300	8915	1	1
0.0	0.0	3550	26895	4	2
0.0	0.0	3550	26895	3	2
0.0	0.0	3550	26895	2	2
0.0	0.0	3550	26895	1	2

Titel			Side 6
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 30-04-2021

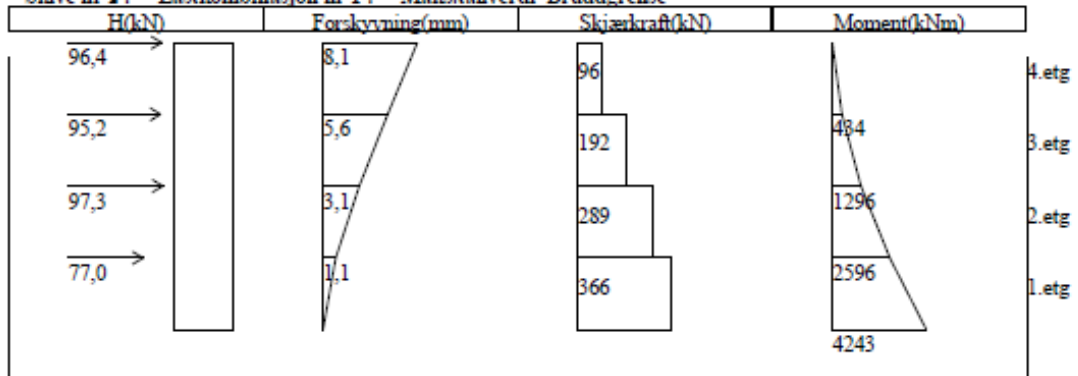
**Skive nr 1 : Side nr 3 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruddgrense**



**Skive nr 1 : Side nr 4 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruddgrense**



**Skive nr 2 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruddgrense**



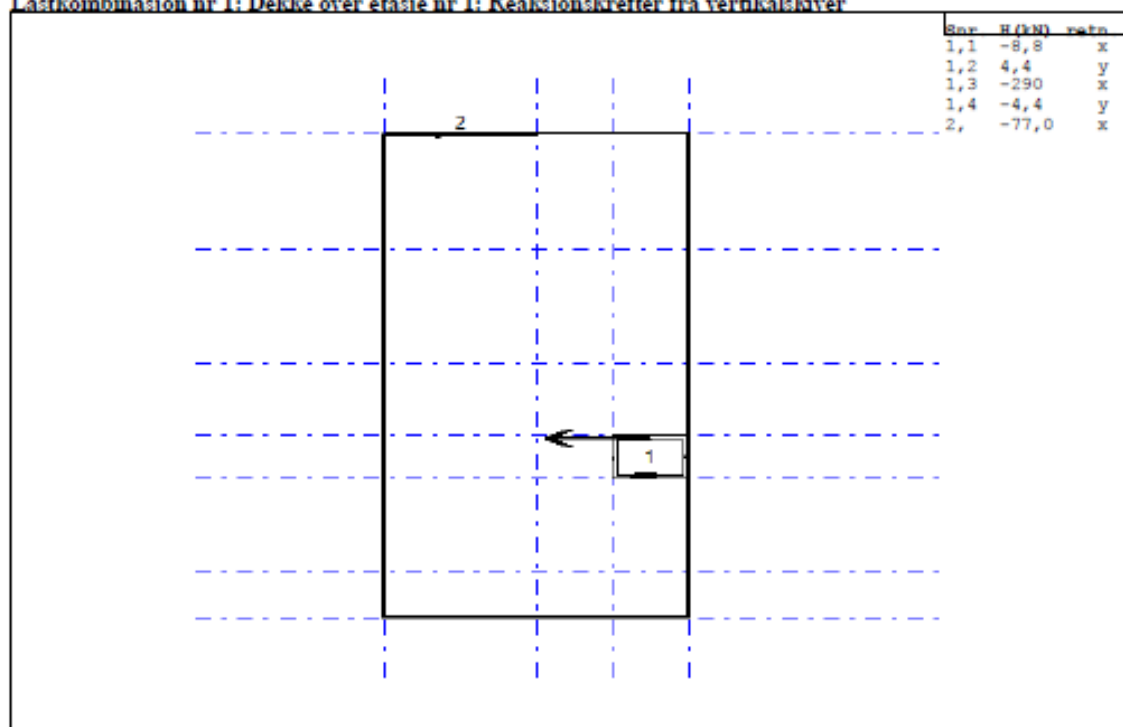
Titel			Side 7
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 30-04-2021

## Maksimum og minimum snittkrefter for plane skiver

### Skive nr 2 Brudderense

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
4	48	40	434	96
3	96	80	1296	192
2	144	120	2596	289
1	192	160	4243	366

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



Titel			Side 5
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 30-04-2021

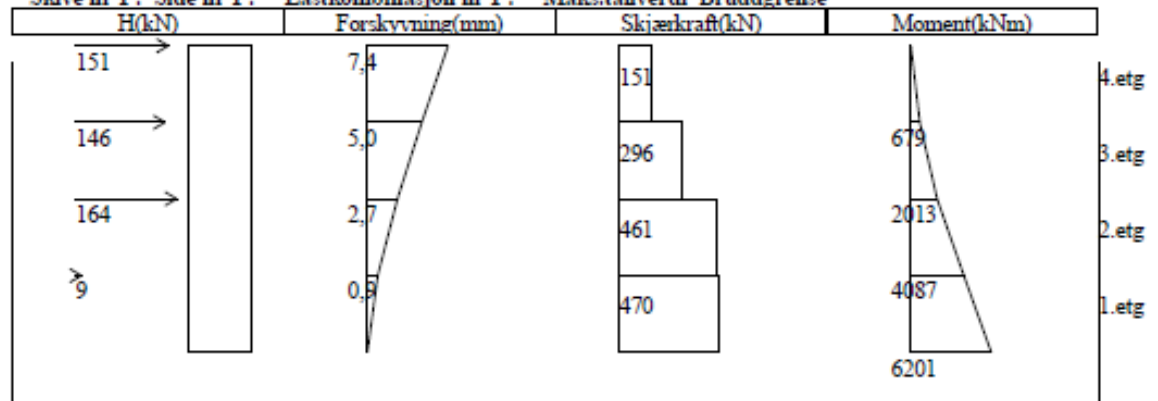
**Lastkombinasjon nr 1 Bruddgrense**

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	R <sub>x</sub> (kN)	R <sub>y</sub> (kN)	R <sub>z</sub> (kNm)	V <sub>x</sub> (mm)	V <sub>y</sub> (mm)	V <sub>z</sub> (grader)
4	376.3	0.0	-5060.6	7	0	-0.0023
3	376.4	0.0	-5061.4	5	0	-0.0017
2	376.3	0.0	-5060.6	3	0	-0.0011
1	376.1	0.0	-5058.7	1	0	-0.0005

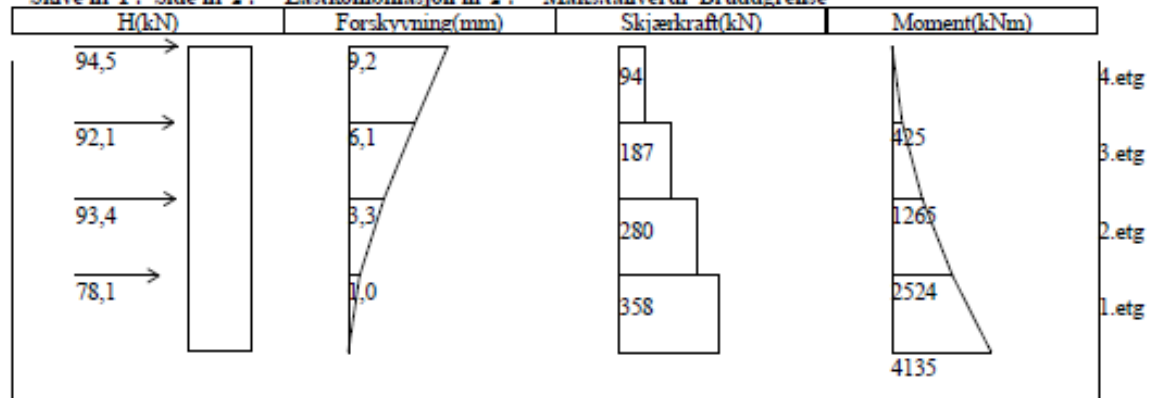
**Lastkombinasjon nr 2 Bruddgrense**

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	R <sub>x</sub> (kN)	R <sub>y</sub> (kN)	R <sub>z</sub> (kNm)	V <sub>x</sub> (mm)	V <sub>y</sub> (mm)	V <sub>z</sub> (grader)
4	0.0	197.3	1391.9	-5	14	-0.0198
3	0.0	197.4	1393.4	-3	9	-0.0135
2	0.0	197.3	1391.8	-2	5	-0.0076
1	0.0	197.0	1387.8	-1	2	-0.0027

**Skive nr 1 : Side nr 1 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruddgrense**



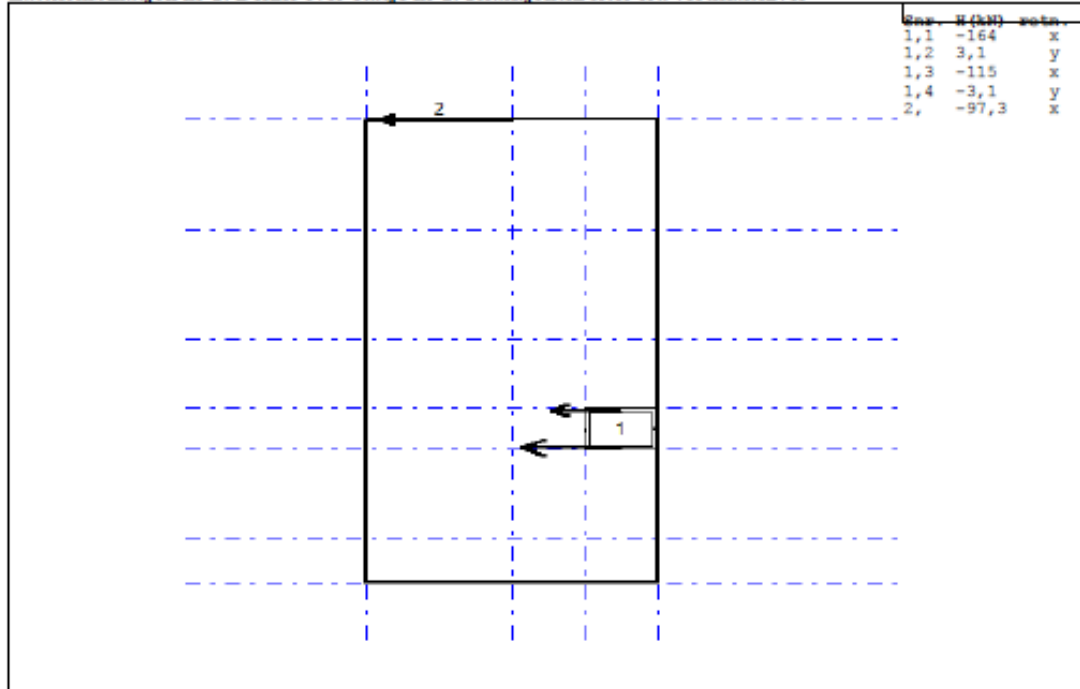
**Skive nr 1 : Side nr 2 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruddgrense**



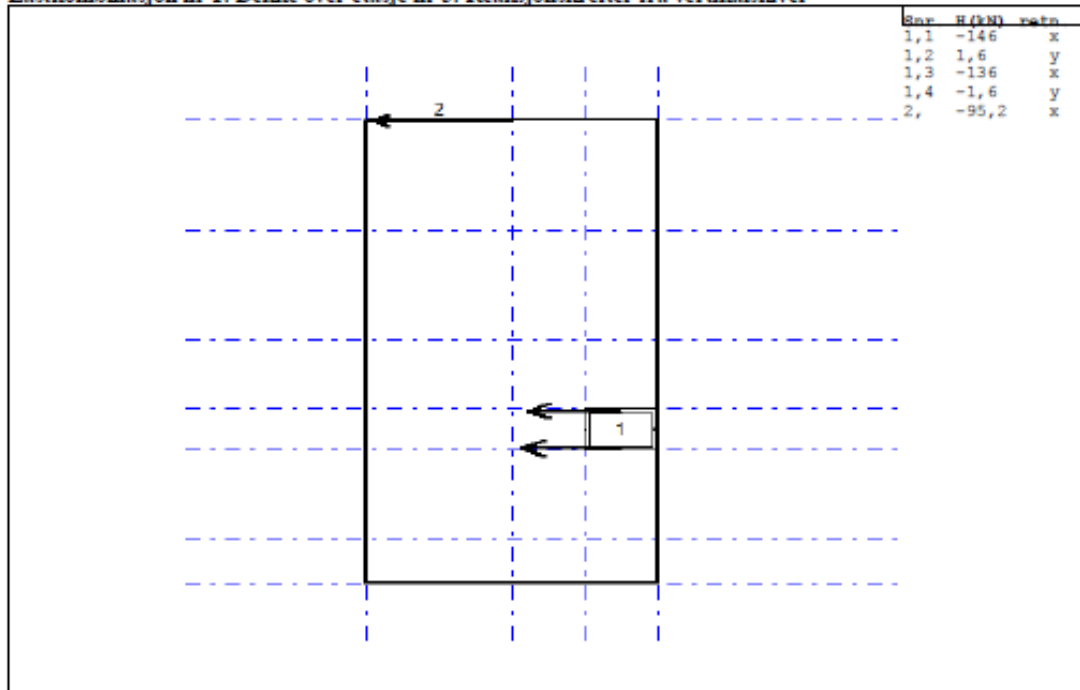


Titel		Side 8	
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 30-04-2021

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

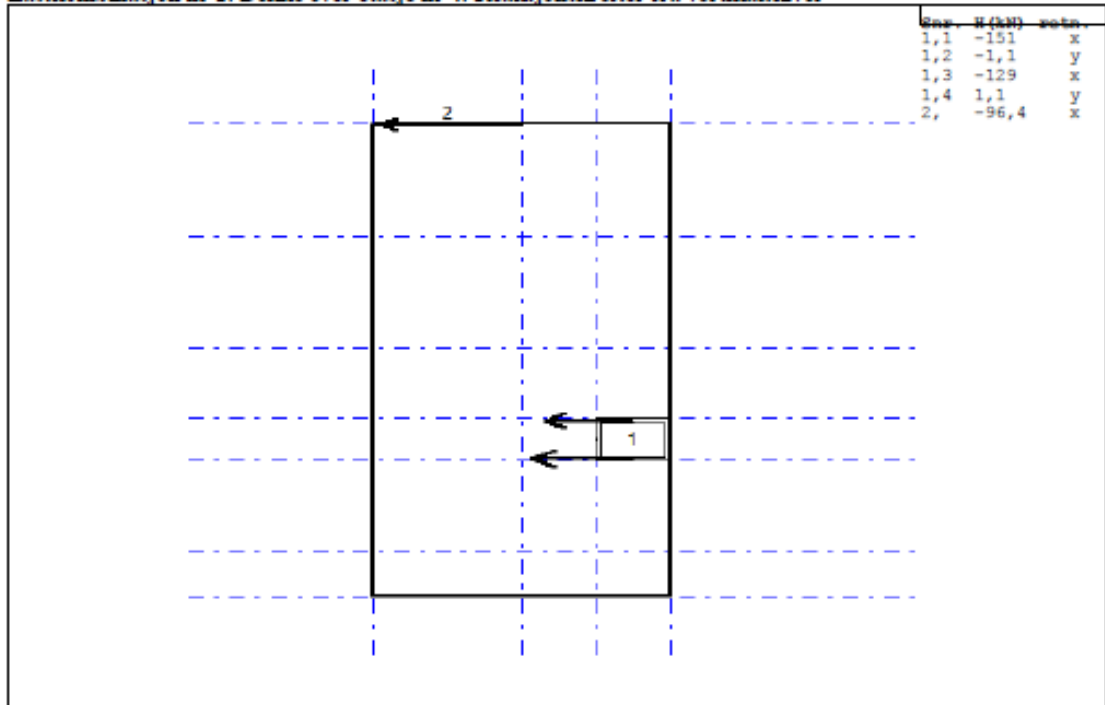


**Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalsliver**

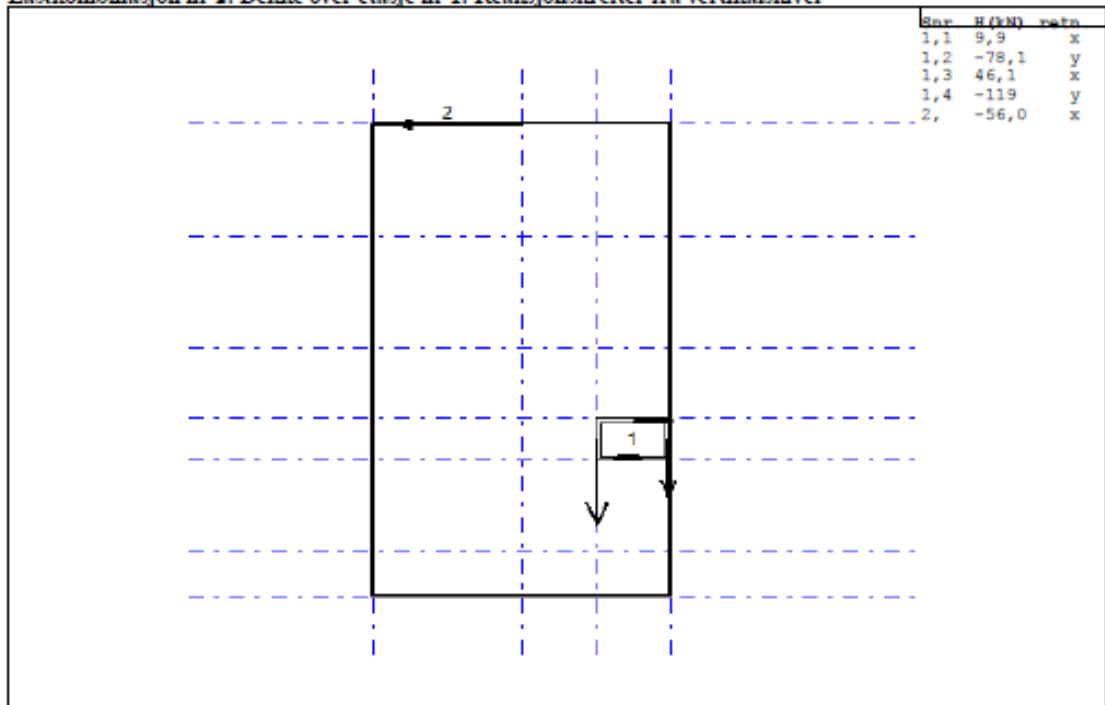


Tittel			Side 9
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 30-04-2021

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

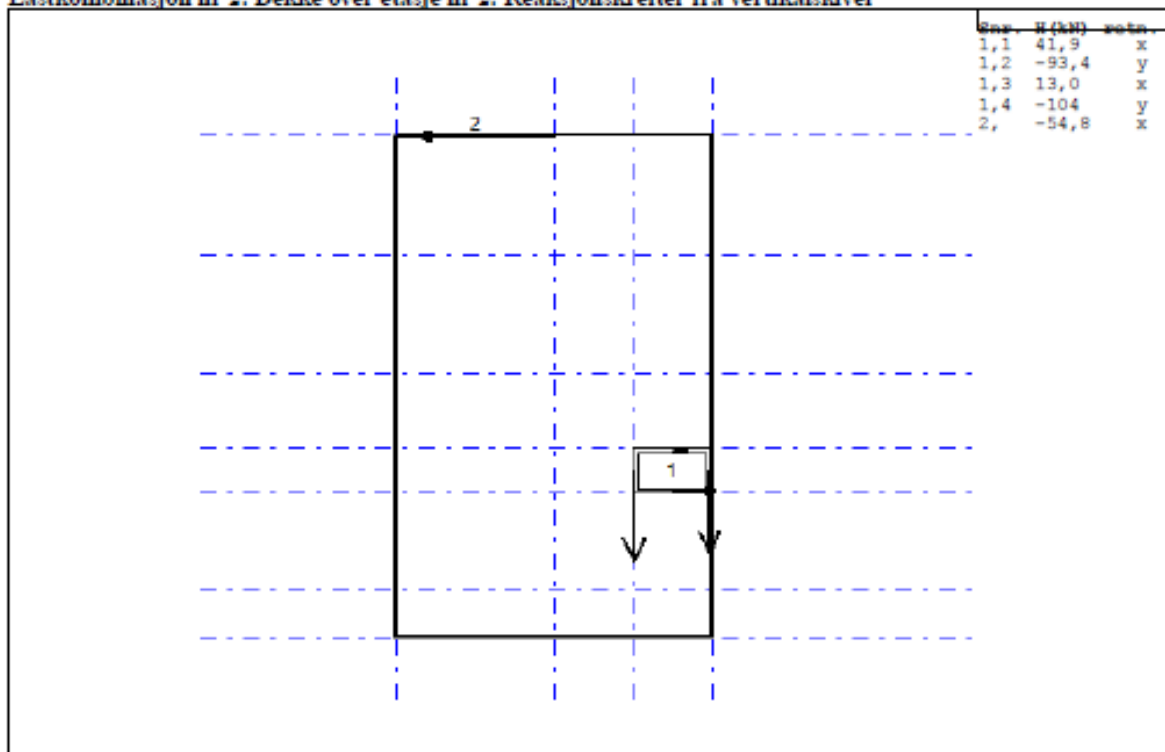


**Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

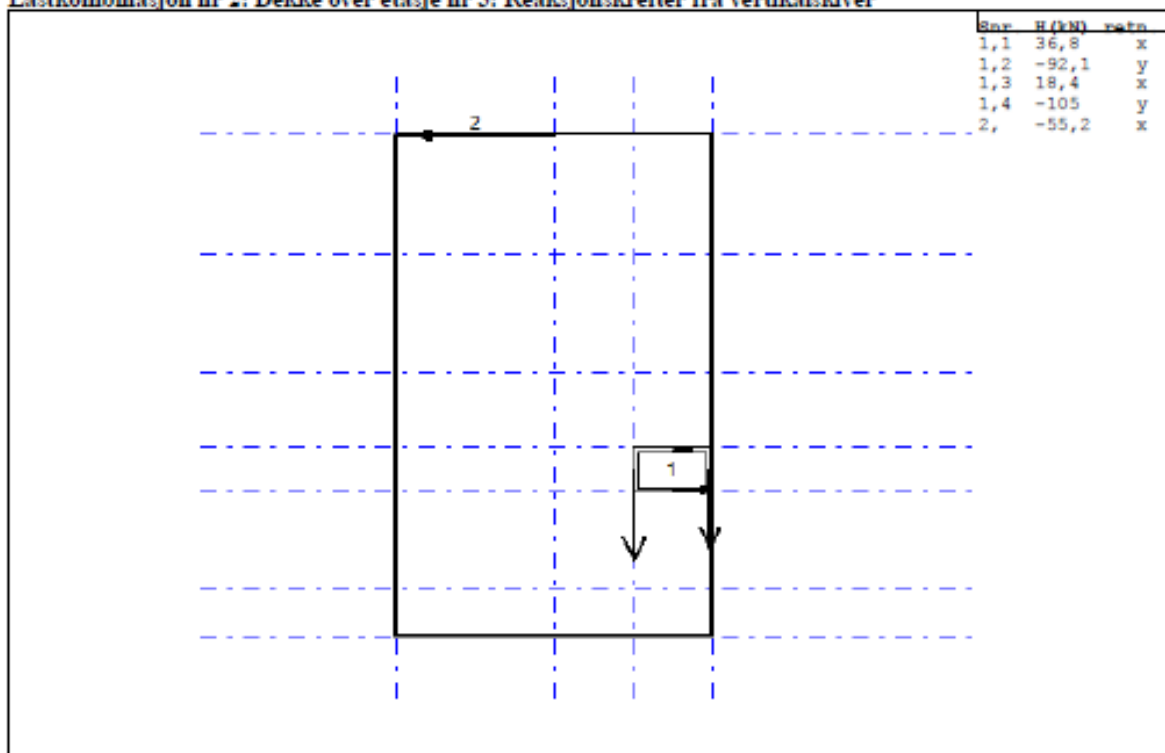


Titel			Side 10
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 30-04-2021

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

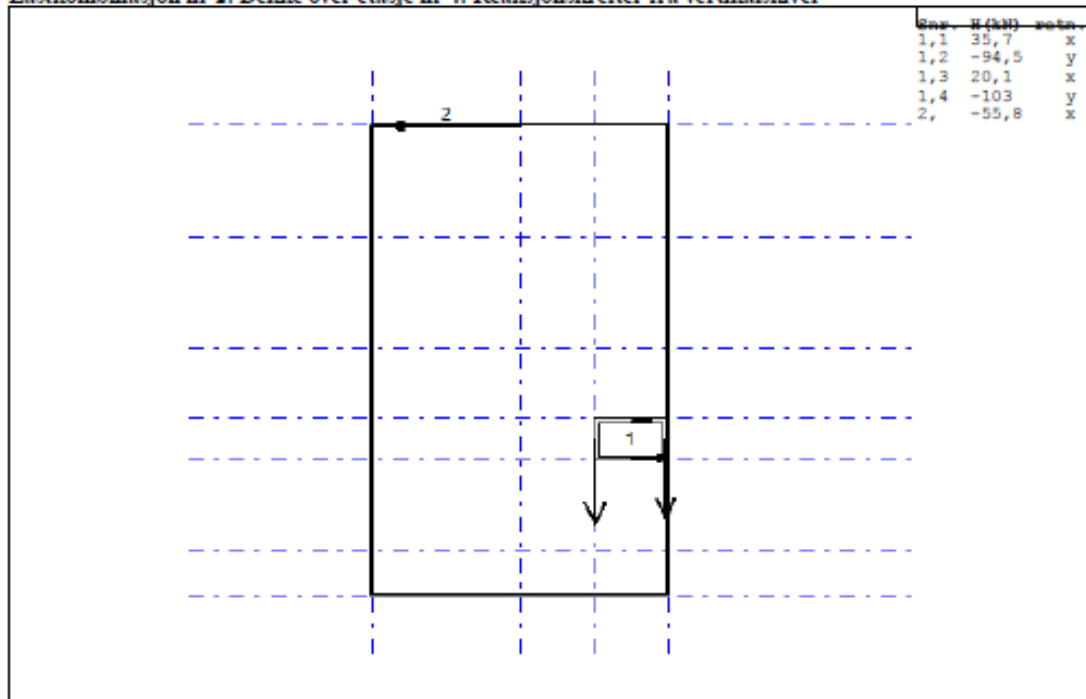


**Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalsliver**



Tittel			Side
			11
Prosjekt	Ordre	Sign	Date
			30-04-2021

### Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 4: Reaksjonskrefter fra vertikalsliver



### 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
0	0	0	0	0	0
7100	-1035	99	2600	47	36
10500	-1035	147	7700	415	108
14100	0	0	10130	-938	-158
			14100	-716	-102
			20500	-358	56
			26900	0	77

#### Dekke nr 2 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
0	0	0	0	0	0
7100	-1309	99	2600	47	36
10500	-1309	147	7700	415	108
14100	0	0	10130	-919	-137
			14100	-702	-82
			20500	-351	55
			26900	0	97

Titel			Side 12
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 30-04-2021

### Delke nr 3 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
0	0	0	0	0	0
7100	-1280	99	2600	47	36
10500	-1280	147	7700	415	108
14100	0	0	10130	-926	-139
			14100	-707	-84
			20500	-353	55
			26900	1	95

### Delke nr 4 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
0	0	0	0	0	0
7100	-1296	99	2600	47	36
10500	-1296	147	7700	415	108
14100	0	0	10130	-936	-138
			14100	-715	-83
			20500	-357	56
			26900	0	96

#### B.4.4 - V-skive kun teknisk sjakt

Titel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 28-04-2021

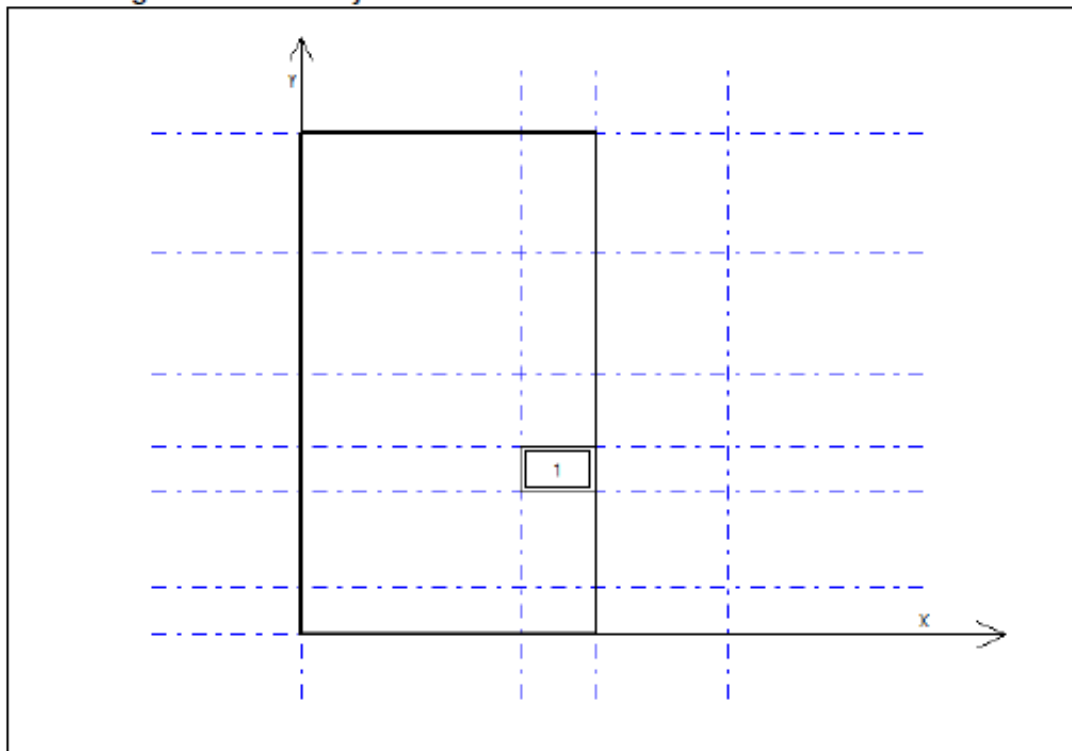
Dataprogram: V-SKIVE versjon 7.1.0 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
Beregning av forskyvninger er basert på Emodul = 35000 N/mm<sup>2</sup>  
Stivhetsmatrise for veggskiver: Elementmetode med skiveelementer er benyttet

Antall etasjer:	4
Antall skiver:	1
Antall lasttilfeller:	2
Antall lastkombinasjoner:	2
Antall utsparinger:	1

#### Etasjehøyder

Etasje nr	Etasjehøyde
1	4500
2	4500
3	4500
4	4500

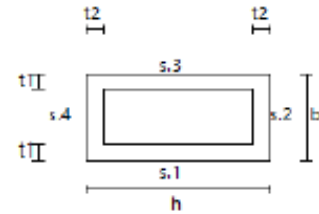
#### Plassering av skiver i etasje nr. 1



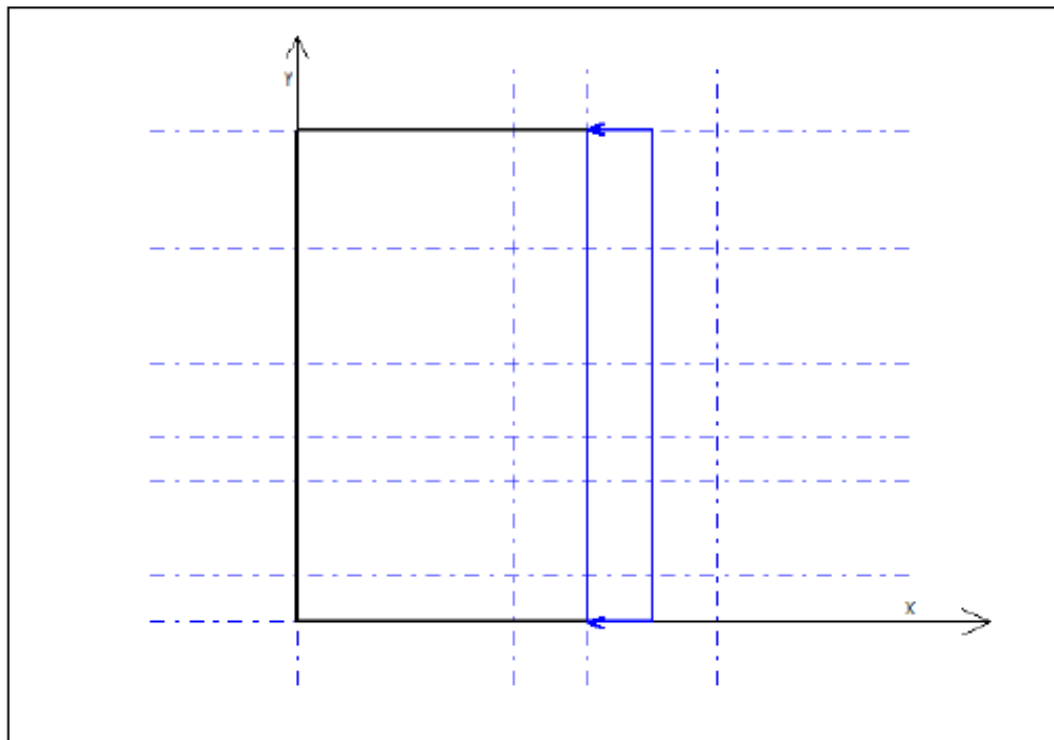
Titel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 28-04-2021

### Skive nr 1

Posisjonsdata:		Etasje	b(mm)	h(mm)	t1(mm)	t2(mm)
x (mm)	12300	1	2430	3600	250	250
Y (mm)	8915	2	2430	3600	250	250
V(grader)	0.0	3	2430	3600	250	250
Fra etasje	1	4	2430	3600	250	250
Til etasje	4					

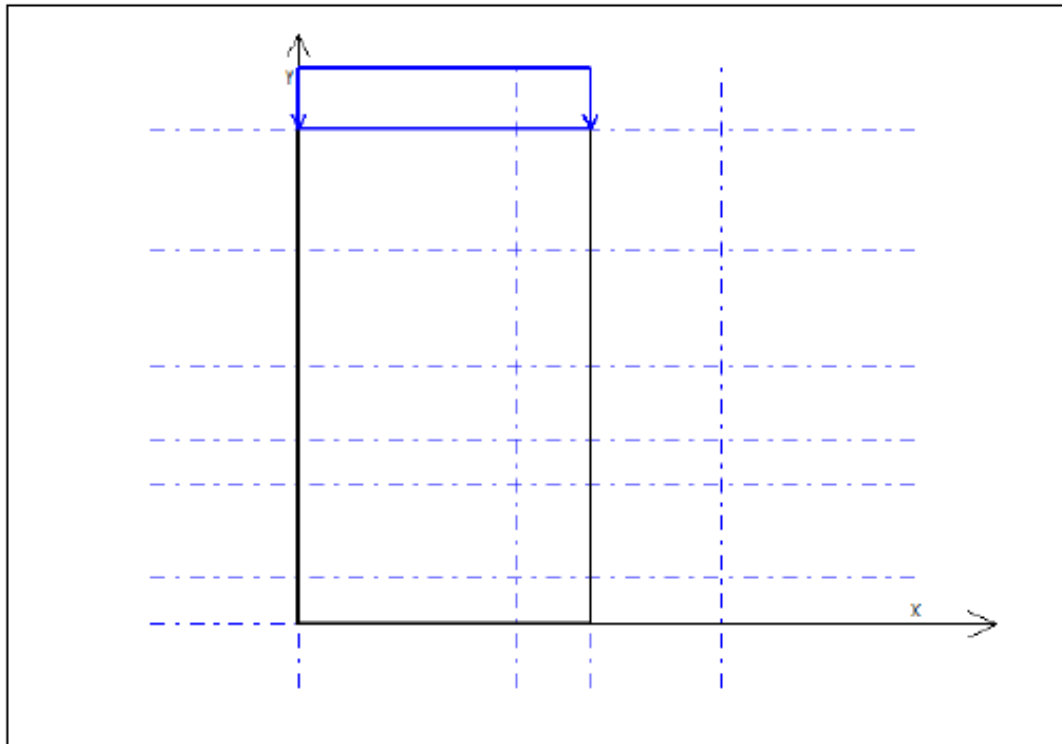


### Lasttilfelle nr 1: Vind X



Titel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 28-04-2021

### Lasttilfelle nr 2: Vind Y



### Lastdata for lasttilfelle nr 1: Vind X

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	-9.3	14100	14100	0	26900	2	2
X	-9.3	14100	14100	0	26900	3	3
X	-9.3	14100	14100	0	26900	4	4
X	-9.3	14100	14100	0	26900	1	1

### Lastdata for lasttilfelle nr 2: Vind Y

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	-9.3	0	14100	26900	26900	2	2
Y	-9.3	0	14100	26900	26900	3	3
Y	-9.3	0	14100	26900	26900	4	4
Y	-9.3	0	14100	26900	26900	1	1

### Lastkombinasjoner

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

### Lastfaktorer for horisontallast

Lasttilfelle	Bruksgrense	Bruddgrense
1 Vind X	1	1.5
2 Vind Y	1	1.5



Titel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 28-04-2021

### Påført vertikallast (kN)

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

### Lastfaktorer for vertikallast

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

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

### Beregningsresultater

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

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
4	311	0	311	373	0	373
3	622	0	622	747	0	747
2	933	0	933	1120	0	1120
1	1244	0	1244	1493	0	1493

#### Lastkombinasjon nr 1 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøining

P <sub>x</sub> (kN)	P <sub>y</sub> (kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
-0.1	0.0	12300	8915	4	1
-0.3	0.0	12300	8915	3	1
-0.1	0.0	12300	8915	2	1
0.2	0.0	12300	8915	1	1

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

P <sub>x</sub> (kN)	P <sub>y</sub> (kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0.0	-0.1	12300	8915	4	1
0.0	-0.2	12300	8915	3	1
0.0	-0.1	12300	8915	2	1
0.0	0.2	12300	8915	1	1

#### Lastkombinasjon nr 1 Bruddgrense

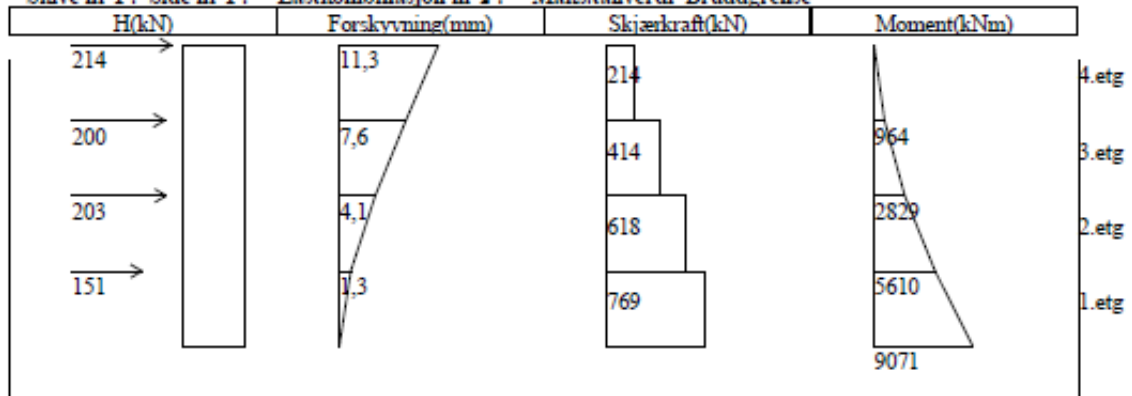
Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	R <sub>x</sub> (kN)	R <sub>y</sub> (kN)	R <sub>z</sub> (kNm)	V <sub>x</sub> (mm)	V <sub>y</sub> (mm)	V <sub>z</sub> (grader)
4	-376.3	0.0	5060.9	142	-210	0.9771
3	-376.4	0.0	5062.0	95	-141	0.6559
2	-376.3	0.0	5060.8	51	-76	0.3540
1	-376.0	0.0	5058.1	16	-24	0.1138

#### Lastkombinasjon nr 2 Bruddgrense

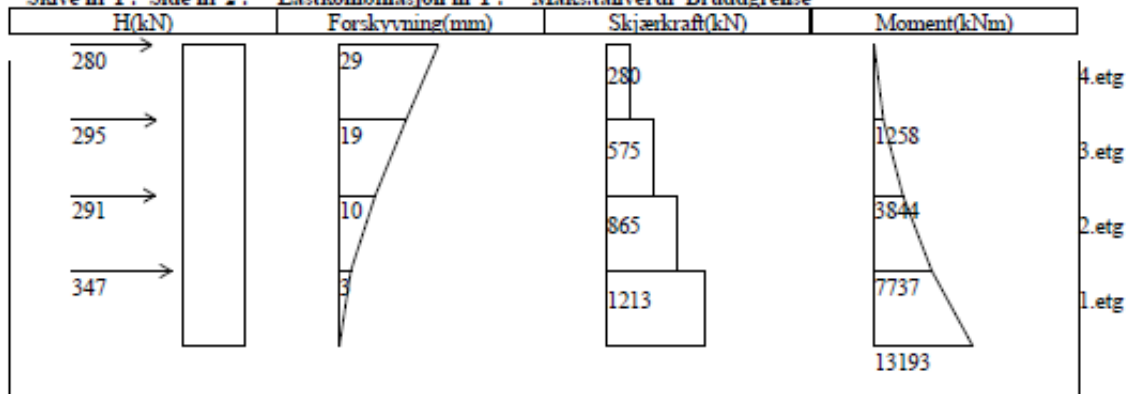
Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	R <sub>x</sub> (kN)	R <sub>y</sub> (kN)	R <sub>z</sub> (kNm)	V <sub>x</sub> (mm)	V <sub>y</sub> (mm)	V <sub>z</sub> (grader)
4	0.0	-197.3	-1391.8	92	-137	0.5929
3	0.0	-197.4	-1393.1	62	-92	0.3980
2	0.0	-197.3	-1391.6	33	-50	0.2148
1	0.0	-197.0	-1388.0	11	-16	0.0691

Titel			Side 5
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-04-2021

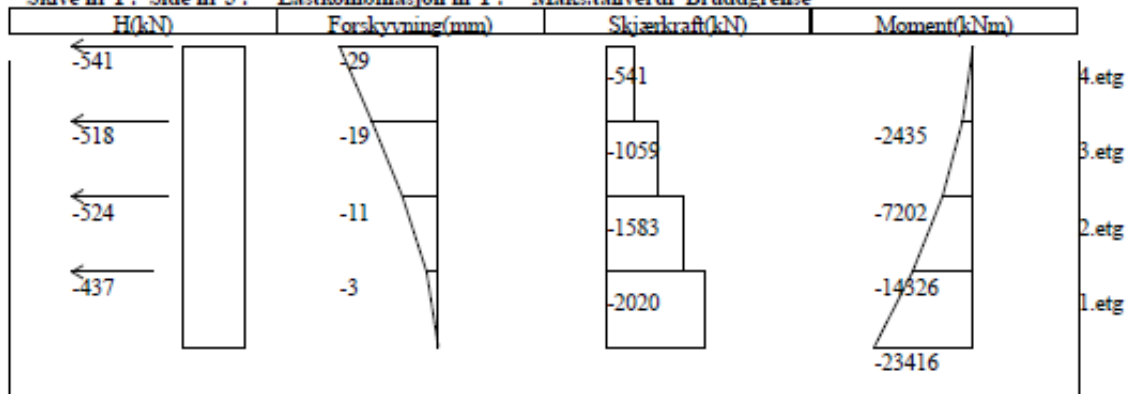
**Slive nr 1 : Side nr 1 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruddgrense**



**Slive nr 1 : Side nr 2 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruddgrense**

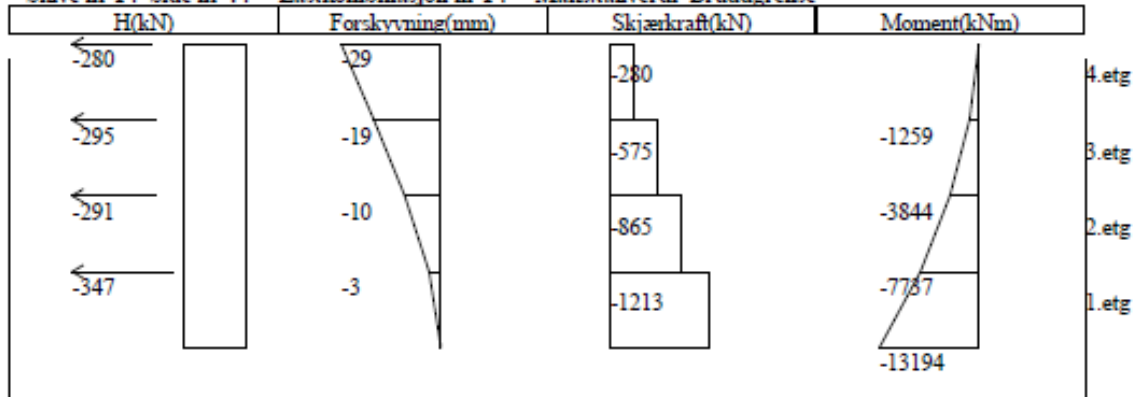


**Slive nr 1 : Side nr 3 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruddgrense**



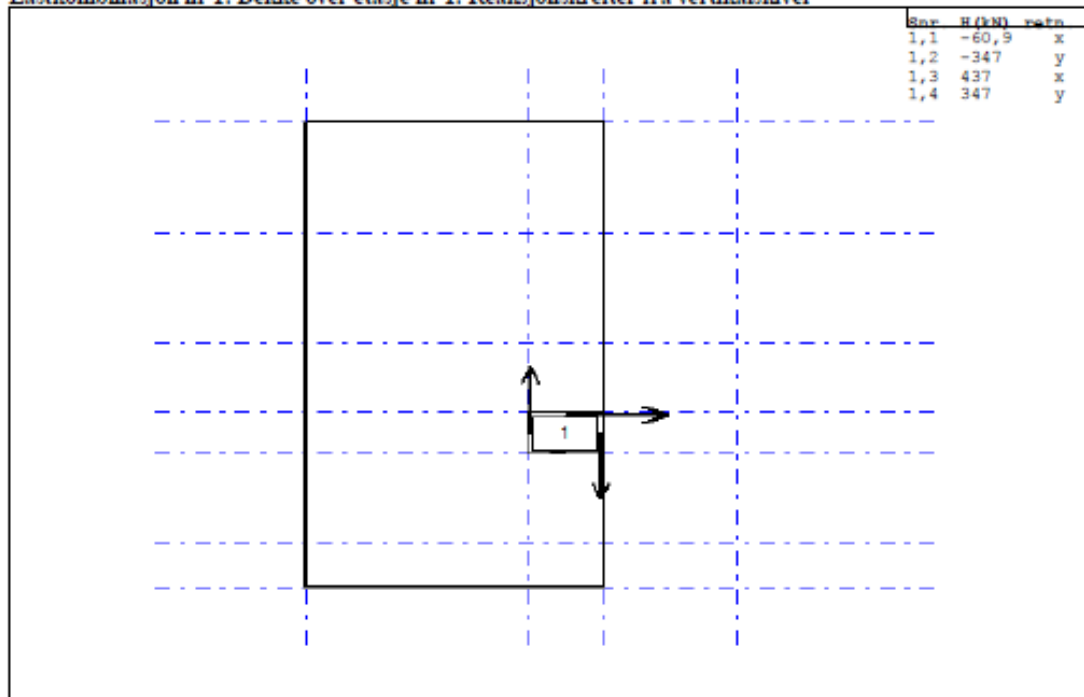
Titel			Side 6
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-04-2021

Skive nr 1 : Side nr 4 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruddgrense



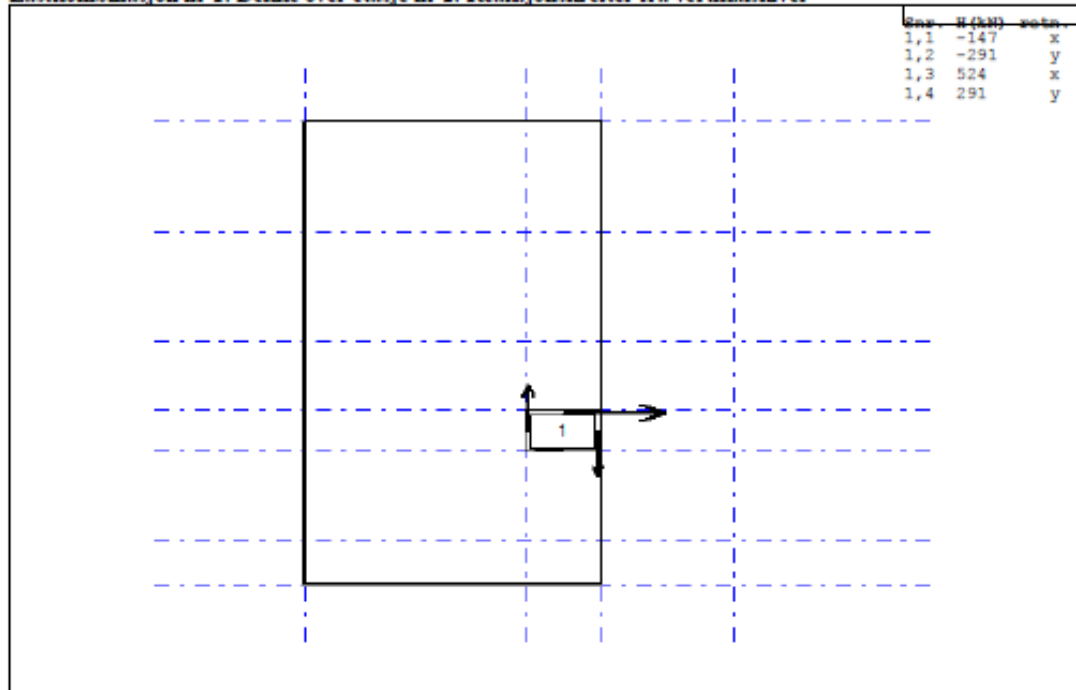
Maksimum og minimum snittkrefter for plane skiver

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

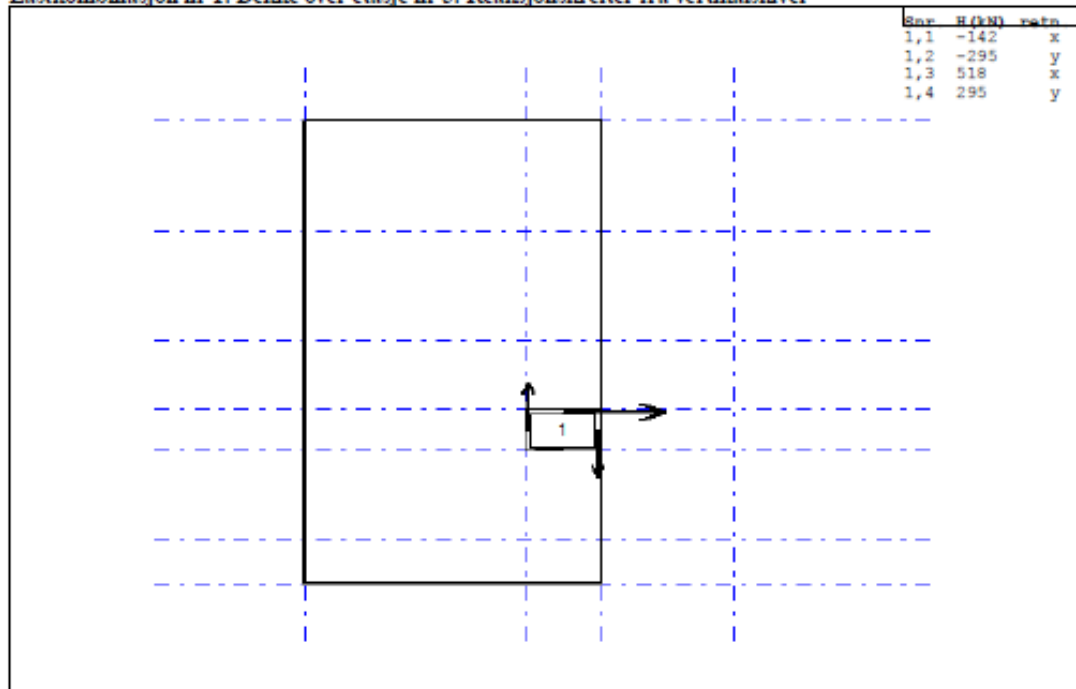


Titel			Side 7
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-04-2021

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

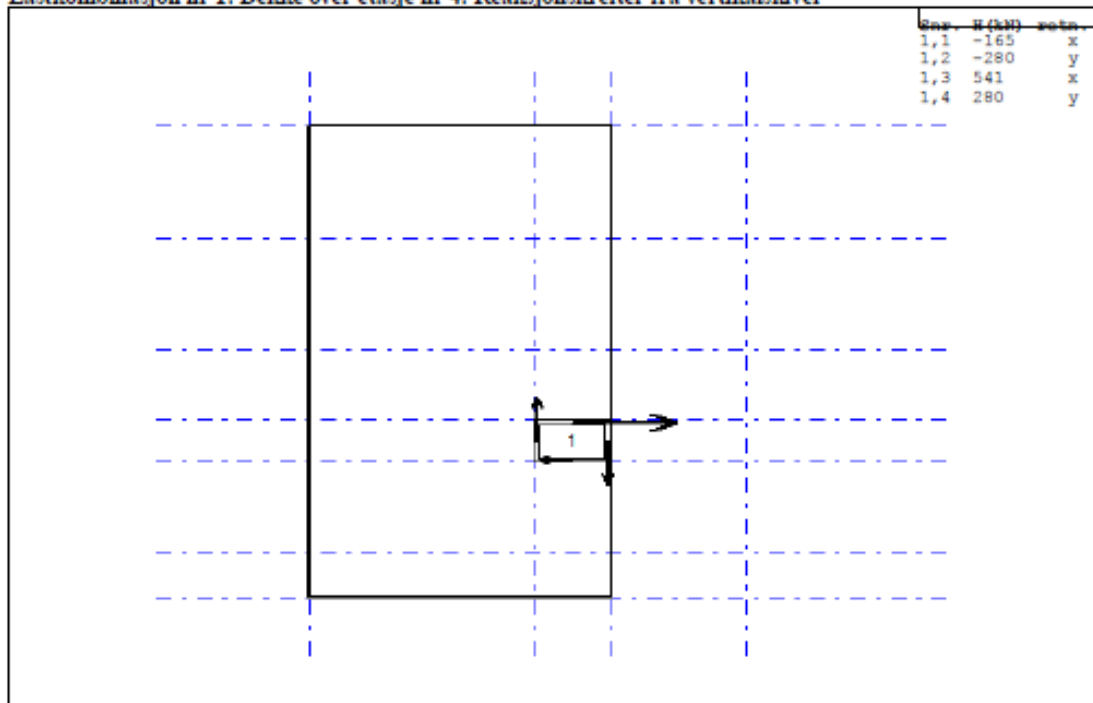


**Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**

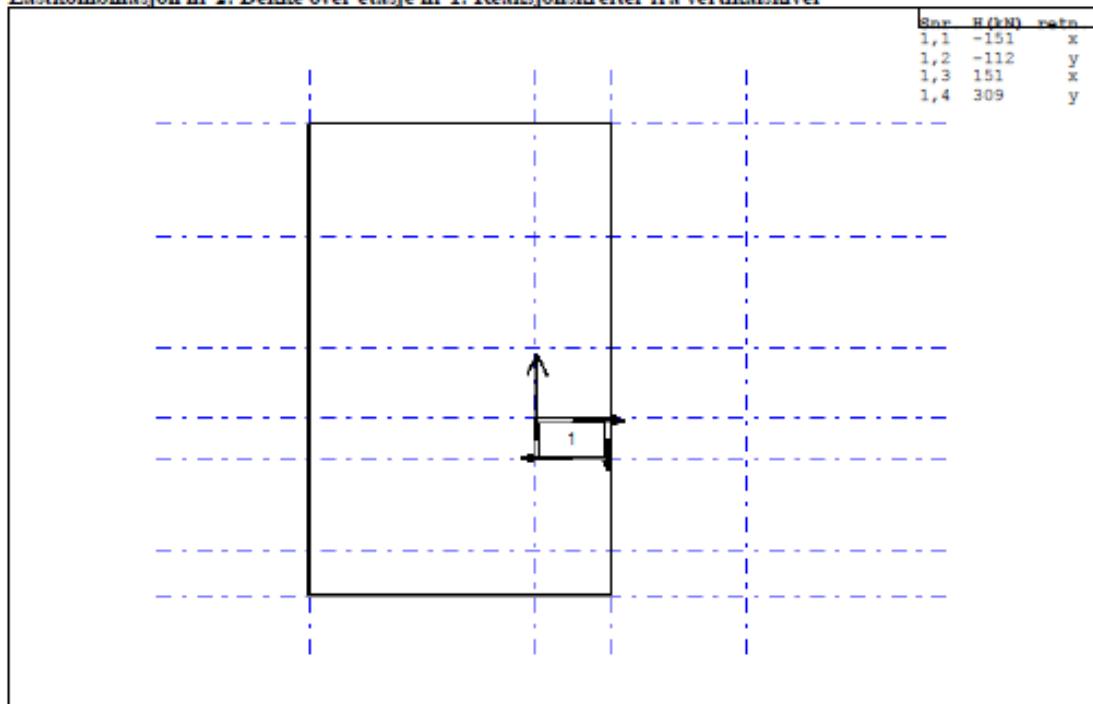


Titel			Side 8
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 28-04-2021

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

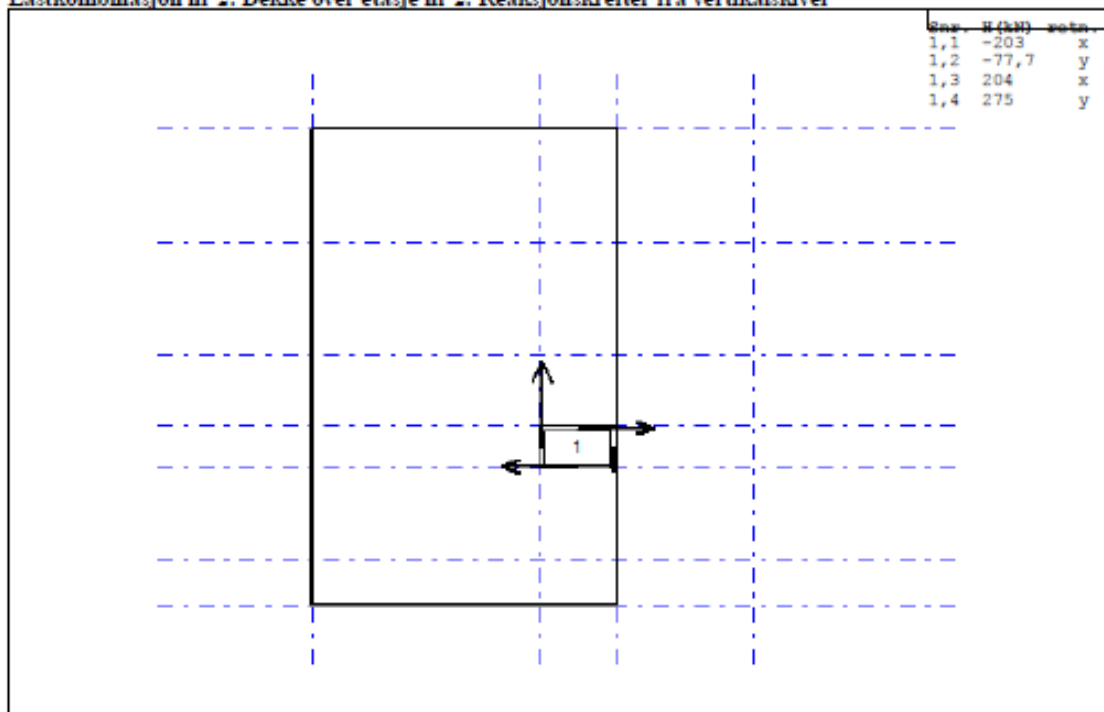


**Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalsliver**

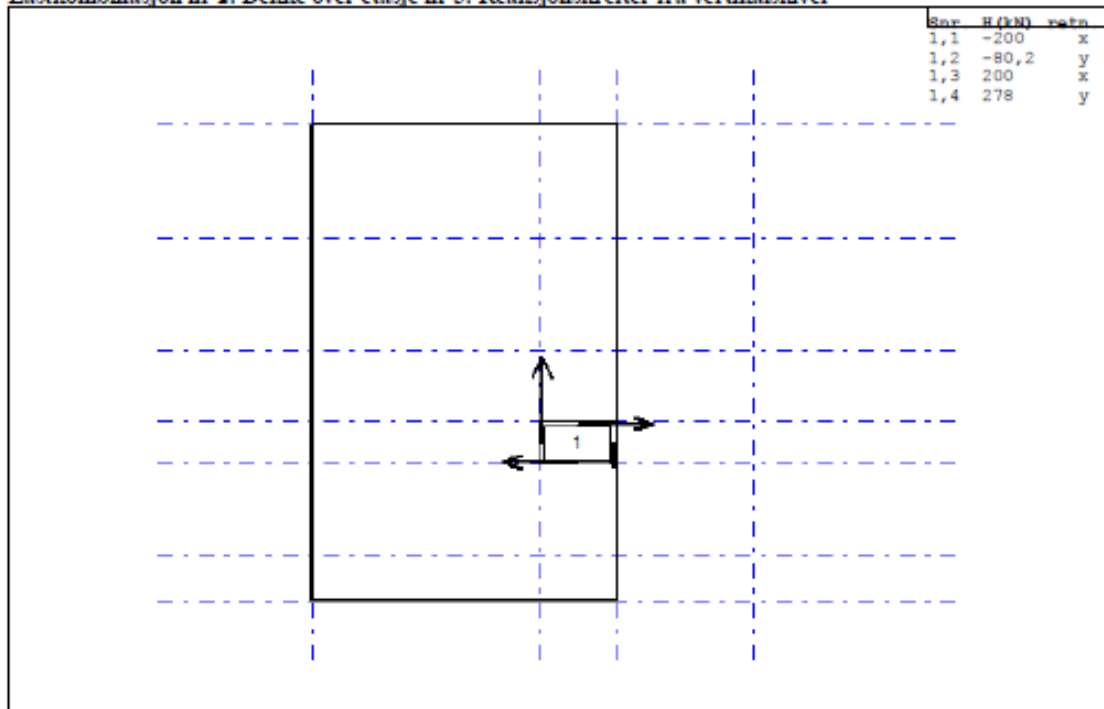


Tittel			Side 9
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-04-2021

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



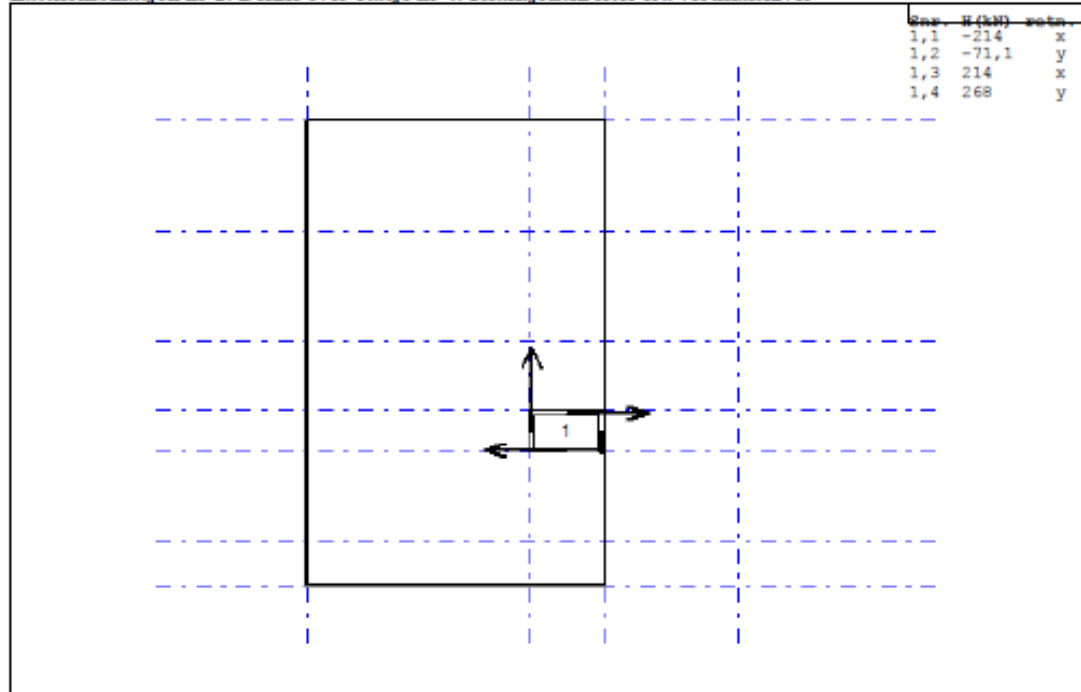
**Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**





Titel		Side 10	
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-04-2021

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



**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
0	0	0	0	0	0
10500	-771	-147	2600	-47	-36
14100	1	0	7700	-415	-108
			10130	-1967	234
			14100	-1147	179
			20500	-288	89
			26900	-2	0

**Dekke nr 2 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
0	0	0	0	0	0
10500	-771	-147	2600	-47	-36
14100	-2	0	7700	-415	-108
			10130	-1964	235
			14100	-1143	179
			20500	-283	90
			26900	4	0

Titel		Side 11	
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-04-2021

**Dekke nr 3 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
0	0	0	0	0	0
10500	-771	-147	2600	-47	-36
14100	1	0	7700	-415	-108
			10130	-1968	235
			14100	-1147	179
			20500	-288	90
			26900	-2	0

**Dekke nr 4 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
0	0	0	0	0	0
10500	-771	-147	2600	-47	-36
14100	0	0	7700	-415	-108
			10130	-1967	235
			14100	-1146	179
			20500	-287	90
			26900	0	0

## C - Modell i FEM-design

### C.1 - Kontroll av tværsnittskrefter

#### C.1.1 - IPE- 500

$$gk := 3.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 4.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad L_{dekke} := 7.05 \text{ m}$$

$$gkb := 0.907 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{IPE- 500 vekt} \quad L_{bjelke} := 7.7 \text{ m}$$

$$pk := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Nyttelast}$$

$$g_f := (gk \cdot L_{dekke} + gkb) \cdot 1.2 = 42.71 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_f := pk \cdot 1.5 \cdot L_{dekke} = 31.73 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed} := g_f + p_f = 74.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Ed} := q_{Ed} \cdot \frac{L_{bjelke}}{2} = 286.58 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} := q_{Ed} \cdot \frac{L_{bjelke}^2}{8} = 551.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra FEM-design:

$$M_{y.Ed} := 521.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{z.Ed} := 284.3 \text{ kN}$$

Differanse:

$$\frac{M_{y.Ed}}{M_{Ed}} = 0.95 \quad \frac{V_{z.Ed}}{V_{Ed}} = 0.99$$

### C.1.2 - IPE- 450 mot vindkryss

$$gk := 3.92 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} = 4.92 \frac{kN}{m^2} \quad L_{dekke} := 7.05 \text{ m}$$

$$gkb := 0.776 \frac{kN}{m} \quad \text{IPE- 450 vekt}$$

$$L_{bjelke} := 6.4 \text{ m}$$

$$fasade := 25.65 \frac{kN}{m}$$

$$pk := 5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Nyttelast}$$

$$g_f := \left( gk \cdot \frac{L_{dekke}}{2} + gkb + fasade \right) \cdot 1.2 = 52.52 \frac{kN}{m}$$

$$p_f := pk \cdot 1.5 \cdot \frac{L_{dekke}}{2} = 26.44 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed} := g_f + p_f = 78.96 \frac{kN}{m}$$

$$V_{Ed} := q_{Ed} \cdot \frac{L_{bjelke}}{2} = 252.67 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} := q_{Ed} \cdot \frac{L_{bjelke}^2}{8} = 404.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra FEM-design:

$$M_{y.Ed} := 373.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{z.Ed} := 238.27 \text{ kN}$$

Differanse:

$$\frac{M_{y.Ed}}{M_{Ed}} = 0.92 \quad \frac{V_{z.Ed}}{V_{Ed}} = 0.94$$

C.1.3 - IPE- 450 uten vindkryss

$$gk := 3.92 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} = 4.92 \frac{kN}{m^2} \quad L_{dekke} := 7.05 \text{ m}$$

$$gkb := 0.776 \frac{kN}{m} \quad \text{IPE- 450 vekt} \quad L_{bjelke} := 6.4 \text{ m}$$

$$fasade := 25.65 \frac{kN}{m}$$

$$pk := 5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Nyttelast}$$

$$g_f := \left( gk \cdot \frac{L_{dekke}}{2} + gkb + fasade \right) \cdot 1.2 = 52.52 \frac{kN}{m} \quad +$$

$$p_f := pk \cdot 1.5 \cdot \frac{L_{dekke}}{2} = 26.44 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed} := g_f + p_f = 78.96 \frac{kN}{m}$$

$$V_{Ed} := q_{Ed} \cdot \frac{L_{bjelke}}{2} = 252.67 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} := q_{Ed} \cdot \frac{L_{bjelke}^2}{8} = 404.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra FEM-design:

$$M_{y.Ed} := 373.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{z.Ed} := 238.2 \text{ kN}$$

Differanse:

$$\frac{M_{y.Ed}}{M_{Ed}} = 0.92 \quad \frac{V_{z.Ed}}{V_{Ed}} = 0.94$$



C.1.4 - IPE- 400

$$gk := 3.92 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} = 4.92 \frac{kN}{m^2} \quad L_{dekke1} := 4.8 \text{ m}$$

$$gkb := 0.663 \frac{kN}{m} \quad \text{IPE- 400 vekt} \quad L_{dekke2} := 2.25 \text{ m}$$

$$L_{bjelke} := 6.4 \text{ m}$$

$$pk := 5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Nyttelast}$$

$$g_f := \left( gk \cdot \left( \frac{L_{dekke1}}{2} + \frac{L_{dekke2}}{2} \right) + gkb \right) \cdot 1.2 = 21.61 \frac{kN}{m} \quad +$$

$$p_f := pk \cdot 1.5 \cdot \left( \frac{L_{dekke1}}{2} + \frac{L_{dekke2}}{2} \right) = 26.44 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed} := g_f + p_f = 48.04 \frac{kN}{m}$$

$$V_{Ed} := q_{Ed} \cdot \frac{L_{bjelke}}{2} = 153.74 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} := q_{Ed} \cdot \frac{L_{bjelke}^2}{8} = 245.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra FEM-design:

$$M_{y.Ed} := 226.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{z.Ed} := 153 \text{ kN}$$

Differanse:

$$\frac{M_{y.Ed}}{M_{Ed}} = 0.92 \quad \frac{V_{z.Ed}}{V_{Ed}} = 0.995$$

C.1.5 - VKR 300x300x10

$$g_{kb} := 0.899 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{VKR 300x300x10 vekt}$$

$$g_{\text{glassfasade}} := 1.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$L_{\text{bjelke}} := 9.9 \text{ m}$$

$$q_{Ed} := (g_{kb} + g_{\text{glassfasade}}) \cdot 1.2 = 3.239 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Ed} := q_{Ed} \cdot \frac{L_{\text{bjelke}}}{2} = 16.03 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} := q_{Ed} \cdot \frac{L_{\text{bjelke}}^2}{8} = 39.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra FEM-design:

$$M_{y.Ed} := 39.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{z.Ed} := 15.97 \text{ kN}$$

Differanse:

$$\frac{M_{y.Ed}}{M_{Ed}} = 0.996 \quad \frac{V_{z.Ed}}{V_{Ed}} = 0.996$$

C.1.6 - VKR 120x120x5

$$gk := 3.92 \frac{kN}{m^2} = 3.92 \frac{kN}{m^2}$$

$$L_{dekke} := 7.05 \text{ m}$$

$$gkb := 0.776 \frac{kN}{m} \quad \text{IPE- 450 vekt}$$

$$L_{bjelke} := 6.4 \text{ m}$$

$$g_{ksøyle} := 0.18 \frac{kN}{m}$$

$$H := 4 \text{ m}$$

$$snølast := 1.6 \frac{kN}{m^2}$$

$$vindex := 1.8 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Regner forenklet med 1,8 kN/m over hele flaten}$$

$$g_f := gk \cdot 1.2 \cdot L_{dekke} \cdot L_{bjelke} + gkb \cdot 1.2 \cdot L_{bjelke} + g_{ksøyle} \cdot 1.2 \cdot H = 219.07 \text{ kN}$$

$$q_f := vindex \cdot 1.5 \cdot L_{dekke} \cdot L_{bjelke} + snølast \cdot 1.05 \cdot L_{dekke} \cdot L_{bjelke} = 197.63 \text{ kN}$$

$$N_{EdA} := g_f + q_f = 416.69 \text{ kN}$$

Differanse:

$$N_{Ed_{fem}} := 410.99 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed_{fem}}}{N_{EdA}} = 0.99$$

C.1.7 - VKR 150x150x6,3

$$gk := 3.92 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} = 4.92 \frac{kN}{m^2} \quad L_{dekke} := 7.05 \text{ m}$$

$$gkb := 0.776 \frac{kN}{m} \quad \text{IPE- 450 vekt}$$

$$L_{bjelke} := 6.4 \text{ m}$$

$$g_{ksøyle} := 0.28 \frac{kN}{m}$$

$$p_k := 3 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_f := gk \cdot 1.2 \cdot L_{dekke} \cdot L_{bjelke} + gkb \cdot 1.2 \cdot L_{bjelke} + g_{ksøyle} \cdot 1.2 \cdot H = 273.69 \text{ kN}$$

$$p_f := p_k \cdot 1.5 \cdot L_{dekke} \cdot L_{bjelke} = 203.04 \text{ kN}$$

$$N_{Ed3} := g_f + p_f + N_{EdA} = 893.43 \text{ kN}$$

Differanse:

$$N_{Ed\_fem} := 845.88 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed\_fem}}{N_{Ed3}} = 0.95$$

C.1.8 - VKR 200x200x6,3

$$gk := 3.92 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} = 4.92 \frac{kN}{m^2} \quad L_{dekke} := 7.05 \text{ m}$$

$$gkb := 0.776 \frac{kN}{m} \quad \text{IPE- 450 vekt}$$

$$L_{bjelke} := 6.4 \text{ m}$$

$$g_{ksøyle} := 0.378 \frac{kN}{m}$$

$$p_k := 3 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_f := gk \cdot 1.2 \cdot L_{dekke} \cdot L_{bjelke} + gkb \cdot 1.2 \cdot L_{bjelke} + g_{ksøyle} \cdot 1.2 \cdot H = 274.16 \text{ kN}$$

$$p_f := p_k \cdot 1.5 \cdot L_{dekke} \cdot L_{bjelke} = 203.04 \text{ kN}$$

$$N_{Ed2} := g_f + p_f + N_{Ed3} = 1370.63 \text{ kN}$$

Differanse:

$$N_{Ed\_fem} := 1318.22 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed\_fem}}{N_{Ed2}} = 0.96$$



C.1.9 - VKR 200x200x10

$$gk := 3.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 4.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad L_{\text{dekke}} := 7.05 \text{ m}$$

$$gkb := 0.776 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{IPE- 450 vekt} \quad L_{\text{bjelke}} := 6.4 \text{ m}$$

$$g_{\text{ksøyle}} := 0.585 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad H := 4.5 \text{ m}$$

$$p_k := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_f := gk \cdot 1.2 \cdot L_{\text{dekke}} \cdot L_{\text{bjelke}} + gkb \cdot 1.2 \cdot L_{\text{bjelke}} + g_{\text{ksøyle}} \cdot 1.2 \cdot H = 275.51 \text{ kN}$$

$$p_f := p_k \cdot 1.5 \cdot L_{\text{dekke}} \cdot L_{\text{bjelke}} = 203.04 \text{ kN}$$

$$N_{Ed1} := g_f + p_f + N_{Ed2} = 1849.18 \text{ kN}$$

Differanse:

$$N_{Ed\_fem} := 1792.10 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed\_fem}}{N_{Ed1}} = 0.97$$

C.1.10 - VKR 250x250x8

$$gk := 3.92 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} = 4.92 \frac{kN}{m^2} \quad L_{dekke} := 7.05 \text{ m}$$

$$gkb := 0.776 \frac{kN}{m} \quad \text{IPE- 450 vekt} \quad L_{bjelke} := 6.4 \text{ m}$$

$$g_{ksøyle} := 0.6 \frac{kN}{m} \quad H := 4 \text{ m}$$

$$p_k := 3 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_f := gk \cdot 1.2 \cdot L_{dekke} \cdot L_{bjelke} + gkb \cdot 1.2 \cdot L_{bjelke} + g_{ksøyle} \cdot 1.2 \cdot H = 275.23 \text{ kN}$$

$$p_f := p_k \cdot 1.5 \cdot L_{dekke} \cdot L_{bjelke} = 203.04 \text{ kN}$$

$$N_{Ed0} := g_f + p_f + N_{Ed1} = 2327.44 \text{ kN}$$

Differanse:

$$N_{Ed\_fem} := 2265.84 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed\_fem}}{N_{Ed0}} = 0.97$$

## C.2 - Stivhetsfaktor

### C.2.1 - Test av stivhetsfaktor

#### Kontroll av Tranverse flexural stiffness factor

$l := 10 \text{ m}$       Tester like mål i egen FEM-  
 $b := 6 \text{ m}$       design fil

$$pk := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad gk := 4.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q := gk \cdot 1.2 + pk \cdot (1.5) = 9.804 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$qf := q \cdot 1 \text{ m}$$

#### Dekke

$$Med := qf \cdot \frac{l^2}{8} = 122.55 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$Ved := qf \cdot \frac{l}{2} = 49.02 \text{ kN}$$

#### Bjelke

$$qb := \frac{Ved}{m} = 49.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Med := qb \cdot \frac{b^2}{8} = 220.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Ved := qb \cdot \frac{b}{2} = 147.06 \text{ kN}$$

## D - Dimensjonerende laster

### D.1 - Dekker

#### D.1.1 - Bruksgrenselast dekke

##### Bruksgrenselast alternativ system

$$gk := 0.5 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Egenvekt inkludert påstøp}$$

$$qk1 := 3 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Kat B} \quad \quad qk2 := 5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Kat C}$$

$$q1 := gk \cdot 0.75 + qk1 = 3.75 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Formel fra Betongelementboka}$$

$$q2 := gk \cdot 0.75 + qk2 = 5.75 \frac{kN}{m^2}$$

##### Bruksgrenselast eksisterende system

$$gk := 0.5 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Egenvekt inkludert påstøp}$$

$$qk1 := 3 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Kat B} \quad \quad qk2 := 5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Kat C}$$

$$q1 := gk \cdot 0.75 + qk1 = 3.75 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Formel fra Betongelementboka}$$

$$qk2 := gk \cdot 0.75 + qk2 = 5.75 \frac{kN}{m^2}$$

## D.1.2 - Nedbøyning

### Nedbøyning dekke uten fasadelast

#### Lastgrunnlag

$$gk := 3.92 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} = 4.92 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Inkludert påstøp og teknisk installasjoner}$$

$$qk1 := 3 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Kat B}$$

$$q1 := (qk1 + gk) = 7.92 \frac{kN}{m^2}$$

$$qd1 := q1 \cdot 1.2 \text{ m} = 9.504 \frac{kN}{m} \quad \text{qdekke per 1.2 meter dekke}$$

$$qk2 := 5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Kat C}$$

$$q2 := (qk2 + gk)$$

$$qd2 := q2 \cdot 1.2 \text{ m} = 11.904 \frac{kN}{m}$$

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

Fasadelast glass

$$fq := fk \cdot 4.5 \text{ m} = 1.8 \frac{kN}{m}$$

$$fg := 5.7 \frac{kN}{m^2} = 5.7 \frac{kN}{m^2}$$

Fasadelast granitt

$$fgk := fg \cdot 4.5 \text{ m} = 25.65 \frac{kN}{m}$$

$$I := 2.42 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Treghetsmoment HD320

$$E := 29763 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

B45 betong

**Dekke HD320 uten fasadelast i gangpartiet**  
B45, Enveisplate

$$L := 9900 \text{ mm} \quad \text{Spennlengde}$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{(qd1) \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.017 \text{ m}$$

$$\text{Normalkrav} := \frac{L}{300} = 0.033 \text{ m} \quad \text{Krav } L/300$$

$$U := \frac{\delta}{\text{Normalkrav}} = 0.5 \quad \text{Ok uten fasadelast}$$

**Dekke HD320 med fasadelast i glass**

$$L = 9.9 \text{ m}$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{(qd1 + fq) \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.02 \text{ m} \quad \text{Ved fasadelast p\aa } 0.4 \text{ kN/m}^2 \text{ holder dekke for nedb\oyningskravet}$$

$$\text{Normalkrav} := \frac{L}{300} = 0.033 \text{ m}$$

$$U := \frac{\delta}{\text{Normalkrav}} = 0.595$$

**Fl\oy med 7.1 meter dekke uten fasade**

$$L := 7.1 \text{ m}$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{(qd2) \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.005 \text{ m}$$

$$\text{Normalkrav} := \frac{L}{300} = 0.024 \text{ m}$$

$$U := \frac{\delta}{\text{Normalkrav}} = 0.231$$

### Fløy med 7.1 meter med Granitt fasadelast

$$L = 7.1 \text{ m}$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{(qd2 + fgk) \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.017 \text{ m}$$

Kat C verst utfall

$$\text{Normalkrav} := \frac{L}{300} = 0.024 \text{ m}$$

$$U := \frac{\delta}{\text{Normalkrav}} = 0.729$$

### Test fløy med 7.1 meter med Granitt fasadelast HD285

$$I := 1.94 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Kat C verst utfall. HD285

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{(qd2 + fgk) \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.022 \text{ m}$$

Holder for nedbøyning, men

$$\text{Normalkrav} := \frac{L}{300} = 0.024 \text{ m}$$

$$U := \frac{\delta}{\text{Normalkrav}} = 0.909$$



### Eksisterende system

$$gk := 4.51 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} = 5.51 \frac{kN}{m^2}$$

$$qk := 5 \frac{kN}{m^2}$$

$$q := (qk + gk) = 10.51 \frac{kN}{m^2}$$

$$fk := 0.4 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Fasadelast glass}$$

$$fq := fk \cdot 4.5 \text{ m} = 1.8 \frac{kN}{m}$$

$$fg := 5.7 \frac{kN}{m^2} = 5.7 \frac{kN}{m^2}$$

$$fgk := fg \cdot 4.5 \text{ m} = 25.65 \frac{kN}{m} \quad \text{Fasadelast Granitt}$$

### 9,9 meter spenn

$$L := 9.9 \text{ m}$$

$$I := 4.36 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 = (4.36 \cdot 10^9) \text{ mm}^4 \quad \text{Treghetsmoment HD400}$$

$$E := 29763 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{B45 betong}$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{(qd + fq) \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.011 \text{ m}$$

$$\text{Normalkrav} := \frac{L}{300} = 0.033 \text{ m}$$

### 14,1 meter spenn uten fasade

$$L := 14.1 \text{ m}$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{(qd^2) \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.047 \text{ m}$$

$$\text{Normalkrav} := \frac{L}{300} = 0.047 \text{ m}$$

### 14,1 meter uten spenn med fasade

$$L = 14.1 \text{ m}$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{(qd^2 + fgk) \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.149 \text{ m}$$

$$\text{Normalkrav} := \frac{L}{300} = 0.047 \text{ m}$$

## D.2 - Bjelker

### D.2.1 - IPE- 500

Dimensjonerende laster

$$M_{y.Ed} := 521.41 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$M_{z.Ed} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$N_{Ed} := 2.55 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$N_{midt.Ed} := 0.54 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$V_{z.Ed} := 284.3 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

Bjelkedimensjoner

$$h := 500 \text{ mm} \quad b := 200 \text{ mm} \quad s := 10.2 \text{ mm} \quad t := 16 \text{ mm} \quad A := 11.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_y := 482 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad I_z := 21.4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$r := 21 \text{ mm} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{m0} := 1.05 \quad S_y := 1100 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Sjekk av tverrsnittsklasse: Steg utsatt for bøyning

$$c := h - 2 \cdot t - 2 \cdot r = 0.43 \text{ m} \quad \varepsilon := 0.81$$

$$\frac{c}{s \cdot \varepsilon} = 51.56 \quad 51.56 \leq 72 \quad \text{Regner i tv.klasse 1. for bøyning}$$

Sjekker utstikkende flens som utsettes for trykk:

$$c := \frac{b - s - 2 \cdot r}{2} = 0.07 \text{ m} \quad \varepsilon := 0.81$$

$$\frac{c}{t \cdot \varepsilon} = 5.70 \quad 5.70 \leq 9 \quad \text{Regner tv.klasse 1 for flens utsatt for trykk}$$

Regner i tv.klasse 1. benytter plastiske beregninger.

$$W_{pl.y} := 2 \cdot S_y = (2.20 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$W_{pl.z} := 3.361 \cdot 10^5 \text{ mm}^3 \quad \text{Fra FEM-design}$$

### Momentkapasitet: 6.2.5 Bøyningsmoment

Sterk akse  $x = 3.709\text{m}$

$$M_{y.Rd} := \frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 743.81 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.14)$$

$$\frac{M_{y.Ed}}{M_{y.Rd}} = 0.70 \quad 0.70 \leq 1.0 \quad (6.12)$$

Svak akse  $x = 3.709\text{m}$

$$M_{z.Rd} := \frac{W_{pl.z} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 113.634 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.14)$$

$$\frac{M_{z.Ed}}{M_{z.Rd}} = 0 \quad 0 \leq 1.0 \quad (6.12)$$

### Skjærkapasitet: 6.2.6 Skjær

$x = 7.7\text{ m}$

$$A_v := A - 2 \cdot b \cdot t + (s + 2 \cdot r) \cdot t = (6.035 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad (6.2.6 (3) (j))$$

$$V_{z.pl.Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = (1.18 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$\frac{V_{z.Ed}}{V_{z.pl.Rd}} = 0.24 \quad 0.24 \leq 1.0 \quad (6.17)$$

$$\frac{V_{z.Ed}}{V_{z.pl.Rd}} = 0.241 \quad 0.241 \leq 0.5 \quad \text{Ser bort fra skjær i henhold til (6.2.8 (2))}$$

### 6.2.4 Trykk

$x = 0\text{ m}$

$$N_{Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = (3.92 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.001 \quad 0.001 \leq 1.0 \quad (6.9)$$

### 6.3.1.2 Knekking

Aksiallasten som virker på bjelken kommer fra vindlasten på bygget. Den virker i enden av bjelken, før den tas opp av dekket. Dermed vil det ikke være nødvendig med beregning av knekking på bjelken, da aksialkraften denne bjelken vil være i strekk. Dette vil derfor ikke ha noen beregningsmessig påvirkning av knekking.

### 6.3.2.1 Vipping

Kan se bort ifra vipping ettersom punkt 6.3.2.1 (2) sier at: "Bjelker med tilstrekkelig fastholdelse av trykkflensen er ikke følsomme for vipping." Trykkflensen vil være i overkant midt på bjelken. Her vil flensen være fastholdt av hulledekket, og dermed ikke vippe.

### 6.3.3 (4) Kombinert bøyning og aksialkraft

For beregning på midten av bjelken vil det være strekkraft og moment. Dermed vil det ikke være noen aksialtrykkraft i denne beregningen. Trenger derfor ikke å se på kombinert beregning.

### Nedbøyning

$$gk := 3.92 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} + 0.5 \frac{kN}{m^2} = 4.92 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Inkludert påstøp } 0,5 \text{ kN/m}^2 \text{ og tekn.installasjoner, HD320}$$

$$gkb := 1.55 \frac{kN}{m} \quad \text{HE-B 400 vekt} \quad E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$$

$$qk := 3 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Nyttelast}$$

$$q := (gk + qk) = 7.92 \frac{kN}{m^2}$$

$$L := 7050 \text{ mm}$$

$$Iy := 576.8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$qb := q \cdot L + gkb = 57.386 \frac{kN}{m} \quad Lb := 7700 \text{ mm}$$

## 6.2 Tverrsnittskapasitet

$x = 3.709 \text{ m}$

$$\frac{N_{\text{midt.Ed}}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y.Ed}}{M_{y.Rd}} + \frac{M_{z.Ed}}{M_{z.Rd}} = 0.701 \quad 0.701 \leq 1.0 \quad (6.2)$$

### 6.3.1.2 Knekking

Aksiallasten som virker på bjelken kommer fra vindlasten på bygget. Den virker i enden av bjelken, før den tas opp av dekket. Dermed vil det ikke være nødvendig med beregning av knekking på bjelken, da aksialkraften på denne bjelken vil være i strekk i deler av bjelken. Dette vil derfor ikke ha noen beregningsmessig påvirkning av knekking.

### 6.3.2.1 Vipping

Kan se bort ifra vipping ettersom punkt 6.3.2.1 (2) sier at: "Bjelker med tilstrekkelig fastholdelse av trykkflensen er ikke følsomme for vipping." Trykkflensen vil være i overkant midt på bjelken. Her vil flensen være fastholdt av hulledekket, og dermed ikke vippe.

### 6.3.3 (4) Kombinert bøyning og aksialkraft

For beregning på midten av bjelken vil det være strekkraft og moment. Dermed vil det ikke være noen aksialtrykkraft i denne beregningen. Trenger derfor ikke å se på kombinert beregning.

### Nedbøyning

$$gk := 3.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 4.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Inkludert påstøp } 0,5 \text{ kN/m}^2 \text{ og tekn.installasjoner, HD320}$$

$$gkb := 0.907 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{IPE- 500 vekt} \quad E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$qk := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Nyttelast}$$

$$q := (gk + qk) = 7.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$L := 7050 \text{ mm}$$

$$I_y := 482 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$qb := q \cdot L + gkb = 56.743 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Lb := 7700 \text{ mm}$$

$$I := \frac{5}{385} \cdot qb \cdot \frac{Lb^4}{E} \cdot \frac{300}{Lb} = (4.806 \cdot 10^8) \text{ mm}^4 < \text{IPE- 500}$$

Ok

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{qb \cdot Lb^4}{E \cdot I_y} = 0.0257 \text{ m} < K_{rav} := \frac{Lb}{300} = 0.026 \text{ m}$$

$$Utnyttelse := \frac{\delta}{K_{rav}} = 0.9997$$



## D.2.2 - IPE- 450

### Dimensjonerende laster

$$M_{y.Ed} := 373.28 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$M_{z.Ed} := 0.03 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$N_{Ed} := 49.84 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$N_{midt.Ed} := 27.60 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$V_{z.Ed} := 346.15 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

### Bjelkedimensjoner

$$h := 450 \text{ mm} \quad b := 190 \text{ mm} \quad s := 9.4 \text{ mm} \quad t := 14.6 \text{ mm} \quad A := 9.88 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_y := 337.4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad I_z := 16.8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$r := 21 \text{ mm} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{m0} := 1.05 \quad S_y := 851 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

### Sjekk av tverrsnittsklasse: Steg utsatt for bøyning

$$c := h - 2 \cdot t - 2 \cdot r = 0.38 \text{ m} \quad \varepsilon := 0.81$$

$$\frac{c}{s \cdot \varepsilon} = 49.75 \quad 49.75 \leq 72 \quad \text{Regner i tv.klasse 1. for bøyning}$$

### Sjekker utstikkende flens som utsettes for trykk:

$$c := \frac{b - s - 2 \cdot r}{2} = 0.07 \text{ m} \quad \varepsilon := 0.81$$

$$\frac{c}{t \cdot \varepsilon} = 5.86 \quad 5.86 \leq 9 \quad \text{Regner tv.klasse 1 for flens utsatt for trykk}$$

### Regner plastisk

$$W_{pl.y} := 2 \cdot S_y = (1.70 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$W_{pl.z} := 2.766 \cdot 10^5 \text{ mm}^3 \quad \text{Fra FEM-design}$$

### Momentkapasitet: 6.2.5 Bøyningsmoment

Sterk akse  $x = 2.954\text{m}$

$$M_{y.Rd} := \frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 575.44 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.14)$$

$$\frac{M_{y.Ed}}{M_{y.Rd}} = 0.65 \quad 0.65 \leq 1.0 \quad (6.12)$$

Svak akse  $x = 2.954\text{m}$

$$M_{z.Rd} := \frac{W_{pl.z} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 93.517 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.14)$$

$$\frac{M_{z.Ed}}{M_{z.Rd}} = 0.0003 \quad 0.0003 \leq 1.0 \quad (6.12)$$

### Skjærkapasitet: 6.2.6 Skjær

$x = 0\text{ m}$

$$A_v := A - 2 \cdot b \cdot t + (s + 2 \cdot r) \cdot t = (5.082 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad (6.2.6 (3) (j))$$

$$V_{z.pl.Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 992.09 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$\frac{V_{z.Ed}}{V_{z.pl.Rd}} = 0.35 \quad 0.35 \leq 1.0 \quad (6.17)$$

$$\frac{V_{z.Ed}}{V_{z.pl.Rd}} = 0.349 \quad 0.349 \leq 0.5 \quad \text{Ser bort fra skjær i henhold til (6.2.8 (2))}$$

### 6.2.4 Trykk

$x = 0\text{ m}$

$$N_{Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = (3.34 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.015 \quad 0.015 \leq 1.0 \quad (6.9)$$

## 6.2 Tverrsnittskapasitet

$x = 2.954 \text{ m}$

$$\frac{N_{midt.Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y.Ed}}{M_{y.Rd}} + \frac{M_{z.Ed}}{M_{z.Rd}} = 0.657 \quad 0.657 \leq 1.0 \quad (6.2)$$

### 6.3.1.2 Knekking

Aksiallasten som virker på bjelken kommer fra vindlasten på bygget. Den virker i enden av bjelken, før den tas opp av dekket. Dermed vil det ikke være nødvendig med beregning av knekking på bjelken, da aksialtrykkraften til denne bjelken vil være så liten at den kan neglisjeres.

### 6.3.2.1 Vipping

Kan se bort ifra vipping ettersom punkt 6.3.2.1 (2) sier at: "Bjelker med tilstrekkelig fastholdelse av trykkflensen er ikke følsomme for vipping." Trykkflensen vil være i overkant midt på bjelken. Her vil flensen være fastholdt av hulldekket, og dermed ikke vippe.

### 6.3.3 (4) Kombinert bøyning og aksialkraft

For beregning på midten av bjelken vil det være en liten trykkraft og moment. Aksialtrykkraften vil være så liten at den kan ses bort fra. Trenger derfor ikke å se på kombinert beregning.

### Nedbøyning

$$gk := 3.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 4.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Inkludert påstøp } 0,5 \text{ kN/m}^2 \text{ og tekn.installasjoner, HD320}$$

$$gkb := 0.776 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{IPE- 450 vekt} \quad E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$qk := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Nyttelast}$$

$$q := (gk + qk) = 9.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$L := 7050 \text{ mm}$$

$$I_y := 337.4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$fasade := 25.65 \frac{kN}{m}$$

$$qb := q \cdot \left( \frac{L}{2} \right) + gkb + fasade = 61.394 \frac{kN}{m} \quad Lb := 6400 \text{ mm}$$

$$I := \frac{5}{385} \cdot qb \cdot \frac{Lb^4}{E} \cdot \frac{300}{Lb} = (2.986 \cdot 10^8) \text{ mm}^4 < \text{IPE- 450}$$

Ok

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{qb \cdot Lb^4}{E \cdot I_y} = 0.0189 \text{ m} < K_{rav} := \frac{Lb}{300} = 0.021 \text{ m}$$

$$Utnyttelse := \frac{\delta}{K_{rav}} = 0.887$$

### D.2.3 - IPE- 400

#### Dimensjonerende laster

$$M_{y.Ed} := 226.77 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$M_{z.Ed} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$N_{Ed} := 2.99 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$N_{midt.Ed} := 1.6 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$V_{z.Ed} := 153 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

#### Bjelkedimensjoner

$$h := 400 \text{ mm} \quad b := 180 \text{ mm} \quad s := 8.6 \text{ mm} \quad t := 13.5 \text{ mm} \quad A := 8.45 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_y := 231.3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad I_z := 13.2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$r := 21 \text{ mm} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{m0} := 1.05 \quad S_y := 654 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

#### Sjekk av tverrsnittsklasse: Steg utsatt for bøyning

$$c := h - 2 \cdot t - 2 \cdot r = 0.33 \text{ m} \quad \varepsilon := 0.81$$

$$\frac{c}{s \cdot \varepsilon} = 47.52 \quad 47.52 \leq 72 \quad \text{Regner i tv.klasse 1. for bøyning}$$

#### Sjekker utstikkende flens som utsettes for trykk:

$$c := \frac{b - s - 2 \cdot r}{2} = 0.06 \text{ m} \quad \varepsilon := 0.81$$

$$\frac{c}{t \cdot \varepsilon} = 5.92 \quad 5.92 \leq 9 \quad \text{Regner tv.klasse 1 for flens utsatt for trykk}$$

Regner plastisk i tv.klasse 1.

$$W_{pl.y} := 2 \cdot S_y = (1.31 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$W_{pl.z} := 2.291 \cdot 10^5 \text{ mm}^3 \quad \text{Fra FEM-design}$$

## Momentkapasitet: 6.2.5 Bøyningsmoment

Sterk akse  $x = 3.446$  m

$$M_{y.Rd} := \frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 442.23 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.14)$$

$$\frac{M_{y.Ed}}{M_{y.Rd}} = 0.51 \quad 0.51 \leq 1.0 \quad (6.12)$$

Svak akse  $x = 3.446$  m

$$M_{z.Rd} := \frac{W_{pl.z} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 77.458 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.14)$$

$$\frac{M_{z.Ed}}{M_{z.Rd}} = 0 \quad 0 \leq 1.0 \quad (6.12)$$

## 6.2.6 Skjær

$x = 6.4$  m

$$A_v := A - 2 \cdot b \cdot t + (s + 2 \cdot r) \cdot t = (4.273 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad (6.2.6 (3) (j))$$

$$V_{z.pl.Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 834.11 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$\frac{V_{z.Ed}}{V_{z.pl.Rd}} = 0.18 \quad 0.18 \leq 1.0 \quad (6.17)$$

$$\frac{V_{z.Ed}}{V_{z.pl.Rd}} = 0.183 \quad 0.183 \leq 0.5 \quad \text{Ser bort fra skjær i henhold til (6.2.8 (2))}$$

## 6.2.4 Trykk

$x = 6.4$  m

$$N_{Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = (2.86 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.001 \quad 0.001 \leq 1.0 \quad (6.9)$$

## 6.2 Tverrsnittskapasitet

$$x = 3.446 \text{ m}$$

$$\frac{N_{\text{midt.Ed}}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y.Ed}}{M_{y.Rd}} + \frac{M_{z.Ed}}{M_{z.Rd}} = 0.513 \quad 0.513 \leq 1.0 \quad (6.2)$$

### 6.3.1.2 Knekking

Aksiallasten som virker på bjelken kommer fra vindlasten på bygget. Den virker i enden av bjelken, før den tas opp av dekket. Dermed vil det ikke være nødvendig med beregning av knekking på bjelken, da aksialtrykkraften til denne bjelken vil være så liten at den kan neglisjeres.

### 6.3.2.1 Vipping

Kan se bort ifra vipping ettersom punkt 6.3.2.1 (2) sier at: "Bjelker med tilstrekkelig fastholdelse av trykkflensen er ikke følsomme for vipping." Trykkflensen vil være i overkant midt på bjelken. Her vil flensen være fastholdt av hulldekket, og dermed ikke vippe.

### 6.3.3 (4) Kombinert bøyning og aksialkraft

For beregning på midten av bjelken vil det være en liten trykkraft og moment. Aksialtrykkraften vil være så liten at den kan ses bort fra. Trenger derfor ikke å se på kombinert beregning.

### Nedbøyning

$$gk := 3.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 4.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Inkludert påstøp } 0,5 \text{ kN/m}^2 \text{ og tekn. installasjoner, HD320}$$

$$gkb := 0.663 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{IPE- 400 vekt} \quad E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$qk := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Nyttelast}$$

$$q := (gk + qk) = 9.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$L1 := 4800 \text{ mm}$$

$$L2 := 2250 \text{ mm}$$



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

$$qb := q \cdot \left( \frac{L1}{2} + \frac{L2}{2} \right) + gkb = 35.631 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad Lb := 6400 \text{ mm}$$

$$I := \frac{5}{385} \cdot qb \cdot \frac{Lb^4}{E} \cdot \frac{300}{Lb} = (1.733 \cdot 10^8) \text{ mm}^4 < \text{HE-B 280} \\ \text{Ok}$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{qb \cdot Lb^4}{E \cdot I_y} = 0.016 \text{ m} < K_{rav} := \frac{Lb}{300} = 0.021 \text{ m}$$

$$Utnyttelse := \frac{\delta}{K_{rav}} = 0.751$$

#### D.2.4 - VKR 300x300x10

Dimensjonerende laster

$$M_{y.Ed} := 39.52 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$M_{z.Ed} := 52.72 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$N_{Ed} := 28.67 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$V_{y.Ed} := 21.30 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$V_{z.Ed} := 15.97 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

Bjelkedimensjoner

$$h := 300 \text{ mm} \quad b := 300 \text{ mm} \quad s := 10 \text{ mm}$$

$$I_y := 159 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad A := 11.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$r := 15 \text{ mm} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{m0} := 1.05$$

Sjekk av tverrsnittsklasse: Steg utsatt for bøyning

$$c := h - 2 \cdot s - 2 \cdot r = 0.25 \text{ m} \quad \varepsilon := 0.81$$

$$\frac{c}{s \cdot \varepsilon} = 30.86 \quad 30.86 \leq 72 \quad \text{Regner i tv.klasse 1. for bøyning}$$

Regner plastisk for moment og forenklet plastisk for skjær

$$W_{pl} := 1238 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

### Momentkapasitet: 6.2.5 Bøyningsmoment

Sterk akse  $x = 4,95\text{m}$

$$M_{y.Rd} := \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 418.56 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.14)$$

$$\frac{M_{y.Ed}}{M_{y.Rd}} = 0.09 \quad 0.09 \leq 1.0 \quad (6.12)$$

Svak akse  $x = 4,95 \text{ m}$

$$M_{z.Rd} := \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 418.56 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.14)$$

$$\frac{M_{z.Ed}}{M_{z.Rd}} = 0.13 \quad 0.13 \leq 1.0 \quad (6.12)$$

### 6.2.6 Skjær

$x = 0 \text{ m}$

$$A_v := (b - 2 \cdot s) \cdot s = (2.800 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad (6.2.6 (3) (j))$$

$$V_{y.pl.Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 546.558 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$\frac{V_{y.Ed}}{V_{y.pl.Rd}} = 0.039 \quad 0.039 \leq 1.0 \quad (6.18)$$

$$V_{z.pl.Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 546.56 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$\frac{V_{z.Ed}}{V_{z.pl.Rd}} = 0.03 \quad 0.03 \leq 1.0 \quad (6.17)$$

$$\frac{V_{z.Ed}}{V_{z.pl.Rd}} = 0.029 \quad 0.029 \leq 0.5$$

Ser bort fra skjær i henhold til (6.2.8 (2))

$$\frac{V_{y.Ed}}{V_{y.pl.Rd}} = 0.039 \quad 0.039 \leq 0.5$$

### 6.2.3 Strekk

$x=0$  m

$$N_{Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = (3.85 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.007 \quad 0.007 \leq 1.0 \quad (6.9)$$

### 6.2 Tverrsnittskapasitet

$x=4,95$  m

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 0.23 \quad 0.23 \leq 1.0 \quad (6.2)$$

### 6.3.1.2 Knekking

Aksiallasten som virker på bjelken kommer fra vindlasten på bygget. Den virker i enden av bjelken, før den tas opp av dekket. Dermed vil det ikke være nødvendig med beregning av knekking på bjelken, da det vil være strekkraft i bjelken.

### 6.3.2.1 Vipping

Hulprofil vipper ikke. Kan se bort fra vipping

### 6.3.3 (4) Kombinert bøyning og aksialkraft

For beregning på midten av bjelken vil det være en liten strekkraft og moment. Kan se bort fra denne ettersom bjelken er i strekk.

### Nedbøyning fra glassfasade

$$gkb := 0.899 \frac{kN}{m} \quad \text{VKR 300x300x10 vekt} \quad E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$$

$$glassfasade := 1.8 \frac{kN}{m}$$

$$I_y := 159 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Lb := 9900 \text{ mm}$$

$$qb := gkb + glassfasade = 2.699 \frac{kN}{m}$$

$$I := \frac{5}{385} \cdot qb \cdot \frac{Lb^4}{E} \cdot \frac{300}{Lb} = (4.859 \cdot 10^7) \text{ mm}^4 < \text{VKR 200x200x10} \\ \text{Ok}$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{qb \cdot Lb^4}{E \cdot I_y} = 0.0101 \text{ m} < K_{rav} := \frac{Lb}{300} = 0.033 \text{ m}$$

$$Utnyttelse := \frac{\delta}{K_{rav}} = 0.306$$

### Nedbøyning fra vindlast

$$vindlasty := 5.74 \frac{kN}{m} \quad E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$$

$$Lb := 9900 \text{ mm}$$

$$I_z := 159 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I := \frac{5}{385} \cdot vindlasty \cdot \frac{Lb^4}{E} \cdot \frac{300}{Lb} = (1.033 \cdot 10^8) \text{ mm}^4 < \text{VKR 300x300x10} \\ \text{Ok}$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{vindlasty \cdot Lb^4}{E \cdot I_z} = 0.0215 \text{ m} < K_{rav} := \frac{Lb}{300} = 0.033 \text{ m}$$

$$Utnyttelse := \frac{\delta}{K_{rav}} = 0.652$$

## D.3 - Søyler

### D.3.1 - VKR 120x120x5

$$L := 4 \text{ m} \quad i := 46.9 \text{ mm}$$

$$h := 120 \text{ mm} \quad b := 120 \text{ mm} \quad s := 5 \text{ mm} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \varepsilon := 0.81 \quad r := 9.4 \text{ mm} \quad \gamma_{m0} := 1.05$$

$$A := 2.29 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad I_y := 5.03 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_y := 83.8 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_p := 98.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Sjekk av tv.klasse:

$$c := h - 2 \cdot s = 110 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{s \cdot \varepsilon} = 27.16 \quad 27.16 \leq 33 \quad \text{Tv.klasse 1 for trykk}$$

Regner elastisk

Dimensjonerende last:

$$N_{Ed} := 410.99 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$V_{z.Ed} := 0 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

Må sjekke for aksialtrykkraft, skjærkapasitet og knekking

#### 6.2.4 Trykk

$$N_{c.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 774.238 \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c.Rd}} = 0.531 \quad 0.531 \leq 1.0 \quad (6.9)$$

#### 6.2.6 Skjær

$$A_v := \frac{A \cdot h}{(b + h)} = 0.001 \text{ m}^2$$

$$V_{z.pl.Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 223.503 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z.Ed}}{V_{z.pl.Rd}} = 0 \quad 0 \leq 0.5 \quad \text{Ser bort fra skjær i henhold til (6.2.8 (2))}$$

### 6.3.1.1 Bøyeknekking

#### 6.3.1.2 Knekkurver

$$L_{cr} := L$$

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.059$$

Knekkurve a:  
 $\alpha := 0.21$

$$\lambda' := \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.121 \quad (6.50)$$

$$\phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda' - 0.2) + \lambda'^2) = 1.225$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda'^2}} = 0.581 \quad 0.581 \leq 1.0 \quad \text{OK!} \quad (6.49)$$

$$N_{b.Rd} := \chi \cdot N_{c.Rd} = 450.214 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd}} = 0.913 \quad 0.913 \leq 1.0 \quad \text{OK!} \quad (6.46)$$

Kan se bort fra beregninger med moment og skjær, da søylene ikke får påkjent disse kreftene.



### D.3.2 - VKR 150x150x6,3

$$L := 4 \text{ m} \quad i := 58.3 \text{ mm}$$
$$h := 150 \text{ mm} \quad b := 150 \text{ mm} \quad s := 6.3 \text{ mm} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \varepsilon := 0.81 \quad r := 9.4 \text{ mm} \quad \gamma_{m0} := 1.05$$
$$A := 3.56 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad I_y := 12.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_y := 162 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_p := 191 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Sjekk av tv.klasse:

$$c := h - 2 \cdot s = 137.4 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{s \cdot \varepsilon} = 26.93 \quad 26.93 \leq 33 \quad \text{Tv.klasse 1 for trykk}^+$$

Regner elastisk

Dimensjonerende last:

$$N_{Ed} := 845.88 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$V_{z,Ed} := 0 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

Må sjekke for aksialtrykkraft, skjærkapasitet og knekking

#### 6.2.4 Trykk

$$N_{c,Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = (1.204 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0.703 \quad 0.703 \leq 1.0 \quad (6.9)$$

#### 6.2.6 Skjær

$$A_v := \frac{A \cdot h}{(b + h)} = 0.002 \text{ m}^2$$

$$V_{z,pl,Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 347.455 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = 0 \quad 0 \leq 0.5 \quad \text{Ser bort fra skjær i henhold til (6.2.8 (2))}$$

### 6.3.1.1 Bøyeknekking

#### 6.3.1.2 Knekkurver

$$L_{cr} := L$$

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.059$$

Knekkurve a:

$$\alpha := 0.21$$

$$\lambda' := \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.902 \quad (6.50)$$

$$\phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda' - 0.2) + \lambda'^2) = 0.981$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda'^2}} = 0.733 \quad 0.733 \leq 1.0 \quad \text{OK!} \quad (6.49)$$

$$N_{b.Rd} := \chi \cdot N_{c.Rd} = 881.742 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd}} = 0.959 \quad 0.959 \leq 1.0 \quad \text{OK!} \quad (6.46)$$

Kan se bort fra beregninger med moment og skjær, da søylene ikke får påkjent disse kreftene.

### D.3.3 - VKR 200x200x6,3

$$L := 4 \text{ m} \quad i := 78.8 \text{ mm}$$

$$h := 200 \text{ mm} \quad b := 200 \text{ mm} \quad s := 6.3 \text{ mm} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \varepsilon := 0.81 \quad r := 15 \text{ mm} \quad \gamma_{m0} := 1.05$$

$$A := 4.82 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad I_y := 29.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_y := 299 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_p := 348 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Sjekk av tv.klasse:

$$c := h - 2 \cdot s = 187.4 \text{ mm} \quad +$$

$$\frac{c}{s \cdot \varepsilon} = 36.72 \quad 36.72 \leq 38 \quad \text{Tv.klasse 2 for trykk}$$

Regner elastisk

Dimensjonerende last:

$$N_{Ed} := 1318.22 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$V_{z,Ed} := 0 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

Må sjekke for aksialtrykkraft, skjærkapasitet og knekking

#### 6.2.4 Trykk

$$N_{c,Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = (1.63 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0.809 \quad 0.809 \leq 1.0 \quad (6.9)$$

#### 6.2.6 Skjær

$$A_v := \frac{A \cdot h}{(b + h)} = 0.002 \text{ m}^2$$

$$V_{z,pl,Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 470.43 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = 0 \quad 0 \leq 0.5 \quad \text{Ser bort fra skjær i henhold til (6.2.8 (2))}$$

### 6.3.1.1 Bøyeknekking

#### 6.3.1.2 Knekkurver

$$L_{cr} := L$$

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.059$$

Knekkurve a:  
 $\alpha := 0.21$

$$\lambda' := \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.667 \quad (6.50)$$

$$\phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda' - 0.2) + \lambda'^2) = 0.772$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda'^2}} = 0.863 \quad 0.863 \leq 1.0 \quad \text{OK!} \quad (6.49)$$

$$N_{b.Rd} := \chi \cdot N_{c.Rd} = (1.406 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd}} = 0.938 \quad 0.938 \leq 1.0 \quad \text{OK!} \quad (6.46)$$

Kan se bort fra beregninger med moment og skjær, da søylene ikke får påkjent disse kreftene.

### D.3.4 - VKR 200x200x10

$$L := 4.5 \text{ m} \quad i := 77 \text{ mm}$$

$$h := 200 \text{ mm} \quad b := 200 \text{ mm} \quad s := 10 \text{ mm} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \varepsilon := 0.81 \quad r := 15 \text{ mm} \quad \gamma_{m0} := 1.05$$

$$A := 7.45 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad I_y := 44.2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_y := 442 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_p := 526 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Sjekk av tv.klasse:

$$c := h - 2 \cdot s = 180 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{s \cdot \varepsilon} = 22.22 \quad 22.22 \leq 33 \quad \text{Tv.klasse 1 for trykk}$$

Regner elastisk

Dimensjonerende last:

$$N_{Ed} := 1792.10 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$V_{z.Ed} := 0 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

Må sjekke for aksialtrykkraft, skjærkapasitet og knekking

#### 6.2.4 Trykk

$$N_{c.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = (2.519 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c.Rd}} = 0.711 \quad 0.711 \leq 1.0 \quad (6.9)$$

#### 6.2.6 Skjær

$$A_v := \frac{A \cdot h}{(b + h)} = 0.004 \text{ m}^2$$

$$V_{z.pl.Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 727.118 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z.Ed}}{V_{z.pl.Rd}} = 0 \quad 0 \leq 0.5 \quad \text{Ser bort fra skjær i henhold til (6.2.8 (2))}$$

### 6.3.1.1 Bøyeknekking

#### 6.3.1.2 Knekkurver

$$L_{cr} := L$$

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.059$$

Knekkurve a:

$$\alpha := 0.21$$

$$\lambda' := \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.768 \quad (6.50)$$

$$\phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda' - 0.2) + \lambda'^2) = 0.855$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda'^2}} = 0.813 \quad 0.813 \leq 1.0 \quad \text{OK!} \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd} := \chi \cdot N_{c,Rd} = (2.048 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0.875 \quad 0.875 \leq 1.0 \quad \text{OK!} \quad (6.46)$$

Kan se bort fra beregninger med moment og skjær, da søylene ikke får påkjent disse kreftene.

### D.3.5 - VKR 250x250x8

$$L := 4 \text{ m} \quad i := 98.4 \text{ mm}$$

$$h := 250 \text{ mm} \quad b := 250 \text{ mm} \quad s := 8 \text{ mm} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \varepsilon := 0.81 \quad r := 12 \text{ mm} \quad \gamma_{m0} := 1.05$$

$$A := 7.65 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad I_y := 74 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_y := 592 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_p := 690 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Sjekk av tv.klasse:

$$c := h - 2 \cdot s = 234 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{s \cdot \varepsilon} = 36.11 \quad 36.11 \leq 38 \quad \text{Tv.klasse 2 for trykk}$$

Regner elastisk

Dimensjonerende last:

$$N_{Ed} := 2265.84 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design} \quad +$$

$$V_{z,Ed} := 0 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design}$$

Må sjekke for aksialtrykkraft, skjærkapasitet og knekking

#### 6.2.4 Trykk

$$N_{c,Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = (2.586 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0.876 \quad 0.876 \leq 1.0 \quad (6.9)$$

#### 6.2.6 Skjær

$$A_v := \frac{A \cdot h}{(b + h)} = 0.004 \text{ m}^2$$

$$V_{z,pl,Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 746.638 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = 0 \quad 0 \leq 0.5 \quad \text{Ser bort fra skjær i henhold til (6.2.8 (2))}$$

### 6.3.1.1 Bøyeknekking

#### 6.3.1.2 Knekkurver

$$L_{cr} := L$$

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.059$$

Knekkurve a:

$$\alpha := 0.21$$

$$\lambda' := \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.534 \quad (6.50)$$

$$\phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda' - 0.2) + \lambda'^2) = 0.678$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda'^2}} = 0.913 \quad 0.913 \leq 1.0 \quad \text{OK!} \quad (6.49)$$

$$N_{b.Rd} := \chi \cdot N_{c.Rd} = (2.362 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd}} = 0.959 \quad 0.959 \leq 1.0 \quad \text{OK!} \quad (6.46)$$

Kan se bort fra beregninger med moment og skjær, da søylene ikke får påkjent disse kreftene.



## E - Dimensjonering etter Byggteknisk Forskrift

### E.1 - Kritisk temperatur søyler

EN 1993-1-2:2005 (E)

**Table 4.1: Critical temperature  $\theta_{s,cr}$  for values of the utilization factor  $\mu_0$**

$\mu_0$	$\theta_{s,cr}$	$\mu_0$	$\theta_{s,cr}$	$\mu_0$	$\theta_{s,cr}$
0.22	711	0.42	612	0.62	549
0.24	698	0.44	605	0.64	543
0.26	685	0.46	598	0.66	537
0.28	674	0.48	591	0.68	531
0.30	664	0.50	585	0.70	526
0.32	654	0.52	578	0.72	520
0.34	645	0.54	572	0.74	514
0.36	636	0.56	566	0.76	508
0.38	628	0.58	560	0.78	502
0.40	620	0.60	554	0.80	496

NOTE: The national annex may give default values for critical temperatures.

#### E.1.1 - Kritisk temperatur søyler, kjeller etasje

Kjeller etasje: VKR 250x250x8

$$A := 7.65 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad fy := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma := 1.05$$
$$N_{Ed} := 2327.44 \text{ kN} \quad N_{EdFEM} := 2265.84 \text{ kN} \quad N_{Rd} := \frac{A \cdot fy}{\gamma} = (2.586 \cdot 10^3) \text{ kN}$$
$$\mu_0 := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.9 \quad \text{Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur lik: 466 grader celsius}$$
$$\mu_0 := \frac{N_{EdFEM}}{N_{Rd}} = 0.876 \quad \text{Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur lik: 474 grader celsius}$$
$$\theta_{Cr} := 466$$

For  $\mu_0 > 0.8$  er det egentlig ikke verdie i tabell 4.1 fra NS-EN1993-1-2:2005. Det benyttes da samme temperaturforskjell som tidligere at 0.02 i differanse tilsvarer ca 6 grader.

### E.1.2 - Kritisk temperatur søyler, første etasje

Første etasje: VKR 200x200x10

$$A := 7.45 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma := 1.05$$

$$N_{Ed} := 1849.18 \text{ kN} \quad N_{EdFEM} := 1792.1 \text{ kN} \quad N_{Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma} = (2.519 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\mu_0 := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.734 \quad \text{Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur lik: 517 grader celsius}$$

$$\mu_0 := \frac{N_{EdFEM}}{N_{Rd}} = 0.711 \quad \text{Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur lik: 523 grader celsius}$$

$$\theta_{Cr} := 517$$

### E.1.3 - Kritisk temperatur søyler, andre etasje

Andre etasje: VKR 200x200x6,3

$$A := 4.82 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma := 1.05$$

$$N_{Ed} := 1370.63 \text{ kN} \quad N_{EdFEM} := 1318.22 \text{ kN} \quad N_{Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma} = (1.63 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\mu_0 := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.841 \quad \text{Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur lik: 484 grader celsius}$$

$$\mu_0 := \frac{N_{EdFEM}}{N_{Rd}} = 0.809 \quad \text{Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur lik: 493 grader celsius}$$

$$\theta_{Cr} := 484$$

### E.1.4 - Kritisk temperatur søyler, tredje etasje

Tredje etasje: VKR 150x150x6,3

$$A := 3.56 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma := 1.05$$

$$N_{Ed} := 893.43 \text{ kN} \quad N_{EdFEM} := 845.88 \text{ kN} \quad N_{Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma} = (1.204 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\mu_0 := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.742 \quad \text{Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur lik: 513 grader celsius}$$

$$\mu_0 := \frac{N_{EdFEM}}{N_{Rd}} = 0.703 \quad \text{Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur lik: 524 grader celsius}$$

$$\theta_{Cr} := 513$$

## E.1.5 - Kritisk temperatur søyler, fjerde etasje

Hånddimensjonering av kritisk temperatur, Alrek helseklynge

Søyler: Ser konservativt bare på de midterste søylene, vil da bruke eksponert på fire sider. Ettersom søylene ikke tar moment, kontrolleres det her mot aksialkrefter. Verdiene hentes ifra beregningsvedlegg

Fjerde etasje: VKR 120x120x5

$$A := 2.29 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad fy := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma := 1.05$$

$$N_{Ed} := 416.69 \text{ kN} \quad N_{EdFEM} := 410.99 \text{ kN} \quad N_{Rd} := \frac{A \cdot fy}{\gamma} = 774.238 \text{ kN}$$

$$\mu_0 := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.538 \quad \text{Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur lik: 572 grader celsius}$$

$$\mu_0 := \frac{N_{EdFEM}}{N_{Rd}} = 0.531 \quad \text{Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur lik: 581 grader celsius}$$

$$\theta_{Cr} := 572$$

## E.2 - Kritisk temperatur bjelker

### E.2.1 - Kritisk temperatur bjelker, IPE - 400

Bjelker: Ser konservativt bare på de midterste bjelkene, vil da bruke eksponert på tre sider. Verdiene til momentene hentes ifra beregningsvedlegg

IPE - 400

$$A := 8.45 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 - 2 \cdot (180 \cdot 8.6) \text{ mm}^2 = 0.005 \text{ m}^2$$

$$W_y := 1160 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad fy := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma := 1.05$$

$$M_{Ed} := 245.99 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{EdFEM} := 226.77 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Rd} := \frac{W_y \cdot fy}{\gamma} = 392.19 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed} := 153.73 \text{ kN} \quad V_{EdFEM} := 153 \text{ kN} \quad V_{Rd} := \frac{A \cdot fy}{\gamma} = (1.81 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\mu_0 := \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.627 \quad \mu_0 := \frac{M_{EdFEM}}{M_{Rd}} = 0.578 \quad \mu_0 := \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.085 \quad \mu_0 := \frac{V_{EdFEM}}{V_{Rd}} = 0.085$$

Ser at momentet blir dimensjonerende, ut ifra utnyttelsen

Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur fra håndberegninger lik: 547 grader celsius

Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur fra FEM - Design lik: 560 grader celsius

$$\theta_{Cr} := 547$$



### E.2.2 - Kritisk temperatur bjelker, IPE – 450

IPE - 450

$$A := 9.88 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 - 2 \cdot (190 \cdot 9.4) \text{ mm}^2 = 0.006 \text{ m}^2$$

$$W_y := 1500 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad fy := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma := 1.05$$

$$M_{Ed} := 404.28 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{EdFEM} := 373.28 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Rd} := \frac{W_y \cdot fy}{\gamma} = 507.143 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed} := 252.67 \text{ kN} \quad V_{EdFEM} := 238.2 \text{ kN} \quad V_{Rd} := \frac{A \cdot fy}{\gamma} = (2.133 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\mu_0 := \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.797 \quad \mu_0 := \frac{M_{EdFEM}}{M_{Rd}} = 0.736 \quad \mu_0 := \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.118 \quad \mu_0 := \frac{V_{EdFEM}}{V_{Rd}} = 0.112$$

Ser at momentet blir dimensjonerende, ut ifra utnyttelsen

Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur fra håndberegninger lik: 496 grader celsius

Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur fra FEM - Design lik: 514 grader celsius

$$\theta_{Cr} := 496$$

### E.2.3 - Kritisk temperatur bjelker, IPE – 500

IPE - 500

$$A := 11.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 - 2 \cdot (200 \cdot 10.2) \text{ mm}^2 = 0.008 \text{ m}^2$$

$$W_y := 1930 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad fy := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma := 1.05$$

$$M_{Ed} := 551.67 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{EdFEM} := 521.41 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Rd} := \frac{W_y \cdot fy}{\gamma} = 652.524 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed} := 286.58 \text{ kN} \quad V_{EdFEM} := 284.3 \text{ kN} \quad V_{Rd} := \frac{A \cdot fy}{\gamma} = (2.542 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\mu_0 := \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.845 \quad \mu_0 := \frac{M_{EdFEM}}{M_{Rd}} = 0.799 \quad \mu_0 := \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.113 \quad \mu_0 := \frac{V_{EdFEM}}{V_{Rd}} = 0.112$$

Ser at momentet blir dimensjonerende, ut ifra utnyttelsen

Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur fra håndberegninger lik: 482 grader celsius

Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur fra FEM - Design lik: 496 grader celsius

$$\theta_{Cr} := 482$$

## E.2.4 - Kritisk temperatur bjelker, VKR300x300x10

VKR 300x300x10

$$A := 11.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 = 0.011 \text{ m}^2$$
$$W_y := 1061 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma := 1.05$$
$$M_{Ed} := 39.68 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{EdFEM} := 39.52 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Rd} := \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma} = 358.719 \text{ m} \cdot \text{kN}$$
$$V_{Ed} := 16.03 \text{ kN} \quad V_{EdFEM} := 15.97 \text{ kN} \quad V_{Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma} = (3.854 \cdot 10^3) \text{ kN}$$
$$\mu_0 := \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.111 \quad \mu_0 := \frac{M_{EdFEM}}{M_{Rd}} = 0.11 \quad \mu_0 := \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.004 \quad \mu_0 := \frac{V_{EdFEM}}{V_{Rd}} = 0.004$$

Ser at momentet blir dimensjonerende, ut ifra utnyttelsen

Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur fra håndberegninger lik: 711 grader celsius  
Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur fra FEM - Design lik: 711 grader celsius

$$\theta_{Cr} := 711$$

Ettersom tabell 4.1 ikke går lenger ned en til  $\mu_0 = 0.22$ , brukes 711 grader celsius til sikker side.

## E.3 - Kritisk temperatur vindkryss

### E.3.1 - Kritisk temperatur vindkryss, 150x150x6,3

Vindkryss: VKR 150x150x6,3

$$A := 3.56 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma := 1.05$$
$$N_{EdFEM} := 307.5 \text{ kN} \quad N_{Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma} = (1.204 \cdot 10^3) \text{ kN}$$
$$N_{bRdFEM} := 322.22 \text{ kN}$$
$$\mu_0 := \frac{N_{EdFEM}}{N_{Rd}} = 0.255 \quad \text{Etter tab 4.1 får vi en kritisk temperatur lik: 524 grader celsius}$$
$$\theta_{Cr} := 513$$
$$\mu_0 := \frac{N_{EdFEM}}{N_{bRdFEM}} = 0.954 \quad \text{Etter tab 4.1, kritisk temperatur lik: 448}$$
$$\theta_{Cr} := 448$$

## E.4 - Vibrasjoner og frekvens

### E.4.1 - Gammel standard NS3490:2004

Side 49  
NS 3490:2004

Tabell C.1 Velledende grenseverdi for egenvingefrekvens (se tekst) <sup>1)</sup>

Konstruksjonsdel i type bygning	Laveste egenfrekvens Hz
Boliger	5.5
Kontorer	4
Areaer med sports- og danseskiviteter	6
Laboratorier og verksteder med særlig følsomt utstyr	10
Publikumstribuner, areaer med stående forsamlinger eller faste seter	7.5
Konsertarena	9

## E.4.2 - HD320 9,9 meter spenn

### Eigenfrekvens enveisplate/bjelke med jevnt fordelt last

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

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

#### Oppleggsforhold

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

Inndata:			
E-modul	E	29763	[N/mm <sup>2</sup> ]
Treghetsmor	I	2,42E+09	[mm <sup>4</sup> ]
Påført egenv	p	0,50	[kN/m <sup>2</sup> ]
Egenvekt	g	4,21	[kN/m <sup>2</sup> ]
lastbredde	lb	1,20	[m]
bjelkelengde	l	9,90	[m]
m <sub>b</sub>		565,20	[kg/m]
Oppleggsforhold (nr.)		1	

*grå felt fylles ut*

**Svingning** **5,72 [Hz]**

Beregning av egenfrekvens for Hulldekker og DT-elementdekke med jevn fordelt belastning. Regnearket bygger på formel ihht Betongelementboken Del C.1.4; les denne for forutsetninger. E-modul og Treghetsmoment (2. Arealmoment) hentes fra litteratur; for eksempel fra Betongelementboken eller leverandører. Egenvekt "g" er ferdig fuget dekke; NB: Fuget dekke med kanalutstøpinger gir som oftest mer vekt enn oppgitt fra leverandør. Påført egenvekt "p" er egenvekt av lettvegger, gulvoppbygging (påstøp/ summing), himling og tekniske føringer. Videre egenvekt av fastmontert utstyr (NB: sjekk forutsetning om jevnt fordelt belastning). Nyttelast skal ikke medtas. Det regnes med en lastbredde på 1,2m når Treghetsmomentet er regnet ut for samme bredde. For elementer kan det sjeldent regnes med annet oppleggsforhold enn "fri". Beregnet egenfrekvens "Svingning" sammenholdes med anbefalinger gitt i for eksempel NS3490 Tabell C.1 eller i Betongelementboken.

Regnearket bygger på formel ihht:

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

Del C.1.4

E.4.3 - HD320 7,1 meter spenn

Inndata:			
E-modul	E	29763	[N/mm <sup>2</sup> ]
Treghetsmom	I	2,42E+09	[mm <sup>4</sup> ]
Påført egenve	p	0,50	[kN/m <sup>2</sup> ]
Egenvekt	g	4,21	[kN/m <sup>2</sup> ]
lastbredde	lb	1,20	[m]
bjelkelengde	l	7,10	[m]
mb		565,20	[kg/m]
Oppleggsforhold (nr.)		1	
<i>grå felt fylles ut</i>			
<b>Svingning</b>		<b>11,12 [Hz]</b>	

E.4.4 - HD400 9,9 meter spenn

Inndata:			
E-modul	E	29763	[N/mm <sup>2</sup> ]
Treghetsmom	I	4,36E+09	[mm <sup>4</sup> ]
Påført egenve	p	0,50	[kN/m <sup>2</sup> ]
Egenvekt	g	4,86	[kN/m <sup>2</sup> ]
lastbredde	lb	1,20	[m]
bjelkelengde	l	9,90	[m]
mb		643,20	[kg/m]
Oppleggsforhold (nr.)		1	
<i>grå felt fylles ut</i>			
<b>Svingning</b>		<b>7,20 [Hz]</b>	

E.4.5 - HD400 14,1 meter spenn

Inndata:			
E-modul	E	29763	[N/mm <sup>2</sup> ]
Treghetsmom	I	4,36E+09	[mm <sup>4</sup> ]
Påført egenve	p	0,50	[kN/m <sup>2</sup> ]
Egenvekt	g	4,86	[kN/m <sup>2</sup> ]
lastbredde	lb	1,20	[m]
bjelkelengde	l	14,10	[m]
mb		643,20	[kg/m]
Oppleggsforhold (nr.)		1	
<i>grå felt fylles ut</i>			
<b>Svingning</b>		<b>3,55 [Hz]</b>	



## F - Økonomi

### F.1 - Kostnadssammenligning IPE og HE-B

Løsning med IPE-profil				Løsning med HE-B profil			
	Vekt (kg)	Enhetspris (kr/kg)	Kostnad		Vekt (kg)	Enhetspris (kr/kg)	Kostnad (
<b>Bjelker</b>				<b>Bjelker</b>			
IPE- 500	6983	46 kr	321 218,00	HE-B 400	11955	46 kr	549 930,00
IPE- 450	54845	46 kr	2 522 870,00	HE-B 320	89544	46 kr	4 119 024,00
IPE- 400	1273	46 kr	58 558,00	HE-B 280	8105	46 kr	372 830,00
VKR 300x300x10	5359	46 kr	246 514,00				
<b>Søylar</b>				<b>Søylar</b>			
VKR 250x250x10	8194	48 kr	393 312,00	VKR 250x250x10	8194	48 kr	393 312,00
VKR 200x200x10	7940	48 kr	381 120,00	VKR 200x200x10	7940	48 kr	381 120,00
VKR 200x200x6,3	4558	48 kr	218 784,00	VKR 200x200x6,3	4558	48 kr	218 784,00
VKR 150x150x6,3	3371	48 kr	161 808,00	VKR 150x150x6,3	3371	48 kr	161 808,00
VKR 120x120x5	2142	48 kr	102 816,00	VKR 120x120x5	2142	48 kr	102 816,00
<b>Vindkryss</b>				<b>Vindkryss</b>			
VKR 150x150x6,3	4582	48 kr	219 936,00	VKR 150x150x6,3	4582	48 kr	219 936,00
<b>Total:</b>	99247		kr 4 626 936,00		140391		kr 6 519 560,00
Pris HE-B:		kr	6 519 560,00				
Pris IPE:		kr	4 626 936,00				
<b>Penger spart på løsning med IPE-profil:</b>		kr	1 892 624,00				

## F.2 - Kostnadssammenligning eksisterende- og alternativt bæresystem

Alternativt system				Eksisterende system			
Stål	Vekt (kg)	Enhetspris (kr/kg)	Kostnad	Stål	Vekt (kg)	Enhetspris (kr/kg)	Kostnad (kr)
<b>Bjelker</b>				<b>Bjelker</b>			
IPE- 500	6983		46 kr 321 218,0	Hatteprofil	36590		46 kr 1 683 140,00
IPE- 450	54845		46 kr 2 522 870,0	KKR 300x200x12,5	5224		46 kr 240 304,00
IPE- 400	1273		46 kr 58 558,0	KKR 250x250x12,5	1055		46 kr 48 530,00
VKR 300x300x10	5359		46 kr 246 514,0	KKR 200x200x10	3053		46 kr 140 438,00
<b>Søyler</b>				<b>Søyler</b>			
VKR 250x250x10	8194		48 kr 393 312,0	KKR 150x150x10	351		46 kr 16 146,00
VKR 200x200x10	7940		48 kr 381 120,0	IPE- 400	3978		46 kr 182 988,00
VKR 200x200x6,3	4558		48 kr 218 784,0	IPE- 360	15398		46 kr 708 308,00
VKR 150x150x6,3	3371		48 kr 161 808,0	<b>Vindkryss</b>			
VKR 120x120x5	2142		48 kr 102 816,0	KKR 250x250x12,5	26474		48 kr 1 270 752,00
<b>Vindkryss</b>				KKR 200x200x12,5	2323		48 kr 111 504,00
VKR 150x150x6,3	4582		48 kr 219 936,0	KKR 200x200x8	1488		48 kr 71 424,00
<b>Total:</b>	99247	<b>Pris stål:</b>	kr 4 626 936,0	KKR 150x150x10	3743		48 kr 179 664,00
	<b>Areal (m^2)</b>	<b>Enhetspris (kr/m^2)</b>	<b>Kostnad (kr)</b>	<b>Vindkryss</b>			
<b>Betong</b>				KKR 120x80x5	1532		48 kr 73 536,00
HD 320	4465,7		1312 kr 5 858 998,4	<b>Total:</b>	101209	<b>Pris stål:</b>	kr 4 726 734,00
				<b>Total kostnad stål og betong</b>			
				<b>Betong</b>			
				HD 400	4392,44	1355	kr 5 951 756,20
		<b>Total kostnad stål og betong</b>	kr 10 485 934,4	HD 200	73,26	1099	kr 80 512,74
				<b>Total kostnad stål og betong</b>			
				kr 10 759 002,94			
	Eksisterende system:			kr 10 759 002,94			
	Alternativt system:			kr 10 485 934,4			
	<b>Penger spart ved å velge alternativt bæresystem:</b>			kr 273 068,54			