

# Vedlegg

<b>Vedlegg</b> .....	1
<b>Vedlegg A - Håndberegninger</b> .....	3
A.1 Lastberegninger .....	3
A.1.2 Lastberegning tak og etasje 10 .....	3
A.1.3 Lastberegning etasje 9 .....	16
A.1.4 Lastberegning etasje 8 .....	27
A.1.5 Lastberegning etasje 7 .....	37
A.1.6 Lastberegning etasje 2 .....	49
A.2.1 Skjær av dekker - Mathcad .....	61
A.2.2 Moment av dekker – Mathcad .....	74
A.2.3 Bjelkekontroll.....	99
A.2.4 Kontroll av søyle- og veggkapasitet .....	104
A.2.5 Gjennomløkking.....	112
<b>Vedlegg B – OS-prog</b> .....	115
B.1 Lastberegninger .....	115
B.1.1 Vindlast .....	115
B.1.2 Snølast.....	116
<b>Vedlegg C – Figurer</b> .....	118
C.1 Stripeinndeling av bygget .....	118
C.1.1 Etsasje 10.....	118
C.1.2 Etsasje 9 og 8 .....	119
C.1.3 Etsasje 2.....	120
C.2 Dekkekart etasje 2 .....	121
C.3 Vind og snøkart .....	122
C.3.1 Etsasje 10.....	122
C.3.2 Etsasje 9.....	123
C.4 Vegglengder .....	124
C.4.1 Etsasje 10.....	124
C.4.2 Etsasje 9 og 8 .....	125
C.4.3 Etsasje 2.....	126
C.5 Søyle- og bjelkesnitt.....	127
C.5.1 Hjørnesøyle .....	127
C.5.2 Kantsøyle.....	127
C.5.3 Bjelke.....	128

# Vedlegg A - Håndberegninger

## A.1 Lastberegninger

### A.1.2 Lastberegning tak og etasje 10

#### Tak

$$\text{egenlastdekke20} := 5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{snølast} := 1.28 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{qkast} := 1.55 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{vindlastF} := -1.6$$

$$\text{vindlastG} := -1.1$$

$$\text{vindlastH} := -0.7$$

$$\text{vindlastI} := 0.2$$

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

$$\text{innvendigundertrykk} := 0.3$$

Bygget er 29.73m høyt, 26,7m bredt og 22,4m i dybde. Det antas parapet høyde 0,35m.

$$h := 29.73 \cdot m$$

$$\text{nord} := 22.4 \cdot m$$

$$\text{øst} := 26.7 \cdot m$$

$$\text{hp} := 0.35 \cdot m$$

$$\frac{\text{hp}}{h} = 0.012$$

$$e1 := \text{øst}$$

Høyere areal på sone I vil gi økt last nedover i bygget. Regner ut arealet av sonene med vind fra sørvest og vind fra nordvest. Bygget ligger vegg i vegg med andre bygninger fra de andre sidene. Vind fra disse sidene blir dermed neglisjert.

Vind fra nordvest treffer sørsiden av bygget.

$$\text{dybdeG1} := \frac{e1}{10}$$

$$\text{dybdeG1} = 2.67 \text{ m}$$

$$\text{dybdeH1} := \frac{e1}{2} - \text{dybdeG1} \quad \text{dybdeH1} = 10.68 \text{ m}$$

$$\text{dybdeI1} := \text{nord} - \text{dybdeH1} - \text{dybdeG1}$$

$$\text{dybdeI1} = 9.05 \text{ m}$$

$$\text{grunnlinjetrekant} := \sqrt{14^2 - 2.5^2} \cdot m$$

$$\text{arektangel} := (\text{dybdeI1} - 2.5 \cdot m - 6.15 \cdot m) \cdot \text{øst}$$

$$\text{atrekant} := \frac{\text{grunnlinjetrekant} \cdot 2.5 \cdot m}{2}$$

$$\text{arealI1} := \text{arektangel} + \text{atrekant}$$

$$\text{arealI1} = 27.899 \text{ m}^2$$

Vind fra sørvest treffer  
østsiden av bygget

$$e2 := \text{nord}$$

$$dybdeG2 := \frac{e2}{10}$$

$$dybdeG2 = 2.24 \text{ m}$$

$$dybdeH2 := \frac{e2}{2} - dybdeG2$$

$$dybdeH2 = 8.96 \text{ m}$$

$$dybdeI2 := \text{øst} - dybdeH2 - dybdeG2 \quad dybdeI2 = 15.5 \text{ m}$$

$$\text{arealI2} := dybdeI2 \cdot (\text{nord} - 2.5 \cdot \text{m} - 6.15 \cdot \text{m}) \quad \text{arealI2} = 213.125 \text{ m}^2$$

Vind fra sørvest blir  
dimensjonerende ettersom  
sone I er mye større.

### Laster på tak

$$qi := (qkast \cdot \text{vindlastI}) + (qkast \cdot \text{innvendigundertrykk})$$

$$qi = 0.775 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$qh := (qkast \cdot \text{vindlastH}) + (qkast \cdot \text{innvendigundertrykk})$$

$$qh = -0.62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$qg := (qkast \cdot \text{vindlastG}) + (qkast \cdot \text{innvendigundertrykk})$$

$$qg = -1.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttelast blir dominerende i  
alle soner.

### Beregning totallaster tak

$$\psi_0 := 0.7$$

$$TotalI := (egenlastdekke20 \cdot 1.2) + (nyttelasttak \cdot 1.5) + (qi \cdot 1.5 \cdot \psi_0) + (snølast \cdot 1.5 \cdot \psi_0)$$

$$TotalI = 12.658 \frac{kN}{m^2}$$

$$TotalH := (egenlastdekke20 \cdot 1.2) + (nyttelasttak \cdot 1.5) + (qh \cdot 1.5 \cdot \psi_0) + (snølast \cdot 1.5 \cdot \psi_0)$$

$$TotalH = 11.193 \frac{kN}{m^2}$$

$$TotalG := (egenlastdekke20 \cdot 1.2) + (nyttelasttak \cdot 1.5) + (qg \cdot 1.5 \cdot \psi_0) + (snølast \cdot 1.5 \cdot \psi_0)$$

$$TotalG = 10.542 \frac{kN}{m^2}$$

## Etasje 10

Søylene i etasje 10 står plassert med en avstand c/c på 2meter. De bærer da en lastbredde på 2 meter hver. Oppå disse søylene ligger det bjelker med en bredde på 0,4m og en høyde på 0,5m. Slik at de ligger direkte oppå søylene. Søylene får da en punktlast direkte over seg som består av egenlast + lasten fra 2 meter med bjelke.

Totallaster på vegger utenom egenlasten og lasten til dragere halveres for å få lasten i kN/m ettersom de er beregnet med lastbredden på 2m.

### Stripe 101-103 (stripe1)

#### Vindsone I

Søyer i sone I bærer last for 200mm betongdekke, nyttelast for 3kN i bruddgrense, vindlast og snølast. Det blir en total last på 12.658kN/m<sup>2</sup>, dette dobles på grunn av spennet er 2 meter.

$$hbjelke := 0.5 \cdot m \quad bbjelke := 0.4 \cdot m \quad spennbjelke := 1.7 \cdot m$$

$$vektbjelke := bbjelke \cdot hbjelke \cdot spennbjelke \cdot 25 \cdot \frac{kN}{m^3}$$

$$hsøyle10 := 0.3 \cdot m \quad bsøyle := 0.4 \cdot m \quad etasjehøyde := 2.7 \cdot m$$

$$dekke20 := egenlastdekke20$$

$$vektstående10 := hsøyle10 \cdot bsøyle \cdot etasjehøyde \cdot 25 \cdot \frac{kN}{m^3}$$

$$punktlaststående := (vektstående10 \cdot 1.2) + (vektbjelke \cdot 1.2)$$
$$punktlaststående = 19.92 \text{ kN}$$

$$nlast10 := 3 \cdot 1.5 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$egenvektvegg := 2.7 \cdot m \cdot 25 \cdot \frac{kN}{m^3} \cdot 0.15 \cdot m \cdot 1.2 \cdot 1 \text{ m}$$

$$egenvektvegg = 12.15 \text{ kN}$$

$$\text{totallastsøylestripe1} := \text{punktlastisøyle} + 55.56 \text{ kN}$$

$$\text{totallastsøylestripe1} = 75.48 \text{ kN}$$

$$\text{totallastvegg3stripe1} := \text{egenvektvegg} - 4 \text{ kN}$$

$$\text{totallastbjelkestripe1} := \frac{141.42 \text{ kN}}{2 \text{ m}}$$

### Stripe 107-108 (Stripe 3)

#### Vindsone I

$$\text{totallastsøylestripe3} := \text{punktlastisøyle} + 38.37 \text{ kN}$$

$$\text{totallastsøylestripe3} = 58.29 \text{ kN}$$

$$\text{totallastvegg4stripe3} := \text{egenvektvegg} + \left( \frac{98.92 \text{ kN}}{2} \right)$$

$$\text{totallastvegg4stripe3} = 61.61 \text{ kN}$$

$$\text{lasttildrageri} := \frac{11.53 \cdot \text{kN}}{2 \text{ m}}$$

### Stripe 107-108 (Stripe 3)

#### Vindsone I og H

Denne platen ligger i overgangen mellom vindsone H og vindsone I, bruker derfor benevnelsen ih fremover.

$$\begin{aligned} \text{totallastsøylesoneih} &:= 35.12 \cdot \text{kN} + \text{punktlastisøyle} && \text{Sone I har vindlast} = 0.775 \\ \text{totallastsøylesoneih} &= 55.04 \text{ kN} && \text{Sone H har vindlast} = -0.62 \\ \text{totallastvegg4stripe3ih} &:= \text{egenvektvegg} + \left( \frac{90.54 \text{ kN}}{2} \right) && \text{Last på dekker med} \\ \text{totallastvegg4stripe3ih} &= 57.42 \text{ kN} && \text{egenvekt nyttelast og snølast} \\ &&& \text{blir} \\ \text{lasttildragerih} &:= \frac{10.54 \text{ kN}}{2 \text{ m}} && \text{SoneI} = 12.658 \\ &&& \text{SoneH} = 11.193 \\ &&& \text{Sone I strekker seg 0.5m inn} \\ &&& \text{i spennet over en av søylene} \\ &&& \text{med spenn på 2m. Sone I +} \\ &&& \text{H last blir da } 12.658 \cdot 0.25 \\ &&& + 11.193 \cdot 0.75 = 11.56 \text{ kN/m}^2. \end{aligned}$$

### Stripe 107-108 (stripe 3)

#### Vindsone H

Det behøves ikke å teste denne stripen ettersom det er samme stripe bare med sug fra vindlast istedet, og det er derfor mindre påkjenning. Bruker last som i sone IH på vegg 4 for denne delen.

$$q\text{dragersoneh} := \text{TotalH} \cdot 2 \text{ m}$$

$$q\text{dragersonei} := \text{TotalI} \cdot 2 \text{ m}$$

$$q\text{totalihdrager} := \text{lasttildragerih} + q\text{dragersoneh}$$

$$q\text{totalidrager} := \text{lasttildrageri} + q\text{dragersonei}$$

$$q\text{totalihdrager} = 27.656 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q\text{totalidrager} = 31.081 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



### Stripe 109-110-111-112 (Stripe 4)

#### Vindsone I og H

$$\text{stripe4lastH} := 2 \text{ m} \cdot \text{TotalH}$$

$$\text{stripe4lastH} = 22.386 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{stripe4lastI} := 2 \text{ m} \cdot \text{TotalI}$$

$$\text{stripe4lastI} = 25.316 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{totallastsøyle4} := \text{punktlastisøyle} + 39.15 \cdot \text{kN}$$

$$\text{totallastsøyle4} = 59.07 \text{ kN}$$

$$\text{totallastvegg7stripe4} := \text{egenvektvegg} + \left( \frac{127.53 \cdot \text{kN}}{2} \right)$$

$$\text{totallastvegg7stripe4} = 75.915 \text{ kN}$$

$$\text{totallastvegg6stripe4} := \left( \frac{-111.08 \cdot \text{kN}}{2} \right) + \text{egenvektvegg}$$

$$\text{totallastvegg6stripe4} = -43.39 \text{ kN}$$

$$\text{totallastvegg5stripe4} := \text{egenvektvegg} + \left( \frac{223.48 \text{ kN}}{2} \right)$$

$$\text{totallastvegg5stripe4} = 123.89 \text{ kN}$$

$$\text{totallastvegg2stripe4} := \text{egenvektvegg} + \left( \frac{72.23 \text{ kN}}{2} \right)$$

$$\text{totallastvegg2stripe4} = 48.265 \text{ kN}$$

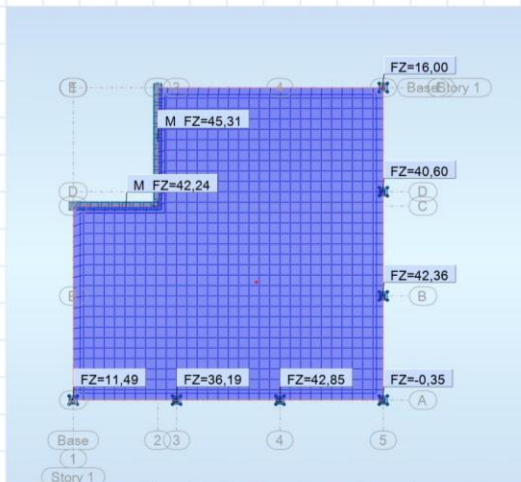
#### Stripe 5 sone h

Spennene er mindre for stripe 5 enn stripe 4 så lastene er mindre her. Vegger og søyler nedover i bygget blir ikke dimensjonerende her.

#### Stripe 6 soneh

Spennene er mindre for stripe 6 enn stripe 5 så lastene er mindre her også. Her blir ikke veggene eller søylene dimensjonerende.

## Hjørne



I utklippet fra Robot er lasten per meter vegg 45,31kN på vegg 7 og 42,24kN på vegg 4. I tillegg kan en se opplagerkreftene til søylene som blir punktlaster på dekket i etasjen under.

## Bjelke

Reaksjonslasten på bjelken fra stripe 1 er 141,42kN. Dette er ved en lastbredde på 2meter så den reele jevnt fordelte lasten over drageren er  $141,42/2$ .

Bjelken har en lengde på 9,61m.

*Jevntfordeltbjelke := totallastbjelkestripe1*

$$\text{Jevntfordeltbjelke} = 70.71 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{egenlastbjelke10} := 1 \text{ m} \cdot 0.45 \cdot \text{m} \cdot 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 \cdot 9.61 \cdot \text{m}$$

$$\text{reaksjonerpåvegg1og2} := \left( \frac{(\text{Jevntfordeltbjelke} \cdot 9.61 \text{ m})}{2} \right) + ((\text{egenlastbjelke10}) \cdot 0.5)$$

$$\text{reaksjonerpåvegg1og2} = 404.629 \text{ kN}$$

## Vegg 1

Den største opplageren på enden er 382,07kN og den minste er 211,7kN. Vi finner tyngdepunktet ved å ta momentet=0 om opplageren med 383,4kN. Avstanden til tyngdepunktet er 2,71m

$$\begin{aligned} \text{lengdevegg1.10} &:= 7.6 \\ \text{vegg1red.10} &:= 5.42 \end{aligned}$$

$$\text{reaksjonvegg1.10} := \frac{\text{reaksjonerp\aa} \text{vegg1} \log 2}{\text{vegg1red.10}}$$

$$\text{reaksjonvegg1.10} = 74.655 \text{ kN}$$

$$\text{totaltvegg1} := \text{reaksjonvegg1.10} + \left( (\text{TotalI} \cdot 1 \text{ m}^2 + \text{egenvektvegg}) \cdot \left( \frac{\text{lengdevegg1.10} \cdot \text{m}}{\text{vegg1red.10} \cdot \text{m}} \right) \right)$$

$$\text{totaltvegg1} = 109.441 \text{ kN}$$

## Vegg 2

Den opplageren som bærer lavest last bærer 462,55kN, den opplageren som bærer mest bærer 480,95kN avstanden til tyngdepunktet er 5,28m.

$$\begin{aligned} \text{lengdevegg2.10} &:= 10.7625 \\ \text{vegg2red.10} &:= 10.55 \end{aligned}$$

$$\text{reaksjonvegg2.10} := \frac{\text{reaksjonerp\aa} \text{vegg2} \log 2}{\text{vegg2red.10}}$$

$$\text{reaksjonvegg2.10} = 38.353 \text{ kN}$$

Avstanden fra vegg 2 til søylen øst for vegg 2 er 1,8m, da er lastbredden 0,9m. Avstanden fra denne søylen til vegg 4 er 3,725m det betyr at innenfor halve dette spennet vil lasten være fordelt. Vegg 4 tar halvparten av lasten til vegg 2 og vegg 2 tar halvparten av lasten til vegg 4.

Veggen bærer i tillegg til østover, vestover med en lastbredde på 1m.

98,92 er reaksjonen på vegg 4 fra stripe 3 sone I

$$vegg2.1 := (TotalI \cdot 0.9 \cdot 1 \cdot m^2) + egenvektvegg + (TotalI \cdot 1 \cdot m^2)$$

$$vegg2.1 = 36.2 \text{ kN}$$

$$vegg2.2 := \left( TotalI \cdot \frac{0.9}{2} \cdot 1 \cdot m^2 \right) + (TotalI \cdot 1 \cdot m^2) + egenvektvegg + \left( \frac{98.92 \cdot kN}{4} \right)$$

$$vegg2.2 = 55.234 \text{ kN}$$

$$vegg2.3 := vegg2.1$$

$$vegg2.4 := totallastvegg2stripe4 + TotalI \cdot 1 \cdot m^2$$

$$vegg2.4 = 60.923 \text{ kN}$$

$$vegg2.5 := vegg2.4 - TotalI \cdot 1 \cdot m^2$$

$$vegg2.5 = 48.265 \text{ kN}$$

$$\alpha.10 := \frac{1.8625}{lengdevegg2.10} \quad \beta.10 := \frac{2.935}{lengdevegg2.10}$$

$$\epsilon.10 := \frac{3.1625}{lengdevegg2.10}$$

$$\gamma.10 := \frac{0.6}{lengdevegg2.10} \quad \delta.10 := \frac{2.2}{lengdevegg2.10}$$

$$fordeltvegg2.10 := (vegg2.1 \cdot \alpha.10) + (vegg2.2 \cdot \beta.10) + (vegg2.3 \cdot \gamma.10) + (vegg2.4 \cdot \delta.10)$$

$$fordeltvegg2last5 := vegg2.5 \cdot \epsilon.10$$

$$h := \frac{\text{lengdevegg2.10}}{\text{vegg2red.10}}$$

$$\text{totaltvegg2.10} := ((\text{fordeltvegg2.10} + \text{fordeltvegg2last5}) \cdot h) + \text{reaksjonvegg2.10}$$

$$\text{totaltvegg2.10} = 89.341 \text{ kN}$$

### Vegg 3

$$\text{totaltvegg3.10} := \text{egenvektvegg} + \left( \frac{-4 \cdot \text{kN}}{2} \right)$$

$$\text{totaltvegg3.10} = 10.15 \text{ kN}$$

## Vegg 4

Minste lasten på opplagere ved vegg 4 er 276,31kN og den største er 287,75kN. Bruker momentet=0 om den største for å finne tyngepunktet på resultantkraften. Vi får en redusert vegg på 9,32m. Og avstanden til tyngdepunktet er på 4,65m.

$$\begin{aligned} \text{lengdevegg4.10} &:= 9.5 \\ \text{vegg4red.10} &:= 9.3 \end{aligned}$$

$$\zeta.10 := \frac{0.45}{\text{lengdevegg4.10}} \quad \theta.10 := \frac{2}{\text{lengdevegg4.10}}$$

$$\eta.10 := \frac{5 + 0.45}{\text{lengdevegg4.10}} \quad \iota.10 := \frac{1.6}{\text{lengdevegg4.10}}$$

$$\text{tillegg4vedvegg2.10} := (5.4 - 1.8625) \text{ m} \cdot 0.9 \text{ m} \cdot \frac{\text{TotalI}}{2}$$

$$\text{tillegg4vedvegg2.10} = 20.15 \text{ kN}$$

$$q_{\text{vegg4.1}} := \left( \frac{98.92 \text{ kN}}{4} \right) + (\text{tillegg4vedvegg2.10}) + \text{egenvektvegg}$$

$$q_{\text{vegg4.1}} = 57.03 \text{ kN}$$

$$q_{\text{vegg4.2}} := \left( \frac{98.92 \text{ kN}}{2} \right) + \text{egenvektvegg}$$

$$q_{\text{vegg4.2}} = 61.61 \text{ kN}$$

$$q_{\text{vegg4.3}} := \frac{90.54 \text{ kN}}{2} + \text{egenvektvegg}$$

$$q_{\text{vegg4.3}} = 57.42 \text{ kN}$$

$$q_{\text{vegg4.4}} := 42.24 \text{ kN} + \text{egenvektvegg}$$

$$q_{\text{vegg4.4}} = 54.39 \text{ kN}$$

$$\text{fordeltvegg4.10} := (q_{\text{vegg4.1}} \cdot \epsilon.10) + (q_{\text{vegg4.2}} \cdot \zeta.10) + (q_{\text{vegg4.3}} \cdot \eta.10) + (q_{\text{vegg4.4}} \cdot \theta.10)$$

$$\text{totalvegg4.10} := \text{fordeltvegg4.10} \cdot \frac{\text{lengdevegg4.10}}{\text{vegg4red.10}}$$

$$\text{totalvegg4.10} = 65.445 \text{ kN}$$

### Vegg 5

$$\text{totaltvegg5.10} := \text{totallastvegg5stripe4}$$

$$\text{totaltvegg5.10} = 123.89 \text{ kN}$$

### Vegg 6

$$\text{totaltvegg6.10} := \text{totallastvegg6stripe4}$$

$$\text{totaltvegg6.10} = -43.39 \text{ kN}$$

### Vegg 7

Vegg7 fordeles med at 5 meter av veggen får last fra sone 4 og 1,275 meter av veggen får lasten fra hjørnet i robot. Dette forholdet brukes til å fordele lasten over veggen per meter.

Vegg er 6.275 meter lang, den minste opplageren bærer 217,29kN og den største 236,04. Avstanden fra den største til tyngdepunktet er 3,01m.

$$\text{lengdevegg7.10} := 6.275$$

$$\text{vegg7red.10} := 6.02$$

$$q_{\text{vegg7.1}} := 45.31 \text{ kN} + \text{egenvektvegg}$$

$$q_{\text{vegg7.1}} = 57.46 \text{ kN}$$

$$q_{\text{vegg7.2}} := \text{totallastvegg7stripe4}$$

$$q_{\text{vegg7.2}} = 75.915 \text{ kN}$$

$$\iota := \frac{1.275}{\text{lengdevegg7.10}} = 0.203$$

$$\kappa := \frac{5}{\text{lengdevegg7.10}} = 0.797$$

$$\text{totaltvegg7.10} := \frac{((q_{\text{vegg7.1}} \cdot \iota) + (q_{\text{vegg7.2}} \cdot \kappa))}{\text{vegg7red.10}} \cdot \text{lengdevegg7.10}$$

$$\text{totaltvegg7.10} = 75.222 \text{ kN}$$

### A.1.3 Lastberegning etasje 9

#### 9. etasje

$$\text{nyttelastbalkong} := 4 \cdot 1.5 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{nyttelastinne} := 2 \cdot 1.5 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{egenlast} := 0.2 \cdot 25 \cdot 1.2 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{kast} := 1.55 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{undertrykk} := q_{kast} \cdot 0.3$$

$$q_{sonei} := 1.05 \cdot ((q_{kast} \cdot 0.2) + (q_{undertrykk}))$$

$$q_{soneh} := 1.05 \cdot ((q_{kast} \cdot -0.7) + (q_{undertrykk}))$$

$$q_{soneg} := 1.05 \cdot ((q_{kast} \cdot -1.1) + (q_{undertrykk}))$$

$$q_{sn\emptyset} := 1.05 \cdot 1.28 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{egenlastvegg} := 0.15 \cdot m \cdot 2.7 \cdot m \cdot 1.2 \cdot 25 \cdot \frac{kN}{m^3} \cdot 1 \text{ m}$$

$$\text{egenlastvegg} = 12.15 \text{ kN}$$

$$\text{punktlasters\emptysetyle} := 0.3 \cdot m \cdot 0.3 \cdot m \cdot 2.7 \cdot m \cdot 25 \cdot \frac{kN}{m^3} \cdot 1.2$$

$$\text{punktlasters\emptysetyle} = 7.29 \text{ kN}$$

#### Stripe 901-903 (Stripe 1)

$$\text{Lastbredde} = 3.375 \text{ m}$$

#### Vindsone I

$$\text{lastutes\emptysetyle1} := 3.375 \cdot m \cdot (\text{egenlast} + q_{sonei} + q_{sn\emptyset} + \text{nyttelastbalkong})$$

$$\text{lastinnestripe1} := 3.375 \cdot m \cdot (\text{egenlast} + \text{nyttelastinne})$$

$$\text{lastbalkongs\emptysetyle1} := 3.375 \cdot m \cdot (\text{egenlast} + \text{nyttelastbalkong} + q_{sn\emptyset})$$

$$\text{lastutes\emptysetyle1} = 47.782 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\text{lastinnestripe1} = 30.375 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\text{lastbalkongs\emptysetyle1} = 45.036 \cdot \frac{kN}{m}$$

Punktlasten vest for stripe 1 er 1,25m unna. Andre punktlast er 0,75m øst for stripe 1. Siste punktlast er 2,75m øst for stripe 1.

$$\text{forholdstripe1.1} := 1 - \left( \frac{1.25 \text{ m}}{3.25 \text{ m}} \right)$$

$$\text{forholdstripe1.2} := 1 - \left( \frac{0.75 \cdot m}{3.5 \cdot m} \right)$$

$$\text{forholdstripe1.3} := 1 - \left( \frac{2.75 \text{ m}}{3.5 \text{ m}} \right)$$

Søylene må bære punktlastene fra etasjen over. Det gjøres ved å regne ut hvor nær punktlastene er den ene søylen i forhold til den andre, dette forholdet multipliseres med punktlasten og legges inn som en punktlast på riktig plassering i spennet.



$$\text{totalpunktfra10stripe1} := (\text{forholdstripe1.1} + \text{forholdstripe1.2} + \text{forholdstripe1.3}) \cdot 75.48 \text{ kN}$$

$$\text{totalpunktfra10stripe1} = 121.929 \text{ kN}$$

$$\text{tallastsoyle1} := \text{punktlastersøyle} + 207.19 \text{ kN}$$

$$\text{tallastsoyle1} = 214.48 \text{ kN}$$

$$\text{tallastvegg3} := \text{egenlastvegg} - \left( \frac{100.89 \text{ kN}}{3.375} \right)$$

$$\text{tallastvegg3} = -17.743 \text{ kN}$$

$$\text{tallastsoyle1nord} := \text{punktlastersøyle} + 83.54 \text{ kN}$$

$$\text{tallastsoyle1nord} = 90.83 \text{ kN}$$

### Stripe 901-903 (stripe 1)

#### Vindsone I

$$\text{lastnærsøyle2} := (3.5 \text{ m}) \cdot (\text{egenlast} + \text{nyttelastbalkong} + \text{qsnø} + \text{qsonei})$$

$$\text{lastnærsøyle2} = 49.552 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{lastutestripe2} := \left( \frac{(2.9 + 3.5) \text{ m}}{2} \right) \cdot (\text{nyttelastbalkong} + \text{egenlast} + \text{qsnø} + \text{qsonei})$$

$$\text{lastutestripe2} = 45.305 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{lastinnestripe2} := \left( \frac{(2.9 + 3.5) \text{ m}}{2} \right) \cdot (\text{egenlast} + \text{nyttelastinne})$$

$$\text{lastinnestripe2} = 28.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{lastinnerbalkongstripe2} := \left( \frac{(2.9 + 3.5) \text{ m}}{2} \right) \cdot (\text{egenlast} + \text{nyttelastbalkong} + \text{qsnø})$$

$$\text{lastinnerbalkongstripe2} = 42.701 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Første punktlast er 2,75m vest for stripe 2. Neste punktlast er 0,75m vest for stripe 2. Siste punktlast er 1,25m øst for stripe 2.

$$\text{forholdstripe2.1} := 1 - \left( \frac{2.75 \text{ m}}{3.5 \text{ m}} \right)$$

$$\text{forholdstripe2.2} := 1 - \left( \frac{0.75 \text{ m}}{3.5 \text{ m}} \right)$$

$$\text{forholdstripe2.3} := 1 - \left( \frac{1.25 \text{ m}}{3.5 \text{ m}} \right)$$

$$\text{totalpfra10stripe2} := (\text{forholdstripe2.1} + \text{forholdstripe2.2} + \text{forholdstripe2.3}) \cdot 75.48 \text{ kN}$$

$$\text{totalpfra10stripe2} = 124.003 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
\text{totallastsøyle2} &:= \text{punktlastersøyle} + 212.4 \text{ kN} \\
\text{totallastsøyle2} &= 219.69 \text{ kN} \\
\text{totallastvegg3.2} &:= \text{egenlastvegg} - \left( \frac{110.17 \text{ kN}}{3.2} \right) \\
\text{totallastvegg3.2} &= -22.278 \text{ kN} \\
\text{totallastsøylebalkong2} &:= \text{punktlastersøyle} + 75 \text{ kN} \\
\text{totallastsøylebalkong2} &= 82.29 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Brukes for å beregne  
punktlast på vegg 2

$$\begin{aligned}
\text{søylenærvegg} &:= \left( \frac{(0.6 + 2.9) \text{ m}}{2} \right) \cdot (\text{egenlast} + \text{nyttelastbalkong} + \text{qsnø} + \text{qsonei}) \\
\text{søylenærvegg} &= 24.776 \frac{\text{kN}}{\text{m}}
\end{aligned}$$

$$\text{totallastveggnærsøyle} := 45.78 \text{ kN}$$

Stripe 907-908 (stripe 3)  
Vindsone I

Søylen i stripe 3 er 13,75m fra vest. Første punktlast fra etasje 10 er 1,75m vest fra stripe 3. Neste punktlast er 0,25m øst for stripe 3. Siste søyle er 2,25m øst for stripe 3.

$$\begin{aligned}
\text{forholdstripe3.1} &:= 1 - \left( \frac{1.75 \text{ m}}{3.5 \text{ m}} \right) \\
\text{forholdstripe3.2} &:= 1 - \left( \frac{0.25 \text{ m}}{3.5 \text{ m}} \right) \\
\text{forholdstripe3.3} &:= 1 - \left( \frac{2.25 \text{ m}}{3.5 \text{ m}} \right)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{forholdisonei} &:= (\text{forholdstripe3.1} + \text{forholdstripe3.2}) \\
\text{forholdisoneih} &:= \text{forholdstripe3.3}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{totalpunktfra10stripe3} &:= 58.29 \text{ kN} \cdot (\text{forholdisonei}) + (\text{forholdisoneih} \cdot 55.04 \text{ kN}) \\
\text{totalpunktfra10stripe3} &= 102.929 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\text{lastnogegenutesøyle3} := (3.5 \text{ m}) \cdot (\text{egenlast} + \text{nyttelastbalkong})$$

$$\text{lastfordeltsøyle3} := \text{lastnogegenutesøyle3} + (0.957 \cdot 3.5 \text{ m} \cdot \text{qsonei}) + (0.043 \cdot 3.5 \text{ m} \cdot \text{qsoneh})$$

$$\text{lastfordeltsøyle3} = 44.628 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Soneh begynner 1.6m øst for søyle 3. Søyle 3 bærer 1.75m hver vei, bredden av sone I er 0,957 i forhold til hele bredden.

$$s\oyle3ute := 3.5 \text{ m} \cdot (\text{egenlast} + \text{nyttelastbalkong} + q_{\text{sonei}} + q_{\text{sn\o}})$$

$$s\oyle3ute = 49.552 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{lastinnestripe3} := 3.5 \text{ m} \cdot (\text{egenlast} + \text{nyttelastinne})$$

$$\text{lastinnestripe3} = 31.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Sone h begynner 2.24m fra øst

$$\text{lastmellomvegg4drager} := \text{lastinnestripe3}$$

$$\text{lastmellomvegg4drager} = 31.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{totallasts\oyle3} := \text{punktlasters\oyle} + 158.89 \text{ kN}$$

$$\text{totallasts\oyle3} = 166.18 \text{ kN}$$

$$\text{lastvegg4s\oyle3} := \text{egenlastvegg} + \left( \frac{359.51 \text{ kN}}{3.5} \right)$$

$$\text{lastvegg4s\oyle3} = 114.867 \text{ kN}$$

$$\text{lasttildrager} := -89.42 \text{ kN}$$

$$\text{lastfordelttildrager} := \frac{\text{lasttildrager}}{3.5 \text{ m}}$$

$$\text{lastfordelttildrager} = -25.549 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### Stripe 909-912 (stripe 4)

##### Vindsone G og H

Stripen begynner 9,68m fra sør, første søyle nord for stripen er 1,4075 meter unna stripen, første søyle sør for stripen er 0,5925 meter unna. Siste søylen som skal bæres er 2,5925 meter unna.

$$\text{forholdstripe4.1} := 1 - \left( \frac{1.4075 \text{ m}}{3.43 \text{ m}} \right)$$

$$\text{forholdstripe4.2} := 1 - \left( \frac{0.5925 \text{ m}}{3.43 \text{ m}} \right)$$

$$\text{forholdstripe4.3} := 1 - \left( \frac{2.5925 \text{ m}}{3.43 \text{ m}} \right)$$

$$\text{totalpunktfra10stripe4} := (\text{forholdstripe4.3} + \text{forholdstripe4.2} + \text{forholdstripe4.1}) \cdot 59.07 \text{ kN}$$

$$\text{totalpunktfra10stripe4} = 98.12 \text{ kN}$$

$$\text{lastvedGstripe4} := 3.43 \text{ m} \cdot (\text{egenlast} + \text{nyttelastbalkong} + \text{qsoneg} + \text{qsnø})$$

$$\text{lastvedGstripe4} = 41.304 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{lastvedHstripe4} := 3.43 \text{ m} \cdot (\text{egenlast} + \text{nyttelastbalkong} + \text{qsoneh} + \text{qsnø})$$

$$\text{lastvedHstripe4} = 43.537 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{lastispenninne} := 3.43 \text{ m} \cdot (\text{egenlast} + \text{nyttelastinne})$$

$$\text{lastispenninne} = 30.87 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{totalqpådrager} := \text{lastispenninne} + \text{lastfordelttildrager}$$

$$\text{totalqpådrager} = 5.321 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{totallastsøylestripe4} := \text{punktlastersøyle} + 154.11 \text{ kN}$$

$$\text{totallastsøylestripe4} = 161.4 \text{ kN}$$

$$\text{totallastvegg7stripe4} := \text{egenlastvegg} + \left( \frac{350.95 \text{ kN}}{3.43} \right)$$

$$\text{totallastvegg7stripe4} = 114.468 \text{ kN}$$

$$\text{totallastvegg6stripe4} := \text{egenlastvegg} - \left( \frac{132.29 \text{ kN}}{3.43} \right)$$

$$\text{totallastvegg6stripe4} = 114.468 \text{ kN}$$

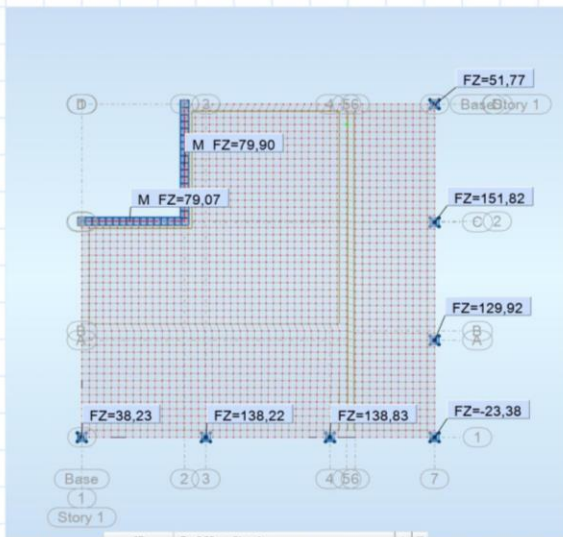
$$\text{totallastvegg5stripe4} := \text{egenlastvegg} + \left( \frac{101.04 \text{ kN}}{3.43} \right)$$

$$\text{totallastvegg5stripe4} = 41.608 \text{ kN}$$

$$\text{totallastvegg2stripe4} := \text{egenlastvegg} + \left( \frac{12.32 \text{ kN}}{3.43} \right)$$

$$\text{totallastvegg2stripe4} = 15.742 \text{ kN}$$

## Hjørne



På figuren kan en se punktlastene i søylene i hjørnet som vil være sentriske plasserte laster over søylene i 8. etasje.

En kan også se lastene som skal påføres vegg 4 og vegg 7.

## Bjelker

reaksjonslasten på bjelken er 456,36kN for sone 1 over en lastbredde på 3,375 så den jevnt fordelte lasten per meter er  $456,36/3,375$ .  
Opplagereaksjonen på veggene blir da denne jevnt fordelte lasten, over halve spennet på 9,65m i tillegg til halve egenvekten til bjelken.

lengde på bjelken er 9,65 meter.

$$\text{reaksjonbjelkevegg1} := \left( \frac{456.36 \text{ kN}}{3.375 \text{ m}} \cdot \frac{9.65 \text{ m}}{2} \right) + \left( 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.35 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot \frac{9.65 \text{ m}}{2} \cdot 1.2 \right)$$

$$\text{reaksjonbjelkevegg1} = 703.088 \text{ kN}$$

$$\text{reaksjonbjelkevegg2} := \text{reaksjonbjelkevegg1}$$

## Vegg 1

Vegg1 har 538,2kN på laveste opplager og 671,32kN på den høyeste. Regner momentet om opplageren med høyest last=0 for å finne tyngdepunktet. Avstanden er 6,16m.

$$lengdevegg1 := 13.85$$

$$vegg1red := 12.33$$

$$reaksjonvegg1 := \frac{reaksjonbjelkevegg2}{vegg1red}$$

$$reaksjonvegg1 = 57.023 \text{ kN}$$

$$ps10 := \frac{(75.48 \text{ kN} \cdot 0.69)}{vegg1red} \quad ps10 = 4.224 \text{ kN}$$

ps10 er en punktlast fra søyle fra etasje 10. Den er nærmere vegg1 enn søyle derav 0,69.

$$qvegg1.1 := 12.15 \text{ kN} + \left( \frac{lastutesøyle1}{3.375} \cdot 1.625 \text{ m} \right)$$

$$qvegg1.2 := 12.15 \text{ kN} + \left( \frac{lastinnestripe1}{3.375} \cdot 1.625 \text{ m} \right)$$

$$qvegg1.3 := 12.15 \text{ kN} + \left( \frac{lastbalkongsøyle1}{3.375} \cdot 1.625 \text{ m} \right)$$

$$\alpha := \frac{3.0875}{lengdevegg1} \quad \beta := \frac{7.6}{lengdevegg1} \quad \gamma := \frac{3.1625}{lengdevegg1}$$

$$l1 := lengdevegg1$$

$$totalvegg1 := reaksjonvegg1 + ps10 + \left( \frac{(qvegg1.1 \cdot \alpha) + (qvegg1.2 \cdot \beta) + (qvegg1.3 \cdot \gamma)}{vegg1red} \cdot l1 \right)$$

$$totalvegg1 = 95.232 \text{ kN}$$

## Vegg 2

Det vil være en punktlast sør på veggen. Veggen bærer 1,75m med stripebredde, og opplagerreaksjonen er beregnet i totallastvegg nær søyle. I tillegg må veggen bære en punktlast fra en etasje 10 søyle.

Den minste opplageren bærer 587,5kN og den største bærer 616,04kN. Vi finner tyngdepunktet ved å ta momentet om opplageren som bærer mest=0. Avstanden er 5,25m.

$$\begin{aligned} \text{lengdevegg2} &:= 10.7625 \\ \text{vegg2red} &:= 10.507 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{forholdpvegg2} &:= 1 - \left( \frac{2}{2.9} \right) \\ \text{ps10.2} &:= 75.48 \text{ kN} \cdot \frac{\text{forholdpvegg2}}{\text{vegg2red}} \end{aligned}$$

$$\text{punktlastvegg2} := \text{totallastvegg nær søyle} + \text{ps10.2}$$

$$\text{punktlastvegg2} = 48.009 \text{ kN}$$

vegg2 har en lastbredde til øst på 0.3m den vil bære 1,54m fra sør og til 5,265 meter fra sør. Fra og med 3.4meter fra sør vil vegg 4 bære halvparten av lasten.

$$\text{reaksjonvegg2} := \frac{\text{reaksjonbjelkevegg2}}{\text{vegg2red}}$$

$$\text{reaksjonvegg2} = 66.916 \text{ kN}$$

$\varepsilon$  bør reduseres med 0,6m og lage en tilleggslast lik qvegg2.1 etter, på 0,6m slik som for 10. etasje, ettersom vegg 4 avlaster vegg 2 på halve spennet fra vegg 4 til drageren, ikke hele.

$$\delta := \frac{1.8625}{\text{lengdevegg2}}$$

$$\varepsilon := \frac{(5.4 - 1.8625)}{\text{lengdevegg2}}$$

$$\zeta := \frac{2.2}{\text{lengdevegg2}}$$

$$\eta := \frac{3.1625}{\text{lengdevegg2}}$$

$$\text{qvegg2.1} := \left( \frac{\text{lastinnestripe2}}{3.2} \cdot 1.75 \text{ m} \right) + \text{egenlastvegg}$$

$$\text{qvegg2.1} = 27.9 \text{ kN}$$

$i := \text{lastinnestripe2}$

$$q_{\text{vegg2.2}} := \left( \frac{i}{3.2 \cdot 2} \cdot 0.3 \text{ m} \right) + \left( \frac{i}{3.2} \cdot 1.45 \text{ m} \right) + \left( \frac{i}{2} \cdot 0.3 \text{ m} \right) + \text{egenlastvegg}$$

$$q_{\text{vegg2.2}} = 30.87 \text{ kN}$$

Reaksjonen på vegg 2 fra stripe 4 er 36.37kN som skal fordeles på 3,43m.

Vegg 4 tar halvparten av last 2 på vegg 2, og vegg 2 tar halvparten av lasten innenfor spennet på 0.3meter fra vegg 4.

$$q_{\text{vegg2.3}} := 1.45 \cdot \left( \frac{i \cdot m}{3.2} \right) + \left( \frac{36.37 \text{ kN}}{3.43} \right) + \text{egenlastvegg}$$

$$q_{\text{vegg2.3}} = 35.803 \text{ kN}$$

$$q_{\text{vegg2.4}} := \left( \frac{36.37 \text{ kN}}{3.43} \right) + \text{egenlastvegg} + \left( 1.45 \text{ m} \cdot \left( \frac{\text{lastinnerbalkongstripe2}}{3.2} \right) \right)$$

$$q_{\text{vegg2.4}} = 42.102 \text{ kN}$$

n er fordelinger av alle laster utenom reaksjonslasten fra dragere

$$n := \frac{\left( (q_{\text{vegg2.1}} \cdot \delta) + (q_{\text{vegg2.2}} \cdot \varepsilon) + (q_{\text{vegg2.3}} \cdot \zeta) + (q_{\text{vegg2.4}} \cdot \eta) \right) \cdot \text{lengdevegg2}}{(\text{vegg2red})}$$

$$v := \frac{\text{punktlastvegg2}}{\text{vegg2red}}$$

$$v = 4.569 \text{ kN}$$

$$\text{totalvegg2} := \text{reaksjonvegg2} + n + v$$

$$\text{totalvegg2} = 106.993 \text{ kN}$$



### Vegg 3

totallastvegg 3 vil være annerledes enn totallastvegg 3.2 ettersom lastspennene i modellen er annerledes. For å få en jevnt fordelt last over hele veggen beregner vi snittet av de.

$$Totalvegg3 := \frac{(totallastvegg3 + totallastvegg3.2)}{2}$$

$$Totalvegg3 = -20.011 \text{ kN}$$

### Vegg 4

vegg2 bærer halvparten av qvegg4.1 lasten, og vegg 4 bærer halvparten av lasten fra vegg 2 igjen.

Den minste opplageren er 471,78kN og den største 512,44kN. Avstanden til tyngdepunktet er 4,55m.

$$lengdevegg4 := 9.5$$

$$vegg4red := 9.1$$

$$qvegg4.1 := \left( \frac{lastvegg4søyle3}{2} \right) + (0.3 \text{ m} \cdot (5.4 \text{ m} - 1.8625 \text{ m}) \cdot (egenlast + nyttelastinne))$$

$$qvegg4.1 = 66.985 \text{ kN}$$

$$qvegg4.2 := lastvegg4søyle3$$

$$qvegg4.2 = 114.867 \text{ kN}$$

Lasten i qvegg 4.1 bør reduseres ved at spennet på lasten overført fra vegg 2 reduseres med 0,6 m. Altså 5,4m-1,8625m-0,6m.

$$qvegg4.3 := 79.07 \text{ kN} + egenlastvegg$$

$$\theta := \frac{0.3}{9.5} \quad \iota := \frac{5.2}{9.5} \quad \kappa := \frac{4}{9.5}$$

$$totalvegg4 := \frac{((qvegg4.1 \cdot \theta) + (qvegg4.2 \cdot \iota) + (qvegg4.3 \cdot \kappa)) \cdot lengdevegg4}{vegg4red}$$

$$totalvegg4 = 107.943 \text{ kN}$$

### Vegg 5

$$\begin{aligned} \text{totalvegg5} &:= \text{totallastvegg5stripe4} \\ \text{totalvegg5} &= 41.608 \text{ kN} \end{aligned}$$

### Vegg 6

$$\begin{aligned} \text{totalvegg6} &:= \text{totallastvegg6stripe4} \\ \text{totalvegg6} &= -26.419 \text{ kN} \end{aligned}$$

### Vegg 7

Den minste opplageren bærer 329,13kN. Den største opplageren 358.31kN. Avstanden er 3m.

1,675m av vegg7 får hjørnelast fra robot. De resterende 4,6m får last fra sone 4.

$$\begin{aligned} \text{lengdevegg7} &:= 6.275 \\ \text{vegg7red} &:= 6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q\text{vegg7.1} &:= 79.9 \text{ kN} + \text{egenlastvegg} \\ q\text{vegg7.1} &= 92.05 \text{ kN} \\ q\text{vegg7.2} &:= \text{totallastvegg7stripe4} \\ q\text{vegg7.2} &= 114.468 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\lambda := \frac{1.675}{6.275} \quad \mu := \frac{4.6}{6.275}$$

$$\text{totalvegg7} := \frac{((q\text{vegg7.1} \cdot \lambda) + (q\text{vegg7.2} \cdot \mu)) \cdot \text{lengdevegg7}}{\text{vegg7red}}$$

$$\text{totalvegg7} = 113.456 \text{ kN}$$

## A.1.4 Lastberegning etasje 8

### Etasje 8

$$\text{egenlasts\oyle} := 2.7 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 1.2$$

$$\text{egenlasts\oyle} = 7.29 \text{ kN}$$

$$\text{egenlastvegg} := 2.7 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2$$

$$\text{egenlastvegg} = 12.15 \text{ kN}$$

$$\text{nyttelastinne} := 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.5$$

$$\text{nyttelastbalkong} := 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.5$$

$$\text{egenlastdekke} := 0.2 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2$$

### Stripe 801-803 (stripe 1)

$$\text{lastbalkongstripe1} := (3.375 \text{ m}) \cdot (\text{egenlastdekke} + \text{nyttelastbalkong})$$

$$\text{lastbalkongstripe1} = 40.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{lastinnestripe1} := (3.375 \text{ m}) \cdot (\text{egenlastdekke} + \text{nyttelastinne})$$

$$\text{lastinnestripe1} = 30.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{totallasts\oyle1} := \text{egenlasts\oyle} + 126.46 \text{ kN}$$

$$\text{totallasts\oyle1} = 133.75 \text{ kN}$$

$$\text{totallastvegg3stripe1} := \text{egenlastvegg} - 20.91 \text{ kN}$$

$$\text{totallastvegg3stripe1} = -8.76 \text{ kN}$$

$$\text{totallasts\oyle1nord} := \text{egenlasts\oyle} + 67.93 \text{ kN}$$

$$\text{totallasts\oyle1nord} = 75.22 \text{ kN}$$

### Stripe 801-803 (stripe 1)

$$\text{lastn\ae rs\oyle2} := (3.5 \text{ m}) \cdot (\text{egenlastdekke} + \text{nyttelastbalkong})$$

$$\text{lastn\ae rs\oyle2} = 42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{lastutestripe2} := \left( \frac{(2.9 + 3.5) \text{ m}}{2} \right) \cdot (\text{egenlastdekke} + \text{nyttelastbalkong})$$

$$\text{lastutestripe2} = 38.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{lastinnestripe2} := \left( \frac{(2.9 + 3.5) \text{ m}}{2} \right) \cdot (\text{egenlastdekke} + \text{nyttelastinne})$$

$$\text{lastinnestripe2} = 28.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{totallastsøyleplate2} := \text{egenlastsøyle} + 124.76 \text{ kN}$$

$$\text{totallastsøyleplate2} = 132.05 \text{ kN}$$

$$\text{totallastvegg3stripe2} := \text{egenlastvegg} - 20.88 \text{ kN}$$

$$\text{totallastvegg3stripe2} = -8.73 \text{ kN}$$

$$\text{totallastsøylenordplate2} := \text{egenlastsøyle} + 64.52 \text{ kN}$$

$$\text{totallastsøylenordplate2} = 71.81 \text{ kN}$$

søylenærvegg

Brukes for beregning av  
punktlast på vegg 2

$$\text{søylenærvegg} := \left( \frac{(0.6 + 3.5) \text{ m}}{2} \right) \cdot (\text{egenlastdekke} + \text{nyttelastbalkong})$$

$$\text{søylenærvegg} = 24.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{totallastveggnærsøyle} := 38.10 \text{ kN}$$

Stripe 807-808 (stripe 3)

$$\text{lastbalkongstripe3} := (3.5 \text{ m}) \cdot (\text{egenlastdekke} + \text{nyttelastbalkong})$$

$$\text{lastbalkongstripe3} = 42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{lastinnestripe3} := (3.5 \text{ m}) \cdot (\text{egenlastdekke} + \text{nyttelastinne})$$

$$\text{lastinnestripe3} = 31.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{totallastsøyle3} := \text{egenlastsøyle} + 109.03 \text{ kN}$$

$$\text{totallastsøyle3} = 116.32 \text{ kN}$$

$$\text{totallastvegg4stripe3} := \text{egenlastvegg} + \left( \frac{247.59 \text{ kN}}{3.5} \right)$$

$$\text{totallastvegg4stripe3} = 82.89 \text{ kN}$$

$$\text{lasttildrager} := -41.64 \text{ kN}$$

$$\text{lastfordelttildrager} := \frac{\text{lasttildrager}}{3.5 \text{ m}}$$

$$\text{lastfordelttildrager} = -11.897 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### Stripe 809-812 (stripe 4)

$$\text{lastutestripe4} := (3.43 \text{ m}) \cdot (\text{egenlastdekke} + \text{nyttelastbalkong})$$

$$\text{lastutestripe4} = 41.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{lastinnestripe4} := (3.43 \text{ m}) \cdot (\text{egenlastdekke} + \text{nyttelastinne})$$

$$\text{lastinnestripe4} = 30.87 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{lastdrager} := (3.43 \text{ m}) \cdot ((\text{egenlastdekke}) + \text{nyttelastinne}) + \text{lastfordelttildrager}$$

$$\text{lastdrager} = 18.973 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{totallaststøyle4} := \text{egenlaststøyle} + 103.58 \text{ kN}$$

$$\text{totallaststøyle4} = 110.87 \text{ kN}$$

$$\text{totallastvegg7stripe4} := \text{egenlastvegg} + \left( \frac{262.94 \text{ kN}}{3.43} \right)$$

$$\text{totallastvegg7stripe4} = 88.809 \text{ kN}$$

$$\text{totallastvegg6stripe4} := \text{egenlastvegg} - \left( \frac{115.47 \text{ kN}}{3.43} \right)$$

$$\text{totallastvegg6stripe4} = -21.515 \text{ kN}$$

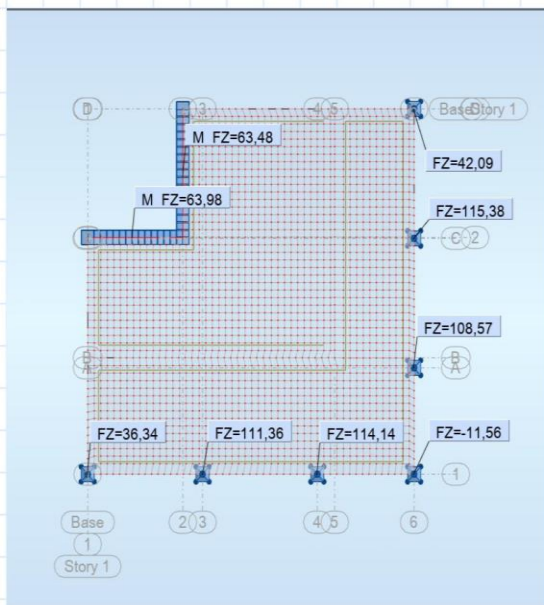
$$\text{totallastvegg5stripe4} := \text{egenlastvegg} + \left( \frac{177.43 \text{ kN}}{3.43} \right)$$

$$\text{totallastvegg5stripe4} = 63.879 \text{ kN}$$

$$\text{totallastvegg2stripe4} := \text{egenlastvegg} + \left( \frac{46.99 \text{ kN}}{3.43} \right)$$

$$\text{totallastvegg2stripe4} = 25.85 \text{ kN}$$

### Hjørne



På figuren kan en se  
opplager reaksjonene i  
søylene og veggene i hjørnet  
av bygget.

## Bjelker

Lasten fra stripe 1 er  
311,6kN som må deles på  
lastbredden på 3,375m.

Lasten fra stripe 2 er  
297,13kN som må deles på  
lastbredden på 3,2m.

Lengden på bjelkene er 9,61  
meter.

Målene på bjelkene er  
0.45m\*1m

$$i := 311.16 \text{ kN}$$

$$j := 297.13 \text{ kN}$$

$$\text{dragervekt} := 0.45 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9.61 \text{ m}}{2}$$

$$\text{reaksjonbjelkervegg1} := \left( \left( 0.5 \cdot \left( \frac{i}{3.375 \text{ m}} + \frac{j}{3.2 \text{ m}} \right) \right) \cdot \frac{9.61 \text{ m}}{2} \right) + (\text{dragervekt})$$

$$\text{reaksjonbjelkervegg1} = 498.636 \text{ kN}$$

$$\text{reaksjonbjelkervegg2} := \text{reaksjonbjelkervegg1}$$

## Vegg 1

Den minste opplageren bærer 398,47kN og den største opplageren bærer 513,69kN. Avstanden fra den største opplageren 6,05m.

$$lengdevegg1 := 13.85$$

$$vegg1red := 12.10$$

$$reaksjonvegg1 := \frac{\text{reaksjonbjelkervegg1}}{\text{vegg1red}}$$

$$reaksjonvegg1 = 41.21 \text{ kN}$$

$$qvegg1.1 := \left( 1 \text{ m} \cdot \frac{3.25 \text{ m}}{2} \cdot (\text{egenlastdekke} + \text{nyttelastbalkong}) \right) + \text{egenlastvegg}$$

$$qvegg1.1 = 31.65 \text{ kN}$$

$$qvegg1.2 := \left( \frac{3.25 \text{ m}}{2} \cdot 1 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke} + \text{nyttelastinne}) \right) + \text{egenlastvegg}$$

$$qvegg1.2 = 26.775 \text{ kN}$$

$$qvegg1.3 := qvegg1.1$$

$$\alpha := \frac{3.0875}{13.85}$$

$$\beta := \frac{7.6}{13.85}$$

$$\gamma := \frac{(13.85 - 7.6 - 3.0875)}{13.85}$$

$$n := \text{reaksjonvegg1}$$

$$\text{totalvegg1} := \frac{((qvegg1.1 \cdot \alpha) + (qvegg1.2 \cdot \beta) + (qvegg1.3 \cdot \gamma)) \cdot lengdevegg1}{vegg1red} + n$$

$$\text{totalvegg1} = 74.375 \text{ kN}$$



## vegg 2

Den minste opplageren bærer 435,49kN. Og den største bærer 471.94kN. Avstanden fra den største til tyngdepunktet er 5.17m.

$$\begin{aligned} \text{lengdevegg2} &:= 10.7625 \\ \text{vegg2red} &:= 10.33 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{punktlastvegg2} &:= \text{totallastveggnærsøyle} \\ \text{punktlastvegg2} &= 38.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Vegg 2 bærer halvparten av lasten fra vegg 4, innenfor sitt spenn østover på 0.3m. Vegg 4 bærer halvparten av lasten på vegg 2.

$$\begin{aligned} \text{qvegg2.1} &:= (1.75 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke} + \text{nyttelastinne})) + \text{egenlastvegg} \\ \text{qvegg2.1} &= 27.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{qute} := \text{egenlastdekke} + \text{nyttelastbalkong}$$

$$\begin{aligned} \text{qinne} &:= \text{egenlastdekke} + \text{nyttelastinne} \\ i4 &:= \text{totallastvegg4stripe3} \end{aligned}$$

$$\text{qvegg2.2} := (1.45 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot \text{qinne}) + \left( 0.3 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot \frac{\text{qinne}}{2} \right) + \left( \frac{i4}{2} \cdot 0.3 \right) + \text{egenlastvegg}$$

$$\text{qvegg2.2} = 38.984 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{qvegg2.3} &:= \text{totallastvegg2stripe4} + (1.45 \text{ m} \cdot \text{qinne} \cdot 1 \text{ m}) \\ \text{qvegg2.3} &= 38.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{qvegg2.4} &:= \text{totallastvegg2stripe4} + (1.45 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot \text{qute}) \\ \text{qvegg2.4} &= 43.25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\delta := \frac{1.8625}{\text{lengdevegg2}} \quad \varepsilon := \frac{(5.4 - 1.8625)}{\text{lengdevegg2}} \quad \zeta := \frac{2.2}{\text{lengdevegg2}} \quad \eta := \frac{3.1625}{\text{lengdevegg2}}$$

$$\text{reaksjonvegg2} := \frac{\text{reaksjonbjelkervegg2}}{\text{vegg2red}}$$

$$\text{reaksjonvegg2} = 48.271 \text{ kN}$$

$$v := \frac{\text{punktlastvegg2}}{\text{vegg2red}}$$

$$s := \frac{\text{lengdevegg2}}{\text{vegg2red}} \cdot ((q_{\text{vegg2.1}} \cdot \delta) + (q_{\text{vegg2.2}} \cdot \varepsilon) + (q_{\text{vegg2.3}} \cdot \zeta) + (q_{\text{vegg2.4}} \cdot \eta))$$

$$\text{totalvegg2} := v + \text{reaksjonvegg2} + s$$

$$\text{totalvegg2} = 91.864 \text{ kN}$$

### Vegg 3

$$\text{totalvegg3} := \frac{(\text{totallastvegg3stripe1} + \text{totallastvegg3stripe2})}{2}$$

$$\text{totalvegg3} = -8.745 \text{ kN}$$

$\varepsilon$  bør reduseres slik som for 9. etasje og tilføre en last lik  $\delta$  på 0,6m mellom  $\varepsilon$  og  $\zeta$ .

## Vegg 4

Den minste opplageren bærer 372,83kN og den største bærer 380,93kN. Avstanden fra den største til tyngdepunktet er 4,69 m.

$$\begin{aligned} \text{lengdevegg4} &:= 9.5 \\ \text{vegg4red} &:= 9.4 \end{aligned}$$

$$q_{\text{vegg4.1}} := \frac{\text{egenlastvegg}}{2} + \left( \frac{\text{totallastvegg4stripe3}}{2} \right) + (0.3 \text{ m} \cdot (5.4 - 1.8625) \text{ m} \cdot q_{\text{inne}})$$

$$q_{\text{vegg4.1}} = 57.071 \text{ kN}$$

Vegg 4 deler laster med vegg 2 i spennet på 5,4-1,86m på første 0,3m av veggen.

$$q_{\text{vegg4.2}} := \text{totallastvegg4stripe3}$$

$$q_{\text{vegg4.2}} = 82.89 \text{ kN}$$

Bør redusere lastspennet på  $q_{\text{vegg4.1}}$  med 0,6m slik som for etasje 9.

$$q_{\text{vegg4.3}} := 63.98 \text{ kN} + \text{egenlastvegg}$$

$$\theta := \frac{0.3}{\text{lengdevegg4}} \quad \iota := \frac{5.2}{\text{lengdevegg4}} \quad \kappa := \frac{4}{\text{lengdevegg4}}$$

$$\text{totalvegg4} := ((q_{\text{vegg4.1}} \cdot \theta) + (q_{\text{vegg4.2}} \cdot \iota) + (q_{\text{vegg4.3}} \cdot \kappa)) \cdot \frac{\text{lengdevegg4}}{\text{vegg4red}}$$

$$\text{totalvegg4} = 80.071 \text{ kN}$$

## Vegg 5

$$\text{totalvegg5} := \text{totallastvegg5stripe4}$$

$$\text{totalvegg5} = 63.879 \text{ kN}$$

## Vegg 6

$$\text{totalvegg6} := \text{totallastvegg6stripe4}$$

$$\text{totalvegg6} = -21.515 \text{ kN}$$

## Vegg 7

Den minste opplageren bærer 256,71kN og den største opplageren bærer 270,57kN. Avstanden til tyngdepunktet er 3,06m.

$$lengdevegg7 := 6.275$$

$$vegg7red := 6.11$$

$$\lambda := \frac{1.675}{6.275} \quad \mu := \frac{4.6}{6.275}$$

$$qvegg7.1 := 63.48 \text{ kN} + \text{egenlastvegg}$$

$$qvegg7.2 := \text{totallastvegg7stripe4}$$

$$\text{totaltvegg7} := ((qvegg7.1 \cdot \lambda) + (qvegg7.2 \cdot \mu)) \cdot \frac{lengdevegg7}{vegg7red}$$

$$\text{totaltvegg7} = 87.594 \text{ kN}$$

## A.1.5 Lastberegning etasje 7

### Etasje 7 medregnet 8-10

$$\text{egenlastsøyletype1} := 2.7 \text{ m} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 0.48 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 = 11.664 \text{ kN}$$

$$\text{egenlastsøyletype2} := 2.7 \text{ m} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 = 3.645 \text{ kN}$$

$$\text{egenlastvegg18} := 2.7 \text{ m} \cdot 0.18 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 \cdot 1 \text{ m} = 14.58 \text{ kN}$$

$$\text{egenlastvegg15} := 2.7 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1.2 = 12.15 \text{ kN}$$

$$\text{egenlastdekke30} := 0.3 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2$$

$$\text{egenlastdekke20} := 0.2 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2$$

$$\text{egenlastdekke16} := 0.16 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2$$

$$\text{egenlastdekke10} := 0.1 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2$$

$$\text{nyttelast} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.5 = 4.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Stripe 701-703 (stripe 1)

i stripe 1 kommer vegg 3 fra etasje 8-10. etasje som en punktlast i spennet, punktlasten er beregnet basert på lasten for vegg 3 i etasje 8+9+10 multiplisert på lastbredden for stripen.

i tillegg til punktlasten fra vegg vil en få punktlaster i mellom alle søylene som kommer fra 8-10. etasje, søylene vil ta halvparten av denne lasten hver.

$$\text{punktlastsøylesone1} := \frac{(214.48 \text{ kN} + 133.75 \text{ kN})}{2}$$

$$\text{punktlastsøylesone1} = 174.115 \text{ kN}$$

$$\text{punktlastsøylesonetype2} := \text{egenlastsøyletype2} + \left( \frac{(90.83 \text{ kN} + 72.22 \text{ kN})}{2} \right)$$

$$\text{punktlastsøylesonetype2} = 85.17 \text{ kN}$$

$$\text{qspenn1.1} := (1.9 \text{ m} \cdot \text{egenlastdekke20}) + (1.9 \text{ m} \cdot \text{nyttelast})$$

$$\text{qspenn1.1} = 19.95 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{qspenn1.2} := (1.9 \text{ m} \cdot \text{egenlastdekke10}) + (1.9 \text{ m} \cdot \text{nyttelast})$$

$$\text{qspenn1.2} = 14.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{spenn1.3} := (1.9 \text{ m} \cdot \text{egenlastdekke16}) + (1.9 \text{ m} \cdot \text{nyttelast})$$

$$q_{spenn1.3} = 17.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Denne lasten oppstår som en oppoverrettet punktlast i spennet på dekket 703, pga vegg 3 i 8-10 etasje som tidligere nevnt.

$$\text{punktlastveggzone1} := 1.9 \cdot (-8.745 \text{ kN} - 20.011 \text{ kN} + 10.15 \text{ kN})$$

$$\text{punktlastveggzone1} = -35.351 \text{ kN}$$

$$\text{totalsøyle1} := 225.52 \text{ kN} + \text{egenlastsøyletype1}$$

$$\text{totalsøyle1} = 237.184 \text{ kN}$$

$$\text{totaldrager1} := 121.12 \text{ kN}$$

$$\text{totaldrager2} := 14.15 \text{ kN}$$

$$\text{totalsøyle1.2} := 116.48 \text{ kN}$$

Brukes for å beregne  
opplagerreaksjon på vegg 8 og 4

### Stripe 2.1

$$\text{punktlastsøylesone2.1} := \frac{351.74 \text{ kN}}{2}$$

$$\text{punktlastsøylesone2.1} = 175.87 \text{ kN}$$

$$q_{spenn2.1} := 1.750 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke20} + \text{nyttelast})$$

$$q_{spenn2.1} = 18.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{totallastsøyle2.1} := 168.3 \text{ kN} + \text{egenlastsøyletype1}$$

$$\text{totallastsøyle2.1} = 179.964 \text{ kN}$$

$$\text{lastpåvegg8fra2.1} := 58.45 \text{ kN}$$

Brukes for å beregne  
opplagerreaksjoner på vegg  
8 og 3.

### Stripe 2.2

$$punktlastsøylesone2.2 := \frac{82.29 \text{ kN} + 71.81 \text{ kN}}{2}$$

$$punktlastsøylesone2.2 = 77.05 \text{ kN}$$

$$punktlastpåveggsone2.2 := \frac{35.45 \text{ kN}}{2}$$

$$qspenn2.2 := 1.75 \text{ m} \text{ (egenlastdekke16 + nyttelast)}$$

$$qspenn2.2 = 16.275 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$totalsøylesone2.2 := 107.64 \text{ kN}$$

$$lastpåvegg8fra2.2 := \frac{62 \text{ kN}}{2}$$

Brukes for å beregne området  
der vegg 2 fra overliggende  
etasjer er nært søylen

### Stripe 3.1

Vegg 2 i etasje 8-10 er lengre enn vegg  
2 i 2-7 etasje. Lasten fra veggen i 8-10  
blir da en punktlast jevnt fordelt i  
spennet i denne stripen.

$$punktlastsøyle3.1 := 55.9 \text{ kN}$$

$$punktlastsøyle3.1 = 55.9 \text{ kN}$$

$$qspenn3.1 := (1.75 \text{ m} (\text{egenlastdekke20} + \text{nyttelast})) + \left( 291.309 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0.57 \right)$$

$$qspenn3.1 = 184.421 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$qspenn3.12 := (1.75 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke10} + \text{nyttelast})) + \left( 291.309 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0.57 \right)$$

$$qspenn3.12 = 179.171 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$totalsøyle3.1 := 526.97 \text{ kN} + \text{egenlastsøyletype1}$$

$$totalsøyle3.1 = 538.634 \text{ kN}$$

$$\text{totalvegg4stripe3.1} := 1225.39 \text{ kN}$$

$$\text{totalvegg2og3stripe3.1} := \frac{-144.95 \text{ kN}}{2}$$

Lasten befinner seg 75mm  
nærmere ene søylen enn  
den andre. Bruker summen  
av momentet er lik 0 for å  
finne opplagerkraftene.  
Denne stripen bærer da 57%  
av lasten.



### Stripe 707-708 (stripe 3)

$$\text{punktlastsøyle3} := \frac{(166.18 \text{ kN} + 116.32 \text{ kN})}{2}$$

$$\text{punktlastsøyle3} = 141.25 \text{ kN}$$

$$q_{\text{spenn3}} := 1.75 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke20} + \text{nyttelast})$$

$$q_{\text{spenn3}} = 18.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{qspenn3} := 1.75 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke10} + \text{nyttelast})$$

$$q_{\text{spenn3}} = 13.125 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{totalsøyle3} := \text{egenlastsøyletype1} + 188.49 \text{ kN}$$

$$\text{totalsøyle3} = 200.154 \text{ kN}$$

$$\text{totalvegg4stripe3} := \left( \frac{116.91 \text{ kN}}{1.75} \right)$$

$$\text{totalvegg4stripe3} = 66.806 \text{ kN}$$

$$\text{lastfordelttildrager} := \frac{-18.85 \text{ kN}}{1.75 \text{ m}}$$

$$\text{lastfordelttildrager} = -10.771 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Stripe 709-712 (stripe 4)

$$\text{punktlastsøyle4} := \frac{(161.4 \text{ kN} + 110.87 \text{ kN})}{2}$$

$$\text{punktlastsøyle4} = 136.135 \text{ kN}$$

$$q\text{dekke4.1} := 1.715 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke20} + \text{nyttelast})$$

$$q\text{dekke4.1} = 18.008 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q\text{dekke4.2} := 1.715 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke10} + \text{nyttelast})$$

$$q\text{dekke4.2} = 12.863 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt av drager

$$q\text{dekke4.3} := q\text{dekke4.2}$$

$$j := 0.35 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2$$

$$q\text{dekke4.3} = 12.863 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q\text{drager4.4} := (1.715 \text{ m} \cdot (j + \text{nyttelast})) + \text{lastfordelttildrager}$$

$$q\text{drager4.4} = 14.954 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{totalsøyle4} := 186.85 \text{ kN} + \text{egenlastsøyletype1}$$

$$\text{totalsøyle4} = 198.514 \text{ kN}$$

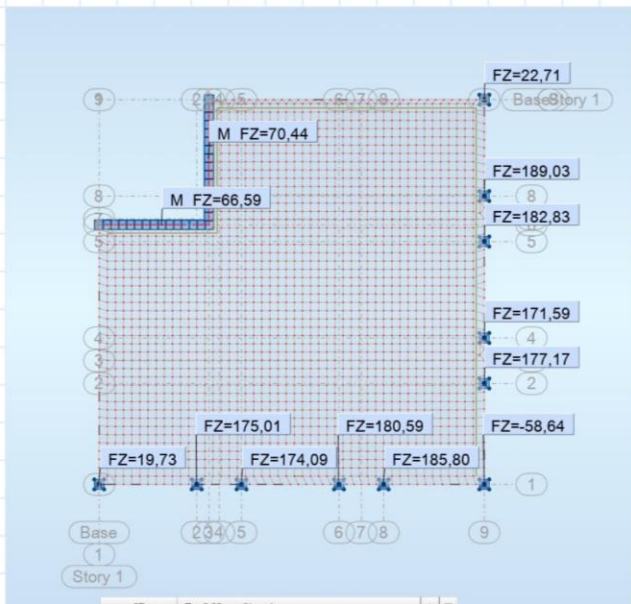
$$\text{totalvegg7stripe4} := \left( \frac{148.47 \text{ kN}}{1.715} \right)$$

$$\text{totalvegg6stripe4} := \left( \frac{-91.86 \text{ kN}}{1.715} \right)$$

$$\text{totalvegg5stripe4} := \left( \frac{126.89 \text{ kN}}{1.715} \right)$$

$$\text{totalvegg2stripe4} := \left( \frac{37.28 \text{ kN}}{1.715} \right)$$

## Hjørne



Her kan en se  
opplagerreaksjonene i  
hjørnet i etasje 7.

## Bjelker

Lengden på bjelkene er  
6.125m

$$qp\ddot{a}drager1 := \left( \frac{121.12 \text{ kN}}{1.9 \text{ m}} \right) + \left( 0.3 \text{ m} \cdot 0.45 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 \right)$$

$$qp\ddot{a}drager2 := \left( \frac{14.15 \text{ kN}}{1.9 \text{ m}} \right) + \left( 0.3 \text{ m} \cdot 0.45 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 \right)$$

$$reaksjon1p\ddot{a}vegg1 := qp\ddot{a}drager1 \cdot \frac{6.125 \text{ m}}{2}$$

$$reaksjon1p\ddot{a}vegg2 := \frac{reaksjon1p\ddot{a}vegg1}{2}$$

$$reaksjon2p\ddot{a}vegg1 := qp\ddot{a}drager2 \cdot \frac{6.125 \text{ m}}{2}$$

$$reaksjon2p\ddot{a}vegg2 := \frac{reaksjon2p\ddot{a}vegg1}{2}$$

## Vegg 1

Den minste opplageren  
bærer 2225,45kN og den  
største bærer 2243,18kN.

Ikke noe å poeng å redusere  
lengde. Avstand til  
tyngdepunkt er 6,9m.

$$lengdevegg1 := 13.85$$

$$vegg1red := 13.795$$

$$qvegg1.1 := \left( \frac{2.7 \text{ m}}{2} \cdot 1 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke20} + \text{nyttelast}) \right) + 279.006 \text{ kN} + \text{egenlastvegg15}$$

$$qvegg1.1 = 305.331 \text{ kN}$$

$$qvegg1.2 := \left( \frac{2.7 \text{ m}}{2} \cdot 1 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke10} + \text{nyttelast}) \right) + 279.006 \text{ kN} + \text{egenlastvegg15}$$

$$qvegg1.2 = 301.281 \text{ kN}$$

$$qvegg1.3 := \left( \frac{2.7 \text{ m}}{2} \cdot 1 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke16} + \text{nyttelast}) \right) + 279.006 \text{ kN} + \text{egenlastvegg15}$$

$$qvegg1.3 = 303.711 \text{ kN}$$

$$\alpha := \frac{6.355}{13.85} \quad \beta := \frac{2.03}{13.85} \quad \gamma := \frac{5.485}{13.85}$$

$$s := \frac{\text{reaksjon1pavegg1}}{\text{vegg1red}}$$

$$g := \frac{\text{reaksjon2pavegg1}}{\text{vegg1red}}$$

$$\text{totaltvegg1} := \frac{lengdevegg1}{vegg1red} \cdot ((qvegg1.1 \cdot \alpha) + (qvegg1.2 \cdot \beta) + (qvegg1.3 \cdot \gamma)) + s + g$$

$$\text{totaltvegg1} = 323.354 \text{ kN}$$

## Vegg 2

Den minste opplageren bærer 847,34kN og den største bærer 922,08kN. Avstanden til tyngdepunktet er 2,63m.

$$\begin{aligned} \text{lengdevegg2} &:= 5.485 \\ \text{vegg2red} &:= 5.25 \end{aligned}$$

$$\text{punktlastvegg2} := \text{totalvegg2og3stripe3.1}$$

$$\text{punktlastvegg2} = -72.475 \text{ kN} \quad i := \text{egenlastdekke16} + \text{nyttelast}$$

$$q_{\text{vegg2.1}} := ((1.55 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot i)) + \text{totalvegg2stripe4} + 288.149 \text{ kN} + \text{egenlastvegg15}$$

$$q_{\text{vegg2.1}} = 336.452 \text{ kN}$$

vegg 3 bærer halvparten av lasten på vegg 2 og vegg 2 bærer halvparten av lasten fra vegg 3. Innenfor stripebredden for vegg 2 og halve spennbredden for vegg 3.

$$y := \frac{\text{lastpavegg8fra2.2}}{1.75} = 17.714 \text{ kN}$$

$$q_{\text{vegg2.2}} := \frac{1.55 \text{ m}}{2} \cdot (i \cdot 1 \text{ m}) + \left(\frac{y}{2}\right) + 288.149 \text{ kN} + \text{totalvegg2stripe4} + \text{egenlastvegg15}$$

$$q_{\text{vegg2.2}} = 338.101 \text{ kN}$$

$$\text{totalvegg2} := \left( \left( \frac{q_{\text{vegg2.1}}}{2} + \frac{q_{\text{vegg2.2}}}{2} \right) \cdot \left( \frac{\text{lengdevegg2}}{\text{vegg2red}} \right) \right) + \left( \frac{\text{punktlastvegg2}}{\text{vegg2red}} \right)$$

$$\text{totalvegg2} = 338.569 \text{ kN}$$

### Vegg 3

Reduserer ikke vegg lengde  
grunnet punktlasten som  
løfter på veggen ved fugen  
mellom vegg 3 og 2.

$$lengdevegg3 := 4.125$$

$$v := (\text{egenlastdekke10} + \text{nyttelast}) \cdot 1.015 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}$$

$$qspenn3.1 := y + v + \text{egenlastvegg18}$$

$$qspenn3.1 = 39.907 \text{ kN}$$

$$qspenn3.2 := \left( \frac{y}{2} \right) + \left( \frac{1.55 \text{ m}}{2} \cdot (i \cdot 1 \text{ m}) \right) + \text{egenlastvegg18}$$

$$qspenn3.2 = 30.645 \text{ kN}$$

$$\text{totalvegg3} := \left( \left( \frac{qspenn3.1}{2} \right) + \left( \frac{qspenn3.2}{2} \right) \right) + \left( \frac{\text{punktlastvegg2}}{lengdevegg3} \right)$$

$$\text{totalvegg3} = 17.706 \text{ kN}$$

## Vegg 4

Den minste opplageren bærer 2346,5kN og den største opplageren bærer 2493,87kN. Avstand til tyngdepunktet er 6,61m.

$$lengdevegg4 := 13.625$$

$$vegg4red := 13.21$$

$$punktlastmellomvegg8og4 := reaksjon1pavegg2$$

$$punktlastvegg4 := totalvegg4stripe3.1 \quad (\text{Knusningsfare beregnes senere})$$

$$punktlastvegg4 = 1225.39 \text{ kN}$$

$$qvegg4.1 := totalvegg4stripe3 + egenlastvegg18$$

$$qvegg4.1 = 81.386 \text{ kN}$$

$$qvegg4.2 := totalvegg4stripe3 + egenlastvegg18 + 253.459 \text{ kN}$$

$$qvegg4.2 = 334.845 \text{ kN}$$

$$qvegg4.3 := 66.59 \text{ kN} + egenlastvegg18 + 253.459 \text{ kN}$$

$$qvegg4.3 = 334.629 \text{ kN}$$

$$\delta := \frac{4.125}{lengdevegg4}$$

$$\epsilon := \frac{6.8}{lengdevegg4}$$

$$\zeta := \frac{2.7}{lengdevegg4}$$

$$l := \frac{reaksjon1pavegg2}{vegg4red}$$

$$reaksjonvegg4 := \frac{punktlastvegg4}{vegg4red}$$

$$s := \frac{lengdevegg4}{vegg4red}$$

$$totalvegg4 := reaksjonvegg4 + l + (s \cdot ((qvegg4.1 \cdot \delta) + (qvegg4.2 \cdot \epsilon) + (qvegg4.3 \cdot \zeta)))$$

$$totalvegg4 = 366.795 \text{ kN}$$

## Vegg 5

$$totalvegg5 := totalvegg5stripe4 + egenlastvegg15 + 229.377 \text{ kN}$$

$$totalvegg5 = 315.515 \text{ kN}$$

## Vegg 6

$$\begin{aligned} \text{totalvegg6} &:= \text{totalvegg6stripe4} + \text{egenlastvegg15} - 5.93 \text{ kN} \\ \text{totalvegg6} &= -47.343 \text{ kN} \end{aligned}$$

## Vegg 7

Den minste opplageren bærer 1160,37kN og den største opplageren bærer 1179,11kN. Avstanden til tyngdepunktet er 3,11m.

$$\begin{aligned} \text{lengdevegg7} &:= 6.275 \\ \text{vegg7red} &:= 6.225 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q\text{vegg7.1} &:= 70.44 \text{ kN} + \text{egenlastvegg18} + 276.272 \text{ kN} \\ q\text{vegg7.1} &= 361.292 \text{ kN} \\ q\text{vegg7.2} &:= \text{totalvegg7stripe4} + 276.272 \text{ kN} + \text{egenlastvegg18} \\ q\text{vegg7.2} &= 377.423 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\eta := \frac{1.675}{\text{lengdevegg7}} \quad \theta := \frac{4.6}{\text{lengdevegg7}}$$

$$\text{totalvegg7} := ((q\text{vegg7.1} \cdot \eta) + (q\text{vegg7.2} \cdot \theta)) \cdot \left( \frac{\text{lengdevegg7}}{\text{vegg7red}} \right)$$

$$\text{totalvegg7} = 376.114 \text{ kN}$$



## A.1.6 Lastberegning etasje 2

### Etasje 2 medregnet last fra 3-10 etasje.

$$\text{nyttelast} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.5 = 4.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{egenlastdekke20} := 0.2 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{egenlastdekke16} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.16 \text{ m} \cdot 1.2 = 4.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{egenlastdekke10} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.10 \text{ m} \cdot 1.2 = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{egenlastsøyle1} := 2.7 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 0.48 \text{ m} \cdot 1.2 = 11.664 \text{ kN}$$

$$\text{egenlastsøyle2} := 2.7 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 1.2 = 3.645 \text{ kN}$$

$$\text{egenlastvegg18} := 2.7 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.18 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1.2 = 14.58 \text{ kN}$$

$$\text{egenlastvegg15} := 2.7 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1.2 = 12.15 \text{ kN}$$

### Stripe 201-203 (Stripe 1)

Lastbredde=1.9m

$$q_{\text{spenn1.1}} := 1.9 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke20} + \text{nyttelast}) \quad q_{\text{spenn1.1}} = 19.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{spenn1.2}} := 1.9 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke10} + \text{nyttelast}) \quad q_{\text{spenn1.2}} = 14.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{spenn1.3}} := 1.9 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke16} + \text{nyttelast}) \quad q_{\text{spenn1.3}} = 17.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{totalsøylesone1} := 51.93 \text{ kN} + \text{egenlastsøyle1} \quad q_{\text{spenn1.3}} = 17.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{reaksjonpårager1} := 105.3 \text{ kN}$$

$$\text{reaksjonpårager2} := 54.88 \text{ kN}$$

$$\text{totalsøyle2sone1} := 41.23 \text{ kN} + \text{egenlastsøyle2}$$

$$\text{totalsøylesone1} = 63.594 \text{ kN}$$

$$\text{totalsøyle2sone1} = 44.875 \text{ kN}$$

### Brukes for å beregne opplager på vegg 4 og 8

#### Stripe 201 (stripe 2-1)

Lastbredde=1,75m

$$q_{\text{spenn2.1}} := 1.75 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke20} + \text{nyttelast})$$

$$q_{\text{spenn2.1}} = 18.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{totalveggtil4og8} := \frac{58.45}{1.75} \text{ kN}$$

$$\text{totalsøyle2.1} := 58.45 \text{ kN} + \text{egenlastsøyle1}$$

$$\text{totalsøyle2.1} = 70.114 \text{ kN}$$

Brukes for å beregne opplagere på vegg 8 og 3  
Stripe 203 (Stripe 2-2)

$$qspenn2.2 := 1.75 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke16} + \text{nyttelast})$$

$$qspenn2.2 = 16.275 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{totalveggtil3og8} := \frac{44.85 \text{ kN}}{1.75}$$

$$\text{totalsøyle2.2} := 44.85 \text{ kN} + \text{egenlastsøyletype2}$$

$$\text{totalsøyle2.2} = 48.495 \text{ kN}$$

Stripe 207-208 (stripe 3)

$$qspenn3.1 := 1.75 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke20} + \text{nyttelast})$$

$$qspenn3.1 = 18.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$qspenn3.2 := 1.75 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke10} + \text{nyttelast})$$

$$qspenn3.2 = 13.125 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{totalsøyle3} := 47.24 \text{ kN} + \text{egenlastsøyletype1}$$

$$\text{totalsøyle3} = 58.904 \text{ kN}$$

$$\text{totalvegg4stripe3} := \frac{116.91 \text{ kN}}{1.75} + \text{egenlastvegg18}$$

$$\text{totalvegg4stripe3} = 81.386 \text{ kN}$$

$$\text{lasttildragerstripe3} := \frac{-18.85 \text{ kN}}{1.75 \text{ m}}$$

$$\text{lasttildragerstripe3} = -10.771 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Stripe 209-212 (stripe 4)

$$\text{Lastbredde} = 1,715 \text{ m}$$

$$qspenn4.1 := 1.715 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke20} + \text{nyttelast})$$

$$qspenn4.1 = 18.008 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$qspenn4.2 := 1.715 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke10} + \text{nyttelast})$$

$$qspenn4.2 = 12.863 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$qspenn4.3 := qspenn4.2$$

$$q_{\text{spenn drager}} := 1.715 \text{ m} \cdot ((\text{egenlastdekke10} \cdot 3.5) + \text{nyttelast}) + \text{lasttildragerstripe3}$$

$$q_{\text{spenn drager}} = 14.954 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{totalsøyle4} := 50.72 \text{ kN} + \text{egenlastsøyletype1}$$

$$\text{totalsøyle4} = 62.384 \text{ kN}$$

$$\text{totalvegg7stripe4} := \frac{148.47 \text{ kN}}{1.715} + \text{egenlastvegg18}$$

$$\text{totalvegg7stripe4} = 101.151 \text{ kN}$$

$$\text{totalvegg6stripe4} := \frac{-91.86}{1.715} \text{ kN} + \text{egenlastvegg15}$$

$$\text{totalvegg6stripe4} = -41.413 \text{ kN}$$

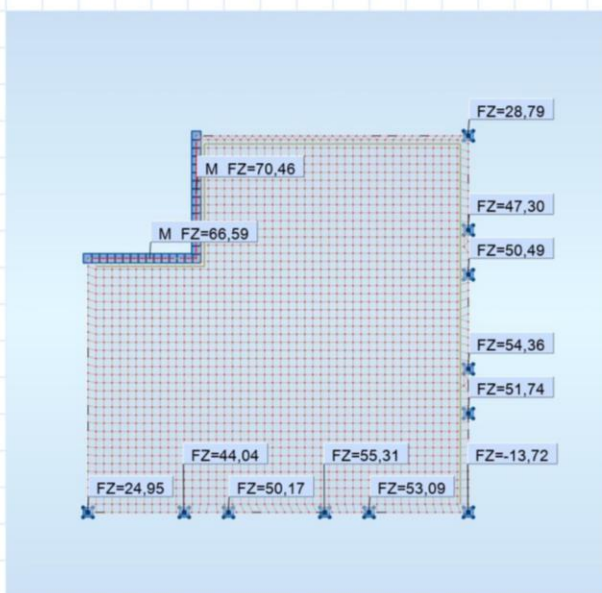
$$\text{totalvegg5stripe4} := \frac{126.89}{1.715} \text{ kN} + \text{egenlastvegg15}$$

$$\text{totalvegg5stripe4} = 86.138 \text{ kN}$$

$$\text{totalvegg2stripe4} := \frac{37.28 \text{ kN}}{1.715} + \text{egenlastvegg15}$$

$$\text{totalvegg2stripe4} = 33.888 \text{ kN}$$

### Hjørne



Her kan en se  
opplagerreaksjonene på de  
forskjellige søylene.  
Opplagerreaksjon på vegg 4  
er 66,59kN/m og på vegg 7  
70,46kN/m.

## Bjelker

$$\text{lengdebjelker} := 6.125 \text{ m}$$

$$q_{\text{p\u00e5bjelke1}} := \frac{\text{reaksjonp\u00e5drager1}}{1.9 \text{ m}} + \left( 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 0.45 \text{ m} \cdot 1.2 \right) = (5.947 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$q_{\text{p\u00e5bjelke2}} := \frac{\text{reaksjonp\u00e5drager2}}{1.9 \text{ m}} + \left( 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 0.45 \text{ m} \cdot 1.2 \right)$$

$$\text{reaksjon1vegg1} := q_{\text{p\u00e5bjelke1}} \cdot \frac{\text{lengdebjelker}}{2}$$

$$\text{reaksjon1vegg1} = 182.13 \text{ kN}$$

$$\text{reaksjon2vegg1} := q_{\text{p\u00e5bjelke2}} \cdot \frac{\text{lengdebjelker}}{2}$$

$$\text{reaksjon2vegg1} = 100.861 \text{ kN}$$

$$\text{reaksjon1vegg2} := \frac{\text{reaksjon1vegg1}}{2}$$

$$\text{reaksjon2vegg2} := \frac{\text{reaksjon2vegg1}}{2}$$

## Vegg 1

Den minste opplageren b\u00e6rer 302,68kN og den største b\u00e6rer 304,59kN. Avstanden til tyngdepunktet er 6,9m.

$$\text{lengdevegg1} := 13.85$$

$$\text{vegg1red} := 13.8$$

$$q_{\text{vegg1.1}} := \left( \frac{2.7 \text{ m}}{2} \cdot 1 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke20} + \text{nyttelast}) \right) + \text{egenlastvegg15}$$

$$q_{\text{vegg1.1}} = 26.325 \text{ kN}$$

$$q_{\text{vegg1.2}} := \frac{2.7 \text{ m}}{2} \cdot 1 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke10} + \text{nyttelast}) + \text{egenlastvegg15}$$

$$q_{\text{vegg1.2}} = 22.275 \text{ kN}$$

$$q_{\text{vegg1.3}} := \frac{2.7 \text{ m}}{2} \cdot 1 \text{ m} \cdot (\text{egenlastdekke16} + \text{nyttelast}) + \text{egenlastvegg15}$$

$$q_{\text{vegg1.3}} = 24.705 \text{ kN}$$

$$v := \frac{\text{reaksjon1vegg1}}{\text{vegg1red}}$$

$$\alpha := \frac{6.355}{13.85} \quad \beta := \frac{2.03}{13.85} \quad \gamma := \frac{5.485}{13.85} \quad s := \frac{\text{reaksjon2vegg1}}{\text{vegg1red}}$$

$$\text{totaltvegg1} := \left( (q_{\text{vegg1.1}} \cdot \alpha) + (q_{\text{vegg1.2}} \cdot \beta) + (q_{\text{vegg1.3}} \cdot \gamma) \right) \cdot \left( \frac{\text{lengdevegg1}}{\text{vegg1red}} \right) + v + s$$

$$\text{totaltvegg1} = 45.725 \text{ kN}$$

$$\text{lastfrahelebygningvegg1} := (\text{totaltvegg1} \cdot 5) + 323.354 \text{ kN}$$

$$\text{lastfrahelebygningvegg1} = 551.981 \text{ kN}$$

## Vegg 2

Den minste opplageren  
bærer 107,01kN og den  
største bærer 114,7kN.  
Avstanden til tyngdepunktet  
er 2,65m.

$$\text{lengdevegg2} := 5.485$$

$$\text{vegg2red} := 5.3$$

$$y := \frac{\text{totalveggtil3og8}}{2}$$

$$j := \text{egenlastdekke16} + \text{nyttelast}$$

$$q_{\text{vegg2.1}} := \left( \frac{(1.55 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot (j))}{2} \right) + y + \text{totalvegg2stripe4} + \text{egenlastvegg15}$$

$$q_{\text{vegg2.1}} = 66.059 \text{ kN}$$

$$q_{\text{vegg2.2}} := 1.55 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot (j) + \text{totalvegg2stripe4} + \text{egenlastvegg15}$$

$$q_{\text{vegg2.2}} = 60.453 \text{ kN}$$

$$\text{totalvegg2} := \left( \left( \frac{q_{\text{vegg2.1}}}{2} \right) + \left( \frac{q_{\text{vegg2.2}}}{2} \right) \right) \cdot \left( \frac{\text{lengdevegg2}}{\text{vegg2red}} \right)$$

$$\text{totalvegg2} = 65.464 \text{ kN}$$

$$\text{lastfrahelebygningvegg2} := (\text{totalvegg2} \cdot 5) + 338.569 \text{ kN}$$

$$\text{lastfrahelebygningvegg2} = 665.889 \text{ kN}$$

### Vegg 3

den minste opplageren  
bærer 78,35kN og den  
største bærer 136,33kN.  
Avstanden inn til  
tyngdepunktet er 1,51m.

$$\begin{aligned} \text{lengdevegg3} &:= 4.125 \\ \text{vegg3red} &:= 3.01 \end{aligned}$$

$$\text{punktlastfradrager2} := \text{reaksjon2vegg2}$$

$$v := 1 \text{ m} (\text{egenlastdekke10} + \text{nyttelast}) \cdot \frac{(1.85 + 0.18)}{2} \text{ m}$$

$$\text{qspenn3.1.} := \text{totalveggtil3og8} + v + \text{egenlastvegg18}$$

$$\text{qspenn3.1.} = 53.406 \text{ kN}$$

$$i := \text{egenlastdekke16} + \text{nyttelast}$$

$$\text{qspenn3.2.} := \left( \frac{\text{totalveggtil3og8}}{2} \right) + \left( \frac{1.55 \text{ m}}{2} \cdot 1 \text{ m} \cdot (i) \right) + \text{egenlastvegg18}$$

$$\text{qspenn3.2.} = 34.602 \text{ kN}$$

$$\text{totalvegg3} := \left( \left( \frac{\text{qspenn3.1.}}{2} \right) + \left( \frac{\text{qspenn3.2.}}{2} \right) \right) \cdot \left( \frac{\text{lengdevegg3}}{\text{vegg3red}} \right)$$

$$\text{totalvegg3} = 60.305 \text{ kN}$$

$$\text{totalhelebygningvegg3} := (\text{totalvegg3} \cdot 5) + (17.706 \text{ kN})$$

$$\text{totalhelebygningvegg3} = 319.229 \text{ kN}$$

## Vegg 4

Den minste opplageren  
bærer 554,46kN og den  
største bærer 639,91kN.  
Avstanden til tyngdepunktet  
er 6,33m.

$$\begin{aligned} \text{lengdevegg4} &:= 13.625 \\ \text{vegg4red} &:= 12.65 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{punktlastvegg4} &:= \text{reaksjon1vegg2} \\ \text{punktlastvegg4} &= 91.065 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{qspenn4.1.} &:= \text{totalvegg4stripe3} + \text{egenlastvegg18} \\ \text{qspenn4.1.} &= 95.966 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{qspenn4.2.} &:= 66.59 \text{ kN} + \text{egenlastvegg18} \\ \text{qspenn4.2.} &= 81.17 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\delta := \frac{10.93}{13.625} \quad \varepsilon := \frac{2.7}{13.625}$$

$$\text{totalvegg4} := \left( (\text{qspenn4.1.} \cdot \delta) + (\text{qspenn4.2.} \cdot \varepsilon) \cdot \frac{\text{lengdevegg4}}{\text{vegg4red}} \right) + \left( \frac{\text{punktlastvegg4}}{\text{vegg4red}} \right)$$

$$\text{totalvegg4} = 101.508 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{totalhelebygning} &:= (\text{totalvegg4} \cdot 5) + 366.335 \text{ kN} \\ \text{totalhelebygning} &= 873.873 \text{ kN} \end{aligned}$$

### Vegg 5

$$totalvegg5 := (totalvegg5stripe4) + egenlastvegg15$$

$$totalvegg5 = 98.288 \text{ kN}$$

$$totalhelebygningvegg5 := (totalvegg5 \cdot 5) + 315.515 \text{ kN}$$

$$totalhelebygningvegg5 = 806.957 \text{ kN}$$

### Vegg 6

$$totalvegg6 := totalvegg6stripe4 + egenlastvegg15$$

$$totalvegg6 = -29.263 \text{ kN}$$

$$totalhelebygningvegg6 := (totalvegg6 \cdot 5) - 47.343 \text{ kN}$$

$$totalhelebygningvegg6 = -193.656 \text{ kN}$$



## Vegg 7

Den minste opplageren  
bærer 290,96kN den største  
opplageren bærer 308,26kN.  
Avstanden til tyngdepunktet  
3,05m.

$$\begin{aligned} \text{lengdevegg7} &:= 6.275 \\ \text{vegg7red} &:= 6.09 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{vegg7.1}} &:= 70.46 \text{ kN} + \text{egenlastvegg18} \\ q_{\text{vegg7.1}} &= 85.04 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$q_{\text{vegg7.2}} := \text{totalvegg7stripe4} + \text{egenlastvegg18}$$

$$q_{\text{vegg7.2}} = 115.731 \text{ kN}$$

$$\zeta := \frac{1.675}{\text{lengdevegg7}} \quad \eta := \frac{4.6}{\text{lengdevegg7}}$$

$$\text{totalvegg7} := ((q_{\text{vegg7.1}} \cdot \zeta) + (q_{\text{vegg7.2}} \cdot \eta)) \cdot \frac{\text{lengdevegg7}}{\text{vegg7red}}$$

$$\text{totalvegg7} = 110.806 \text{ kN}$$

$$\text{totalhelebygningvegg7} := (\text{totalvegg7} \cdot 5) + 376.114 \text{ kN}$$

$$\text{totalhelebygningvegg7} = 930.142 \text{ kN}$$

## Vegg 8

Den minste opplageren bærer 56.76kN og den største bærer 155,85kN. Avstanden til tyngdepunktet er 0,54m.

$$\begin{aligned} \text{lengdevegg8} &:= 2.03 \\ \text{vegg8red} &:= 1.08 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{vegg8}} &:= \text{egenlastvegg15} \\ q_{\text{vegg8}} &= 12.15 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{punktlastsør} &:= \text{reaksjon1vegg2} + \text{totalveggtil4og8} \\ \text{punktlastsør} &= 124.465 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{punktlastnord} &:= \text{reaksjon2vegg2} + \text{totalveggtil3og8} \\ \text{punktlastnord} &= 76.059 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{totalvegg8} := \left( q_{\text{vegg8}} \cdot \frac{\text{lengdevegg8}}{\text{vegg8red}} \right) + \left( \frac{\text{punktlastsør}}{\text{vegg8red}} \right) + \left( \frac{\text{punktlastnord}}{\text{vegg8red}} \right)$$

$$\text{totalvegg8} = 208.508 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{totalhelebygningvegg8} &:= \text{totalvegg8} \cdot 6 \\ \text{totalhelebygningvegg8} &= 1251.048 \text{ kN} \end{aligned}$$

## Søyler

$$\begin{aligned} \text{søylesone1helebygning} &:= 237.184 \text{ kN} + (\text{totalsøylesone1} \cdot 5) \\ \text{søylesone1helebygning} &= 555.154 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{søylesone3.1helebygning} &:= (\text{totalsøyle3} \cdot 5) + 538.634 \text{ kN} \\ \text{søylesone3.1helebygning} &= 833.154 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{søylesone3.2helebygning} &:= 200.154 \text{ kN} + (\text{totalsøyle3} \cdot 5) \\ \text{søylesone3.2helebygning} &= 494.674 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{søylesone4helebygning} := 198.154 \text{ kN} + (\text{totalsøyle4} \cdot 5)$$

$$\text{søylesone4helebygning} = 510.074 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{hjørnesøylehelebygning} &:= 180.59 \text{ kN} + (55.31 \text{ kN} \cdot 5) \\ \text{hjørnesøylehelebygning} &= 457.14 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{strekksøylehjørnehelebygning} &:= -58.64 \text{ kN} - (13.72 \text{ kN} \cdot 5) \\ \text{strekksøylehjørnehelebygning} &= -127.24 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{type2søylestripe1} &:= (\text{totalsøyle2sone1}) \cdot 5 + 116.48 \text{ kN} \\ \text{type2søylestripe1} &= 340.855 \text{ kN} \end{aligned}$$

## Vind på fasadevegger

Her beregnes vindlaster på vegger med overtrykk=0.2 for å få mest mulig vindlast på søyler i stripe 1-3.

Formfaktor for vindsonene:

$$A=1,2$$

$$B=0,8$$

$$D=-0,8$$

$$qkast := 1.55 \frac{kN}{m^2} \cdot 1.05$$

$$e := 26.7 \text{ m}$$

$$dybdevindsonnea := \frac{e}{5}$$

$$dybdevindsonnea = 5.34 \text{ m}$$

$$soneAvind := ((qkast \cdot 1.2) + (0.2 \cdot qkast)) \cdot 2.7 \text{ m}$$

$$soneAvind = 6.152 \frac{kN}{m}$$

$$soneBvind := ((qkast \cdot 0.8) + (0.2 \cdot qkast)) \cdot 2.7 \text{ m}$$

$$soneBvind = 4.394 \frac{kN}{m}$$

$$soneDvind := ((-qkast \cdot 0.8) + (0.2 \cdot qkast)) \cdot 2.7 \text{ m}$$

$$soneDvind = -2.637 \frac{kN}{m}$$

$$vindlastpåsøyleogdekkersone1 := 1.9 \text{ m} \cdot (soneBvind)$$

$$vindlastpåsøyleogdekkersone1 = 8.349 \text{ kN}$$

$$vindlastpåveggsonne1 := ((qkast \cdot 0.52) + (0.2 \cdot qkast))$$

$$momentpåveggsonne1 := \frac{vindlastpåveggsonne1 \cdot (2.7 \text{ m})^2 \cdot 1 \text{ m}}{8}$$

$$momentpåveggsonne1 = 1.068 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Neglisjerbart moment på vegger på grunn av vindlast.

$$vindlastpåsøyleogdekkersone2og3 := 1.75 \text{ m} \cdot soneBvind$$

$$vindlastpåsøyleogdekkersone2og3 = 7.69 \text{ kN}$$

$$vindlastpåsøyleogdekkersone4 := 1.715 \text{ m} \cdot soneDvind$$

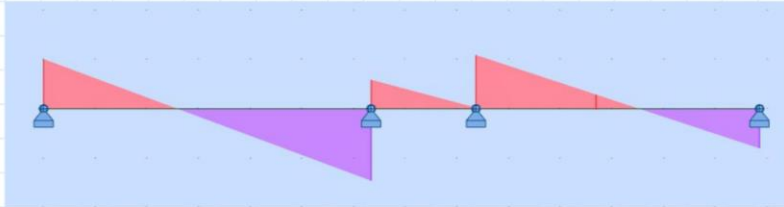
$$vindlastpåsøyleogdekkersone4 = -4.522 \text{ kN}$$

## A.2.1 Skjær av dekker - Mathcad

### A.2.1.1 Stripe 1

Skjærkapasitet: stripe 1, plate 201-203

B16



Over ser man et bilde av hvordan skjæradiagrammet for plate 201- 203 er utformet.

For beregning av skjærkapasitet, har vi gått  $1*d$  ut i felt for hver plate når vi har lest av  $V_{Ed}$  i ROBOT. Dette gjør at vi muligens vil få kapasitet, der vi ikke får kapasitet når vi leste av rett ved opplager.

## 201 (ø13 220c/c)

NS-EN 1992-1-1 [6.2.2]

$\phi 1 := 13$                       Tab. 4.1 NS-EN 1992-1-1 -> XC3  
 $h 1 := 200$                      Tab. NA.4.4.N NS-EN 1992-1-1 -> c=25+10=35  
 $c := 20$                          Armeringssøk viser at faktisk overdekning er på 20mm

$$d 1 := h 1 - c - \frac{\phi 1}{2} \quad d 1 = 173.5 \quad f_{ck} := 16 \quad b := 1000$$

$$k 1 := 1 + \left( \frac{200}{d 1} \right)^{\frac{1}{2}} = 2.074$$

$k 1.1 := 2$                        $k 1 > 2$  runder derfor ned til 2

$$\nu_{min 1} := 0.035 \cdot k 1.1^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad \nu_{min 1} = 0.396 \quad (\text{NA 6.3N})$$

$$VR_{dmin 1} := \nu_{min 1} \cdot b \cdot d 1 \quad VR_{dmin 1} := 6.87 \cdot 10^4 \text{ N} \quad (6.2b)$$

$$k 21 := 0.15 \quad \gamma_c := 1.5 \quad c c 1 := 220$$

$$A_{s1} := \frac{\pi \cdot \phi 1^2}{4} = 132.732$$

$$cR_{dc 1} := \frac{k 21}{\gamma_c} = 0.1$$

$$A_{sl 1} := \frac{b}{c c 1} \cdot A_{s1} = 603.329$$

$$\rho 1 := \frac{A_{sl 1}}{b \cdot d 1} = 0.003 \quad \rho 1 < 0,02$$

$$VR_{dc 1} := cR_{dc 1} \cdot k 1.1 \cdot (100 \cdot \rho 1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d 1 \quad (6.2a)$$

$$VR_{dc 1} := 6.149 \cdot 10^4 \text{ N} \quad VR_{dmin 1} = (6.87 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$V_{Rd,c} := VR_{dmin 1} = 68.7 \text{ kN} \quad VR_{d,c} = \max\{VR_{dc}, VR_{dmin}\}$$

$$VE_{d1} := 37.82 \text{ kN} \quad VR_{dc} > VE_{d1} \rightarrow \text{OK!}$$

## 202 (ø13 220c/c)

$$\phi_2 := 13$$

$$h_2 := 100$$

$$c := 20$$

Tab. 4.1 NS-EN 1992-1-1 -> XC3

Tab. NA.4.4.N NS-EN 1992-1-1 ->  $c=25+10=35$

Armeringssøk viser at faktisk overdekning er på 20mm

$$d_2 := h_2 - c - \frac{\phi_2}{2} = 73.5 \quad f_{ck} := 16 \quad b := 1000$$

$$k_2 := 1 + \left( \frac{200}{d_2} \right)^{\frac{1}{2}} = 2.65$$

$$k_{2.1} := 2 \quad k_2 > 2 \text{ runder derfor ned til } 2$$

$$\nu_{min2} := 0.035 \cdot k_{2.1}^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad \nu_{min2} = 0.396 \quad (\text{NA 6.3N})$$

$$V_{Rdmin2} := \nu_{min2} \cdot b \cdot d_2 \quad V_{Rdmin2} := 2.91 \cdot 10^4 \text{ N} \quad (6.2b)$$

$$k_{22} := 0.15 \quad \gamma_c := 1.5 \quad c_{c2} := 220$$

$$A_{s2} := \frac{\pi \cdot \phi_2^2}{4} = 132.732$$

$$c_{Rdc2} := \frac{k_{22}}{\gamma_c} = 0.1$$

$$A_{sl2} := \frac{b}{c_{c2}} \cdot A_{s2} = 603.329$$

$$\rho_2 := \frac{A_{sl2}}{b \cdot d_2} = 0.008 \quad \rho_2 < 0.02$$

$$V_{Rdc2} := c_{Rdc2} \cdot k_{2.1} \cdot (100 \cdot \rho_2 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d_2 = 3.468 \cdot 10^4 \quad (6.2a)$$

$$V_{Rdc2} := 3.3468 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$V_{Rdmin2} = (2.91 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$V_{Rd.c} := V_{Rdc2} = 33.468 \text{ kN} \quad V_{Rd,c} = \max\{V_{Rdc}, V_{Rdmin}\}$$

$$V_{Ed2} := 22.42 \text{ kN} \quad V_{Rdc2} > V_{Ed2} \rightarrow \text{OK!}$$

### 203 (Ø13 220c/c)

$$\begin{aligned}\phi_3 &:= 13 \\ h_3 &:= 160 \\ c &:= 20\end{aligned}$$

Tab. 4.1 NS-EN 1992-1-1 -> XC3  
Tab. NA.4.4.N NS-EN 1992-1-1 ->  $c=25+10=35$   
Armeringssøk viser at faktisk overdekning er på 20mm

$$d_3 := h_3 - c - \frac{\phi_3}{2} = 133.5 \quad f_{ck} := 16 \quad b := 1000$$

$$k_3 := 1 + \left( \frac{200}{d_3} \right)^2 = 2.224$$

$$k_{3.1} := 2 \quad k_2 < 2 \text{ runder derfor ned til } 2$$

$$\nu_{min3} := 0.035 \cdot k_{3.1}^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad \nu_{min3} = 0.396 \quad (\text{NA 6.3N})$$

$$VR_{dmin3} := \nu_{min3} \cdot b \cdot d_3 \quad VR_{dmin3} := 5.286 \cdot 10^4 \text{ N} \quad (6.2b)$$

$$k_{23} := 0.15 \quad \gamma_c := 1.5 \quad c_{c3} := 220$$

$$As_3 := \frac{\pi \cdot \phi_3^2}{4} = 132.732$$

$$cR_{dc3} := \frac{k_{23}}{\gamma_c} = 0.1$$

$$Asl_3 := \frac{b}{c_{c3}} \cdot As_3 = 603.329$$

$$\rho_3 := \frac{Asl_3}{b \cdot d_3} = 0.005 \quad \rho_3 < 0.02$$

$$VR_{dc3} := cR_{dc3} \cdot k_{3.1} \cdot (100 \cdot \rho_3 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d_3 \quad (6.2a)$$

$$VR_{dc3} := 5.163 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$VR_{dmin3} = (5.286 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$V_{Rd,c} := VR_{dmin3} = 52.86 \text{ kN} \quad VR_{d,c} = \max\{VR_{dc}, VR_{dmin}\}$$

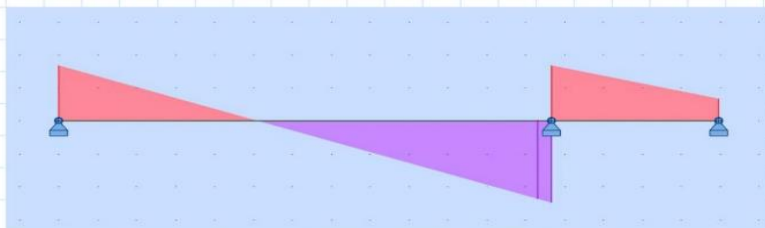
$$VE_{d3} := 28.2 \text{ kN} \quad VR_{dc3} > VE_{d3} \rightarrow \text{OK!}$$



### A.2.1.2 Stripe 3

Skjærkapasitet: Stripe 3-2, plate 207-208

B16



Over ser man et bilde av hvordan skjærgrammet for plate 207- 208 er utformet.

For beregning av skjærkapasitet, har vi gått  $1*d$  ut i felt for hver plate når vi har lest av VEd i ROBOT. Dette gjør at vi muligens vil få kapasitet, der vi ikke får kapasitet når vi leste av rett ved opplager.

## 207 (ø16 240c/c)

NS-EN 1992-1-1 [6.2.2]

$\phi 1 := 16$       Tab. 4.1 NS-EN 1992-1-1 -> XC3  
 $h 1 := 200$       Tab. NA.4.4.N NS-EN 1992-1-1 ->  $c=25+10=35$   
 $c := 20$       Armeringssøk viser at faktisk overdekning er på 20mm

$$d 1 := h 1 - c - \frac{\phi 1}{2} \quad d 1 = 172 \quad f_{ck} := 16 \quad b := 1000$$

$$k 1 := 1 + \left( \frac{200}{d 1} \right)^{\frac{1}{2}} = 2.078$$

$k 1.1 := 2$        $k 1 > 2$  runder derfor ned til 2

$$\nu_{min 1} := 0.035 \cdot k 1.1^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad \nu_{min 1} = 0.396 \quad (\text{NA 6.3N})$$

$$VR_{dmin 1} := \nu_{min 1} \cdot b \cdot d 1 \quad VR_{dmin 1} := 6.811 \cdot 10^4 \text{ N} \quad (6.2b)$$

$$k 21 := 0.15 \quad \gamma_c := 1.5 \quad c c 1 := 240$$

$$A_{s1} := \frac{\pi \cdot \phi 1^2}{4} = 201.062$$

$$c R_{dc 1} := \frac{k 21}{\gamma_c} = 0.1$$

$$A_{sl 1} := \frac{b}{c c 1} \cdot A_{s1} = 837.758$$

$$\rho 1 := \frac{A_{sl 1}}{b \cdot d 1} = 0.005 \quad \rho 1 < 0.02$$

$$VR_{dc 1} := c R_{dc 1} \cdot k 1.1 \cdot (100 \cdot \rho 1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d 1 \quad (6.2a)$$

$$VR_{dc 1} := 6.82 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$VR_{dmin 1} = (6.811 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$V_{Rd,c} := VR_{dc 1} = 68.2 \text{ kN} \quad VR_{d,c} = \max\{VR_{dc}, VR_{dmin}\}$$

$$VE_{d1} := 37.84 \text{ kN} \quad VR_{dc} > VE_{d1} \rightarrow \text{OK!}$$

## 208 (ø16 240c/c)

$\phi 2 := 16$                       Tab. 4.1 NS-EN 1992-1-1 -> XC3  
 $h 2 := 100$                     Tab. NA.4.4.N NS-EN 1992-1-1 ->  $c=25+10=35$   
 $c := 20$                          Armeringssøk viser at faktisk overdekning er på 20mm

$$d 2 := h 2 - c - \frac{\phi 2}{2} \quad d 2 = 72 \quad f_{ck} := 16 \quad b := 1000$$

$$k 2 := 1 + \left( \frac{200}{d 2} \right)^{\frac{1}{2}} = 2.667$$

$k 2.1 := 2$                        $k 2 > 2$  runder derfor ned til 2

$$\nu_{min 2} := 0.035 \cdot k 2.1^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad \nu_{min 2} = 0.396 \quad (\text{NA 6.3N})$$

$$VR_{dmin 2} := \nu_{min 2} \cdot b \cdot d 2 \quad VR_{dmin 2} := 2.851 \cdot 10^4 \text{ N} \quad (6.2b)$$

$k 22 := 0.15$                      $\gamma_c := 1.5$                      $cc 2 := 240$

$$As 2 := \frac{\pi \cdot \phi 2^2}{4} = 201.062$$

$$cR_{dc 2} := \frac{k 22}{\gamma_c} = 0.1$$

$$Asl 2 := \frac{b}{cc 2} \cdot As 2 = 837.758$$

$$\rho 2 := \frac{Asl 2}{b \cdot d 2} = 0.012 \quad \rho 2 < 0.02$$

$$VR_{dc 2} := cR_{dc 2} \cdot k 2.1 \cdot (100 \cdot \rho 2 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d 2 \quad (6.2a)$$

$$VR_{dc 2} := 3.816 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$VR_{dmin 2} = (2.851 \cdot 10^4) \text{ N}$$

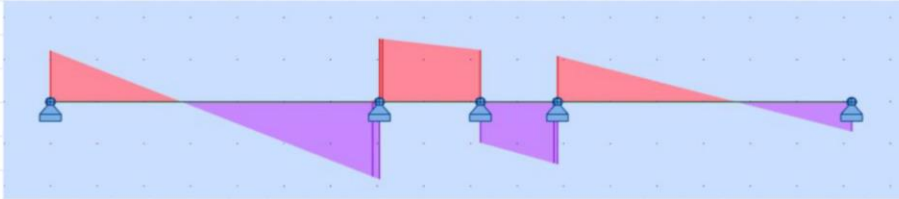
$$V_{Rd,c} := VR_{dc 2} = 38.16 \text{ kN} \quad VR_{d,c} = \max\{VR_{dc}, VR_{dmin}\}$$

$$VE_{d 2} := 24.4 \text{ kN} \quad VR_{dc} > VE_{d 2} \rightarrow \text{OK!}$$

### A.2.1.3 Stripe 4

Skjærkapasitet: Stripe 4, plate 209-211

B16



Over ser man et bilde av hvordan skjærgrammet for plate 209- 211 og drager er utformet.

For beregning av skjærkapasitet, har vi gått  $1*d$  ut i felt for hver plate når vi har lest av VEd i ROBOT. Dette gjør at vi muligens vil få kapasitet, der vi ikke får kapasitet når vi leste av rett ved opplager.

#### **Drager:**

Det er ikke interessant å teste skjærkapasitet i drager. Vi vet det er OK kapasitet på grunn av dimensjoner.  $h/b = 350/1600$

## 209 (ø16 200c/c)

NS-EN 1992-1-1 [6.2.2]

$$\phi_1 := 16$$

$$h_1 := 200$$

$$c := 20$$

Tab. 4.1 NS-EN 1992-1-1 -> XC3

Tab. NA.4.4.N NS-EN 1992-1-1 ->  $c=25+10=35$

Armeringssøk viser at faktisk overdekning er på 20mm

$$d_1 := h_1 - c - \frac{\phi_1}{2} \quad d_1 = 172 \quad f_{ck} := 16 \quad b := 1000$$

$$k_1 := 1 + \left( \frac{200}{d_1} \right)^{\frac{1}{2}} = 2.078$$

$$k_{1.1} := 2$$

$k_1 > 2$  runder derfor ned til 2

$$\nu_{min1} := 0.035 \cdot k_{1.1}^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad \nu_{min1} = 0.396 \quad (\text{NA 6.3N})$$

$$VR_{dmin1} := \nu_{min1} \cdot b \cdot d_1 \quad VR_{dmin1} := 6.811 \cdot 10^4 \text{ N} \quad (6.2b)$$

$$k_{21} := 0.15$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$c_{c1} := 200$$

$$As_1 := \frac{\pi \cdot \phi_1^2}{4} = 201.062$$

$$cR_{dc1} := \frac{k_{21}}{\gamma_c} = 0.1$$

$$Asl_1 := \frac{b}{c_{c1}} \cdot As_1 = 1.005 \cdot 10^3$$

$$\rho_1 := \frac{Asl_1}{b \cdot d_1} = 0.006 \quad \rho_1 < 0.02$$

$$VR_{dc1} := cR_{dc1} \cdot k_{1.1} \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d_1 \quad (6.2a)$$

$$VR_{dc1} := 7.248 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$VR_{dmin1} = (6.811 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$V_{Rd,c} := VR_{dc1} = 72.48 \text{ kN}$$

$$VR_{d,c} = \max\{VR_{dc}, VR_{dmin}\}$$

$$VE_{d1} := 43.16 \text{ kN}$$

$$VR_{dc1} > VE_{d1} \rightarrow \text{OK!}$$

## 211 (Ø8 200c/c) FELT

$$\phi_2 := 8$$

$$h_2 := 100$$

$$c := 20$$

Tab. 4.1 NS-EN 1992-1-1 -> XC3

Tab. NA.4.4.N NS-EN 1992-1-1 ->  $c=25+10=35$

Armeringssøk viser at faktisk overdekning er på 20mm

$$d_2 := h_2 - c - \frac{\phi_2}{2} \quad d_2 = 76 \quad f_{ck} := 16 \quad b := 1000$$

$$k_2 := 1 + \left( \frac{200}{d_2} \right)^{\frac{1}{2}} = 2.622$$

$$k_{2.1} := 2 \quad k_2 > 2 \text{ runder derfor ned til } 2$$

$$\nu_{min2} := 0.035 \cdot k_{2.1}^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad \nu_{min2} = 0.396 \quad (\text{NA 6.3N})$$

$$VR_{dmin2} := \nu_{min2} \cdot b \cdot d_2 \quad VR_{dmin2} := 3.009 \cdot 10^4 \text{ N} \quad (6.2b)$$

$$k_{22} := 0.15 \quad \gamma_c := 1.5 \quad cc_2 := 200$$

$$As_2 := \frac{\pi \cdot \phi_2^2}{4} = 50.265$$

$$cR_{dc2} := \frac{k_{22}}{\gamma_c} = 0.1$$

$$Asl_2 := \frac{b}{cc_2} \cdot As_2 = 251.327$$

$$\rho_2 := \frac{Asl_2}{b \cdot d_2} = 0.003 \quad \rho_2 < 0.02$$

$$VR_{dc2} := cR_{dc2} \cdot k_{2.1} \cdot (100 \cdot \rho_2 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d_2 \quad (6.2a)$$

$$VR_{dc2} := 2.649 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$VR_{dmin2} = (3.009 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$V_{Rd,c} := VR_{dmin2} = 30.09 \text{ kN} \quad VR_{d,c} = \max\{VR_{dc}, VR_{dmin}\}$$

$$VE_{d2} := 35.36 \text{ kN}$$

$VR_{dc2} < VE_{d2} \rightarrow$  ikke ok.  
Øke tværsnitt.

## STØTTE B, 210 (ø16 180c/c)

$$\phi_3 := 16$$

$$h_3 := 100$$

$$c := 20$$

Tab. 4.1 NS-EN 1992-1-1 -> XC3

Tab. NA.4.4.N NS-EN 1992-1-1 ->  $c=25+10=35$

Armeringssøk viser at faktisk overdekning er på 20mm

$$d_3 := h_3 - c - \frac{\phi_3}{2} \quad d_3 = 72 \quad f_{ck} := 16 \quad b := 1000$$

$$k_3 := 1 + \left( \frac{200}{d_3} \right)^2 = 2.667$$

$$k_{3.1} := 2$$

$k_3 > 2$  runder derfor ned til 2

$$\nu_{min3} := 0.035 \cdot k_{3.1}^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad \nu_{min3} = 0.396 \quad (\text{NA 6.3N})$$

$$VR_{dmin3} := \nu_{min3} \cdot b \cdot d_3 \quad VR_{dmin3} := 2.851 \cdot 10^4 \text{ N} \quad (6.2b)$$

$$k_{23} := 0.15$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$cc_3 := 180$$

$$A_{s3} := \frac{\pi \cdot \phi_3^2}{4} = 201.062$$

$$cR_{dc3} := \frac{k_{23}}{\gamma_c} = 0.1$$

$$A_{sl3} := \frac{b}{cc_3} \cdot A_{s3} = 1.117 \cdot 10^3$$

$$\rho_3 := \frac{A_{sl3}}{b \cdot d_3} = 0.016$$

$$\rho_3 < 0.02$$

$$VR_{dc3} := cR_{dc3} \cdot k_3 \cdot \left( 100 \cdot \rho_3 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d_3 \quad (6.2a)$$

$$VR_{dc3} := 4.201 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$VR_{dmin3} = (2.851 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$V_{Rd,c} := VR_{dc3} = 42.01 \text{ kN}$$

$$VR_{d,c} = \max\{VR_{dc}, VR_{dmin}\}$$

$$VE_{d3} := 40.8 \text{ kN}$$

$$VR_{dc3} > VE_{d3} \rightarrow \text{OK!}$$

#### A.2.1.4 Hjørne

##### Skjærkapasitet: Hjørnet (ø16 200c/c)

$$\begin{aligned} d1. &:= 172 & \phi1. &:= 16 \\ fck. &:= 16 & h1. &:= 200 \\ b &:= 1000 & c. &:= 20 \end{aligned}$$

$$k1 := 1 + \left( \frac{200}{d1.} \right)^2 = 2.078$$

$$k1.1 := 2 \quad k1 < 2 \text{ runder derfor ned til } 2$$

$$\nu_{min1} := 0.035 \cdot k1.1^{\frac{3}{2}} \cdot fck.^{\frac{1}{2}} \quad \nu_{min1} = 0.396 \quad (\text{NA 6.3N})$$

$$VR_{dmin1} := \nu_{min1} \cdot b \cdot d1. \quad VR_{dmin1} := 6.811 \cdot 10^4 \text{ N} \quad (6.2b)$$

$$K := 0.15 \quad \gamma_c := 1.5 \quad cc1 := 200$$

$$As1 := \frac{\pi \cdot \phi1.^2}{4} = 201.062$$

$$cR_{dc1} := \frac{K}{\gamma_c} = 0.1$$

$$Asl1 := \frac{b}{cc1} \cdot As1 = 1.005 \cdot 10^3$$

$$\rho1 := \frac{Asl1}{b \cdot d1.} = 0.006 \quad < 0.02$$

$$VR_{dc1} := cR_{dc1} \cdot k1.1 \cdot (100 \cdot \rho1 \cdot fck.)^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d1. = 7.248 \cdot 10^4 \quad (6.2a)$$

$$VR_{dc1} := 7.248 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$VR_{dmin1} = (6.811 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$V_{Rd,c} := VR_{dc1} = 72.48 \text{ kN} \quad VR_{d,c} = \max\{VR_{dc}, VR_{dmin}\}$$

$$V_{Edy} := 127.0 \text{ kN}$$

$$V_{Edx} := 108 \text{ kN} \quad VR_{dc1} < V_{Ed} \rightarrow \text{IKKE OK!}$$



VEdy:

Veldig lokal høy skjærspenning i hjørnet.  
Ikke kapasitet ifølge dagens standard, og  
bør gjøres skjærtiltak i nærheten av veggen.

Det er mulig at skråarmering tar litt av  
skjærspenningen, og vil bidra til kapasitet.

Vedx:

Veldig lokal høy skjærarmering i  
hjørnet. ikke kapasitet i følge dagens  
standard.

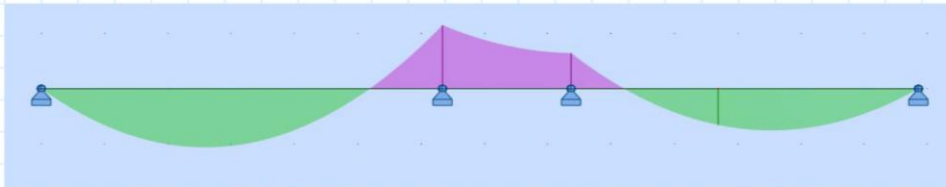
Det er mulig at skråarmeringen tar litt  
av skjærspenningen, og vil bidra til  
kapasitet.

## A.2.2 Moment av dekker – Mathcad

### A.2.2.1 Stripe 1

Momentkapasitet: stripe 1, plate 201-203

B16



Over ser man et utsnitt av hvordan momentdiagramet for plate 201-203 er formet.

#### 201 (ø16 170c/c)

$$\phi 1 := 16 \cdot \text{mm}$$

$$h1 := 200 \cdot \text{mm}$$

$$c := 20 \cdot \text{mm}$$

Tab. 4.1 NS-EN 1992-1-1 -> XC3

Tab. NA.4.4.N NS-EN 1992-1-1 ->  $c = 25 + 10 = 35$

Armeringsøk viser at faktisk overdekning er på 20 mm

$$d1 := h1 - c - \frac{\phi 1}{2}$$

$$d1 = 172 \text{ mm}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

(Tab. 2.1.N NS-EN 1992-1-1)

$$f_{ck} := 16 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = 9.067 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_s := 1.25$$

(Tab. 2.1.1 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer)

$$f_{yk} := 400 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(Tab. 2.1.3 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer)

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{yd} = 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$cc1 := 170 \cdot \text{mm}$$

$$A_{s1} := \frac{\pi \cdot \phi 1^2}{4} \cdot \frac{b}{cc1}$$

$$A_{s1} = (1.183 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$x1 := \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$x1 = 52.179 \text{ mm}$$

$$x_{bal1} := 0.617 \cdot d1 \quad x_{bal1} = 106.124 \text{ mm} \quad x1 < x_{bal1} \rightarrow \text{Underarmert}$$

$$MRd1 := 0.8 \cdot x1 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left( d1 - \frac{0.8 \cdot x1}{2} \right)$$

$$MRd1 = 57.198 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$MEd1 := 35.64 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad MRd1 > MEd1 \rightarrow \text{OK!}$$

### Kontroll av armeringstøying

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

$$\xi_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} \quad \xi_{yd} = 0.002$$

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

$$x1 = 52.179 \text{ mm}$$

$$d1 = 172 \text{ mm}$$

$$\xi_{s1} := \frac{\xi_{cu} \cdot (d1 - x1)}{x1} \quad \xi_{s1} = 0.008$$

$\xi_s > \xi_{yd} \rightarrow$  Armeringen flyter. Altså armeringen går til brudd før betongen knuses

### 201 ø16 c170, trykk

Lastkombinasjon: Ingen nyttelast over plate 202, dette gir ugunstig moment for plate 201 og plate 203.

$$M_{cd1} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d1^2$$

$$M_{cd1} = 73.763 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$MEd1 := 35.64 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{cd} > MEd \rightarrow \text{OK trykksonekapasitet!}$$

## 202 (ø13 220c/c) strekk

Lastkombinasjon: Ingen nyttelast over plate 203, dette gir ugunstig moment over støtte B.

$$\begin{aligned}\phi 2 &:= 13 \text{ mm} \\ h 2 &:= 100 \text{ mm} \\ c 2 &:= 20 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$d 2 := h 2 - c 2 - \frac{\phi 2}{2} \quad d 2 = 73.5 \text{ mm}$$

$$\gamma_c = 1.5 \quad (\text{Tab. 2.1.N NS-EN 1992-1-1})$$

$$f_{ck} = 16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$f_{cd} = 9.067 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_s = 1.25 \quad (\text{Tab. 2.1.1 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer})$$

$$f_{yk} = 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Tab. 2.1.3 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer})$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$c c 2 := 220 \text{ mm}$$

$$A_{s2} := \frac{\pi \cdot \phi 2^2}{4} \cdot \frac{b}{c c 2} \quad A_{s2} = 603.329 \text{ mm}^2$$

$$x 2 := \frac{f_{yd} \cdot A_{s2}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad x 2 = 26.617 \text{ mm}$$

$$x_{bal2} := 0.617 \cdot d 2 \quad x_{bal2} = 45.35 \text{ mm} \quad x 2 < x_{bal2} \rightarrow \text{Underarmert}$$

$$M R d 2 := 0.8 \cdot x 2 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left( d 2 - \frac{0.8 \cdot x 2}{2} \right)$$

$$M R d 2 = 12.135 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M E d 2 := 39.09 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M R d 2 < M E d 2 \rightarrow \text{IKKE OK!}$$

## 202 Ø8 c200 Trykk

$$\phi 2t := 8 \text{ mm}$$

$$cc2t := 200 \text{ mm}$$

$$c2t := 20 \text{ mm}$$

$$h2t := 100 \text{ mm}$$

$$d2t := h2t - c2 - \frac{\phi 2t}{2} \quad d2t = 76 \text{ mm}$$

$$\gamma_c = 1.5 \quad (\text{Tab. 2.1.N NS-EN 1992-1-1})$$

$$f_{ck} = 16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 9.067 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_s = 1.25 \quad (\text{Tab. 2.1.1 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer})$$

$$f_{yk} = 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Tab. 2.1.3 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer})$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$cc2t := 200 \text{ mm}$$

$$A_{s2t} := \frac{\pi \cdot \phi 2t^2}{4} \cdot \frac{b}{cc2t} \quad A_{s2t} = 228.479 \text{ mm}^2$$

$$x_{2t} := \frac{f_{yd} \cdot A_{s2t}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad x_{2t} = 10.08 \text{ mm}$$

$$x_{bal2t} := 0.617 \cdot d_2 \quad x_{bal2t} = 45.35 \text{ mm} \quad x_{2t} < x_{bal2t} \rightarrow \text{Underarmert}$$

$$M_{cd2} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{2t}^2$$

$$M_{cd2} = 14.401 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed2} = 39.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cd2} < M_{Ed2} \text{ må teste for trykk.}$$

$$\Delta MEd := MEd2 - Mcd2$$

$$\Delta MEd = 24.689 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H2' := d2 - \left( \frac{\phi 2t}{2} \right)$$

$$H2' = 69.5 \text{ mm}$$

$$As2trykk := \frac{\Delta MEd}{(H2' \cdot fyd)}$$

$$As2trykk = (1.11 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$MRd2t := 0.8 \cdot x2 \cdot b \cdot fcd \cdot \left( d2 - \frac{(0.8 \cdot x2)}{2} \right)$$

$$MRd2t = 12.135 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta MEd - MRd2t = 12.554 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kapasitet overskrides med 12,55 kNm  
-> må bruke karbonfiberbånd.

### Kontroll av armeringstøyning

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

$$\xi_{yd} := \frac{fyd}{Es}$$

$$\xi_{yd} = 0.002$$

$$\xi_{cu} = 0.0035$$

$$x2 = 26.617 \text{ mm}$$

$$d2 = 73.5 \text{ mm}$$

$$\xi_{s2} := \frac{\xi_{cu} \cdot (d2 - x2)}{x2}$$

$$\xi_{s2} = 0.006$$

$\xi_s > \xi_{yd}$  -> Armeringen flyter. Altså armeringen går til brudd før betongen knuses

### **Moment over støtte C i plate 202**

Lastkombinasjon: Ingen nyttelast over plate 201, dette gir ugunstig moment over støtte C.

$$MR_{dc} := MR_{d2}$$

$$MR_{dc} = 12.135 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$ME_{dc} := 23.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$MR_{dc} < ME_{dc}$  -> Ikke OK! -> karbonfiberbånd i OK

$$M_{cdc} := M_{cd2}$$

$$M_{cdc} = 14.401 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$ME_{dc} - M_{cdc} = 9.469 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$MR_{dtc} := MR_{d2}$$

$$MR_{dtc} = 12.135 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$ME_{dc} > M_{cdc}$  -> Ikke Ok kapasitet i trykksone.

### 203 (ø16 210c/c)

Lastkombinasjon: Ingen nyttelast over plate 202, dette gir ugunstig moment for plate 201 og plate 203.

$$\phi_3 := 16 \text{ mm}$$

$$h_3 := 160 \text{ mm}$$

$$c = 20 \text{ mm}$$

$$d_3 := h_3 - c - \frac{\phi_3}{2} \quad d_3 = 132 \text{ mm}$$

$$\gamma_c = 1.5 \quad (\text{Tab. 2.1.N NS-EN 1992-1-1})$$

$$f_{ck} = 16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 9.067 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_s = 1.25 \quad (\text{Tab. 2.1.1 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer})$$

$$f_{yk} = 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Tab. 2.1.3 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer})$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$cc_3 := 210 \text{ mm}$$

$$A_{s3} := \frac{\pi \cdot \phi_3^2}{4} \cdot \frac{b}{cc_3} \quad A_{s3} = 957.438 \text{ mm}^2$$

$$x_3 := \frac{f_{yd} \cdot A_{s3}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad x_3 = 42.24 \text{ mm}$$

$$x_{bal3} := 0.617 \cdot d_3 \quad x_{bal3} = 81.444 \text{ mm} \quad x_3 < x_{bal3} \rightarrow \text{Underarmert}$$

$$MR_{d3} := 0.8 \cdot x_3 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left( d_3 - \frac{0.8 \cdot x_3}{2} \right)$$

$$MR_{d3} = 35.266 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$ME_{d3} := 25.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$MR_{d3} > ME_{d3} \rightarrow \text{OK! strekk}$$

$$Mc_{dt3} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_3^2$$

$$Mc_{dt3} = 43.444 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mc_{dt3} > Mc_{d3} \rightarrow \text{OK!}$$



### Kontroll av armeringstøyning

$$E_s = 210000 \frac{N}{mm^2}$$

$$\xi_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} \quad \xi_{yd} = 0.002$$

$$\xi_{cu} = 0.0035$$

$$x_3 = 42.24 \text{ mm}$$

$$d_3 = 132 \text{ mm}$$

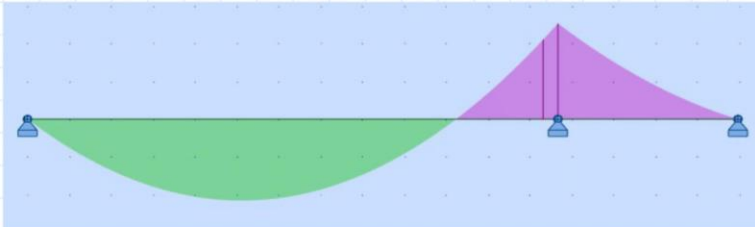
$$\xi_{s3} := \frac{\xi_{cu} \cdot (d_3 - x_3)}{x_3} \quad \xi_{s3} = 0.007$$

$\xi_s > \xi_{yd}$  -> Armeringen flyter. Altså armeringen går til brudd før betongen knuses

## A.2.2.2 Stripe 3

Momentkapasitet: stripe 3-2, plate 207-208

B16



Over ser man et utsnitt av hvordan momentdiagramet for plate 207-208 er formet.

### 207 (ø16 240c/c)

Lastkombinasjon: Ingen nyttelast over plate 208, dette gir ugunstig moment for plate 207

$$\phi 1 := 16 \text{ mm}$$

$$h 1 := 200 \text{ mm}$$

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

Tab. 4.1 NS-EN 1992-1-1 -> XC3

Tab. NA.4.4.N NS-EN 1992-1-1 ->  $c = 25 + 10 = 35$

Armeringsøk viser at faktisk overdekning er på 20 mm

$$d 1 := h 1 - c - \frac{\phi 1}{2}$$

$$d 1 = 172 \text{ mm}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

(Tab. 2.1.N NS-EN 1992-1-1)

$$f_{ck} := 16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = 9.067 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_s := 1.25$$

(Tab. 2.1.1 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer)

$$f_{yk} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(Tab. 2.1.3 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer)

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{yd} = 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$c c 1 := 240 \text{ mm}$$

$$A_{s1} := \frac{\pi \cdot \phi 1^2}{4} \cdot \frac{b}{c c 1}$$

$$A_{s1} = 837.758 \text{ mm}^2$$

$$x_1 := \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad x_1 = 36.96 \text{ mm}$$

$$x_{bal1} := 0.617 \cdot d_1 \quad x_{bal1} = 106.124 \text{ mm} \quad x_1 < x_{bal1} \rightarrow \text{Underarmert}$$

$$MR_{d1} := 0.8 \cdot x_1 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left( d_1 - \frac{0.8 \cdot x_1}{2} \right)$$

$$MR_{d1} = 42.147 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$ME_{d1} := 34.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$MR_{d1} > ME_{d1} \rightarrow \text{OK!}$

### Kontroll av armeringstøyning

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

$$\xi_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} \quad \xi_{yd} = 0.002$$

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

$$x_1 = 36.96 \text{ mm}$$

$$d_1 = 172 \text{ mm}$$

$$\xi_{s1} := \frac{\xi_{cu} \cdot (d_1 - x_1)}{x_1} \quad \xi_{s1} = 0.013$$

$\xi_s > \xi_{yd} \rightarrow$  Armeringen flyter. Altså armeringen går til brudd før betongen knuses

### 207 $\emptyset 16$ c240, trykk

$$M_{cd1} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2$$

$$M_{cd1} = 73.763 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$ME_{d1} = 34.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{cd1} > ME_{d1} \rightarrow \text{OK, trenger ikke å trykkarmere}$

## 208 (ø16 240c/c)

Lastkombinasjon: Egenlast og nyttelast over begge plater

$$\phi 2 := 16 \text{ mm}$$

$$h 2 := 100 \text{ mm}$$

$$c = 20 \text{ mm}$$

$$d 2 := h 2 - c - \frac{\phi 2}{2} \quad d 2 = 72 \text{ mm}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

(Tab. 2.1.N NS-EN 1992-1-1)

$$f_{ck} := 16 \frac{N}{mm^2}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 9.067 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_s := 1.25$$

(Tab. 2.1.1 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer)

$$f_{yk} := 400 \frac{N}{mm^2}$$

(Tab. 2.1.3 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer)

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 320 \frac{N}{mm^2}$$

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

$$cc 2 := 240 \text{ mm}$$

$$A_{s2} := \frac{\pi \cdot \phi 2^2}{4} \cdot \frac{b}{cc 2} \quad A_{s2} = 837.758 \text{ mm}^2$$

$$x 2 := \frac{f_{yd} \cdot A_{s2}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad x 2 = 36.96 \text{ mm}$$

$$x_{bal2} := 0.617 \cdot d 2 \quad x_{bal2} = 44.424 \text{ mm} \quad x 2 < x_{bal2} \rightarrow \text{Underarmert}$$

$$MR_{d2} := 0.8 \cdot x 2 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left( d 2 - \frac{0.8 \cdot x 2}{2} \right)$$

$$MR_{d2} = 15.339 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$ME_{d2} := 40.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$MR_{d2} < ME_{d2} \rightarrow$  IKKE OK!  
Må bruke karbonfiberbånd

### Kontroll av armeringstøyning

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

$$\xi_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} \quad \xi_{yd} = 0.002$$

$$\xi_{cu} := 0.0035 \quad (\text{Tab. 3.1 NS-EN 1992-1-1})$$

$$x_2 = 36.96 \text{ mm}$$

$$d_2 = 72 \text{ mm}$$

$$\xi_{s2} := \frac{\xi_{cu} \cdot (d_2 - x_2)}{x_2} \quad \xi_{s2} = 0.003 \quad \xi_s > \xi_{yd} \rightarrow \text{Armeringen flyter. Altså armeringen går til brudd før betongen knuses}$$

### 208 ø16 c240, trykk

$$M_{cd1} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{cd1} = 12.925 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed2} = 40.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{Ed2} > M_{cd1}$  -> Må teste trykkarmering

$$\Delta M_{Ed} := M_{Ed2} - M_{cd1}$$

$$\Delta M_{Ed} = 27.675 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H2' := d2 - \left( \frac{\phi2}{2} \right)$$

$$H2' = 64 \text{ mm}$$

$$A_{s2trykk} := \frac{\Delta M_{Ed}}{(H2' \cdot f_{yd})}$$

$$A_{s2trykk} = (1.351 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd2t} := 0.8 \cdot x2 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left( d2 - \frac{(0.8 \cdot x2)}{2} \right)$$

$$M_{Rd2t} = 15.339 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

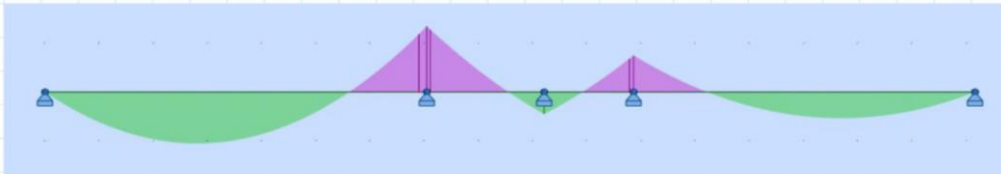
$$\Delta M_{Ed} - M_{Rd2t} = 12.336 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kapasitet overskrides med 12,34 kNm,  
må bruke karbonfiberbånd.

### A.2.2.3 Stripe 4

#### Momentkapasitet: stripe 4, plate 209-211 og Drager

B16



Over ser man et utsnitt av hvordan momentdiagrammet for plate 209-211 og drager er formet.

#### 209 (ø16 200c/c)

Lastkombinasjon: Ingen nyttelast over plate 211 og drager. Dette gir ugunstig moment over plate 209.

$$\phi 1 := 16 \text{ mm}$$

$$h1 := 200 \text{ mm}$$

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

Tab. 4.1 NS-EN 1992-1-1 -> XC3

Tab. NA.4.4.N NS-EN 1992-1-1 ->  $c=25+10=35$

Armeringsøk viser at faktisk overdekning er på 20 mm

$$d1 := h1 - c - \frac{\phi 1}{2}$$

$$d1 = 172 \text{ mm}$$

$$\gamma c := 1.5$$

(Tab. 2.1.N NS-EN 1992-1-1)

$$f_{ck} := 16 \frac{N}{mm^2}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma c}$$

$$f_{cd} = 9.067 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_s := 1.25$$

(Tab. 2.1.1 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer)

$$f_{yk} := 400 \frac{N}{mm^2}$$

(Tab. 2.1.3 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer)

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{yd} = 320 \frac{N}{mm^2}$$

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

$$cc1 := 200 \text{ mm}$$

$$A_{s1} := \frac{\pi \cdot \phi 1^2}{4} \cdot \frac{b}{cc1}$$

$$A_{s1} = (1.005 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$x_1 := \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad x_1 = 44.352 \text{ mm}$$

$$x_{bal1} := 0.617 \cdot d_1 \quad x_{bal1} = 106.124 \text{ mm} \quad x_1 < x_{bal1} \rightarrow \text{Underarmert}$$

$$MR_{d1} := 0.8 \cdot x_1 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left( d_1 - \frac{0.8 \cdot x_1}{2} \right)$$

$$MR_{d1} = 49.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$ME_{d1} := 53.46 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad MR_{d1} < ME_{d1} \rightarrow \text{IKKE OK!}$$

### Kontroll av armeringstøyning

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

$$\xi_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} \quad \xi_{yd} = 0.002$$

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

$$x_1 = 44.352 \text{ mm}$$

$$d_1 = 172 \text{ mm}$$

$$\xi_{s1} := \frac{\xi_{cu} \cdot (d_1 - x_1)}{x_1} \quad \xi_{s1} = 0.01$$

$\xi_s > \xi_{yd} \rightarrow$  Armeringen flyter. Altså armeringen går til brudd før betongen knuses

### 209 $\varnothing 16$ c200, trykk

$$M_{cd1} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2$$

$$M_{cd1} = 73.763 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$ME_{d1} = 53.46 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad ME_{d1} < M_{cd1} \rightarrow \text{OK, trenger ikke å trykkarmere}$$



## 210 og 211 (ø8 200c/c)

Plate 210 og 211 har like dimensjoner, men plate 211 blir utsatt for størst moment og tester derfor bare den.

Lastkombinasjon som gir ugunstig moment for plate 210: Ingen nyttelast over plate 210 og 211

Lastkombinasjon som gir ugunstig moment for plate 211: Ingen nyttelast over plate 210.

$$\phi 2 := 8 \text{ mm}$$

$$h 2 := 100 \text{ mm}$$

$$c = 20 \text{ mm}$$

$$d 2 := h 2 - c - \frac{\phi 2}{2} \quad d 2 = 76 \text{ mm}$$

$$\gamma_c := 1.5 \quad (\text{Tab. 2.1.N NS-EN 1992-1-1})$$

$$f_{ck} := 16 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 9.067 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_s := 1.25 \quad (\text{Tab. 2.1.1 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer})$$

$$f_{yk} := 400 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (\text{Tab. 2.1.3 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer})$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 320 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

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

$$c c 2 := 200 \text{ mm}$$

$$A_{s2} := \frac{\pi \cdot \phi 2^2}{4} \cdot \frac{b}{c c 2} \quad A_{s2} = 251.327 \text{ mm}^2$$

$$x 2 := \frac{f_{yd} \cdot A_{s2}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad x 2 = 11.088 \text{ mm}$$

$$x_{bal2} := 0.617 \cdot d 2 \quad x_{bal2} = 46.892 \text{ mm} \quad x 2 < x_{bal2} \rightarrow \text{Underarmert}$$

$$MRd2 := 0.8 \cdot x2 \cdot b \cdot fcd \cdot \left( d2 - \frac{0.8 \cdot x2}{2} \right)$$

$$MRd2 = 5.756 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$MEd211 := 37.17 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad MRd2 < MEd211 \rightarrow \text{IKKE OK!}$$

$$MEd210 := 21.56 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad MRd2 < MEd210 \rightarrow \text{Ikke OK}$$

Må bruke karbonfiberbånd  
på begge plater.

### Kontroll av armeringstøyning

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

$$\xi_{yd} := \frac{f_{yd}}{Es} \quad \xi_{yd} = 0.002$$

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

$$x2 = 11.088 \text{ mm}$$

$$d2 = 76 \text{ mm}$$

$$\xi_{s2} := \frac{\xi_{cu} \cdot (d2 - x2)}{x2} \quad \xi_{s2} = 0.02$$

$\xi_s > \xi_{yd} \rightarrow$  Armeringen flyter. Altså armeringen går til brudd før betongen knuses

### Trykk plate 210 og 211

$$Mcd2 := 0.275 \cdot fcd \cdot b \cdot d2^2$$

$$Mcd2 = 14.401 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$MEd211 = 37.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$MEd211 > Mcd2 \rightarrow$  Ikke OK, plate 211 må trykkarmeres.

$$MEd210 = 21.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta MEd211 := MEd211 - Mcd2$$

$$h'_{211} := d2 - 5 \text{ mm}$$

$$As_{n\text{ød}211} := \frac{\Delta MEd211}{f_{yd} \cdot h'_{211}}$$

$$As_{n\text{ød}211} = (1.002 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$n_{211} := \frac{As_{n\text{ød}211}}{\pi \cdot (5 \text{ mm})^2}$$

$$cc_{211} := \frac{b}{n_{211}} \quad cc_{211} = 78.372 \text{ mm}$$

Usikker på om plater er trykkarmerte. Forslag til armering plate 211: ø10 cc300 i UK.

Pga konservative beregninger ved hjelp av stripemetoden og ingen momentoverføring i vegger, vil ikke plate 210 ha behov for trykkarmering.

## STØTTE B (Ø16 180c/c)

Lastkombinasjon: Ingen nytteplast over plate 211, dette gir ugunstig moment over støtte B.

$$\phi 2 := 16 \text{ mm}$$

$$h 2 := 100 \text{ mm}$$

$$c = 20 \text{ mm}$$

$$d 2 := h 2 - c - \frac{\phi 2}{2} \quad d 2 = 72 \text{ mm}$$

$$\gamma_c := 1.5 \quad (\text{Tab. 2.1.N NS-EN 1992-1-1})$$

$$f_{ck} := 16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 9.067 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_s := 1.25 \quad (\text{Tab. 2.1.1 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer})$$

$$f_{yk} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Tab. 2.1.3 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer})$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$cc 2 := 180 \text{ mm}$$

$$A_{s2} := \frac{\pi \cdot \phi 2^2}{4} \cdot \frac{b}{cc 2} \quad A_{s2} = (1.117 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$x 2 := \frac{f_{yd} \cdot A_{s2}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad x 2 = 49.28 \text{ mm}$$

$$x_{bal2} := 0.617 \cdot d 2 \quad x_{bal2} = 44.424 \text{ mm} \quad x 2 > x_{bal2} \rightarrow \text{Overarmert.} \\ \text{Betongen vil gå til brudd før} \\ \text{armeringen flyter.}$$

$$MR_{d2} := 0.8 \cdot x 2 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left( d 2 - \frac{0.8 \cdot x 2}{2} \right)$$

$$MR_{d2} = 18.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$MR_{d2} < ME_{d2} \rightarrow$  IKKE OK!

$$ME_{d2} := 53.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Burde vært trykkarmert ifølge dagens standard

### Kontroll av armeringstøying

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

$$\xi_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} \quad \xi_{yd} = 0.002$$

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

$$x_2 = 49.28 \text{ mm}$$

$$d_2 = 72 \text{ mm}$$

$$\xi_{s2} := \frac{\xi_{cu} \cdot (d_2 - x_2)}{x_2} \quad \xi_{s2} = 0.00161 \quad \xi_s < \xi_{yd} \rightarrow \text{Armeringen flyter ikke.}$$

Betongen vil gå til brudd før armeringen flyter

### Trykkapasitet støtte B

$$M_{cd2t} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_2^2$$

$$M_{cd2t} = 12.925 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed2} = 53.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{Ed2} := M_{Ed2} - M_{cd2t} \quad \Delta M_{Ed2} = 40.335 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h'2 := d_2 - 8 \text{ mm}$$

$$A_{s\_n\odot d} := \frac{\Delta M_{Ed2}}{f_{yd} \cdot h'2} \quad A_{s\_n\odot d} = (1.969 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_{s\_n\odot d}}{\pi \cdot (8 \text{ mm})^2} \quad cc4 := \frac{b}{n} \quad cc4 = 102.09 \text{ mm}$$

På grunn av mangel på armeringstegning, er det usikkert hvilken armering som er brukt i trykksone, forslag til armering:  $\varnothing 16$  cc110

## Drager R203 12Ø19

Lastkombinasjon: Ingen nyttelast over plate 209 og 211, dette gir ugunstig moment for drager.

$$\phi 3 := 19 \text{ mm}$$

$$h3 := 350 \text{ mm}$$

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

$$d3 := h3 - c - \frac{\phi 3}{2} \quad d3 = 320.5 \text{ mm}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{ck} := 16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 9.067 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_s := 1.25$$

(Tab. 2.1.1 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer)

$$f_{yk} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(Tab. 2.1.3 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer)

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

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

$$n3 := \frac{12}{1.6} + 1 \quad n3 = 8.5 \quad n3. := 9$$

$$cc3 := \frac{b}{n3.} \quad cc3 = 111.111 \text{ mm} \quad cc3. := 110 \text{ mm}$$

$$A_{s3} := \frac{\pi \cdot \phi 3^2}{4} \cdot \frac{b}{cc3.} \quad A_{s3} = (2.578 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$x3 := \frac{f_{yd} \cdot A_{s3}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad x3 = 113.715 \text{ mm}$$

$$x_{bal3} := 0.617 \cdot d3 \quad x_{bal3} = 197.749 \text{ mm} \quad x3 < x_{bal3} \rightarrow \text{Underarmert. Armeringen flyter før betong går til brudd.}$$

$$MRd3 := 0.8 \cdot x3 \cdot b \cdot fcd \cdot \left( d3 - \frac{0.8 \cdot x3}{2} \right)$$

$$MRd3 = 226.835 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$MEd3 := 27.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

MRd3 > MEd3 -> OK!

Antar at det ikke er nødvendig å teste trykkapasitet, ettersom høyden til drageren er såpass stor (h=350mm).

## A.2.2.4 Hjørne

### Momentkapasitet Hjørne

#### hjørne 210 x-retning (Ø16 200c/c)

$$\phi 1 := 16 \text{ mm}$$

$$h 1 := 200 \text{ mm}$$

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

Tab. 4.1 NS-EN 1992-1-1 -> XC3

Tab. NA.4.4.N NS-EN 1992-1-1 -> c=25+10=35

Armeringsøk viser at faktisk overdekning er på 20 mm

$$n := 28 \text{ antall armeringsjern}$$

$$cc 1 := \frac{1000 \text{ mm}}{n} = 35.714 \text{ mm}$$

$$d 1 := h 1 - c - \frac{\phi 1}{2} = 172 \text{ mm}$$

$$\gamma_c := 1.5 \quad (\text{Tab. 2.1.N NS-EN 1992-1-1})$$

$$f_{ck} := 16 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 9.067 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_s := 1.25 \quad (\text{Tab. 2.1.1 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer})$$

$$f_{yk} := 400 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (\text{Tab. 2.1.3 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer})$$

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

$$cc 1 = 35.714 \text{ mm}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 320 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$A_{s1} := \frac{\pi \cdot \phi 1^2}{4} \cdot \frac{b}{cc 1} \quad A_{s1} = (5.63 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$x 1 := \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad x 1 = 248.371 \text{ mm}$$

$$x_{bal1} := 0.617 \cdot d 1 \quad x_{bal1} = 106.124 \text{ mm} \quad x 1 < x_{bal1} \rightarrow \text{Underarmert}$$

$$MR_{d1} := 0.8 \cdot x 1 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left( d 1 - \frac{0.8 \cdot x 1}{2} \right)$$

$$MR_{d1} = 130.883 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$ME_{d1} := 79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$MR_{d1} > ME_{d1} \rightarrow \text{OK.}$

På grunn av hjørnet er firkantet blir det lokalt høye spenninger, dette vil i realiteten fordeles og vi får kapasitet, se figur under.



## Momentkapasitet Hjørne

### hjørne 211 y-retning (ø16 200c/c)

$$\phi 1 := 16 \text{ mm}$$

$$h 1 := 200 \text{ mm}$$

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

Tab. 4.1 NS-EN 1992-1-1 -> XC3

Tab. NA.4.4.N NS-EN 1992-1-1 ->  $c=25+10=35$

Armeringsøk viser at faktisk overdekning er på 20 mm

$$n_y := 31 + 21 = 52 \quad \text{antall armeringsjern}$$

$$cc_{1y} := \frac{9500 \text{ mm}}{n} = 339.286 \text{ mm}$$

$$d_{1y} := h 1 - c - \frac{\phi 1}{2} = 172 \text{ mm}$$

$$\gamma_c := 1.5 \quad (\text{Tab. 2.1.N NS-EN 1992-1-1})$$

$$f_{ck} := 16 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 9.067 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_s := 1.25 \quad (\text{Tab. 2.1.1 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer})$$

$$f_{yk} := 400 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (\text{Tab. 2.1.3 Bæreevneklassifisering av bruer, materialer})$$

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

$$cc_{1y} = 339.286 \text{ mm}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 320 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$A_{s1y} := \frac{\pi \cdot \phi 1^2}{4} \cdot \frac{b}{cc_{1y}} \quad A_{s1y} = (5.63 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$x_{1y} := \frac{f_{yd} \cdot A_{s1y}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad x_{1y} = 248.371 \text{ mm}$$

$$x_{bal1} := 0.617 \cdot d_1 \quad x_{bal1} = 106.124 \text{ mm} \quad x_1 < x_{bal1} \text{ --> Underarmert}$$

$$MRd1y := 0.8 \cdot x1y \cdot b \cdot fcd \cdot \left( d1y - \frac{0.8 \cdot x1}{2} \right)$$

$$MRd1y = 130.883 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$MEd1y := 77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

MRd1 > MEd1 -> OK.

På grunn av hjørnet er firkantet blir det lokalt høye spenninger, dette vil i realiteten fordeles og vi får kapasitet, se figur.

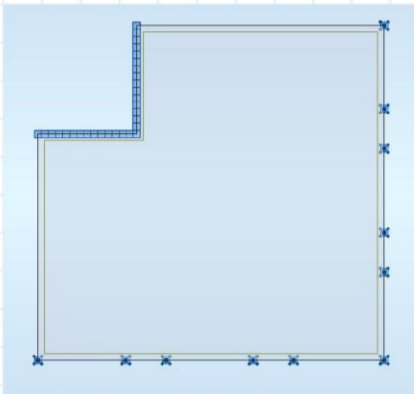
### Trykkapasitet i hjørnet

$$Mcdhj := 0.275 \cdot fcd \cdot b \cdot d1^2$$

$$Mcdhj = 73.763 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$MEd1 = 79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Hjørnet vil fremdeles ha trykkapasitet selv om  $Mcdhj < MEd1$ , fordi hjørnet er innovervendt og dermed blir det lokalt høye spenninger, dette vil i realiteten fordeles og vi vil ha kapasitet. se figur.



På grunn av manglende armeringstegning vet vi ikke hvilken armering som ligger i bunnen av dekket. Vi kan dermed ikke vite momentarm mellom trykk- og strekksone, men det vil fremdeles være kapasitet.

## A.2.3 Bjelkekontroll

### Bjelke 201

#### Momentkapasitet

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{16 \frac{N}{mm^2}}{1.5}$$

$$h := 0.45 \text{ m}$$

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

$$lengdebjelke := 6.125 \text{ m}$$

$$q := \left( \frac{105.3 \text{ kN}}{1.9 \text{ m}} \right) + \left( b \cdot h \cdot 1.2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{m^3} \right)$$

$$q = 59.471 \frac{\text{kN}}{m}$$

$$f_{yd} := \frac{400 \frac{N}{mm^2}}{1.25}$$

$$V_{ed} := q \cdot \frac{lengdebjelke}{2}$$

$$V_{ed} = 182.13 \text{ kN}$$

$$M_{ed} := \frac{1}{8} \cdot lengdebjelke^2 \cdot q$$

$$M_{ed} = 278.887 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d := h - 20 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \left( \frac{25 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$A_s := 6 \cdot \left( \frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi$$

$$x := f_{yd} \cdot \frac{A_s}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$x = 433.124 \text{ mm}$$

$$M_{rdt} := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (d - (0.4 \cdot x))$$

$$M_{rdt} = 220.776 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Mrd strekksone=221kNm

Kapasitet i forhold til moment i strekksone er ok.

Momentkapasitet overskridet med 58kNm. Må gjøres tiltak.

## Trykksone

$$Mrdc := 0.275 \cdot fcd \cdot b \cdot d^2$$

$$Mrdc = 124.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$DeltaMed := Med - Mrdc$$

$$DeltaMed = 154.677 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Må trykkarmeres i trykksonen for Deltamed=155kNm, men vi vet at trykkarmering er lik som strekkarmering så det er ok.

## Skjærkapasitet i betongen

$$fck := 16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$z := 0.9 \cdot d$$

$$\gamma_1 := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{fck}{250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \right)$$

$$\cot 21.8 := 2.5$$

$$\tan 21.8 := 0.4$$

$$Vrdmax := b \cdot z \cdot \gamma_1 \cdot fcd \cdot \frac{1}{(\cot 21.8 + \tan 21.8)}$$

$$Vrdmax = 193.183 \text{ kN}$$

Vrd > Ved ok!

$$asw := \left( \frac{10 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot 2$$

$$s1 := asw \cdot z \cdot fyd \cdot \frac{2.5}{Ved}$$

$$s1 = 253.045 \text{ mm}$$

$$\delta := 0.1 \cdot \frac{\sqrt[2]{16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}}{400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

$$s2 := \frac{asw}{\delta \cdot 300}$$

$$s2 = 523.599 \text{ mm}^2$$

$$h' := d - 20 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \left( \frac{25 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$s_3 := 0.6 \cdot h'$$

$$s_3 = 219 \text{ mm}$$

max c/c avstand bøyler 219mm

I realiteten er avstanden på bøylerne 250mm, ikke innenfor kravene. Dette er et geometrikrav og ikke et krav i forhold til lasten. Bjelken overholder alle krav ellers. Bjelken vil altså holde, men det vil ikke være godkjent i forhold til betongstandarder.

## Bjelke 202

$$f_{yk} := 400 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.25}$$

$$f_{ck} := 16 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cd} := f_{ck} \cdot \frac{0.85}{1.5}$$

$$h := 0.45 \text{ m}$$

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

$$\text{lengdebjelke} := 6.125 \text{ m}$$

$$q := \left( \frac{54.88 \text{ kN}}{1.9 \text{ m}} \right) + \left( b \cdot h \cdot 25 \frac{\text{kN}}{m^3} \cdot 1.2 \right)$$

$$q = 32.934 \frac{\text{kN}}{m}$$

$$V_{ed} := q \cdot \frac{\text{lengdebjelke}}{2}$$

$$V_{ed} = 100.861 \text{ kN}$$

$$M_{ed} := q \cdot \frac{\text{lengdebjelke}^2}{8}$$

$$M_{ed} = 154.443 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Momentkapasitet

$$d := h - 20 \text{ mm} - \left( \frac{25 \text{ mm}}{2} \right) - 10 \text{ mm}$$

$$a_s := 5 \cdot \left( \frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi$$

$$x := f_{yd} \cdot \frac{a_s}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$M_{rdt} := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (d - (0.4 \cdot x))$$

$$M_{rdt} = 206.658 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{rdt} > M_{ed}$  ok

Trykk

$$M_{rdc} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{rdc} = 124.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Må trykkarmeres, men vi vet at trykkarmering OK er det samme som strekkarmering UK så det er ok.

$$\Delta M_{ed} := M_{ed} - M_{rdc}$$

$$\Delta M_{ed} = 30.233 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Skjærkapasitet betongen

$$z := 0.9 \cdot d$$
$$\gamma_1 := 0.6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{N}{mm^2}} \right) \quad \begin{array}{l} \cot 21.8 := 2.5 \\ \tan 21.8 := 0.4 \end{array}$$

$$V_{rdmax} := b \cdot z \cdot f_{cd} \cdot \gamma_1 \cdot \frac{1}{(\cot 21.8 + \tan 21.8)} \quad V_{rd} > V_{ed} \text{ ok.}$$

$$V_{rdmax} = 193.183 \text{ kN}$$

$$a_{sw} := \left( \frac{10 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot 2$$

$$s_1 := a_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \frac{2.5}{V_{ed}}$$
$$s_1 = 456.937 \text{ mm}$$

$$\delta := 0.1 \cdot \frac{\sqrt[2]{16 \frac{N}{mm^2}}}{400 \frac{N}{mm^2}}$$

$$s_2 := \frac{a_{sw}}{b \cdot \delta}$$

$$s_2 = 523.599 \text{ mm}$$

$$h' := d - 20 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \left( \frac{25 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$s_3 := 0.6 \cdot h'$$

$$s_3 = 219 \text{ mm}$$

Avstand bøyer må minimum være 219mm, i realiteten er avstanden 250. Bjelken overholder resten av kravene. S3 er et geometrikrav i betongstandarden, dette betyr at det ikke blir brudd i bjelken, men den er fortsatt ikke godkjent i forhold til betongstandarden.

## A.2.4 Kontroll av søyle- og veggkapasitet

### Strekksøyle i hjørne

$$f_{yk} := 400 \frac{N}{mm^2}$$

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

$$f_{ck} := 16 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.25}$$

$$f_{yd} = 320 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85$$

$$A_s := \left( \pi \cdot \left( \frac{\phi}{2} \right)^2 \right) \cdot 4$$

$$A_s = 804.248 \text{ mm}^2$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 9.067 \frac{N}{mm^2}$$

Det antas etter manglende informasjon at hjørnesøylen har lik armering som fasadesøylene. Dette gir en strekkapasitet på 257kN. Som er mye høyere enn strekkraften søylen er utsatt for. OK!

Verdier for NEd og MEd er hentet fra ROBOT fil.

Hjørnesøylen utsettes for vindlast på vegger fra både sone A og sone D, men sone A har høyere formfaktor og gir derfor et høyere moment. Ettersom søylen er symmetrisk armert blir dette momentet dimensjonerende.

$$N_{rd} := f_{yd} \cdot A_s = 257.359 \text{ kN}$$

$$N_{ed} := 127.240 \text{ kN}$$

$$f_{cd} := \left( 0.85 \cdot \frac{16}{1.5} \right) \frac{N}{mm^2}$$

$$h_{strek} := 480 \text{ mm}$$

$$b_{strek} := 480 \text{ mm}$$

$$h' := 480 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 32 \text{ mm}$$

$$a_{strek} := h_{strek} \cdot b_{strek} = (2.304 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$\frac{h'}{h_{strek}} = 0.85$$

$$e = \max\{h/30, 20\text{mm}\}$$

$$\frac{h_{strek}}{30} = 0.016 \text{ m}$$

$$e_{strek} := 20 \text{ mm}$$

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



$$m_{0strek} := (N_{ed} \cdot e) + (6.152 \text{ kN} \cdot e)$$

$$n_{strek} := \frac{N_{ed}}{f_{yd} \cdot A_s} = 0.494$$

$$m_{strek} := \frac{m_{0strek}}{f_{cd} \cdot a_{cstrek} \cdot h_{strek}} = 0.003$$

$$w_{strek} := 0.11$$

$\omega_{strek}$  avlest i mn-diagram

$$A_{s\_moment} := \frac{w_{strek} \cdot f_{cd} \cdot a_{cstrek}}{f_{yd}} = 718.08 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\_frastrek} := \frac{\left(\frac{N_{ed}}{2}\right)}{f_{yd}} = 198.813 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\_totalstrekside} := A_{s\_frastrek} + A_{s\_moment} = 916.893 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\_strekellertrykkside} := \frac{A_s}{2} = 402.124 \text{ mm}^2$$

Strekksøylen utsettes for vindlast fra sone d og sone A, men A er størst og blir da det dimensjonerende momentet, ettersom tverrsnittet er symmetrisk.



## Trykksøylefasade

NS-EN 1992-1-1 [NA.5.8.3.1]

$$b := 300 \text{ mm} \quad h := 480 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = 9.067 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad f_{yk} = 400 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} = 320 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$A_s = 804.248 \text{ mm}^2 \quad \phi = 16 \text{ mm}$$

$$l_0 := 2700 \text{ mm} \quad i_y := 0.29 \cdot h \quad i_x := 0.29 \cdot b$$

$$\lambda_y := \frac{l_0}{i_y} \quad \lambda_x := \frac{l_0}{i_x}$$

$$\lambda_y = 19.397$$

$$\lambda_x = 31.034$$

$$N_{ed\text{fasade}} := 870.12 \cdot kN$$

$$ac := b \cdot h \quad ac = 0.144 \text{ m}^2$$

$$n := \frac{N_{ed\text{fasade}}}{f_{cd} \cdot ac} = 0.666$$

$$k_a := 1$$

$$\omega := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot ac} = 0.197$$

$$\text{normalisertslankhet}_y := \lambda_y \cdot \left( \sqrt[2]{\left( \frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega} \right)} \right) = 13.41$$

$$\text{normalisertslankhet}_x := \lambda_x \cdot \left( \sqrt[2]{\left( \frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega} \right)} \right) = 21.457$$

$$e = \max\{h/30, 20\text{mm}\}$$

$$\frac{h}{30} = 0.016 \text{ m}$$

$$e_{\text{trykk}} := 20 \text{ mm}$$

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

$$M0edy := \left( 7.69 \cdot \text{kN} \cdot \frac{2.7^2 \text{ m}}{2} \right) + (\text{Nedfasade} \cdot e.) = 45.432 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M0edy}{\text{Nedfasade}} = 52.214 \text{ mm}$$

$$M0edx := \text{Nedfasade} \cdot e. = 17.402 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M0edx}{\text{Nedfasade}} = 20 \text{ mm}$$

M0ed/Ned < h eller b må derfor ta hensyn til effektive kryptall for både x- og y-retning.

$$m0eqpy := \left( \frac{1}{1.05} \cdot \left( 8.349 \text{ kN} \cdot \frac{2.7^2 \text{ m}}{2} \right) \right) + \left( \frac{\text{Nedfasade} \cdot e.}{1.2} \right) = 43.485 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m0eqpx := \text{Nedfasade} \cdot \frac{e.}{1.2} = 14.502 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra figur 3.1 i EC2 antas det at betongen ble påført trykklast på dens 28. dag etter støping. Kryptallet blir da 1.

$$kryp := 1$$

$$effkrypy := kryp \cdot \frac{m0eqpy}{M0edy}$$

$$effkrypy = 0.957$$

$$Akrypy := \frac{1.25}{(1 + (0.2 \cdot effkrypy))}$$

$$Akrypy = 1.049$$

$$effkrypax := kryp \cdot \frac{m0eqpx}{M0edx}$$

$$effkrypax = 0.833$$

$$Akrypax := \frac{1.25}{(1 + (0.2 \cdot effkrypax))}$$

$$Akrypax = 1.071$$

Akryp skal være mindre enn eller lik 1.

$$\lambda_{grensey} := 13 \cdot 1$$

$$\lambda_{grensey} = 13$$

$$\lambda_{grensex} := 13 \cdot 1$$

$$\lambda_{grensex} = 13$$

Søylen er slank om begge aksene

Begynner med beregning i sterk akse.

$$e1 := \frac{M0edy}{\text{Nedfasade}} = 52.214 \text{ mm}$$

$$e_{min} := \frac{h}{30} = 16 \text{ mm} \quad e_1 > e_{min} \rightarrow \text{Ok eksentrisitet}$$

$$n_{sterk} := \frac{Nedfasade}{f_{cd} \cdot ac} = 0.666$$

$$h' := 480 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 32 \text{ mm} \quad \frac{h'}{h} = 0.85$$

$$\omega = 0.197$$

$$c := 10 \quad \text{NS-EN 1992-1-1 [5.8.8.2(4)]}$$

$$n_{\mu} := 1 + \omega \quad n_{bal} := 0.4$$

$$k_r := \frac{n_{\mu} - n}{n_{\mu} - n_{bal}} = 0.666 \quad k_r < 1 \rightarrow \text{OK}$$

$$\beta_y := 0.35 + \left( \frac{16}{200} \right) - \left( \frac{\lambda_y}{150} \right)$$

$$k_{\varphi y} := 1 + \beta_y + e_{ffkrypy} = 2.258 \quad k_{\varphi y} > 1,0 \rightarrow \text{OK}$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{2.17}{1000} = 0.00217$$

$$d_y := 480 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 16 \text{ mm}$$

$$krumning_{0y} := \frac{\varepsilon_{yd}}{0.45 \cdot d_y} = 0.011 \frac{1}{m}$$

$$krumning_y := k_r \cdot k_{\varphi y} \cdot krumning_{0y}$$

$$e_{2y} := krumning_y \cdot \frac{l_0^2}{c} \quad e_{2y} = 11.901 \text{ mm}$$

$$M_{edy} := M_{0edy} + (Nedfasade \cdot e_{2y}) \quad M_{edy} = 55.788 \text{ kN} \cdot m$$

$$m_y := \frac{M_{edy}}{f_{cd} \cdot ac \cdot b} \quad m_y = 0.142$$

$$n = 0.666$$

$$w_y := 0.05 \quad w_y \text{ avlest i mn-diagram}$$

$$A_{sn\ddot{o}dvendig} := \frac{(2 \cdot w_y \cdot f_{cd} \cdot ac)}{f_{yd}} = 408 \text{ mm}^2$$

### Svak akse (slank)

$$\omega := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{a_c \cdot f_{cd}} = 0.197$$

$$c := 10$$

$$n\mu := 1 + \omega \qquad n_{bal} := 0.4$$

$$kr := \frac{n\mu - n}{n\mu - n_{bal}} = 0.666 \qquad kr < 1,0 \rightarrow \text{OK}$$

$$\beta_{ax} := 0.35 + \left(\frac{16}{200}\right) - \left(\frac{\lambda x}{150}\right)$$

$$k\varphi_x := 1 + \beta_{ax} + e_{ffkrypx} = 2.056 \qquad k\varphi_x > 1,0 \rightarrow \text{OK}$$

$$\varepsilon_{yd} = 0.00217$$

$$d := 300 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 16 \text{ mm}$$

$$krumning_{0x} := \frac{\varepsilon_{yd}}{(0.45 \cdot d)} = 0.018 \frac{1}{m}$$

$$krumning := kr \cdot k\varphi_x \cdot krumning_{0x}$$

$$e_2 := krumning \cdot \frac{l_0^2}{c} \qquad e_2 = 18.23 \text{ mm}$$

$$M_{edx} := M_{0edx} + (N_{edfasade} \cdot e_2) \qquad M_{edx} = 33.265 \text{ kN} \cdot m$$

$$m_x := \frac{M_{edx}}{f_{cd} \cdot a_c \cdot b} \qquad m_x = 0.085$$

$$n = 0.666$$

$$b' := 300 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 32 \text{ mm} \qquad \frac{b'}{b} = 0.76$$

$$\omega_x := 0 \qquad a_{sn\ddot{o}dvendigx} := 0 \qquad \omega_x \text{ avlest i mn-diagram}$$

## Søyletype2 Kontroll

$$N_{edtype2} := 340.855 \cdot kN$$

$$N_{rdtype2} := f_{cd} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 150 \text{ mm}$$

$$N_{rdtype2} = 408 \text{ kN} \quad N_{Ed} < N_{Rd} \rightarrow \text{OK}$$

Ukjent armering gjør det utfordrende å finne kapasitet for moment pga. vindlast og eksentrisitet på  $N_{Ed}$ . Den har derimot god knusnings kapasitet, og antar dermed tilstrekkelig kapasitet.

## Vegg knusing

$$N_{rdvegg8} := f_{cd} \cdot 150 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm}$$

$$N_{rdvegg8} = (1.36 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N_{edvegg8} := 1251.048 \cdot kN$$

$N_{Rd} > N_{Ed} \rightarrow \text{OK!}$  vegg knuses dermed ikke.

## Lokal knusning under vegg 2 etter 6.7 i NS-EN 1992-1-1

Vi kan utvide bredde på lasten, og fordeler da trykket slik at vegg ikke knuser.

$$N_{Ed} := 1225.39 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} := f_{cd} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 0.18 \text{ m} = 244.8 \text{ kN}$$

$$N_{Rd, \text{fordelt}} := N_{Rd} \cdot 3 = 734.4 \text{ kN}$$

Vegg 4 i etasje 7 kommer til å knuse lokalt på grunn av vegg 2 i 8-10 etasjen. Må gjøres tiltak.

## A.2.5 Gjennomlokking

### Gjennomlokking

#### Trykkbruddkontroll ved søylekant (Kontrollsnitt 0)

$$c1 := 280 \text{ mm}$$

$$c2 := 300 \text{ mm}$$

$$\beta := 1.4$$

$$dy := 200 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - 8 \text{ mm} = 156 \text{ mm}$$

$$dx := 200 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 8 \text{ mm} = 172 \text{ mm}$$

$$deff := \frac{dy + dx}{2} \quad deff = 164 \text{ mm}$$

$$u0 := c2 + 3 \cdot deff \quad u0 = 0.792 \text{ m} \quad u0 = c2 + 3d < c2 + 2c1$$

$$u.0 := c2 + 2 \cdot c1 \quad u.0 = 0.86 \text{ m}$$

Bruker  $u0 = 747$

$$VEd := 33.4 \text{ kN}$$

$$\nu Ed := \beta \cdot \frac{VEd}{u0 \cdot deff} \quad \nu Ed = 0.36 \text{ MPa}$$

$$fck := 16$$

$$v := 0.6 \cdot \left( 1 - \left( \frac{fck}{250} \right) \right) \quad v := 0.562 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$fcd := 0.85 \cdot \frac{fck}{1.5} \quad fcd := 9.067 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$VRd,max := 0.4 \cdot v \cdot fcd \quad VRd,max = 2.038 \text{ MPa}$$

$$\nu Ed = 0,36 < VRd,max = 2,038 \rightarrow \text{OK!}$$



### Kontrollsnitt 1

$$c1 = 280 \text{ mm}$$

$$c2 = 300 \text{ mm}$$

$$d_{eff} = 164 \text{ mm}$$

$$u1 := 2 \cdot \pi \cdot d_{eff} + 2 \cdot c1 + c2$$

$$u1 = 1.89 \text{ m}$$

$$\beta = 1.4$$

$$VEd = 33.4 \text{ kN}$$

$$\nu_{Ed1} := \beta \cdot \frac{VEd}{u1 \cdot d_{eff}}$$

$$\nu_{Ed1} = 0.151 \text{ MPa}$$

Skjærspenningskapasitet uten skjærarmering

$$K := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{eff}}}$$

$$K = 2.104 \quad K < 2.0$$

$$K.1 := 2$$

$$k2 := 0.15$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$CRdc := \frac{k2}{\gamma_c}$$

$$CRdc = 0.1$$

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

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

$$r := 8 \text{ mm} \quad (\text{Ø16})$$

$$As_{ly.mid} := \frac{b}{cc} \cdot \pi \cdot r^2$$

$$As_{ly.mid} = (1.005 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$As_{lx.mid} := \frac{b}{cc} \cdot \pi \cdot r^2$$

$$As_{lx.mid} = (1.005 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Etter manglende armeringstegning, antas det lik armering og senteravstand i x- og y-retning

$$\rho_{ly} := \frac{As_{ly.mid}}{b \cdot d_{eff}}$$

$$\rho_{ly} = 0.006$$

$$\rho_{lx} := \frac{As_{lx.mid}}{b \cdot d_{eff}}$$

$$\rho_{lx} = 0.006$$

$$\rho_1 := \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lx}}$$

$$\rho_1 = 0.006$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot K \cdot 1.1^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.396$$

$$v_{min} := 0.396 \text{ MPa}$$

$$v_{Rdc} := CR_{dc} \cdot K \cdot 1.1 \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0.428$$

$$v_{Rdc} := 0.428 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed1} = 0.151 \text{ MPa}$$

$$k_{max} := 1.5$$

2a) (6.52)

$$v_{Ed,1} < k_{max} \cdot \max\{v_{Rd,c}, v_{min}\}$$

$$v_{Rdc} = 0.428 \text{ MPa} > v_{min} = 0.396 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} := k_{max} \cdot v_{Rdc} = 0.642 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed1} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{OK!}$$

Maksimal skjærstrekkapasitet er stor nok.

2b) Må det skjærarmeres?

$$v_{Ed,1} > \max\{v_{Rd,c}, v_{min}\}$$

$$v_{Ed1} = 0.151 \text{ MPa} < v_{Rdc} = 0.428 \text{ MPa}$$

Nei, Trenger ikke å skjærarmere.

# Vedlegg B – OS-prog

## B.1 Lastberegninger

### B.1.1 Vindlast

Vindhastighet og vindkasthastighet (Qkast)

Norge  Sverige

Fylke: Hordaland Kommune: Bergen Referansevind Vb,0: 26 m/s

Faktorer for beregning av basisvindhastighet, Vb

Høyde over havet: 3.4 m → C-alt: 1  
Returperiode (år):  50  100 C-prob: 1  
Årstidsfaktoren: C-season: 1 Hele året

Region (dimensjonerende vindretning)  
Bruk retningsfaktor C-dir = 1 C-dir: 1

Høyde fra grunnivå til referansenivå [m]  
Ze: 29.73 m

Terrengkategorier og tilhørende parametere  
Kategori:  0  I  II  III  IV  
Kystnær, opprørt sjø, åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker.

Overgangssone (Nabosone A)  
Xb: 3000 m  
Kategori:  0  I  II  III  IV

Terrengformfaktor Co(z) og turbulensfaktor KI  
Ingen topografisk påvirkning. Co(z)=1 og KI=1  
Skjema for beregning av Co(z) -->

Terrengformfaktor Co(z)	1
Turbulensfaktor KI	1

Beregnet vindhastighet

Vkast	49,8	m/s
Qkast	1,55	kN/m <sup>2</sup>

Vindlast på hus []

Beregning for Tak Beregning for Yttervegg

Taktype  
 Frittstående tak

Takavslutning  
 Skarp kant  Parapet  
hp/h: 0.025

Geometri for bygg (mm)  
L1: 22400 L2: 26700 Høyde (H): 29730  
Grunnflate Snitt: Tak og vegg

Vindhastighet  
Bestem hastighetstrykket  
Vkast: 49.8 m/s Qkast: 1.55 kN/m<sup>2</sup>

Innvendig vindlast  
 1. Bygning med dominerende vindfasade  
 2. Bygning uten dominerende vindfasade

Uten dominerende fasader  
 Gi areal av åpninger for hver vegg. (event. forholdstall)  
 Beregn innvendig vindlast for u=0.2 overtrykk og u=-0.3 (undertrykk)

**Resultater: Vindlast på yttervegger**

Utvendig vindlast

Vis resultater for:

Cpe10  
 Cpe1

	e	mm
	26700	mm

	Cpe	Statisk last kN/m2
A	-1,20	-1,86
B	-0,80	-1,24
C		
D	0,80	1,24
E	-0,52	-0,80

	e	mm
	22400	mm

	Cpe	Statisk last kN/m2
A	-1,20	-1,86
B	-0,80	-1,24
C	-0,50	-0,77
D	0,80	1,24
E	-0,51	-0,78

Innvendig vindlast

	Cpi	Statisk last
Undertrykk	-0,30	-0,46
Overtrykk	0,20	0,31

## B.1.2 Snølast

Norge  Sverige

Fylke: Hordaland Snølast Sk [kN/m2]: 2

Kommune: Bergen

Sted: Eksponeringskoeff.: Ce 0.8 Vindutsal Termisk koeff.: Ct 1  Snøfanger

Tak type

Geometri (mm)

b1 20000 b2 b3 b4 b5 b6 b7

h1 0 h2 h3 h4

Input Data  
Beregning  
Avslutt

Norge     Sverige

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

Kommune: Bergen    Juster snølast (høydeøkning)

Sted:     Eksponeringskoeff.: Ce 0.8    Termisk koeff.: Ct 1     Snøfanger

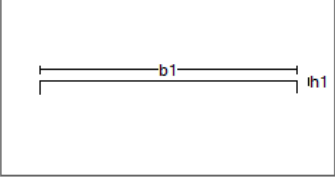
? Print Save

Input Data

Beregning

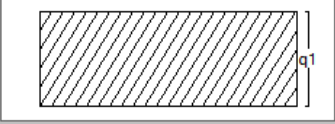
Avslutt

---



Geometri (mm)	
b1	20000
h1	0

---

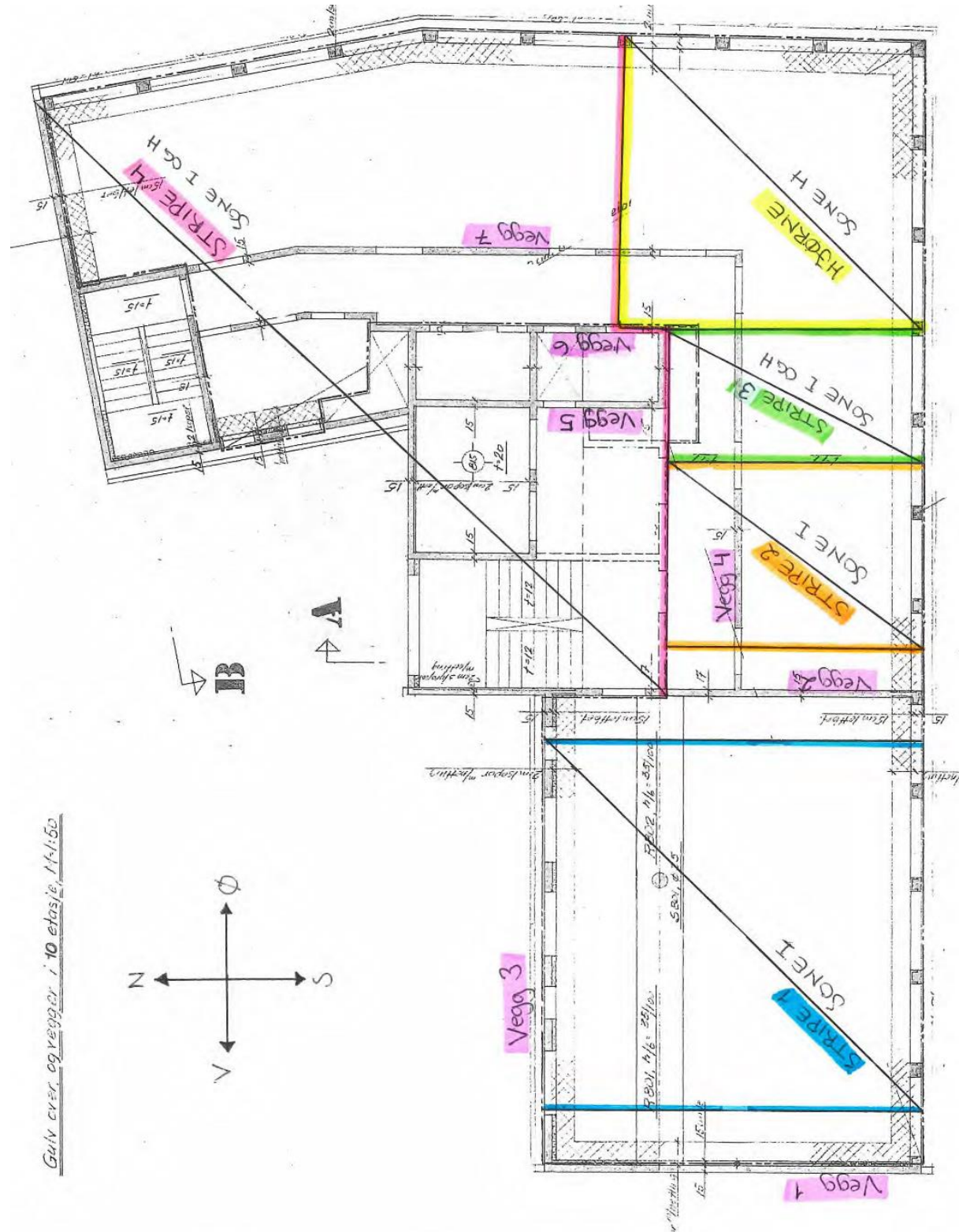


Beregnet last (kN/m <sup>2</sup> )	
Lt.nr	1
q1	1,28

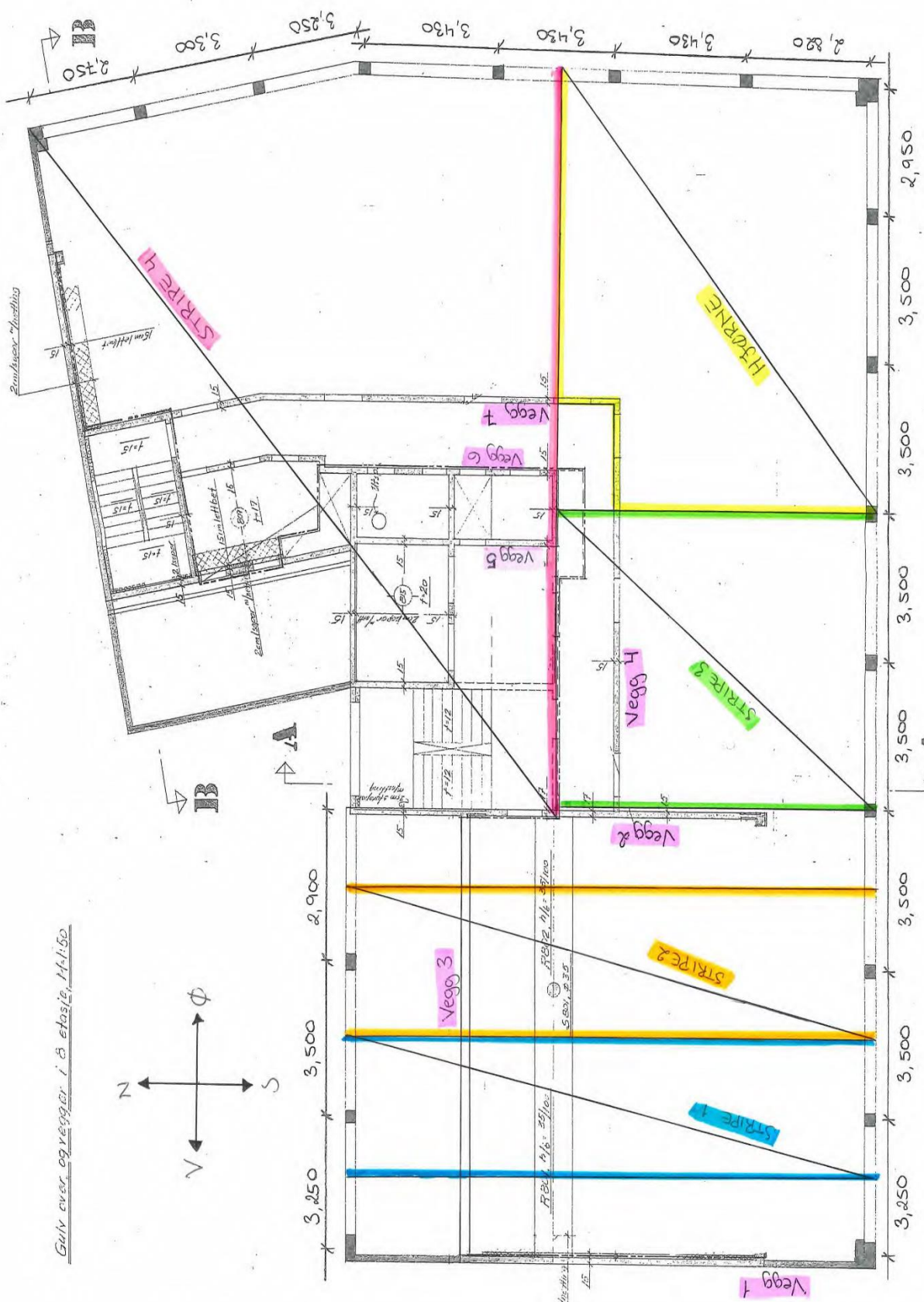
# Vedlegg C – Figurer

## C.1 Stripeinndeling av bygget

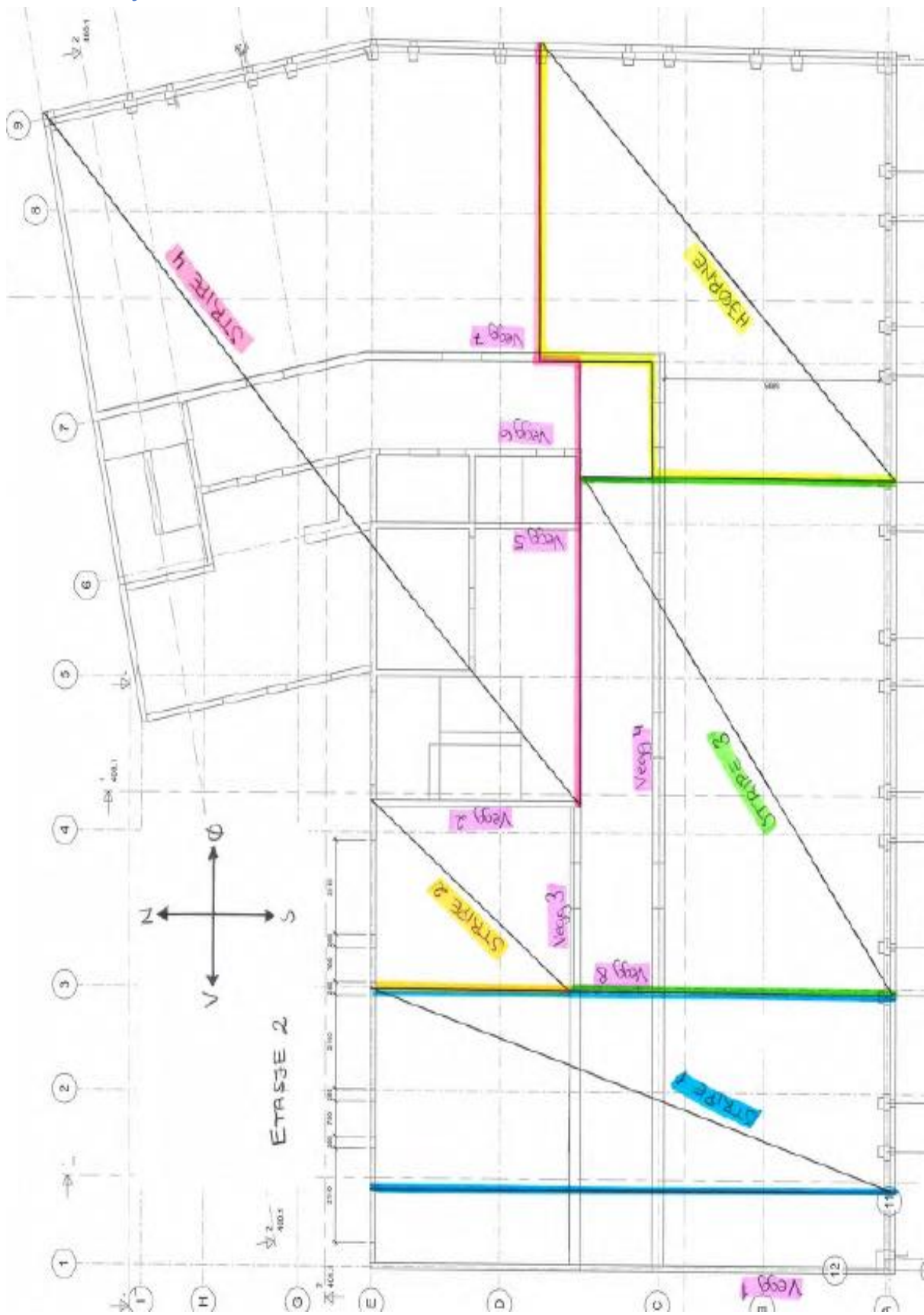
### C.1.1 Etasje 10



### C.1.2 Etasje 9 og 8



### C.1.3 Etasje 2





## C.2 Dekkart etasje 2

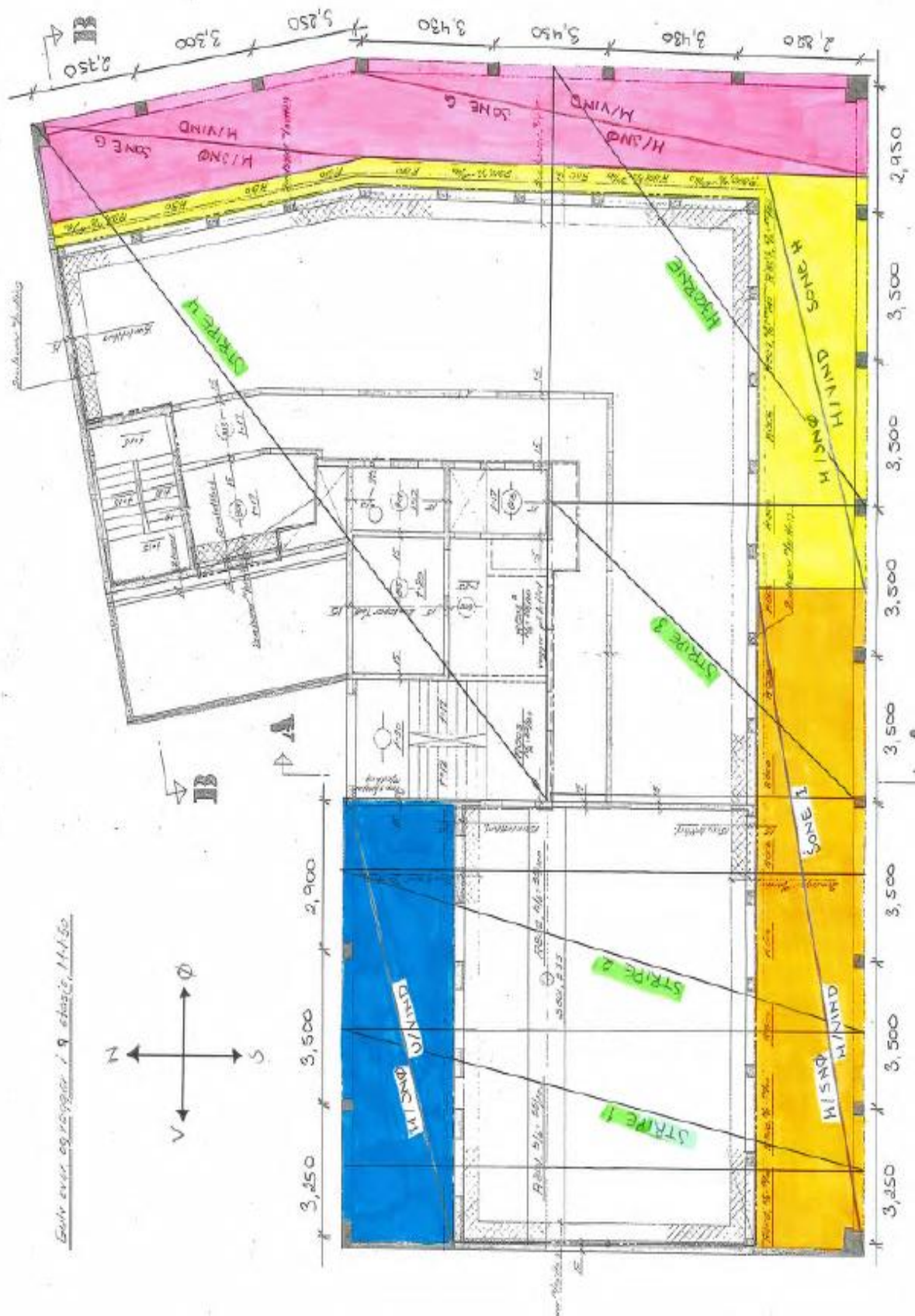


## C.3 Vind og snøkart

### C.3.1 Etasje 10



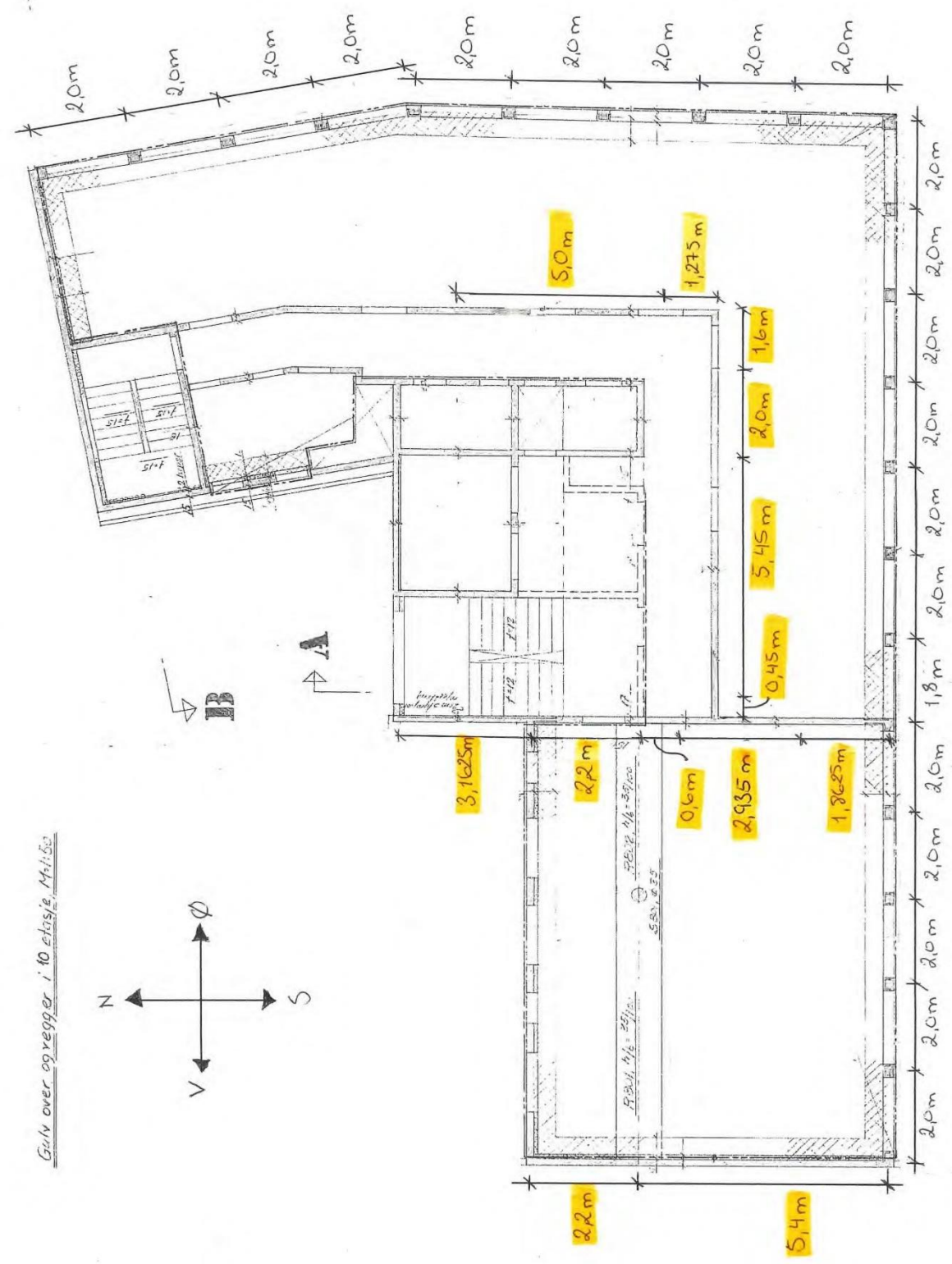
### C.3.2 Etasje 9



*Denne er en tegning av etasje 9, 11.11.50*

# C.4 Vegg lengder

## C.4.1 Etasje 10

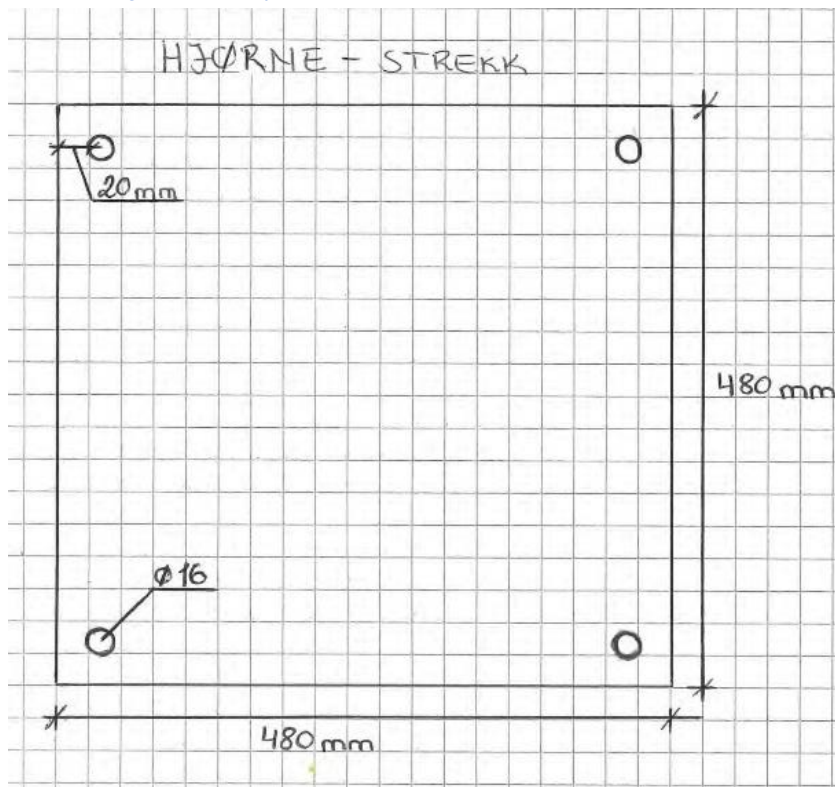




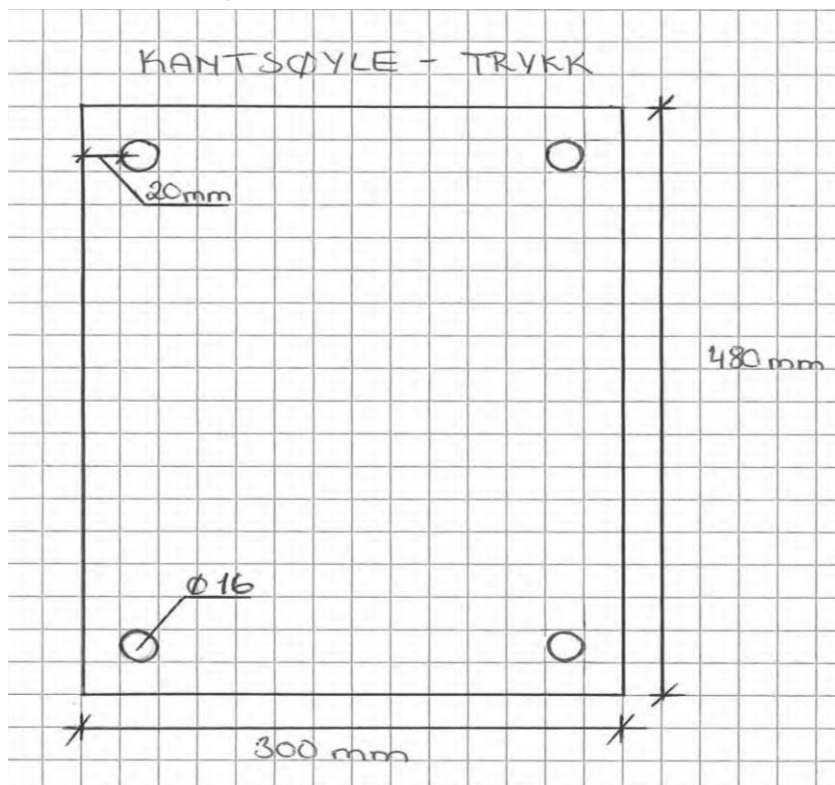


## C.5 Søyle- og bjelkesnitt

### C.5.1 Hjørnesøyle



### C.5.2 Kantsøyle



### C.5.3 Bjelke

