

# Rossi Danmark ApS's nye lager- og kontorbygning

7. semester afgangsprøjsprojekt

06-01-2014

Allan Vind



**Aalborg Universitet Esbjerg – Byggeri & Anlægskonstruktion**

Projekttitel: Rossi Danmarks ApS's nye lager- og kontorbygning  
Projektperiode: 01/10 2013 til 06/01 2014  
Afleveringsdato: 06/01 2014  
Vejledere: Ole Diget Jensen  
Antal sider:

**Synopsis:**

Denne rapport omhandler nybyggeriet af Rossi Danmarks ApS's lager- og kontorbygning. Bygningen opføres i et industriområde i det nordlige Vejle og vil blive udført som en rektangulær kasse, med kontordele i to etager i den ene ende, og lagerhal i den anden. Byggeriet består hovedsagligt af betonelementer, heriblandt sandwichelementer som ydervægge, alm. vægelementer som indervægge, betondæk som etageadskillelser samt ribbedækelementer som tagskive. Foruden dimensionering af disse elementer, er der i projektet blevet regnet på funderingen af byggeriet, samt udført beregninger på bygnings stålkonstruktioner.

**Underskrifter:**

Allan Vind

\_\_\_\_\_

## 1 English Summary

In this graduation project a new domicile by Rossi Danmark ApS is dimensioned. The building which is to be placed in Vejle, will consist of a storage department and an administration office. The building will be 65m long, 17,8m wide and 7,3m high. The storage department will be placed on the ground floor in the northern part of the building, while the administration office will be placed in the southern part, on both the ground floor and first floor. The administration department will be around 1000 square meters while the administration will be around a total of 400 square meters. This gives a grand total of approximately 1400 square meters.

The project is based on architectural drawings which included sectional drawings, floor plans, façade drawing and a 3D drawing of the building. More detailed drawings have afterwards been made by the student, and the calculations of the project are based on these drawings.

The construction will mainly consist of precast concrete elements and while there are also steel constructions being calculated, the main focus in the report will be the concrete elements. All calculations are based on the standard procedures of the Eurocodes and Danish standards.

In the report, the location of the construction and its district plan are described and it is ensured, that the design of the building does not differ from the restrictions in the district plan, so that no new plan is needed. Following is the section in which the loads are determined. Both the vertical and horizontal loads are led from their attacking point and to the foundation of the building and into the ground.

For these foundations, calculations will be made in both sand and clay, since both have been found near the construction. The worst-case scenario is in clay and will thus be the determining calculations to finding the size of the foundations.

As for the vertical loads, stabilizing walls have to be chosen to distribute the load. Since the building's bearing walls are made of precast concrete elements, calculations have to be made, to make sure that the wall will not overturn or slide when obtaining horizontal load. Some of these have not been able to withstand the load and have been reinforced.

As mentioned, some steel constructions have been calculated as well. The south end façade is made entirely of windows and glazing. These are connected to steel columns. These columns also bear a steel beam, which will bear the first floor structure. The bending of these columns have been the main issue, since they are connected to glass which splinters easily. Precautions have been taken and the size of the columns have been determined.

The project does not include installation-related calculations.

## 2 Forord

Projektet er udarbejdet i efteråret 2013 og januar 2014 af Allan Vind, som afgangsprøve på 7. semester på Aalborg Universitet Esbjerg. Rapporten henvender sig til medstuderende, som er interesserede i betonbyggerier samt til vejledere og censor.

Projektet bygger på et skitseprojekt over bygningen, og på baggrund af dette, er der i projektet blevet udformet et sæt tegninger og beregninger på bygningens konstruktionsmæssige dele. Der er derfor ikke lavet beregninger på installationsfagene i byggeriet. Projektet er tiltænkt som en del af et udbudsmateriale, der skal sendes ud til entreprenørfirmaerne. I et normalt udbudsmateriale vil der indgå følgende:

1. Tilbudsliste
2. Fagbeskrivelser
3. Tegningsmateriale
4. Beregningsgrundlag
5. Handelsbetingelser

Denne rapport vil fungere som et udvidet beregningsgrundlag, og de tilhørende tegninger vil klassificeres som det tilhørende tegningsmateriale.

Rapporten er delt op således, at der i de første afsnit vil blive beskrevet bygningens placering og dens dertilhørende lokalplan, samt informationer om designkriterierne til bygningen. Dernæst vil lasterne blive opgjort, inden dimensioneringen af bygningsdelene vil finde sted. Bagerst i projektet findes en bilagsmappe og en tegningsmappe.

Jeg vil gerne rette stor tak til min vejleder Ole Diget Jensen for hans vejledning under projektforløbet samt min hovedvejleder Sven, som har hjulpet i opstartsfasen med de praktiske ting.

## Indholdsfortegnelse

|       |                                                                          |    |
|-------|--------------------------------------------------------------------------|----|
| 1     | English Summary .....                                                    | 3  |
| 2     | Forord.....                                                              | 4  |
| 3     | Indledning .....                                                         | 9  |
| 4     | Grundinformation .....                                                   | 9  |
| 4.1   | Beliggenhed .....                                                        | 9  |
| 4.2   | Lokalplan .....                                                          | 9  |
| 4.3   | Byggeriets opbygning.....                                                | 10 |
| 5     | Designbasis .....                                                        | 11 |
| 5.1   | Referencer.....                                                          | 11 |
| 5.2   | Sikkerhed .....                                                          | 12 |
| 5.3   | Partialkoefficienter .....                                               | 12 |
| 5.4   | Styrke- og stivhedstal .....                                             | 13 |
| 5.5   | Dimensioneringskriterier .....                                           | 13 |
| 6     | Laster.....                                                              | 14 |
| 6.1   | Snelast.....                                                             | 14 |
| 6.2   | Vindlast.....                                                            | 15 |
| 6.3   | Egenlast .....                                                           | 24 |
| 6.4   | Nyttelast.....                                                           | 26 |
| 6.5   | Ulykkeslast .....                                                        | 27 |
| 7     | Dimensionsgivende vandrette last .....                                   | 30 |
| 8     | Lodret lastnedføring.....                                                | 32 |
| 8.1   | Last på ydervæggene i modul 1 og 4.....                                  | 32 |
| 8.2   | Last på indvendige vægge i modul B og C og på stålbjælke i modul D ..... | 34 |
| 9     | De stabiliserende vægge .....                                            | 37 |
| 9.1   | Stabiliserende vægge for tagskiven .....                                 | 37 |
| 9.1.1 | Last på tværs af bygningen.....                                          | 38 |
| 9.1.2 | Last på langs af bygningen.....                                          | 42 |
| 9.2   | Stabiliserende vægge for 1. salsdækket.....                              | 43 |
| 9.2.1 | Last på tværs af bygningen.....                                          | 44 |
| 9.2.2 | Last på langs af bygningen.....                                          | 44 |
| 10    | Væltningsanalyse .....                                                   | 45 |

|        |                                                               |    |
|--------|---------------------------------------------------------------|----|
| 10.1   | Væg nr. 5, 1. sal.....                                        | 45 |
| 10.2   | Væg nr. 5, Stue .....                                         | 48 |
| 11     | Eftervisning af 1. sals dækket og dets samlinger.....         | 50 |
| 11.1   | Eftervisning af dækkets dimension.....                        | 50 |
| 11.2   | Robusthedskrav .....                                          | 51 |
| 11.2.1 | Bestemmelse af minimumsarmering af robusthedskrav .....       | 53 |
| 11.3   | Eftervisning af samlinger for vandret last .....              | 54 |
| 11.3.1 | Samling mellem ydervægge og 1. sals dæk .....                 | 55 |
| 11.3.2 | Samling mellem indvendige vægge og 1. sals dæk.....           | 56 |
| 12     | Stringermetoden .....                                         | 58 |
| 12.1   | Udformning af stringersystem .....                            | 58 |
| 12.2   | Beregning af forskydningsspændinger i forskydningsfelter..... | 60 |
| 12.2.1 | Dimensionering af trækstringere .....                         | 66 |
| 12.2.2 | Kontrol af trykstringere .....                                | 67 |
| 13     | Stålkonstruktioner .....                                      | 71 |
| 13.1   | Stålbjælke i administrationen .....                           | 71 |
| 13.1.1 | Materialedate .....                                           | 72 |
| 13.1.2 | Bæreevneeftervisning.....                                     | 73 |
| 13.1.3 | Eftervisning af bjælken i anvendelsesgrænsetilstanden .....   | 74 |
| 13.2   | Stålsøjler under stålbjælken.....                             | 75 |
| 13.2.1 | Materialedata .....                                           | 75 |
| 13.2.2 | Bæreevneeftervisning.....                                     | 75 |
| 13.2.3 | Eftervisning af søjlens udbøjning.....                        | 78 |
| 13.3   | Stålsamlinger .....                                           | 79 |
| 13.3.1 | Søjle-bjælkesamling .....                                     | 79 |
| 13.3.2 | Bjælke-dæksamling.....                                        | 81 |
| 13.3.3 | Søjle-dæksamling .....                                        | 81 |
| 14     | Funderingsberegninger .....                                   | 82 |
| 14.1   | Bygningens geotekniske forhold .....                          | 82 |
| 14.1.1 | Jordens bæreevner .....                                       | 83 |

|        |                                           |     |
|--------|-------------------------------------------|-----|
| 14.2   | Dimensionering af terrændæk .....         | 83  |
| 14.3   | Dimensionering af sribefundament F1 ..... | 85  |
| 14.3.1 | Lastdata .....                            | 85  |
| 14.3.2 | Eftervisning af bæreevne på ler.....      | 86  |
| 14.3.3 | Eftervisning af bæreevne på sand.....     | 87  |
| 14.3.4 | Armering .....                            | 88  |
| 14.4   | Dimensionering af sribefundament F2 ..... | 89  |
| 14.4.1 | Lastdata .....                            | 89  |
| 14.4.2 | Eftervisning af bæreevne på ler.....      | 90  |
| 14.4.3 | Eftervisning af bæreevne på sand.....     | 90  |
| 14.4.4 | Armering .....                            | 91  |
| 14.5   | Dimensionering af sribefundament F3 ..... | 92  |
| 14.5.1 | Lastdata .....                            | 92  |
| 14.5.2 | Eftervisning af bæreevne på ler.....      | 93  |
| 14.5.3 | Eftervisning af bæreevne på sand.....     | 93  |
| 14.5.4 | Armering .....                            | 94  |
| 14.6   | Dimensionering af sribefundament F4 ..... | 95  |
| 14.6.1 | Lastdata .....                            | 95  |
| 14.6.2 | Eftervisning af bæreevne på ler.....      | 96  |
| 14.6.3 | Eftervisning af bæreevne på sand.....     | 96  |
| 14.6.4 | Armering .....                            | 97  |
| 14.7   | Dimensionering af punktfundament F5 ..... | 98  |
| 14.7.1 | Lastdata .....                            | 98  |
| 14.7.2 | Eftervisning af bæreevne på ler.....      | 99  |
| 14.7.3 | Eftervisning af bæreevne på sand.....     | 99  |
| 14.7.4 | Armering .....                            | 100 |
| 14.8   | Dimensionering af punktfundament F6 ..... | 101 |
| 14.8.1 | Lastdata .....                            | 101 |
| 14.8.2 | Eftervisning af bæreevne på ler.....      | 102 |

|         |                                               |     |
|---------|-----------------------------------------------|-----|
| 14.8.3  | Eftervisning af bæreevne på sand.....         | 102 |
| 14.8.4  | Armering .....                                | 103 |
| 14.9    | Dimensionering af punktfundament F7 .....     | 104 |
| 14.9.1  | Lastdata .....                                | 104 |
| 14.9.2  | Eftervisning af bæreevne på ler.....          | 105 |
| 14.9.3  | Eftervisning af bæreevne på sand.....         | 106 |
| 14.9.4  | Armering .....                                | 107 |
| 14.10   | Sætningsberegninger .....                     | 108 |
| 14.10.1 | Sætningsberegning, F1 .....                   | 108 |
| 14.10.2 | Sætningsberegning, F2 .....                   | 110 |
| 14.10.3 | Sætningsberegning, F3 .....                   | 111 |
| 14.10.4 | Sætningsberegning, F4 .....                   | 112 |
| 14.10.5 | Sætningsberegning, F5 .....                   | 114 |
| 14.10.6 | Sætningsberegning, F6 .....                   | 115 |
| 14.10.7 | Sætningsberegning, F7 .....                   | 117 |
| 14.10.8 | Konklusion på de geotekniske beregninger..... | 118 |
| 15      | Konklusion.....                               | 119 |
| 16      | Tegningsoversigt.....                         | 120 |
| 17      | Bilagsoversigt .....                          | 121 |



### 3 Indledning

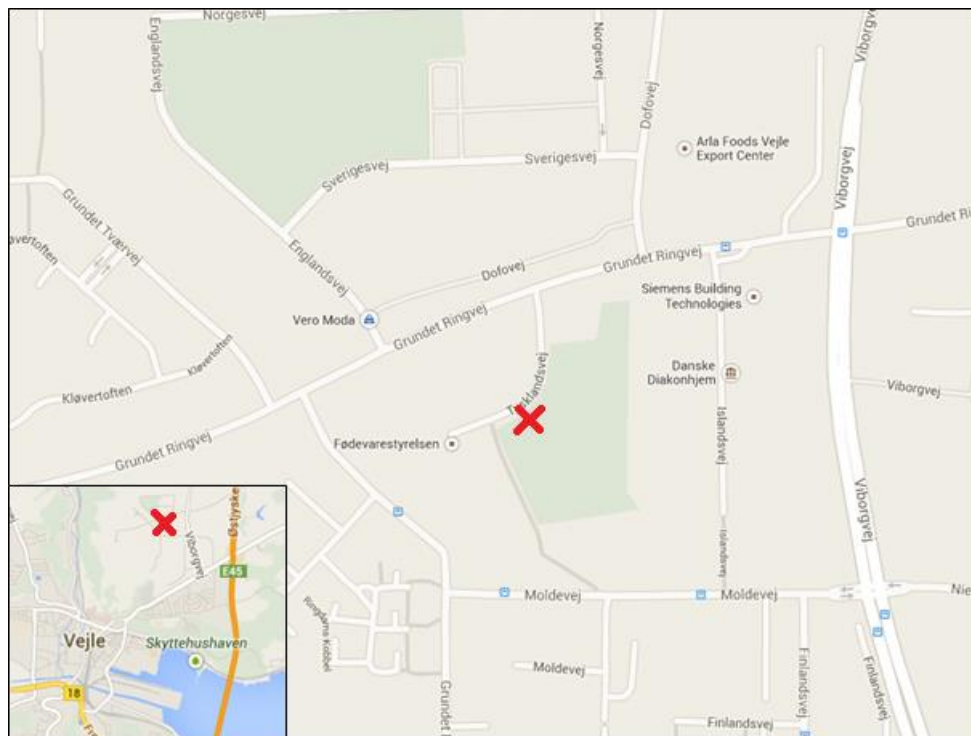
Projektets grundlag bygger på flere skitser fra Thorkildsen Arkitekter A/S af et byggeri med en lagerhal og administrationsafdeling, som opføres for bygherren Rossi Danmark ApS. Firmaet som benytter bygningen handler med offshore udstyr, og har brug for et stort lager. Skitserne af byggeriet indeholder plantegninger, en enkelt snittegning og en illustrationstegning. Skitserne vedlægges projektet som bilag 1.

### 4 Grundinformation

I de følgende afsnit beskrives byggeriets placering og tilhørende lokalplan.

#### 4.1 Beliggenhed

Byggeriet opføres på Tysklandsvej 3, 7100 Vejle. Matrikel nummeret på grunden er 1cz, og befinder sig i et industriområde i det nordlige Vejle, hvor der i forvejen findes flere tilsvarende lagerhaller. Da området ligger nær motorvej E45, vil der være let tilgængeligt for lagervarelevering til og fra lagerhallen.



Figur 1 - Kort over Tysklandsvej 3, 7100 Vejle

#### 4.2 Lokalplan

For grund 1cz findes den tilhørende *Lokalplan nr. 17 For Et Erhvervsområde Ved Grundet Ringvej Og Viborgvej*. Lokalplanen er fra 1979, med en enkelt tilføjelse fra 1991. Som navnet indikerer, har lokalplanen til formål at udlægge området ved tysklandsvej til erhvervsområde,

og fastlægge bygningsregulerende bestemmelse for området. De væsentligste krav i lokalplanen er som følger:

- Området bruges til erhvervsformål.
- Højst 33% af grundens areal må bruges til bebyggelse.
- Bygningens samlede rumfang må ikke overstige  $2 \text{ m}^3$  pr.  $\text{m}^2$  grundareal.
- Intet punkt af bygningen må overstige 10m over omgivende terræn.

Ud fra Geodatastyrelsens hjemmeside [gst.dk](http://gst.dk) oplyses det at matrikel 1cz har et grundareal på  $45995 \text{ m}^2$  og dermed er det tilladt at bygge ca.  $15200 \text{ m}^2$  bygning. Dertil vil det være tilladt for bygningen at have en samlet rumfang på  $91990 \text{ m}^3$ . Lokalplanen er vedlagt som Bilag 2.

#### 4.3 Byggeriets opbygning

Bygningen udføres som en rektangulær bygning og hovedkonstruktionen består af elementvægge og dæk. Der anvendes sandwichelementer som ydervægge og huldæk som etageadskillelse i administrationsafdelingen. Som tagdæk bruges TT-bjælker. Indvendigt bruges beton-elementvægge til adskillelse af lagerhallen og administrationen. Den ene gavl udføres som et vinduesparti af glas og stålkonstruktioner. Administrationen er som nævnt i 2 etager, mens lagerhallen udføres i en etage. Bygningens dimensioner er som følgende:

- Længde: 65m
- Bredde: 17,8m
- Samlet bygningshøjde: 7,3m
- Areal:  $1157 \text{ m}^2$
- Bebyggelsesprocent: 2,5%
- Rumfang:  $2314 \text{ m}^3$

Dermed overholdes lokalplanen for bebyggelsesprocenten og kravet om samlet rumfang af bygningen til rigelighed. Nedenfor er vist en skitse af bygningen.



Figur 2 - Skitse af bygningen fra skitseprojektet

## 5 Designbasis

Der vil i det følgende afsnit blive anvist referencer og værdier, der giver basis for projekteringen af byggeriet.

### 5.1 Referencer

I dette afsnit er de anvendte Eurocodes og den brugte litteratur anvist.

#### Eurocodes

Beregningerne er baseret på følgende normer (Eurocodes med tilhørende nationale annekse):

DS/EN 1990 og NA:2010:

Eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner

DS/EN 1991-1-1 og NA:2010:

Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner

Del 1-1: Generelle laster – Densiteter, egenlast og nyttelast på bygninger

DS/EN 1991-1-3 og NA:2007:

Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner

Del 1-3: Generelle laster - Snelast

DS/EN 1991-1-4 og NA:2007:

Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner

Del 1-4: Generelle laster - Vindlast

DS/EN 1992-1-1 og NA:2008:

Eurocode 1: Betonkonstruktioner

Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner

DS/EN 1993-1-1 og NA:2010:

Eurocode 3: Stålkonstruktioner

Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner

DS/EN 1997-1-1 og NA:2007

Eurocode 5: Geoteknik

Del 1-1: Generelle regler

#### Litteratur

I følgende bøger er der fundet brugbart materiale i forhold til projektet.

- Jensen, Bjarne Chr.: Teknisk Ståbi, 21. udgave, Nyt teknisk forlag, 2011.

- Jensen, Bjarne Chr.: Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1, 1. udgave, Nyt teknisk forlag, 2008.
- Jensen, Jesper Frøbert: Betonelementbyggeriers Statik, 1. udgave, Polyteknisk forlag 2010.
- Ovesen, Niels Krebs: Lærebog i Geoteknik, 1. udgave, Polyteknisk forlag, 2009.
- Bonnerup, Bent: Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993, 1. udgave, Nyt teknisk forlag 2009.

## 5.2 Sikkerhed

Der dimensioneres for brudgrænsetilstanden STR/GEO, og her gælder følgende:

|                   |                                           |                   |
|-------------------|-------------------------------------------|-------------------|
| Kontrolklasse:    | Normal for in-situ støbt beton            | $\gamma_3 = 1,0$  |
|                   | Normal for præfabrikerede betonelementer  | $\gamma_3 = 1,0$  |
|                   | Skærpet for præfabrikerede betonelementer | $\gamma_3 = 0,95$ |
| Konsekvensklasse: | CC2                                       | $K_{FI} = 1,0$    |
| Miljøklasse:      | Moderat, Aggressiv for fundamenter        |                   |

## 5.3 Partialkoefficienter

De regningsmæssige laster  $E_d$  beregnes ved hjælp af følgende lastkombination:

$$E_d = G_{k,j} \cdot \gamma_G \cdot K_{FI} + "Q_{k,1} \cdot \gamma_{Q,1} \cdot K_{FI} + "Q_{k,i} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot K_{FI}$$

Følgende koefficienter er anvendt:

Permanente laster:

|                                   |                                              |
|-----------------------------------|----------------------------------------------|
| $\gamma_G = \gamma_{G,sup} = 1,0$ | for permanente laster til ugunst             |
| $\gamma_G = \gamma_{G,sup} = 1,2$ | for dominerende permanente laster til ugunst |

Variable laster:

|                      |                                              |
|----------------------|----------------------------------------------|
| $\gamma_{Q,1} = 1,5$ | for dominerende variabel last til ugunst     |
| $\gamma_{Q,1} = 0$   | for ikke dominerende variabel last til gunst |

Lastreduktionsfaktor:

|                             |                                |
|-----------------------------|--------------------------------|
| $\Psi_{0,i} = \Psi_0 = 0,2$ | for kategori A arealer (Bolig) |
| $\Psi_{0,i} = \Psi_0 = 0,7$ | for kategori E arealer (Lager) |

## 5.4 Styrke- og stivhedstal

I dette afsnit defineres de partialkoefficienter som skal anvendes på styrken af bygningsmaterialerne.

### Betonkonstruktioner

Beton:

$$R_d = f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Armeringstål:

$$R_d = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Hvor følgende partialkoefficienter gælder:

Betonelementer:

$$\gamma_c = 1,40 \cdot \gamma_3$$

Beton in-situ:

$$\gamma_c = 1,45 \cdot \gamma_3$$

Armeringsstål:

$$\gamma_s = 1,20 \cdot \gamma_3$$

### Fundering

Udrænet forskydningsstyrke:

$$\gamma_{cu} = 1,80$$

Friktionsvinkel:

$$\gamma_\phi = 1,20$$

## 5.5 Dimensioneringskriterier

I projektet arbejdes der med følgende to grænsetilstande for dimensioneringen.

### Brudgrænsetilstand

Konstruktionens styrke skal kunne modstå den last, som den pågældende konstruktionsdel måtte blive udsat for i hele dens levetid.

$$E_d \leq R_d$$

### Anvendelsesgrænsetilstanden

Da alle stålkonstruktioner er forbundet til glasfacaderne, sættes der store krav til den maksimale udbøjning af henholdsvis søjler og bjælker. Det er vurderet at en udbøjning på  $l/800$  er tilstrækkeligt for at sikre at udbøjningen ikke forårsager at glasset i facaderne splintres.

## 6 Laster

I de følgende afsnit vil de forskellige lasttyper blive opgjort, og de relevante lastkombinationer vil blive beskrevet.

### 6.1 Snelast

Betonelementbyggeriet udsættes for snelast, som er en variabel last, der virker lodret på bygningens tag. Der antages, at der ikke forekommer ophobning af sne, da der er tale om et fladt tag, uden fremspring og forhindringer.

Ud fra *DS/EN 1991-1-3 FU: 2010* bruges følgende formel til beregning af snelasten på bygningens tag:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$$

Hvor:

$\mu_i$  er formfaktoren for snelasten, som for flade tage er 0,8

$C_e$  er eksponeringsfaktoren, som sættes til 1,0 for normal typografi

$C_t$  er den termiske faktor, som sættes til 1,0 alm. tage

$S_k$  er den karakteristiske terrænværdi, som sættes til  $0,9 \frac{kN}{m^2}$  i Danmark.

Det giver følgende last:

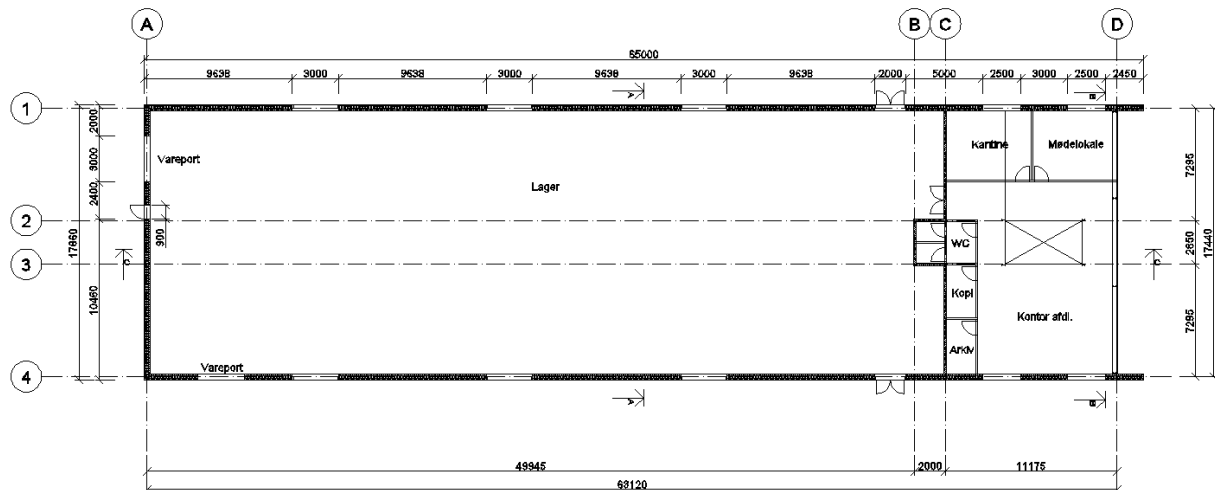
$$S = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \frac{kN}{m^2} = 0,72 \frac{kN}{m^2}$$

Dermed er snelasten på bygningens tag  $0,72 \frac{kN}{m^2}$ .

## 6.2 Vindlast

Vindlasten regnes vandret på bygningen og vil forekomme som sug og tryk på bygningens facader. Bygningens mål er som vist på figur 3:

- Højde: 7,3m
- Længde: 65m
- Bredde: 17,8m



Figur 3 - Stueplan over bygningen

Det antages at luftens densitet,  $\rho$ , er lig  $1,25 \frac{kg}{m^3}$

For beregningerne tages der udgangspunkt i DS/EN 1991-1-4 FU:2010, *Generelle laster – Vindlast*.

### Bestemmelse af peakhastighedstrykket

Vindtrykket på bygningens facader beregnes ud fra peakhastighedstrykket. Dette tryk beregnes ud fra basisværdierne basisvindhastigheden, middelvind og vindens turbulens. Disse basisværdier beregnes i det følgende.

### Basisvindhastigheden

Basisvindhastigheden udtrykkes ved følgende formel:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

Hvor:

$c_{season}$  er en årstidsfaktor og sættes til 1,0.

$c_{dir}$  er en retningsfaktor sættes til 1,0 som er det værste tilfælde.

$v_{b,0}$  er en grundværdi for basisvindhastigheden, der sættes til 24m/s da bygningen ligger mere end 25km fra randzonen.

Disse indsættes i formelen:

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 24 \frac{m}{s} = 24 \frac{m}{s}$$

Basesvindhastigheden er dermed  $24 \frac{m}{s}$ .

### Middelvind

Middelvindhastigheden  $v_m(z)$  beregnes af følgende formel:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

Hvor:

$z$  er bygningens højde, som er fastsat til 7,3m.

$c_0(z)$  er orografifaktoren og sættes til 1,0.

$c_r(z)$  er ruhedsfaktoren er angivet som følger:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ for } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

Som formelen anviser, er ruhedsfaktoren afhængig af flere faktorer.  $z_0$  er ruhedslængden, som bestemmes ud fra terrænkategorien. Der vælges Terrænkategori II, da det vurderes at der i området omkring bygningen er lav vegetation og bebyggelse. Ud fra terrænkategori II aflæses  $z_0 = 0,05m$ ,  $Z_{\min} = 2m$  mens  $Z_{\max}$  skal regnes til 200m. Terrænfaktoren  $k_r$  kan bestemmes af følgende formel:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,11}}\right)^{0,07}$$

Hvor  $z_{0,II}$  er 0,05m.

$$c_r(7,3m) = \left[0,19 \cdot \left(\frac{0,05m}{0,05m}\right)^{0,07}\right] \cdot \ln\left(\frac{7,3m}{0,05m}\right) = 0,95 \text{ for } 2m \leq 7,3m \leq 200m$$

Dermed fås en ruhedsfaktor på 0,95 og middelvindhastigheden kan nu beregnes:

$$v_m(7,3m) = 0,95 \cdot 1,0 \cdot 24 \frac{m}{s} = 22,8 \frac{m}{s}$$

### Vindens turbulens

Formlen for turbulensintensiteten  $I_v(z)$  er som følger:

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



Hvor:

$k_1$  er turbulensfaktoren og sættes til 1,0.

$c_0$  er orografifaktoren og sættes til 1,0 på grund af det flade terræn i området.

$$I_v(7,3m) = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{7,3m}{0,05m}\right)} = 0,20$$

Peakhastighedstrykket kan dermed beregnes:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z)$$

$$q_p(13,75m) = [1 + 7 \cdot 0,20] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{kg}{m^3} \cdot \left(22,8 \frac{m}{s}\right)^2 = \mathbf{0,80 \frac{kN}{m^2}}$$

Med peakhastighedstrykket er det nu muligt at beregne vindlasten,  $w$ , på byggeriets overfald.

#### Vindlast på facader og tag

For at bestemme vindlasten på bygningens facader og tag, skal følgende formel bruges, hvor peakhastighedstrykket ganges med en formfaktor:

$$w = q_p(z) \cdot c_p$$

Der findes en  $c_p$  værdi for både indvendigt og udvendigt vindtryk ( $C_{pe}$  og  $C_{pi}$ ) og ovenstående formel kan derfor omskrives således:

$$W = W_{pe} \pm W_{pi} = (C_{pe} \pm C_{pi}) \cdot q_p(z)$$

I det følgende bestemmes de udvendige og indvendige formfaktorer.

#### Vind på de indvendige flader af bygningen

På bygningen findes der ingen dominerende flader og dermed bruges følgende formel til at bestemme det indvendige vindtryk:

$$\mu = \frac{\sum \text{arealet af åbninger, hvor } C_{pe} \text{ er negativ eller } 0,0}{\sum \text{arealet af alle åbninger}}$$

Efter beregninger af  $\mu$  for alle bygningens sider, aflæses  $C_{pi}$  på nedenstående diagram.

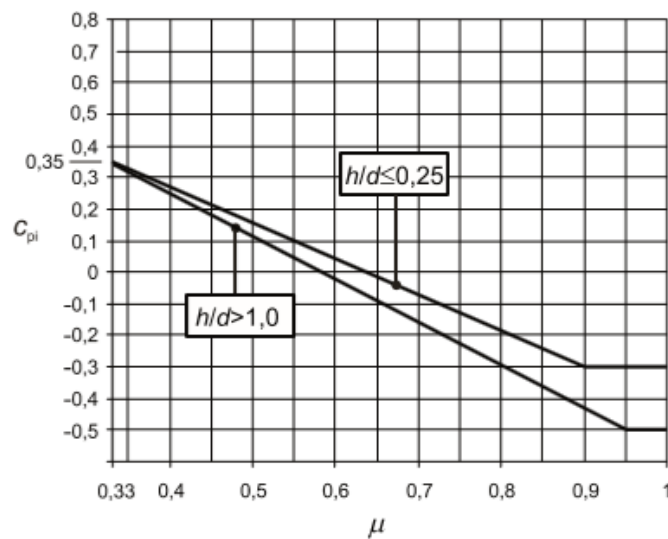


Diagram 1 - Diagram til aflæsning<sup>1</sup> af C<sub>pi</sub>-værdi

For denne bygning anvendes kurven for  $h/d \leq 0,25$  på trods af at forholdet mellem højden og dybden på bygningen er 0,41. Det vurderes af forskellen på værdierne af  $\mu$  vil være marginale og derfor ikke have nogen særlig indflydelse.

Åbningsarealerne på bygningens facader er opgjort herunder.

| Retning | Åbningsarealer m <sup>2</sup> |
|---------|-------------------------------|
| Nord    | 12                            |
| Syd     | 0                             |
| Øst     | 16                            |
| Vest    | 26                            |
| Samlet  | 54                            |

Tabel 1 - Tabel over bygningens åbningsarealer

Åbningsarealer indsættes nu i formelen for  $\mu$  for de forskellige vindretninger og vindtrykket aflæses i diagrammet:

$$\mu_N = \frac{16 + 26}{54} = 0,78 \rightarrow C_{pi,N} = -0,17$$

$$\mu_S = \frac{12 + 16 + 26}{54} = 1,00 \rightarrow C_{pi,S} = -0,30$$

$$\mu_{\emptyset} = \frac{12 + 26}{54} = 0,70 \rightarrow C_{pi,N} = -0,07$$

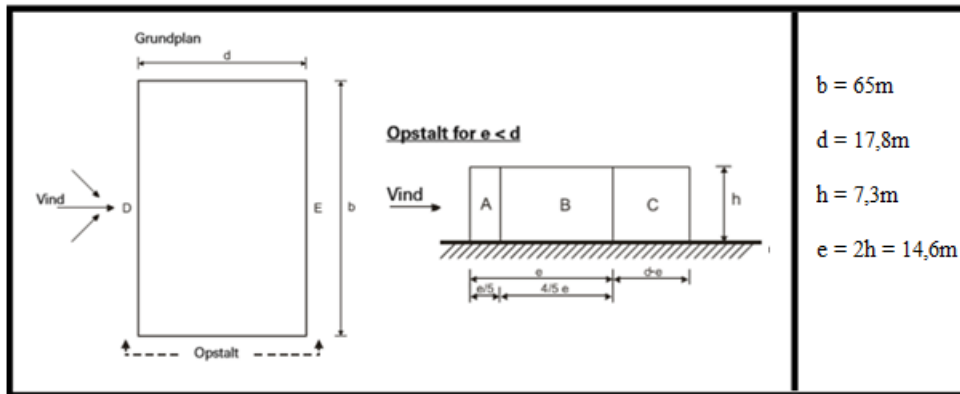
$$\mu_V = \frac{12 + 16}{54} = 0,52 \rightarrow C_{pi,N} = 0,15$$

<sup>1</sup> Fra DS/EN 1991-1-4 FU:2010, Generelle laster – Vindlast.

## Vind på bygningens facader

### Bestemmelse af formfaktorer for udvendig vindlast på tværs af bygningen

På den nedenstående figur er opdelingen af de forskellige zoner for vindlasten opgjort. Da  $e > d$  bruges zonerne A, B og C på siderne parallelt med vindretningen.



Figur 4: Vindzoner for lodrette vægge.

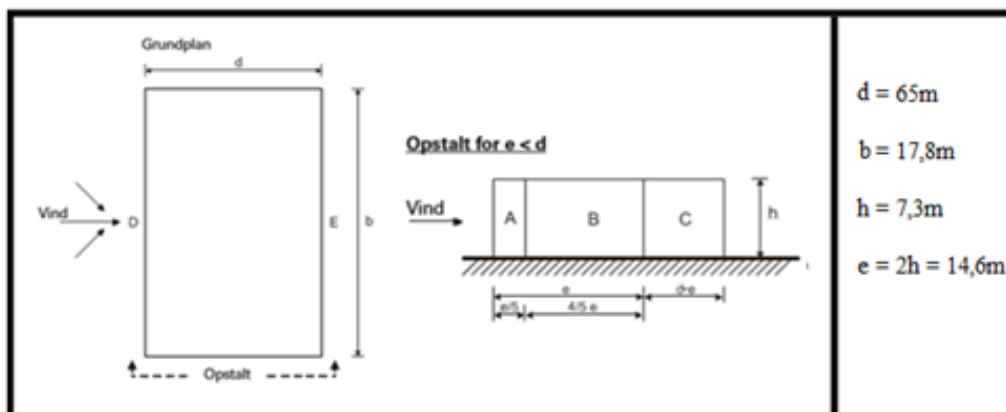
Zonerne deles op således:

| Zoner | Størrelse m            | $C_{pe,10}$ |
|-------|------------------------|-------------|
| A     | $14,6/5 = 2,92$        | -1,2        |
| B     | $2,92 \cdot 4 = 11,68$ | -0,8        |
| C     | $17,8 - 14,6 = 3,2$    | -0,5        |
| D     | 65                     | 0,8         |
| E     | 65                     | -0,3        |

Tabel 2 - Bygningens zoner og deres størrelser

### Bestemmelse af formfaktorer for udvendig vindlast på langs af bygningen

Samme procedure som ovenfor udføres for vindlast på langs af bygningen



Figur 5: Vinderzoner på lodrette vægge.

Zonerne deles op således:

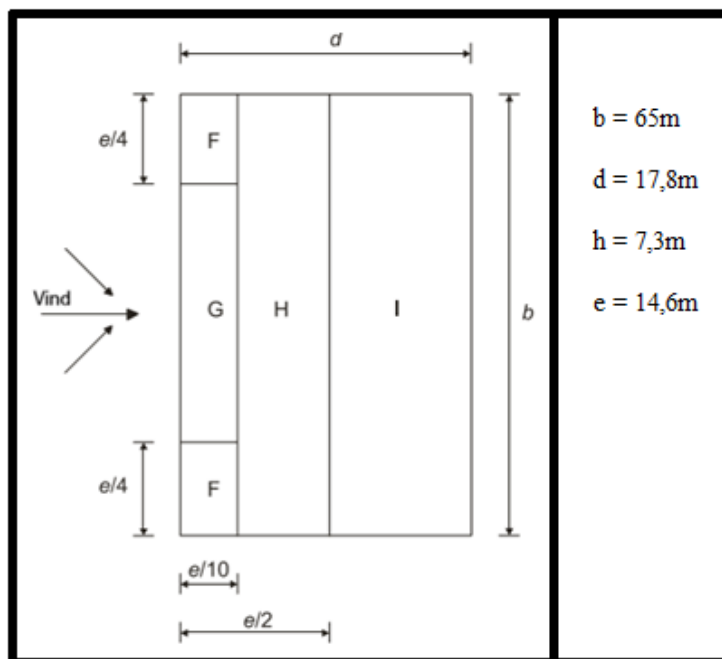
| Zoner | Størrelse m      | $C_{pe,10}$ |
|-------|------------------|-------------|
| A     | $14,6/5 = 2,92$  | -1,2        |
| B     | $2,92*4 = 11,68$ | -0,8        |
| C     | $65-14,6 = 50,4$ | -0,5        |
| D     | 17,8             | 0,8         |
| E     | 17,8             | -0,3        |

Tabel 3 - Bygningens zoner og deres størrelser

### Vind på bygningens tag

Formfaktorer for udvendig vind på tværs af taget

Som for facaderne bruges følgende figur til at bestemme størrelsen på zonerne og deres tilhørende  $C_{s,10}$  værdi.



Figur 6 - Vindzoner på bygningens tag

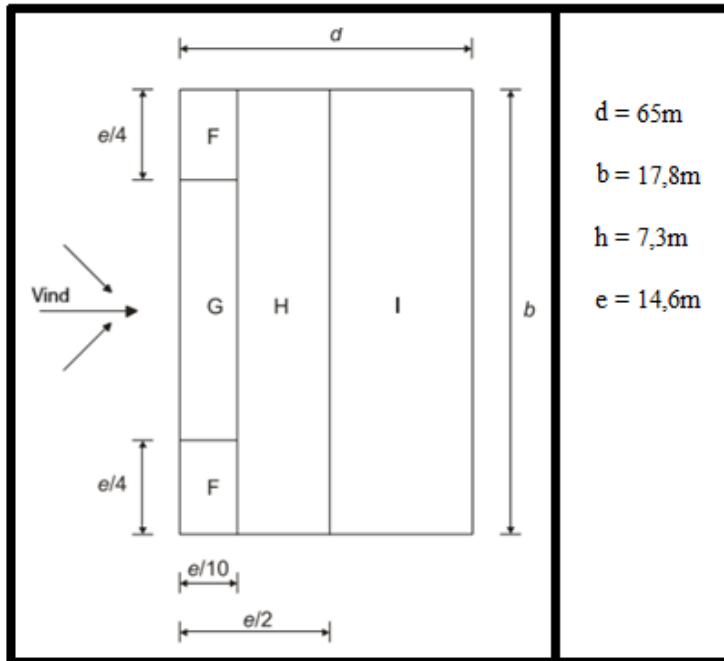
Zonerne deles op således:

| Zoner | Størrelse m            | $C_{pe,10}$ |
|-------|------------------------|-------------|
| F     | $14,6/10 = 1,46$       | -1,8        |
| G     | $14,6/10 = 1,46$       | -1,2        |
| H     | $14,6/2 - 1,46 = 5,84$ | -0,7        |
| I     | $17,8 - 7,3 = 10,5$    | $\pm 0,2$   |

Tabel 4 - Tagets zoner og deres størrelser

### Formfaktorer for udvendig vind på langs af taget

Der bruges samme procedure som for vind på tværs af taget.



Figur 7 - Vindzoner på bygningens tag

Zonerne deles op således:

| Zoner | Størrelse m            | $C_{pe,10}$ |
|-------|------------------------|-------------|
| F     | $14,6/10 = 1,46$       | -1,8        |
| G     | $14,6/10 = 1,46$       | -1,2        |
| H     | $14,6/2 - 1,46 = 5,84$ | -0,7        |
| I     | $65 - 7,3 = 57,7$      | $\pm 0,2$   |

Tabel 5 - Tagets zoner og deres størrelser

Da formfaktorerne er beregnet, er det nu muligt at beregne vindlasten på facaderne og taget, og er anført i skemaerne på de kommende sider.

Vind fra vest:

| Konstruktion     | Zone | C <sub>pe</sub> | C <sub>pi</sub> | q <sub>pNS</sub> (kN/m <sup>2</sup> ) | W (kN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------|------|-----------------|-----------------|---------------------------------------|------------------------|
| Facader og gavle | A    | -1,2            | 0,15            | 0,80                                  | -1,08                  |
|                  | B    | -0,8            | 0,15            | 0,80                                  | -0,76                  |
|                  | C    | -0,5            | 0,15            | 0,80                                  | -0,52                  |
|                  | D    | 0,8             | 0,15            | 0,80                                  | 0,52                   |
|                  | E    | -0,3            | 0,15            | 0,80                                  | -0,36                  |
| Tag              | F    | -1,8            | 0,15            | 0,80                                  | -1,56                  |
|                  | G    | -1,2            | 0,15            | 0,80                                  | -1,08                  |
|                  | H    | -0,7            | 0,15            | 0,80                                  | -0,68                  |
|                  | I    | -0,2            | 0,15            | 0,80                                  | -0,28                  |

Tabel 6: Vind fra vest

Vind fra øst:

| Konstruktion     | Zone | C <sub>pe</sub> | C <sub>pi</sub> | q <sub>pNS</sub> (kN/m <sup>2</sup> ) | W (kN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------|------|-----------------|-----------------|---------------------------------------|------------------------|
| Facader og gavle | A    | -1,2            | -0,07           | 0,80                                  | -0,90                  |
|                  | B    | -0,8            | -0,07           | 0,80                                  | -0,58                  |
|                  | C    | -0,5            | -0,07           | 0,80                                  | -0,34                  |
|                  | D    | 0,8             | -0,07           | 0,80                                  | 0,70                   |
|                  | E    | -0,3            | -0,07           | 0,80                                  | -0,18                  |
| Tag              | F    | -1,8            | -0,07           | 0,80                                  | -1,38                  |
|                  | G    | -1,2            | -0,07           | 0,80                                  | -0,90                  |
|                  | H    | -0,7            | -0,07           | 0,80                                  | -0,50                  |
|                  | I    | 0,2             | -0,07           | 0,80                                  | 0,22                   |

Tabel 7: Vind fra øst

Vind fra nord:

| Konstruktion     | Zone | C <sub>pe</sub> | C <sub>pi</sub> | q <sub>pNS</sub> (kN/m <sup>2</sup> ) | W (kN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------|------|-----------------|-----------------|---------------------------------------|------------------------|
| Facader og gavle | A    | -1,2            | -0,17           | 0,80                                  | -0,82                  |
|                  | B    | -0,8            | -0,17           | 0,80                                  | -0,50                  |
|                  | C    | -0,5            | -0,17           | 0,80                                  | -0,26                  |
|                  | D    | 0,8             | -0,17           | 0,80                                  | 0,78                   |
|                  | E    | -0,3            | -0,17           | 0,80                                  | -0,10                  |
| Tag              | F    | -1,8            | -0,17           | 0,80                                  | -1,30                  |
|                  | G    | -1,2            | -0,17           | 0,80                                  | -0,82                  |
|                  | H    | -0,7            | -0,17           | 0,80                                  | -0,42                  |
|                  | I    | 0,2             | -0,17           | 0,80                                  | 0,30                   |

Tabel 8: Vind fra nord

Vind fra syd:

| Konstruktion     | Zone | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | $q_{pNS}$ (kN/m <sup>2</sup> ) | W (kN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------|------|----------|----------|--------------------------------|------------------------|
| Facader og gavle | A    | -1,2     | -0,30    | 0,80                           | -0,72                  |
|                  | B    | -0,8     | -0,30    | 0,80                           | -0,40                  |
|                  | C    | -0,5     | -0,30    | 0,80                           | -0,16                  |
|                  | D    | 0,8      | -0,30    | 0,80                           | 0,88                   |
|                  | E    | -0,3     | -0,30    | 0,80                           | 0,00                   |
| Tag              | F    | -1,8     | -0,30    | 0,80                           | -1,2                   |
|                  | G    | -1,2     | -0,30    | 0,80                           | -0,72                  |
|                  | H    | -0,7     | -0,30    | 0,80                           | -0,32                  |
|                  | I    | 0,2      | -0,30    | 0,80                           | 0,40                   |

**Tabel 9** - Vind fra syd

### 6.3 Egenlast

For at bestemme egenlasterne for de forskellige bygningsdele er det nødvendigt at fastlægge dimensionerne. For facadeelementerne og ribbedækkene, er der blevet taget kontakt til Betonelement.dk og ud fra vindlasten, snelasten og kravene til u-værdier, er dimensionerne bestemt af deres beregningsprogrammer. Etagedækket bestemmes ud fra skemaer fra Betonelement.dk hvilket er eftervist i et senere afsnit.

Med dimensionerne fastlagt, kan egenlasterne bestemmes. I de følgende tabeller er alle egenlaste, som påvirker byggeriet, opgjort.

#### Tagkonstruktion

| Materiale        | Densitet              | Last                                                                                                                              | Note |
|------------------|-----------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| 200mm mineraluld | $0,3 \frac{kN}{m^2}$  | $0,3 \frac{kN}{m^2} * 200mm = 0,06 \frac{kN}{m^2}$                                                                                | A)   |
| Ribbedækplader   | $2400 \frac{kg}{m^3}$ | $2400 \frac{kg}{m^3} \cdot \left( \frac{205mm \cdot 600mm}{1240mm} + 60mm \right) \cdot 9,82 \frac{m}{s^2} = 3,75 \frac{kN}{m^2}$ | A)   |
| <b>I alt</b>     |                       | <b><math>= 3,81 \frac{kN}{m^2}</math></b>                                                                                         |      |

**Tabel 10:** Karakteristiske egenlaste på tagfladen.

#### Etagedæk

| Materiale            | Densitet              | Last                                      | Note |
|----------------------|-----------------------|-------------------------------------------|------|
| 320mm huldæk element | $4,20 \frac{kN}{m^2}$ | <b><math>= 4,20 \frac{kN}{m^2}</math></b> | B)   |

**Tabel 11:** Karakteristiske egenlaste af etagedæk.

#### Lette ikke-bærende skillevægge

Bygningens lette ikke-bærende vægge regnes som en jævnt fordelt fladelast på gulvarealet.<sup>2</sup> Det forudsætter dog at væggene overholder følgende krav:

- Væggens totallast per m<sup>2</sup> af vægfladen er højst 1,5 kN/m<sup>2</sup>.
- Væggens totallast per m af væglængden er højst 4,0 kN/m.

Væggene bestemmes at være 2,5m høje og 100mm tykke og lasten kan dermed beregnes:

$$600 \frac{kg}{m^3} \cdot 9,82 \frac{m}{s^2} \cdot 0,1m = 0,59 \frac{kN}{m^2} \leq 1,50 \frac{kN}{m^2}$$

<sup>2</sup> Ifølge Eurocode 1991-1-1: 2007



$$600 \frac{kg}{m^3} \cdot 9,82 \frac{m}{s^2} \cdot 0,1m \cdot 2,5m = 1,47 \frac{kN}{m} \leq 4,00 \frac{kN}{m}$$

Betingelserne er dermed overholdt og den endelig last for væggene bestemmes som den største af følgende værdier:

- 0,5 kN/m<sup>2</sup>.
- Væggenes last per m<sup>2</sup> af vægfladen.
- Last fra tyngden af alle de på det betragtede gulvareal placerede lette skillevægge, divideret med gulvarealet.

Da der på hver etage er et gulvareal på 198m<sup>2</sup> og et antal løbende meter væg på 21m, kan følgende beregnes:

$$P_{indervægge} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,50 \frac{kN}{m^2} \\ 600 \frac{kg}{m^3} \cdot 9,82 \frac{m}{s^2} \cdot 0,1m = 0,59 \frac{kN}{m^2} \rightarrow 0,59 \frac{kN}{m^2} \\ \frac{0,59 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,5m \cdot 21m}{198m^2} = 0,16 \frac{kN}{m^2} \end{array} \right.$$

#### Ydervægge

| Materiale                       | Densitet              | Last                                                                             | Note |
|---------------------------------|-----------------------|----------------------------------------------------------------------------------|------|
| 70mm betonforplade              | $2400 \frac{kg}{m^3}$ | $2400 \frac{kg}{m^3} \cdot 70mm \cdot 9,82 \frac{m}{s^2} = 1,64 \frac{kN}{m^2}$  |      |
| 200mm mineraluld                | $0,3 \frac{kN}{m^3}$  | $0,3 \frac{kN}{m^3} \cdot 200mm = 0,06 \frac{kN}{m^2}$                           |      |
| 120mm betonbagmur               | $2400 \frac{kg}{m^3}$ | $2400 \frac{kg}{m^3} \cdot 120mm \cdot 9,82 \frac{m}{s^2} = 2,83 \frac{kN}{m^2}$ |      |
| I alt for 390mm Sandwichelement |                       | $= 4,53 \frac{kN}{m^2}$                                                          |      |

**Tabel 12:** Karakteristiske egenlaster for ydervæggene.

#### Indervægge

| Materiale               | Densitet              | Last                                                                             | Note |
|-------------------------|-----------------------|----------------------------------------------------------------------------------|------|
| 150mm helvægs-elementer | $2400 \frac{kg}{m^3}$ | $2400 \frac{kg}{m^3} \cdot 150mm \cdot 9,82 \frac{m}{s^2} = 3,54 \frac{kN}{m^2}$ |      |

**Tabel 13:** Karakteristiske egenlaster af indervægge.

A) [http://www.hfb.dk/fileadmin/templates/hfb/dokumenter/beregn/Tyngde\\_byggevarer.pdf](http://www.hfb.dk/fileadmin/templates/hfb/dokumenter/beregn/Tyngde_byggevarer.pdf)

B) <http://www.betonelement.dk/betonelementer/4-d%C3%A6k/4-1-huld%C3%A6k-generelt/>

Kilderne er sidst anvendt den 11/11 2013.

## 6.4 Nyttelast

For at bestemme nyttelasten på bygningen er det første nødvendigt at redegøre for de forskellige kategorier som bygningens lokaler skal deles op i. Dette er anvist i nedenstående tabel:

| Kategori A – Arealer til boligformål og tilsvarende |                       | $g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ] |
|-----------------------------------------------------|-----------------------|----------------------------|
| A4                                                  | Trapper               | 3,0                        |
| B                                                   | Kontor                | 2,5                        |
| C1                                                  | Samlingsrum (Kantine) | 2,5                        |
| E                                                   | Lager                 | 7,5                        |

**Tabel 14:** Viser nyttelasten på de forskellige boligarealer som konstruktionen består af.

På figur 8 er en skitse af hallen, med betegnelserne på opdelingen af lokalerne indsat. Skitsen er af stue etagen, men administrationsdelen vil have en tilsvarende udformning på 1. sal, dog uden en kantine.



**Figur 8** - Skitse af bygningen og dens indretning af stueetagen

Med rummenes opdeling fastlagt, er det muligt at beregne nyttelasten pr. etage. Dette er udført i de følgende tabeller:

| Stueetagen                 |                           |                         |                |
|----------------------------|---------------------------|-------------------------|----------------|
| Kategori                   | Last [kN/m <sup>2</sup> ] | Areal [m <sup>2</sup> ] | Totallast [kN] |
| A4 - Trapper               | 3,0                       | 12,5                    | 37,5           |
| B - Kontor                 | 2,5                       | 160,9                   | 402,3          |
| C1 - Samlingsrum (Kantine) | 2,5                       | 24,8                    | 61,9           |
| E - Lager                  | 7,5                       | 876,9                   | 6576,5         |
| <b>I alt</b>               |                           | <b>1075,1</b>           | <b>7078,2</b>  |

**Tabel 15** - Stueetagens areal og samlet nyttelast

| 1-sal        |                              |                         |                |
|--------------|------------------------------|-------------------------|----------------|
| Kategori     | Last<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | Areal [m <sup>2</sup> ] | Totallast [kN] |
| B - Kontor   | 2,5                          | 185,7                   | 464,1          |
| <b>I alt</b> |                              | <b>185,7</b>            | <b>464,1</b>   |

Tabel 16 - 1. salens areal og samlet nyttelast

## 6.5 Ulykkeslast

I dette afsnit beregnes den seismiske last, bedre kendt som vandret masselast. Denne findes ud fra følgende formel:

$$A_d = 1,5\% \cdot \left( \sum G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{j,i} \right)^3$$

Til beregning af masselasten skal nyttelasten og egenlasten for hver etage indsættes i formelen. I det følgende beregnes masselasten i skemaer for hver bygningsdel på de forskellige etager.

### Ydervægge

| Plan         | Orientering | Areal [m <sup>2</sup> ] | Egenlast [kN/m <sup>2</sup> ] | Masselast [kN] |
|--------------|-------------|-------------------------|-------------------------------|----------------|
| Stue         | Nord        | 47,6                    | 4,53                          | 215,6          |
|              | Syd         | -                       | -                             | -              |
|              | Øst         | 207,8                   | 4,53                          | 941,3          |
|              | Vest        | 197,8                   | 4,53                          | 896,0          |
| <b>I alt</b> |             |                         |                               | <b>2052,9</b>  |

Tabel 17: Ydervæggens samlede masselast i stueetage.

| Plan         | Orientering | Areal [m <sup>2</sup> ] | Egenlast [kN/m <sup>2</sup> ] | Masselast [kN] |
|--------------|-------------|-------------------------|-------------------------------|----------------|
| 1. sal       | Nord        | 59,6                    | 4,53                          | 270,0          |
|              | Syd         | -                       | -                             | -              |
|              | Øst         | 211,8                   | 4,53                          | 959,5          |
|              | Vest        | 211,8                   | 4,53                          | 959,5          |
| <b>I alt</b> |             |                         |                               | <b>2189,0</b>  |

Tabel 18: Ydervæggens samlede masselast på 1. sal.

### Dækskiver

| Plan         | Areal [m <sup>2</sup> ] | Egenlast [kN/m <sup>2</sup> ] | Masselast [kN] |
|--------------|-------------------------|-------------------------------|----------------|
| <b>1-Sal</b> | 179,9                   | 4,20                          | 755,6          |

Tabel 19: Dækkenes egenlast pr. etage.

### Tagskiver

| Plan | Areal [m <sup>2</sup> ] | Egenlast [kN/m <sup>2</sup> ] | Masselast [kN] |
|------|-------------------------|-------------------------------|----------------|
| Tag  | 1157                    | 3,81                          | 4408,2         |

Tabel 20 - Tagskivens samlede egenlast

### Indervægge

Der regnes masselast for betonvægge og for de lette ikke-bærende vægge på første sal og i stuen.

Beton

| Plan | Tykkelse [m] | Højde [m] | Volumen [m <sup>3</sup> ] | Densitet [kN/m <sup>3</sup> ] | Masselast [kN] |
|------|--------------|-----------|---------------------------|-------------------------------|----------------|
| Stue | 0,15         | 3,2       | 10,1                      | 24                            | 242,8          |

Tabel 22: Indervæggens samlede masselast i stueetage.

| Plan  | Tykkelse [m] | Højde [m] | Volumen [m <sup>3</sup> ] | Densitet [kN/m <sup>3</sup> ] | Masselast [kN] |
|-------|--------------|-----------|---------------------------|-------------------------------|----------------|
| 1-sal | 0,15         | 3,2       | 10,1                      | 24                            | 242,8          |

Tabel 23: Indervæggens samlede masselast på 1. sal.

Lette ikke-bærende vægge

| Plan | Areal [m <sup>2</sup> ] | Egenlast [kN/m <sup>2</sup> ] | Masselast [kN] |
|------|-------------------------|-------------------------------|----------------|
| Stue | 179,9                   | 0,59                          | 106,1          |

Tabel 24 - Masselasten af de lette vægge i stueetagen

| Plan  | Areal [m <sup>2</sup> ] | Egenlast [kN/m <sup>2</sup> ] | Masselast [kN] |
|-------|-------------------------|-------------------------------|----------------|
| 1-sal | 179,9                   | 0,59                          | 106,1          |

Tabel 25 - Masselasten af de lette vægge på 1. salen

Lasterne lægges sammen for hver etage:

|                         | Stueetage       | 1-Sal           | Tag             |
|-------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Ydervægge               | 2052,9kN        | 2189,0kN        |                 |
| Indvendige vægge, beton | 242,8kN         | 242,8kN         |                 |
| Indvendige vægge, lette | 106,1kN         | 106,1kN         |                 |
| Dækskiver               |                 | 755,6kN         |                 |
| Tagskiver               |                 |                 | 4408,2kN        |
| <b>I alt</b>            | <b>2401,8kN</b> | <b>3293,5kN</b> | <b>4408,2kN</b> |

Tabel 26 - Den samlede egenlast og nyttelast i hvert plan

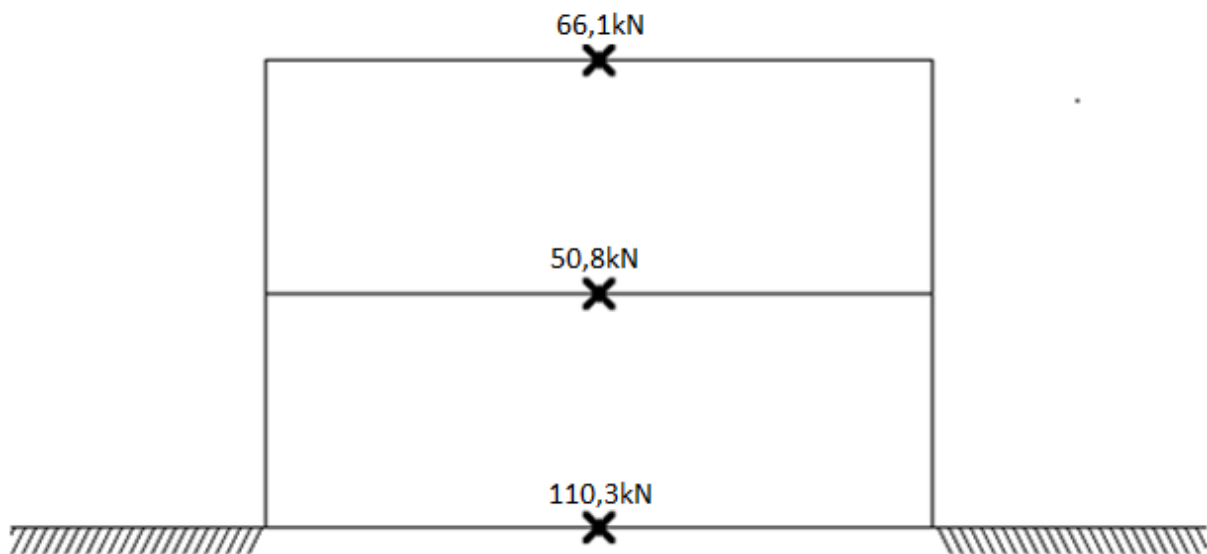
Masselasten kan nu bestemmes idet både den totale nyttelast (*afsnit 6.5 Nyttelast*) og den totale egenlast pr. etage er oplyst. Masselasten bestemmes for hver plan:

$$A_d = 1,5\% \cdot \left( \sum G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{j,i} \right)$$

$$\text{Terrændæk } A_{d,0} = 1,5\% \cdot (2401,8 + 0,7 \cdot 7078,2 \text{ kN}) = 110,3 \text{ kN}$$

$$1 \text{ sal etagedæk } A_{d,1} = 1,5\% \cdot (3293,5 + 0,2 \cdot 461,1 \text{ kN}) = 50,8 \text{ kN}$$

$$\text{Tagdæk } A_{d,2} = 1,5\% \cdot (4408,2 \text{ kN} + 0,2 \cdot 0) = 66,1 \text{ kN}$$



**Figur 9:** Skitsen viser størrelsen af masselasten på de enkelte etager.

Da masselasten i terrændækket vil gå direkte i jorden, kan der ses bort fra  $A_{d,0}$ . Alle laster er dermed bestemt og det skal nu bestemmes hvilken vandret last der er den dimensionsgivende.

## 7 Dimensionsgivende vandrette last

For at bestemme den dimensionsgivende vandrette last, skal lasten i dæskiverne regnes ud for vind. Derefter vil de to laster kunne sammenlignes og den dimensionerende vælges. Vindlasten beregnes for hver etagedæk ud fra følgende formel:

$$W_{d,i} = (c_{luv,i} + c_{læ,i}) \cdot A_i \cdot \gamma_Q \cdot q_p$$

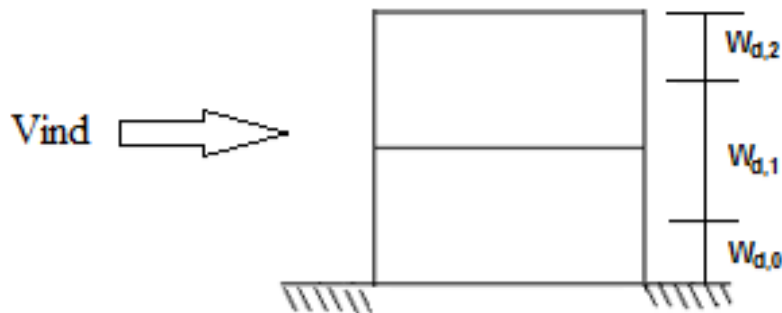
Hvor:

$c_{luv,i}$  og  $c_{læ,i}$  er formfaktorer på henholdsvis luv og læ siden.

$A_i$  er arealet af konstruktionens facade.

$\gamma_Q$  er en partielkoefficient.

$q_p$  er peakhastighedstrykket.



Figur 10 - Skitse af vindens påvirkning på de forskellige etagedæk

Vindlasterne for de forskellige dæk er opgjort i nedenstående skemaer for henholdsvis vind på langs og på tværs af bygningen. Der er beregnet to værdier for vindlast på tværs, da der kun i kontorafdelingen findes et dæk på 1. sal:

### Vindlast på terrændæk

| Orientering   | Formfaktor        | Areal [m <sup>2</sup> ] | $\gamma_Q$ | Peakhastighedstrykket [kN/m <sup>2</sup> ] | Vindlast [kN] |
|---------------|-------------------|-------------------------|------------|--------------------------------------------|---------------|
| Langs         | $0,7 + 0,3 = 1,0$ | 29,8                    | 1,5        | 0,80                                       | 35,8          |
| Tværs, kontor | $0,8 + 0,5 = 1,3$ | 108,9                   | 1,5        | 0,80                                       | 169,8         |
| Tværs, lager  | $0,8 + 0,5 = 1,3$ | 217,8                   | 1,5        | 0,80                                       | 339,7         |

Tabel 27: Total vindlast  $W_{d,0}$  på terrændæk.

Da kraften i terrændækket går direkte i jorden, ses der ligesom for den vandrette masselast, bort fra vindlasten i terrændækket.

### Vindlast på stueetage og 1.sal

| Orientering   | Formfaktor        | Areal [m <sup>2</sup> ] | $\gamma_Q$ | Peakhastighedstrykket [kN/m <sup>2</sup> ] | Vindlast [kN] |
|---------------|-------------------|-------------------------|------------|--------------------------------------------|---------------|
| Langs         | $0,7 + 0,3 = 1,0$ | 59,6                    | 1,5        | 0,80                                       | 71,5          |
| Tværs, Kontor | $0,8 + 0,5 = 1,3$ | 37,70                   | 1,5        | 0,80                                       | 58,79         |

**Tabel 28:** Total vindlast  $W_{1,1}$  på 1. sal etagedæk

### Vindlast på tagdæk

Vindlasten på tagdækket er af samme størrelse som vindlasten på terrændækket, da arealet er den samme:

| Orientering   | Formfaktor        | Areal [m <sup>2</sup> ] | $\gamma_Q$ | Peakhastighedstrykket [kN/m <sup>2</sup> ] | Vindlast [kN] |
|---------------|-------------------|-------------------------|------------|--------------------------------------------|---------------|
| Langs         | $0,7 + 0,3 = 1,0$ | 29,8                    | 1,5        | 0,80                                       | 35,8          |
| Tværs, kontor | $0,8 + 0,5 = 1,3$ | 108,9                   | 1,5        | 0,80                                       | 169,8         |
| Tværs, lager  | $0,8 + 0,5 = 1,3$ | 217,8                   | 1,5        | 0,80                                       | 339,7         |

**Tabel 29:** Total vindlast  $W_{1,3}$  på 2. saletagedæk

### Konklusion på vandret last

Det konkluderes, at der både for last på tværs og last på langs af bygningen regnes med vind som den dimensionsgivende last. Da lagerafdeling udgør størstedelen af bygningen, regnes lasten som påvirker tagskiven til at være værdien 339,7 kN. Det samme gælder for terrændækket. For vind på langs, vil der blive regnet med både 71,5 kN 1. sals dækket og i tagskiven. Det skyldes at tagskiven optager 71,5 kN ved vind fra nord, mens der ved vind fra syd optages 71,5 kN i 1. salsdækket. Værdierne er opgjort i nedenstående tabeller:

|                | Vind [kN]    | Masselast [kN] |
|----------------|--------------|----------------|
| Terrændæk      | <b>339,7</b> | 110,3          |
| 1-sal etagedæk | <b>58,79</b> | 50,8           |
| Tagdæk         | <b>339,7</b> | 66,1           |

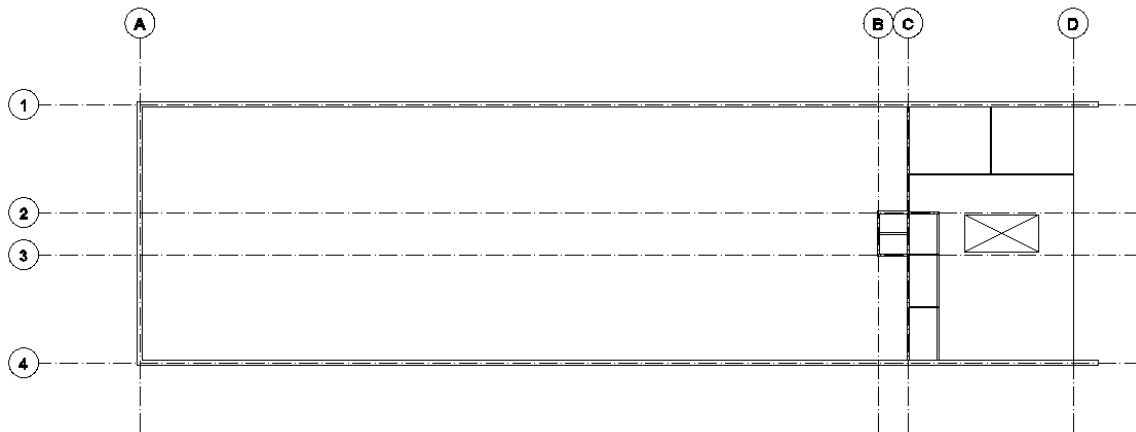
**Tabel 30:** Laster på tværs af bygningen [øst/vest]

|                | Vind [kN]   | Masselast [kN] |
|----------------|-------------|----------------|
| Terrændæk      | <b>71,5</b> | 102,7          |
| 1-sal etagedæk | <b>71,5</b> | 50,8           |
| Tagdæk         | <b>71,5</b> | 66,1           |

**Tabel 31:** Laster på langs af bygningen [nord/syd]

## 8 Lodret lastnedføring

I dette afsnit beregnes de lodrette laster fra tagdækket og de udvendige og indvendige vægge. Laster fra tagdækket føres i ydervæggene i modullinje 1 og 4, mens laster fra etagedækket over stueetagen, hviler af på væggene i modul B og C og på stålbjælker i modullinje D. De karakteristiske laster beregnes i det følgende, hvorefter de kombineres, og den største regningsmæssige last for hvert enkelt bygningsdel beregnes.



Figur 11 - Tegning af bygningen med modulnet

### 8.1 Last på ydervæggene i modul 1 og 4

Tagkonstruktionen beregnes som en simpel bjælke understøttet i begge ender, hvilket i dette tilfælde symboliserer ydervæggene i modul 1 og 4. Bjælken belastes med de opgjort laster fra afsnit 6. Lasterne er som følger:

$$\text{Snelast} \quad 0,72 \frac{kN}{m^2}$$

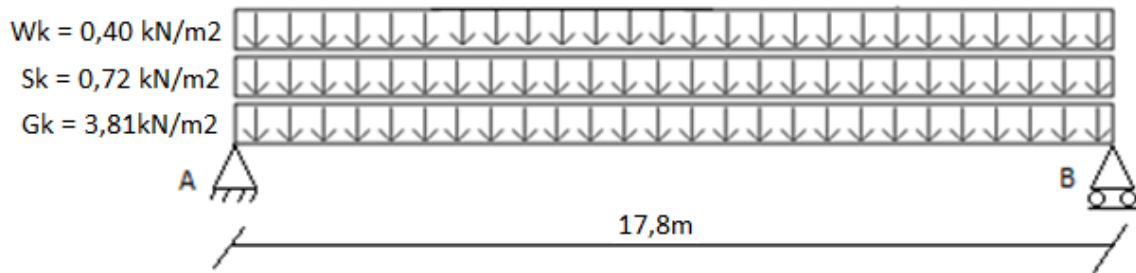
$$\text{Egenlast} \quad 3,81 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Vindlast} \quad 0,40 \frac{kN}{m^2}$$

For vindlast bruges der tilfældet med vind fra nord, og der bruges værdien for tryk, da de  $0,40 \frac{kN}{m^2}$  er værdien for zone I og dækker ca 58m af tagdækkets 65m længde. At bruge  $0,40$  over hele fladen vil være på den sikre side, da de andre værdier i zonerne F, G og H er sug og dermed negative værdier.



På figur 12 ses en principtegning over lasterne og ydervæggene.



Figur 12 - Skitse af det statisksystem for tagskiven

For dette system er reaktionerne i A og B identiske. Nedenfor er reaktionerne for de forskellige laster anført:

Egenlast:  $R_k = 33,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Snelast:  $R_k = 6,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vindlast:  $R_k = 3,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Reaktionerne regnes ved hjælp af de forskellige lastkombinationer til regningsmæssige værdier.

Egenlast dominerende:

$$R_{Ed} = 1,2 \cdot 33,91 = 40,69 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Snelast dominerende:

$$R_{Ed} = 1,0 \cdot 33,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,5 \cdot 6,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,5 \cdot 0,3 \cdot 3,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 45,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindlast dominerende (egenlast til ugunst):

$$R_{Ed} = 1,0 \cdot 33,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0 \cdot 6,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,5 \cdot 3,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 40,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindlast dominerende (egenlast til gunst):

$$R_{Ed} = 0,9 \cdot 33,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0 \cdot 6,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,5 \cdot 3,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 36,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dermed konstateres det at det er snelast dominerende som giver den størst mulige reaktion i ydervæggene fra tagdækket.

## 8.2 Last på indvendige vægge i modul B og C og på stålbjælke i modul D

Som i beregninger for reaktionerne i ydervæggene, kan etagedækket og dets understøtninger i hver sin ende betragtes som et simpelt bjælkesystem. Der vil i dette tilfælde forekomme to udregninger da der er tre forskellige spændvidder. Mellem modullinje 2 og 3 vil etagedækket have en spændvidde på 5,95m nord for trappen og 2,30m syd for trappen, mens det mellem modul 1 og 2 og mellem 3 og 4 har en spændvidde på 11,2m. I beregningerne vil reaktionerne blive anført som  $R_{trappe,nord}$  og  $R_{trappe,syd}$ , for reaktioner for spændet nord for trappen og syd for trappen, og  $R_{CD}$ , for reaktioner for spænd mellem modul C og D.

Lasterne på etagedækket er som følger:

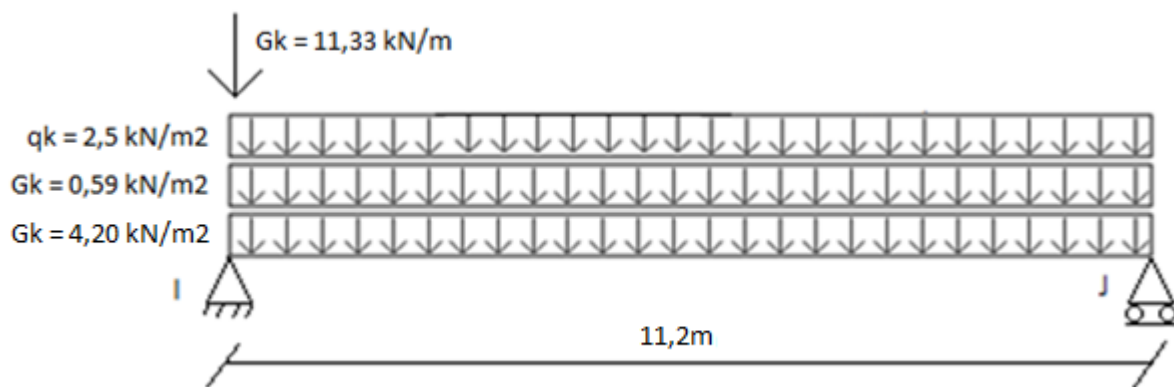
### Egenlast

$$\text{Egenlast fra betonvæg på 1. sal} \quad 3,54 \frac{kN}{m^2} \cdot 3,2m = 11,33 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Egenlast fra etagedæk} \quad 4,20 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Egenlast fra lettevægge} \quad 0,59 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Nyttelast} \quad 2,5 \frac{kN}{m^2}$$



Figur 13 – Skitse af det statiske system for dækket mellem modul C og D

Reaktionerne i I og J regnes for henholdsvis egenlast og nyttelast for spænd på 5,95m:

$$\text{Egenlast:} \quad R_{I,k} = 25,58 \frac{kN}{m} \quad R_{J,k} = 14,25 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Nyttelast:} \quad R_{I,k} = 7,44 \frac{kN}{m} \quad R_{J,k} = 7,44 \frac{kN}{m}$$

Reaktionerne i I og J regnes for henholdsvis egenlast og nyttelast for spænd på 2,30m:

$$\text{Egenlast:} \quad R_{I,k} = 5,51 \frac{kN}{m} \quad R_{J,k} = 5,51 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Nyttelast:} \quad R_{I,k} = 2,88 \frac{kN}{m} \quad R_{J,k} = 2,88 \frac{kN}{m}$$

Der laves en tilsvarende beregning for egenlast og nyttelast for spænd på 11,2m:

$$\text{Egenlast:} \quad R_{I,k} = 38,15 \frac{kN}{m} \quad R_{J,k} = 26,82 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Nyttelast:} \quad R_{I,k} = 14,0 \frac{kN}{m} \quad R_{J,k} = 14,0 \frac{kN}{m}$$

De regningsmæssige værdier for dæk med et spænd på 5,95m findes nu ved hjælp af lastkombinationerne:

Egenlast dominerende:

$$R_{I,Ed} = 1,2 \cdot 25,58 \frac{kN}{m} = 30,70 \frac{kN}{m} \quad R_{J,Ed} = 1,2 \cdot 14,25 \frac{kN}{m} = 17,10 \frac{kN}{m}$$

Nyttelast dominerende (egenlast til ugunst):

$$R_{I,Ed} = 1,0 \cdot 25,58 \frac{kN}{m} + 1,5 \cdot 7,44 \frac{kN}{m} = 36,74 \frac{kN}{m}$$

$$R_{J,Ed} = 1,0 \cdot 14,25 \frac{kN}{m} + 1,5 \cdot 7,44 \frac{kN}{m} = 25,41 \frac{kN}{m}$$

Nyttelast dominerende (egenlast til gunst):

$$R_{I,Ed} = 0,9 \cdot 25,58 \frac{kN}{m} + 0,0 \cdot 7,44 \frac{kN}{m} = 23,02 \frac{kN}{m}$$

$$R_{J,Ed} = 0,9 \cdot 14,25 \frac{kN}{m} + 0,0 \cdot 7,44 \frac{kN}{m} = 12,83 \frac{kN}{m}$$

Der laves samme beregning for dæk med spænd på 2,30m:

Egenlast dominerende:

$$R_{I,Ed} = 1,2 \cdot 5,51 \frac{kN}{m} = 6,61 \frac{kN}{m} = R_{J,Ed}$$

Nyttelast dominerende (egenlast til ugunst):

$$R_{I,Ed} = 1,0 \cdot 5,51 \frac{kN}{m} + 1,5 \cdot 2,88 \frac{kN}{m} = 9,82 \frac{kN}{m} = R_{J,Ed}$$

Nyttelast dominerende (egenlast til gunst):

$$R_{I,Ed} = 0,9 \cdot 5,51 \frac{kN}{m} + 0,0 \cdot 2,88 \frac{kN}{m} = 4,96 \frac{kN}{m} = R_{J,Ed}$$

Der laves samme beregning for dæk med spænd på 11,2m:

Egenlast dominerende:

$$R_{I,Ed} = 1,2 \cdot 38,15 \frac{kN}{m} = 45,78 \frac{kN}{m} \quad R_{J,Ed} = 1,2 \cdot 26,82 \frac{kN}{m} = 32,18 \frac{kN}{m}$$

Nyttelast dominerende:

$$R_{I,Ed} = 1,0 \cdot 38,15 \frac{kN}{m} + 1,5 \cdot 14,0 \frac{kN}{m} = 59,15 \frac{kN}{m}$$

$$R_{J,Ed} = 1,0 \cdot 26,82 \frac{kN}{m} + 1,5 \cdot 14,0 \frac{kN}{m} = 47,82 \frac{kN}{m}$$

Nyttelast dominerende (egenlast til gunst):

$$R_{I,Ed} = 0,9 \cdot 38,15 \frac{kN}{m} + 0,0 \cdot 14,0 \frac{kN}{m} = 34,34 \frac{kN}{m}$$

$$R_{J,Ed} = 0,9 \cdot 26,82 \frac{kN}{m} + 0,0 \cdot 14,0 \frac{kN}{m} = 24,14 \frac{kN}{m}$$

Det kan dermed konstateres at det for alle spændvidder er lastkombination med nyttelast dominerende som giver den største reaktion i de indvendige vægge på stueetagen. De øvrige lasttilfælde vil dog blive relevante når fundamentene skal undersøges for lodret last.

De lodrette og vandrette laster fastlagte og det er nu muligt at dimensionere bygningens konstruktionsdele.

## 9 De stabiliserende vægge

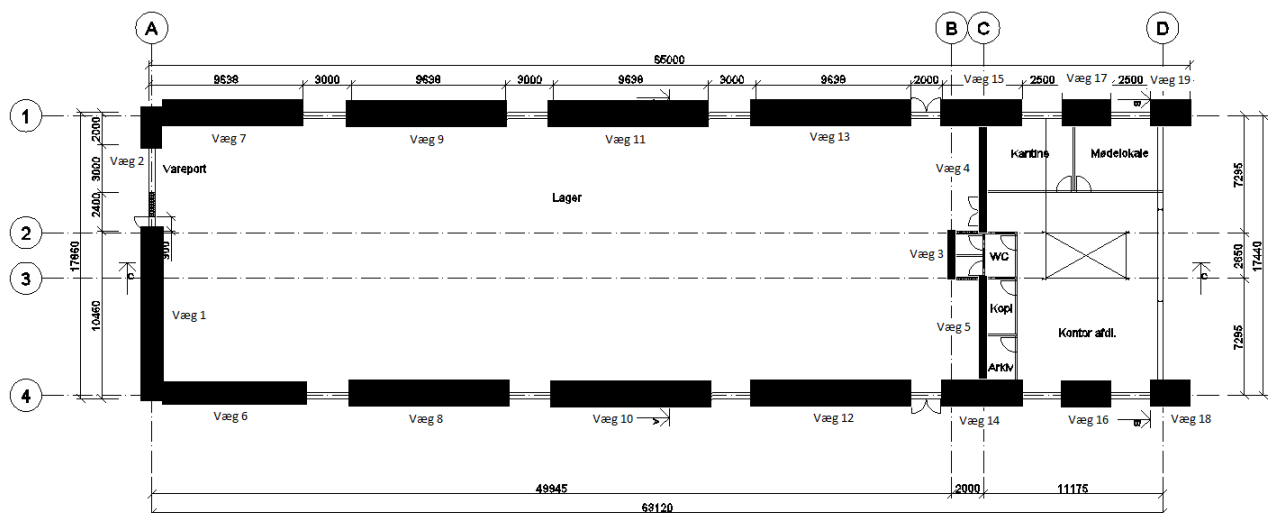
I dette afsnit vælges stabiliserende vægge for vandret last. I et tidligere afsnit blev den dimensionsgivende vandrette last på tværs og på langs af bygningen bestemt. Disse laster skal fordeles ud på stabiliserende vægge i bygningen og for last på tværs af bygningen benyttes alfa-metoden, mens det for last på langs af bygningen bruges en mere simpel lastfordeling. Inden dette skal væggene først udvælges. Som grundregel skal de:

- Være gennemgående i alle etager,
- Må ikke være korte vægge,
- Skal være uden særlige åbninger

Der beregnes i første omgang reaktioner fra vindlastens påvirkning af tagskiven og laves en grundig gennemgang af fremgangsmåden. Lasten der regnes med er henholdsvis  $P_{\text{langs}} = 71,50 \text{ kN}$  og  $P_{\text{tværs}} = 339,70 \text{ kN}$ . Disse er valgt da der i den nordlige gavl ikke findes et første sals etagedæk og derfor påvirkes tagskiven af en større last end ved vind ind på den sydlige gavl. Et lignende scenarie gælder for vind på tværs af bygningen. Her påvirkes tagskiven over lagerhallen med en større last end i området med kontorer. Der vælges at bruge de største værdier over hele tagskiven.

### 9.1 Stabiliserende vægge for tagskiven

I bygningen er der fundet 19 vægge som overholder ovenstående krav og disse er vist i figur 14:



Figur 14 - Plan over de stabiliserende vægge for tagdækket, markeret med sorte kasser

Der indlægges et koordinatsystem i bygningens nederste venstre hjørne på figuren, hvilket giver mulighed for at bestemme væggenes koordinater. Væggene parallelt med x-aksen skal optage lasterne som påvirker bygningen i x-retningen, mens væggen parallelt med y-aksen skal optage lasterne i y-retningen.

Væggene har følgende koordinater:

| Væg nr. | x-koordinat | y-koordinat |
|---------|-------------|-------------|
| 1       | 0,33        | 5,23        |
| 2       | 0,33        | 16,86       |
| 3       | 50,125      | 8,93        |
| 4       | 52,125      | 0,33        |
| 5       | 52,125      | 17,53       |
| 6       | 4,819       | 0,33        |
| 7       | 4,819       | 17,53       |
| 8       | 17,456      | 0,33        |
| 9       | 17,456      | 17,53       |
| 10      | 30,093      | 0,33        |
| 11      | 30,093      | 17,53       |
| 12      | 42,731      | 0,33        |
| 13      | 42,731      | 17,53       |
| 14      | 52,05       | 0,33        |
| 15      | 52,05       | 17,53       |
| 16      | 59,05       | 0,33        |
| 17      | 59,05       | 17,53       |
| 18      | 63,78       | 0,33        |
| 19      | 63,78       | 17,53       |

Tabel 32 - De stabiliserende vægges koordinater

### 9.1.1 Last på tværs af bygningen

I dette afsnit bruges alfa-metoden til at bestemme reaktionerne i væggene for vandret last på tværs af bygningen, mens der i det efterfølgende afsnit, på anden vis, vil blive beregnet reaktioner i væggene ved last på langs af bygningen.

I alfa-metoden bruges to værdier,  $\alpha_0$  og  $\alpha_1$ , som er værdier der bestemmer den indbyrdes lastfordeling mellem væggene.  $\alpha_0$  er en faktor som varierer efter væggenes placering og belastning, mens  $\alpha_1$  er væggenes relative stivhed. I dette tilfælde er  $\alpha_0 = 1,5$  for væg nr. 1-5, da væggene, ikke bærer etage/tagdæk, men er placeret op ad vægge som er. For de resterende vægge er  $\alpha_0 = 2,0$ , da væggene bærer tagdækket. For at bestemme væggenes relative stivhed bruges følgende formel:

$$\alpha_1 = \alpha_0 \cdot \frac{l^2}{h^2}$$

Der er dermed muligt at beregne  $\alpha_1$  ved hjælp af højden, længde og  $\alpha_0$ . Dette gøres for samtlige vægge.

| Væg nr. | $l$    | $h$   | $\alpha_0$ | $\alpha_1$ |
|---------|--------|-------|------------|------------|
| 1       | 10,46m | 7,00m | 1,5        | 3,35       |
| 2       | 2,00m  | 7,00m | 1,5        | 0,12       |
| 3       | 2,70m  | 3,05m | 1,5        | 1,07       |
| 4       | 7,04m  | 3,05m | 1,5        | 7,26       |
| 5       | 7,04m  | 3,05m | 1,5        | 7,26       |
| 6       | 9,64m  | 7,00m | 2,0        | 3,79       |
| 7       | 9,64m  | 7,00m | 2,0        | 3,79       |
| 8       | 9,64m  | 7,00m | 2,0        | 3,79       |
| 9       | 9,64m  | 7,00m | 2,0        | 3,79       |
| 10      | 9,64m  | 7,00m | 2,0        | 3,79       |
| 11      | 9,64m  | 7,00m | 2,0        | 3,79       |
| 12      | 9,64m  | 7,00m | 2,0        | 3,79       |
| 13      | 9,64m  | 7,00m | 2,0        | 3,79       |
| 14      | 5,00m  | 7,00m | 2,0        | 1,02       |
| 15      | 5,00m  | 7,00m | 2,0        | 1,02       |
| 16      | 3,00m  | 7,00m | 2,0        | 0,37       |
| 17      | 3,00m  | 7,00m | 2,0        | 0,37       |
| 18      | 2,45m  | 7,00m | 2,0        | 0,25       |
| 19      | 2,45m  | 7,00m | 2,0        | 0,25       |

**Tabel 33** - De stabiliserende vægges geometri

Der beregnes et rotationscentrum for tagskiven, som findes ud fra væggenes koordinater i denne ligning:

$$x_0 = \frac{\sum_{j=1}^n \alpha_j \cdot x_j}{\sum_{j=1}^n \alpha_j} \quad y_0 = \frac{\sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n \alpha_i}$$

Rotationscentrums x-koordinat bestemmes af ud fra væggene parallelt med y-aksens  $\alpha_1$ -værdier og x-koordinater, mens det for rotationscentrums y-koordinater gælder tilsvarende for væggene parallelt med x-aksen.

$$x_0 = \frac{3,35 \cdot 0,33 + 0,12 \cdot 0,33 + 1,07 \cdot 50,125 + 7,26 \cdot 52,125 \cdot 2}{3,35 + 0,12 + 1,07 + 7,26 \cdot 2} = 42,58$$

$$y_0 = \frac{0,33 + 17,53}{2} = 8,93$$

Der skabes moment om rotationscentrum ved lastpåvirkning for henholdsvis på tværs og på langs. Disse momenter regnes ud fra kraften og afstanden fra der hvor lasten angriber til rotationscentrum:

$$M_{w,x} = P_{langs} \cdot \left( \frac{\text{Bredden af bygningen}}{2} - y_0 \right) = 71,5kN \cdot \left( \frac{17,86m}{2} - 8,93m \right) = 0,00kNm$$

$$M_{w,y} = P_{tværs} \cdot \left( \frac{\text{Længden af bygningen}}{2} - x_0 \right) = 339,7kN \cdot \left( \frac{65,00m}{2} - 42,58m \right) = -3423,60kNm$$

Med koordinaterne på rotationscentrum, kan tagskivens vridningsstivheden bestemmes ud fra følgende formel:

$$I_w = \sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot (y_i - y_0)^2 + \sum_{j=1}^m \alpha_j \cdot (x_j - x_0)^2 = 8383,31m^2$$

Første led i ligningen indeholder værdier for vægge parallelt med x-aksen, mens det sidste led indeholder værdier for vægge parallelt med y-aksen. Parametrene for at bestemme reaktionerne er i de forskellige vægge er nu bestemt og reaktionerne kan nu beregnes ud fra følgende formler:

#### Vægge parallelt med y-aksen

$$R_{y,langs} = \left( \frac{M_{w,x}}{I_w} \right) \cdot (x_j - x_0) \cdot \alpha_y$$

$$R_{y,tværs} = \frac{\alpha_y}{\sum \alpha_y} \cdot P_{tværs} - \left( \frac{M_{w,y}}{I_w} \right) \cdot (x_j - x_0) \cdot \alpha_y$$

Disse beregninger foretages for alle vægge i det følgende:

#### Væg nr. 1

$$R_{y,langs} = \left( \frac{M_{w,x}}{I_w} \right) \cdot (x_j - x_0) \cdot \alpha_y = \left( \frac{0kNm}{8383,31m^2} \right) \cdot (0,33 - 42,58) \cdot 3,35 = 0,00kN$$

$$\begin{aligned} R_{y,tværs} &= \frac{\alpha_y}{\sum \alpha_y} \cdot P_{tværs} + \left( \frac{M_{w,y}}{I_w} \right) \cdot (x_j - x_0) \cdot \alpha_y \\ &= \frac{3,35}{19,06} \cdot 339,7kN + \left( \frac{-3423,60kNm}{8383,31m^2} \right) \cdot (0,33 - 42,58) \cdot 3,35 = 107,82kN \end{aligned}$$

#### Væg nr. 2

$$R_{y,langs} = \left( \frac{M_{w,x}}{I_w} \right) \cdot (x_j - x_0) \cdot \alpha_y = \left( \frac{0kNm}{8383,31m^2} \right) \cdot (0,33 - 42,58) \cdot 0,12 = 0,00kN$$



$$R_{y,tværs} = \frac{\alpha_y}{\sum \alpha_y} \cdot P_{tværs} + \left( \frac{M_{w,y}}{I_w} \right) \cdot (x_j - x_0) \cdot \alpha_y$$

$$= \frac{0,12}{19,06} \cdot 339,7kN + \left( \frac{-3423,60kNm}{8383,31m^2} \right) \cdot (0,33 - 42,58) \cdot 0,12 = 3,94kN$$

### Væg nr. 3

$$R_{y,langs} = \left( \frac{M_{w,x}}{I_w} \right) \cdot (x_j - x_0) \cdot \alpha_y = 0,00kN$$

$$R_{y,tværs} = \frac{\alpha_y}{\sum \alpha_y} \cdot P_{tværs} + \left( \frac{M_{w,y}}{I_w} \right) \cdot (x_j - x_0) \cdot \alpha_y$$

$$= \frac{1,07}{19,06} \cdot 339,7kN + \left( \frac{-3423,60kNm}{8383,31m^2} \right) \cdot (50,125 - 42,58) \cdot 1,07$$

$$= 16,29kN$$

### Væg nr. 4

$$R_{y,langs} = \left( \frac{M_{w,x}}{I_w} \right) \cdot (x_j - x_0) \cdot \alpha_y = 0,00kN$$

$$R_{y,tværs} = \frac{\alpha_y}{\sum \alpha_y} \cdot P_{tværs} + \left( \frac{M_{w,y}}{I_w} \right) \cdot (x_j - x_0) \cdot \alpha_y$$

$$= \frac{7,26}{19,06} \cdot 339,7kN + \left( \frac{-3423,60kNm}{8383,31m^2} \right) \cdot (52,125 - 42,58) \cdot 7,26$$

$$= 105,82kN$$

### Væg nr. 5

$$R_{y,langs} = \left( \frac{M_{w,x}}{I_w} \right) \cdot (x_j - x_0) \cdot \alpha_y = 0,00kN$$

$$R_{y,tværs} = \frac{\alpha_y}{\sum \alpha_y} \cdot P_{tværs} + \left( \frac{M_{w,y}}{I_w} \right) \cdot (x_j - x_0) \cdot \alpha_y = 105,82kN$$

Der laves et eftertjek for om der er vandret og lodret ligevægt:

$$\sum F_x = 0 \quad \sum F_y = 0$$

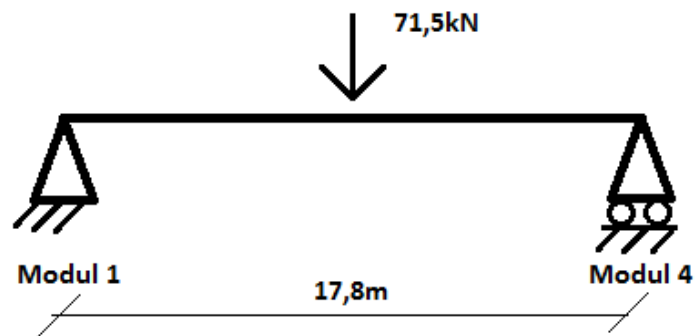
| Reaktioner, Vægge i y-retningen |                             |                              |
|---------------------------------|-----------------------------|------------------------------|
| Væg nr.                         | $R_{y,langs}$               | $R_{y,tværs}$                |
| 1                               | 0,00kN                      | 107,82kN                     |
| 2                               | 0,00kN                      | 3,94kN                       |
| 3                               | 0,00kN                      | 16,29kN                      |
| 4                               | 0,00kN                      | 105,82kN                     |
| 5                               | 0,00kN                      | 105,82kN                     |
|                                 | <b>I alt = 0,00 kN - OK</b> | <b>I alt = 339,70kN - OK</b> |

Tabel 34 - Reaktionerne i vægge langs y-aksen

Det ses at der er ligevægt mellem vægge og lasten, og reaktionerne fra tagskiven er nu fordelt mellem de stabiliserende vægge i y-aksensretning.

### 9.1.2 Last på langs af bygningen

Da der er symmetri i bygningen, og de stabiliserende vægge er placeret i ydervæggene i modul 1 og 4, kan gavlen betragtes som en simpel bjælke understøttet i hver ende, med en last på midten. Dette er vist i nedenstående figur:



Figur 15 - Skitse af det statiske system for vind på langs af bygningen.

Det system giver følgende reaktioner i modul 1 og 4:

$$R_{Modul,1} = R_{Modul,4} = 35,75kN$$

Denne reaktion deles dernæst ud over de forskellige vægge i hver modul linje. Dette gøres ud fra forholdet mellem deres længder:

| Reaktioner, Vægge i x-retningen |        |           |          |
|---------------------------------|--------|-----------|----------|
| Væg nr.                         | Længde | Fordeling | Reaktion |
| 6                               | 9,64m  | 0,098     | 7,03kN   |
| 7                               | 9,64m  | 0,098     | 7,03kN   |
| 8                               | 9,64m  | 0,098     | 7,03kN   |
| 9                               | 9,64m  | 0,098     | 7,03kN   |
| 10                              | 9,64m  | 0,098     | 7,03kN   |
| 11                              | 9,64m  | 0,098     | 7,03kN   |
| 12                              | 9,64m  | 0,098     | 7,03kN   |

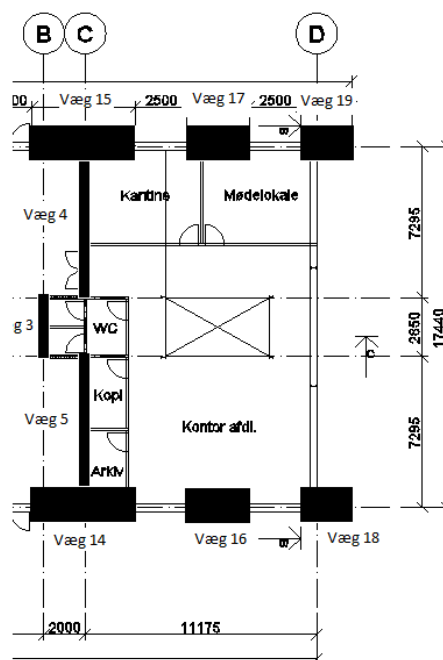
|              |               |             |               |
|--------------|---------------|-------------|---------------|
| 13           | 9,64m         | 0,098       | 7,03kN        |
| 14           | 5,00m         | 0,051       | 3,65kN        |
| 15           | 5,00m         | 0,051       | 3,65kN        |
| 16           | 3,00m         | 0,031       | 2,19kN        |
| 17           | 3,00m         | 0,031       | 2,19kN        |
| 18           | 2,45m         | 0,025       | 1,79kN        |
| 19           | 2,45m         | 0,025       | 1,79kN        |
| <b>I alt</b> | <b>98,00m</b> | <b>1,00</b> | <b>71,5kN</b> |

Tabel 35 - Reaktionen i væggene i x-aksens retning

Dermed er alle laster fra tagskiven blevet fordelt mellem de stabiliserende vægge. Samme procedure foretages i det næste for 1. sals dækket.

## 9.2 Stabiliserende vægge for 1. salsdækket

De stabiliserende vægge for 1.sals dækket er væg nr. 3, 4, 5, 14, 15, 16, 17, 18 og 19, og er markeret på nedenstående figur.



Figur 16 - Skitse over de stabiliserende vægge for etagedækket på 1. sal.

### 9.2.1 Last på tværs af bygningen

Der er som tidligere nævnt foretaget samme fremgangsmåde som for tagskiven, og det har givet følgende resultater for 1. sals dækket ved last på tværs af bygningen:

| 1. sals dæk, rotationscentrum, laster mm. |                      |
|-------------------------------------------|----------------------|
| $x_0$                                     | 51,99                |
| $y_0$                                     | 8,93                 |
| $P_{\text{langs}}$                        | 71,50kN              |
| $P_{\text{tværs}}$                        | 67,68kN              |
| $M_{w,x}$                                 | 0,00kNm              |
| $M_{w,y}$                                 | 442,42kNm            |
| $I_w$                                     | 246,82m <sup>2</sup> |

**Tabel 36** - Data til alfametoden for 1. sals dækket

| 1. salsdæk, vægge i y-retningen |               |               |            |            |                         |                         |
|---------------------------------|---------------|---------------|------------|------------|-------------------------|-------------------------|
| Væg nr.                         | x-koordinater | y-koordinater | $\alpha_0$ | $\alpha_1$ | $R_{\text{langs}}$ [kN] | $R_{\text{tværs}}$ [kN] |
| 3                               | 50,125        | 8,93          | 2,00       | 1,42       | 0,00                    | 9,39                    |
| 4                               | 52,125        | 13,875        | 2,00       | 9,68       | 0,00                    | 29,14                   |
| 5                               | 52,125        | 3,595         | 2,00       | 9,68       | 0,00                    | 29,14                   |
| Sum                             |               |               |            | 20,78      | 0,00                    | 67,68                   |

**Tabel 37** - Reaktionen i væggene langs y-aksen (1.sals dækket)

Der regnes kun med laster i væggene som er i kontakt med dækskiven og derfor regnes der ikke for laster i væggene 1 og 2.

### 9.2.2 Last på langs af bygningen

Som for tagskiven, regnes gavlen som en bjælke med understøtning i enderne med samme last og reaktioner. Antallet af vægge i kontakt med dækskiven er dog reduceret og dermed giver det en ny lastfordeling:

| Reaktioner, Vægge i x-retningen |        |           |          |
|---------------------------------|--------|-----------|----------|
| Væg nr.                         | Længde | Fordeling | Reaktion |
| 14                              | 5,00m  | 0,239     | 17,11kN  |
| 15                              | 5,00m  | 0,239     | 17,11kN  |
| 16                              | 3,00m  | 0,144     | 10,26kN  |
| 17                              | 3,00m  | 0,144     | 10,26kN  |
| 18                              | 2,45m  | 0,117     | 8,38kN   |
| 19                              | 2,45m  | 0,117     | 8,38kN   |
| <b>I alt</b>                    | 20,90m | 1,00      | 71,5kN   |

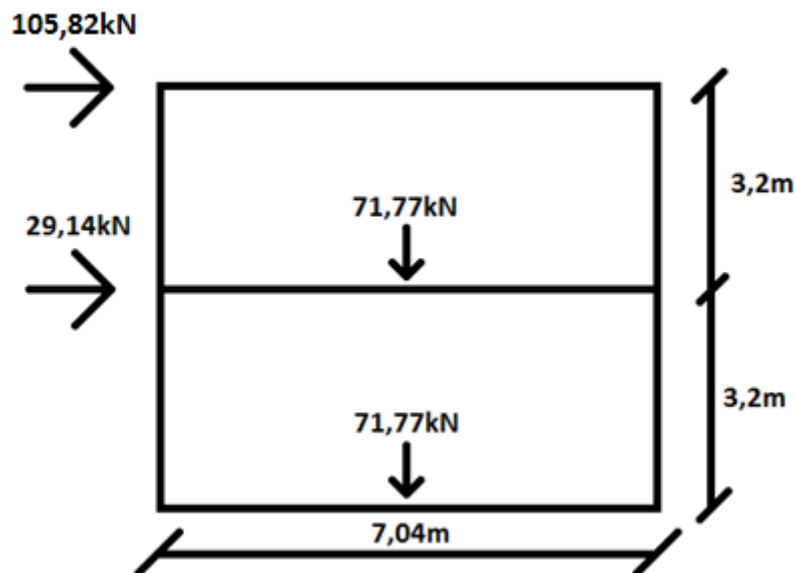
**Tabel 38** - Reaktionen i vægge langs x-aksen (1. sals dækket)

Dermed er alle vandrette laster fordelt på de stabiliserende vægge. Det skal nu eftervises at væggene er i stand til at optage de beregnede laster.

## 10 Væltningsanalyse

For hver stabiliserende væg, skal der eftervises at væggene ikke vælter, glider eller bliver knust. I det følgende udføres væltningsanalysen for væg nr. 5, mens resten vil blive beregnet i programmet Microsoft Excel, og vedlagt som bilag 3.

### 10.1 Væg nr. 5, 1. sal



Figur 17 - Skitse af væg nr. 5 og dens lodrette og vandrette laster.

Den vandrette last er fra afsnit ”De stabiliserende vægge”, mens væggen egenlast er beregnet for lastkombination med permanente laster til gunst. Der vil for hver væg, hvor det er nødvendigt, blive beregnet last fra henholdsvis fra 2 retninger. Dette vil være tilfældet for væg nr. 5. Der regnes først for last fra nord:

#### Væltning:

En væg vil ikke vælte, hvis det stabiliserende moment er større end det væltende moment:

$$M_{vælt} < M_{stab}$$

$$M_{væltning} = 105,82kN \cdot 3,2m = 338,62 kNm$$

$$M_{stab} = 71,77kN \cdot \frac{1}{2} \cdot 7,04m = 252,65kNm$$

Resultater i væltning! Dermed ikke OK.

Hvis væggen rent praktisk skal vælte, betyder det at en eventuelt tilstødende væg, også vil vælte. Derfor medregnes den tilstødende vægs moment bidrag for egenlasten:

$$\begin{aligned} M_{stab, korrigeret} &= 71,77kN \cdot \frac{1}{2} \cdot 7,04m + 7,04m \cdot \left( 3,54 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,00m \cdot 3,20m \cdot 0,9 \right) \\ &= 396,19kNm \end{aligned}$$

Resulterer i ingen væltning! Dermed OK.



Figur 18 - Plan udsnit af væg nr. 5 og dens tilstødende væg

### Glidning:

En væg glider ikke, hvis halvdelen af de lodrette laster er større end den glidende vandrette kraft:

$$\begin{aligned} F_{Glidning} &< \frac{F_{stab}}{2} \\ \frac{71,77kN + 20,39kN}{2} &= 46,08kN < 105,82kN \end{aligned}$$

Resulterer i glidning! Dermed ikke OK.

Foruden den tilstødendes vægs egenlast, bliver det nødvendigt at indstøbe et forankringsjern i bunden af væggen:

$$F_{forankring} = 75kN$$

Med forankringen giver det følgende resultat:

$$\frac{71,77kN + 20,39kN}{2} + 75kN = 121,08kN > 105,82kN$$

Resulterer i ingen glidning! Dermed OK.

### **Knusning:**

En væg knuses, hvis betonen spænding overstiger 15 MPa. Der skal derfor undersøges for hvor stor en spænding der i væggens trykzone. Trykzonen findes ved at beregne excentriciteten:

Excentricitet:

$$e = \frac{M_{vælt}}{G} = \frac{338,62 \text{ kNm}}{71,77kN + 20,39kN + 125kN} = 1,56m$$

Trykzone:

$$\left(\frac{7,04m}{2} - 1,56m\right) \cdot 2 = 3,92m$$

Betonspænding:

$$\sigma = \frac{54,65kN + 20,37kN + 125kN}{0,15m \cdot 3,92m} = 0,37MPa$$

Resulterer i at betonen ikke knuses! Dermed OK.

Der eftervises nu for last fra syd:

### **Væltning:**

$$M_{vælt} < M_{stab}$$

$$M_{væltning} = 105,82kN \cdot 3,2m = 338,62 \text{ kNm}$$

$$M_{stab} = 71,77kN \cdot \frac{1}{2} \cdot 7,04m = 252,65kNm$$

Resulterer i væltning! Dermed ikke OK.

Der regnes et tillæg på egenlasten fra den tilstødende væg:

$$\begin{aligned} M_{stab, korrigeret} &= 71,77kN \cdot \frac{1}{2} \cdot 7,04m + 7,04m \cdot \left(4,53 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,00m \cdot 7,00m \cdot 0,9\right) \\ &= 1257,22kNm \end{aligned}$$

Resulterer i ingen væltning! Dermed OK.

**Glidning:**

$$F_{Glidning} < \frac{F_{stab}}{2}$$

$$\frac{71,77kN + 142,70kN}{2} = 107,23kN > 105,82kN$$

Resultater i ingen glidning! Dermed OK.

**Knusning:**

Excentricitet:

$$e = \frac{M_{vælt}}{G} = \frac{338,62 \text{ kNm}}{71,77kN + 142,70kN} = 1,58m$$

Trykzone:

$$\left(\frac{7,04m}{2} - 1,50m\right) \cdot 2 = 3,88m$$

Betonspænding:

$$\sigma = \frac{71,77kN + 142,70kN}{0,15m \cdot 3,88m} = 0,37MPa$$

Resultater i at betonen ikke knuses! Dermed OK.

Det er dermed blevet eftervist at væggen kan nedføre den lodrette kraft til 1. salsdækket uden at vælte, glide eller blive knust. Dette gælder for både last fra nord og syd. Der foretages samme beregning for væggen i stueetagen.

## 10.2 Væg nr. 5, Stue

**Væltning:**

$$M_{vælt} < M_{stab}$$

$$M_{væltning} = 105,82kN \cdot 6,4m + 29,14kN \cdot 3,2m = 770,50kNm$$

$$M_{stab} = 71,77kN \cdot \frac{1}{2} \cdot 7,04m \cdot 2 = 505,29kNm$$

Resultater i væltning! Dermed ikke OK.

Da væggen bærer 1.salsdækket kan egenlasten fra dækket regnes med:

$$M_{stab, korrigeret} = \frac{1}{2} \cdot 7,04m \cdot (2 \cdot 71,77kN + 7,04m \cdot 30,76kN/m) = 1267,55kNm$$



Resulterer i ingen væltning! Dermed OK.

**Glidning:**

$$\frac{2 \cdot 71,77kN + 216,55kN}{2} = 180,05kN > 134,96kN$$

Resulterer i ingen glidning! Dermed OK.

**Knusning:**

Excentricitet:

$$e = \frac{M_{vælt}}{G} = \frac{770,50kNm}{2 \cdot 71,77kN + 216,55kN} = 2,14m$$

Trykzone:

$$\left( \frac{7,04m}{2} - 2,14m \right) \cdot 2 = 2,76m$$

Betonspænding:

$$\sigma = \frac{2 \cdot 71,77kN + 216,55kN}{0,15m \cdot 2,76m} = 0,87MPa$$

Resulterer i at betonen ikke knuses! Dermed OK.

For væg nr. 5 i stuen er beregningen ens for last fra Nord og Syd, da tillægget af egenlast er fra etagedækket på 1. sal og den last varierer ikke efter retningen på den vandrette last. Væg nr. 5 er dermed dimensioneret til at lede den vandrette last ned i terrændækket og ud i jorden. Beregningerne for de resterende vægge findes i bilag 3.

## 11 Eftervisning af 1. sals dækket og dets samlinger

I dette afsnit vil bygningens dækskive blive eftervist, samt dets samlinger. Dækskivens dimension bestemmes ud fra et skema fra betonelement.dk og ud fra lasterne som er fundet i afsnit 6.

### 11.1 Eftervisning af dækkets dimension

Som beskrevet ovenfor bestemmes dækkets dimension ud fra en tabel fra betonelement.dk. I tabellen er dækkenes bæreevne opgjort og disse skal være større end lastpåvirkningen fra den lodrette last.



#### Bæreevnetabel - QE 320 mm

Bæreevnetabel efter EN 1168, EN 1990, EN 1992

Juni 2013  
ROJ

| 1/2" | QE 320 spændv. [m] |       |                | 5,4  | 6,0  | 6,6  | 7,2  | 7,8  | 8,4  | 9,0  | 9,6  | 10,2 | 10,8 | 11,4 | 12,0 | 12,6 | 13,2 | 13,8 | 14,4 | 15,0 | 15,6 | 16,2 | 16,8 | 17,4 |  |
|------|--------------------|-------|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|--|
| 5    | MRd                | 195,8 | q, rd          | 40,7 | 32,2 | 25,9 | 21,1 | 17,4 | 14,4 | 12,0 | 10,1 | 8,4  | 7,1  | 5,9  | 5,0  |      |      |      |      |      |      |      |      |      |  |
|      | Mrev               | 163,5 | q, rev         | 33,3 | 26,2 | 20,9 | 16,9 | 13,8 | 11,3 | 9,4  | 7,7  | 6,4  | 5,2  | 4,3  | 3,5  |      |      |      |      |      |      |      |      |      |  |
|      | Mbal               | 66,5  | q, bal         | 11,1 | 8,2  | 6,1  | 4,5  | 3,2  | 2,2  | 1,4  | 0,7  | 0,2  | -0,3 | -0,7 | -1,0 |      |      |      |      |      |      |      |      |      |  |
|      | VRd                | 132,0 | q, vrd         | 36,6 | 32,6 | 29,2 | 26,5 | 24,1 | 22,1 | 20,3 | 18,8 | 17,5 | 16,3 | 15,2 | 14,2 |      |      |      |      |      |      |      |      |      |  |
|      | MRd, REI 60        | 174,2 | q, rdn REI 60  | 35,7 | 28,2 | 22,6 | 18,3 | 15,0 | 12,4 | 10,2 | 8,5  | 7,1  | 5,9  | 4,8  | 4,0  |      |      |      |      |      |      |      |      |      |  |
|      | Vk, REI 60         | 84,5  | q, v REI60     | 22,0 | 19,4 | 17,2 | 15,5 | 14,0 | 12,7 | 11,5 | 10,6 | 9,7  | 8,9  | 8,3  | 7,6  |      |      |      |      |      |      |      |      |      |  |
|      | MRd, REI 120       | 106,5 | q, rdn REI 120 | 20,2 | 15,6 | 12,2 | 9,6  | 7,6  | 6,0  | 4,7  | 3,6  | 2,7  | 2,0  | 1,4  | 0,8  |      |      |      |      |      |      |      |      |      |  |
|      | Vk, REI 120        | 78,8  | q, v REI120    | 20,2 | 17,8 | 15,8 | 14,1 | 12,7 | 11,5 | 10,5 | 9,6  | 8,8  | 8,1  | 7,4  | 6,8  |      |      |      |      |      |      |      |      |      |  |
| 6    | MRd                | 233,6 | q, rd          | 49,3 | 39,2 | 31,7 | 25,9 | 21,5 | 18,0 | 15,1 | 12,8 | 10,9 | 9,3  | 7,9  | 6,7  | 5,7  | 4,8  |      |      |      |      |      |      |      |  |
|      | Mrev               | 183,1 | q, rev         | 37,8 | 29,8 | 23,9 | 19,4 | 16,0 | 13,2 | 11,0 | 9,1  | 7,6  | 6,4  | 5,3  | 4,4  | 3,6  | 2,9  |      |      |      |      |      |      |      |  |
|      | Mbal               | 79,3  | q, bal         | 14,0 | 10,6 | 8,0  | 6,1  | 4,6  | 3,4  | 2,4  | 1,6  | 1,0  | 0,4  | 0,0  | -0,4 | -0,8 | -1,1 |      |      |      |      |      |      |      |  |
|      | VRd                | 143,0 | q, vrd         | 40,0 | 35,6 | 32,0 | 29,0 | 26,5 | 24,3 | 22,4 | 20,7 | 19,3 | 18,0 | 16,8 | 15,8 | 14,8 | 14,0 |      |      |      |      |      |      |      |  |
|      | MRd, REI 60        | 208,3 | q, rdn REI 60  | 43,5 | 34,5 | 27,8 | 22,7 | 18,7 | 15,6 | 13,0 | 11,0 | 9,2  | 7,8  | 6,6  | 5,5  | 4,6  | 3,9  |      |      |      |      |      |      |      |  |
|      | Vk, REI 60         | 87,2  | q, v REI60     | 22,8 | 20,1 | 17,9 | 16,1 | 14,5 | 13,2 | 12,0 | 11,0 | 10,1 | 9,4  | 8,6  | 8,0  | 7,4  | 6,9  |      |      |      |      |      |      |      |  |
|      | MRd, REI 120       | 127,6 | q, rdn REI 120 | 25,1 | 19,5 | 15,4 | 12,3 | 9,9  | 8,0  | 6,4  | 5,1  | 4,1  | 3,2  | 2,4  | 1,8  | 1,3  | 0,8  |      |      |      |      |      |      |      |  |
|      | Vk, REI 120        | 80,7  | q, v REI120    | 20,8 | 18,3 | 16,3 | 14,6 | 13,1 | 11,9 | 10,8 | 9,9  | 9,1  | 8,4  | 7,7  | 7,1  | 6,6  | 6,1  |      |      |      |      |      |      |      |  |
| 7    | MRd                | 269,8 | q, rd          | 57,6 | 45,9 | 37,2 | 30,6 | 25,5 | 21,4 | 18,1 | 15,4 | 13,2 | 11,3 | 9,7  | 8,4  | 7,2  | 6,2  | 5,3  |      |      |      |      |      |      |  |
|      | Mrev               | 202,6 | q, rev         | 42,2 | 33,4 | 26,9 | 22,0 | 18,1 | 15,0 | 12,6 | 10,6 | 8,9  | 7,5  | 6,3  | 5,3  | 4,4  | 3,7  | 3,0  |      |      |      |      |      |      |  |
|      | Mbal               | 92,0  | q, bal         | 16,9 | 12,9 | 10,0 | 7,7  | 6,0  | 4,6  | 3,5  | 2,6  | 1,8  | 1,2  | 0,6  | 0,2  | -0,2 | -0,6 | -0,9 |      |      |      |      |      |      |  |
|      | VRd                | 155,0 | q, vrd         | 43,7 | 39,0 | 35,0 | 31,8 | 29,0 | 26,7 | 24,6 | 22,8 | 21,2 | 19,8 | 18,6 | 17,4 | 16,4 | 15,5 | 14,6 |      |      |      |      |      |      |  |
|      | MRd, REI 60        | 242,1 | q, rdn REI 60  | 51,2 | 40,7 | 33,0 | 27,0 | 22,4 | 18,8 | 15,8 | 13,4 | 11,4 | 9,7  | 8,3  | 7,1  | 6,1  | 5,2  | 4,4  |      |      |      |      |      |      |  |
|      | Vk, REI 60         | 89,7  | q, v REI60     | 23,6 | 20,8 | 18,6 | 16,7 | 15,1 | 13,7 | 12,5 | 11,5 | 10,6 | 9,7  | 9,0  | 8,4  | 7,8  | 7,2  | 6,7  |      |      |      |      |      |      |  |
|      | MRd, REI 120       | 148,5 | q, rdn REI 120 | 29,9 | 23,4 | 18,6 | 15,0 | 12,2 | 9,9  | 8,1  | 6,6  | 5,4  | 4,4  | 3,5  | 2,8  | 2,1  | 1,6  | 1,1  |      |      |      |      |      |      |  |
|      | Vk, REI 120        | 82,5  | q, v REI120    | 21,4 | 18,8 | 16,7 | 15,0 | 13,5 | 12,3 | 11,2 | 10,2 | 9,4  | 8,6  | 8,0  | 7,4  | 6,8  | 6,3  | 5,9  |      |      |      |      |      |      |  |
| 8    | MRd                | 301,6 | q, rd          | 64,9 | 51,8 | 42,1 | 34,7 | 28,9 | 24,4 | 20,7 | 17,7 | 15,2 | 13,1 | 11,4 | 9,9  | 8,6  | 7,4  | 6,5  | 5,6  |      |      |      |      |      |  |
|      | Mrev               | 222,0 | q, rev         | 46,7 | 37,0 | 29,9 | 24,4 | 20,2 | 16,9 | 14,2 | 12,0 | 10,1 | 8,6  | 7,3  | 6,2  | 5,2  | 4,4  | 3,7  | 3,0  |      |      |      |      |      |  |
|      | Mbal               | 104,6 | q, bal         | 19,8 | 15,3 | 11,9 | 9,4  | 7,4  | 5,8  | 4,5  | 3,5  | 2,6  | 1,9  | 1,3  | 0,7  | 0,3  | -0,1 | -0,4 | -0,7 |      |      |      |      |      |  |
|      | VRd                | 167,0 | q, vrd         | 47,4 | 42,3 | 38,1 | 34,6 | 31,6 | 29,0 | 26,8 | 24,9 | 23,2 | 21,7 | 20,3 | 19,1 | 18,0 | 17,0 | 16,1 | 15,2 |      |      |      |      |      |  |
|      | MRd, REI 60        | 275,7 | q, rdn REI 60  | 58,9 | 47,0 | 38,1 | 31,4 | 26,1 | 21,9 | 18,6 | 15,8 | 13,6 | 11,7 | 10,0 | 8,7  | 7,5  | 6,4  | 5,6  | 4,8  |      |      |      |      |      |  |
|      | Vk, REI 60         | 92,1  | q, v REI60     | 24,3 | 21,5 | 19,2 | 17,2 | 15,6 | 14,2 | 13,0 | 11,9 | 10,9 | 10,1 | 9,4  | 8,7  | 8,1  | 7,5  | 7,0  | 6,6  |      |      |      |      |      |  |
|      | MRd, REI 120       | 169,3 | q, rdn REI 120 | 34,6 | 27,3 | 21,8 | 17,7 | 14,5 | 11,9 | 9,8  | 8,1  | 6,7  | 5,6  | 4,6  | 3,7  | 3,0  | 2,4  | 1,8  | 1,3  |      |      |      |      |      |  |
|      | Vk, REI 120        | 84,4  | q, v REI120    | 21,9 | 19,3 | 17,2 | 15,4 | 13,9 | 12,6 | 11,5 | 10,6 | 9,7  | 8,9  | 8,2  | 7,6  | 7,1  | 6,6  | 6,1  | 5,7  |      |      |      |      |      |  |

Figur 19 - Bæreevnetabel for etagedæk af typen QE 320

De pågældende bæreevner er som følger:

- Den regningsmæssige bæreevne, som skal være større end den regningsmæssige last
- Revnebæreevnen, som skal være større end den samlede karakteristiske last
- Balancebæreevnen, som skal være større end den karakteristiske egenlast.

Disse laster hentes i last opgørelserne i afsnit 6 og indsættes:

**Den regningsmæssige last:**

$$q_{Ed,STR1} = 1,00 \cdot 0,59 \frac{kN}{m^2} + 1,5 \cdot 2,50 \frac{kN}{m^2} = 4,34 \frac{kN}{m^2}$$

**Den samlede karakteristiske last:**

$$q_{k,samlet} = 0,59 \frac{kN}{m^2} + 2,50 \frac{kN}{m^2} = 3,09 \frac{kN}{m^2}$$

**Den karakteristiske egenlast:**

$$q_{k,egenlast} = 0,59 \frac{kN}{m^2}$$

Med den største spændvidde på 11,2m, vælges huldækket QE 320mm med 7 stk. 1/2" liner.  
Denne type eftervises for de ovenstående laster:

$$q_{Rd} = 9,7 \frac{kN}{m^2} > 4,34 \frac{kN}{m^2} , \quad OK$$

$$q_{rv} = 6,3 \frac{kN}{m^2} > 3,09 \frac{kN}{m^2} , \quad OK$$

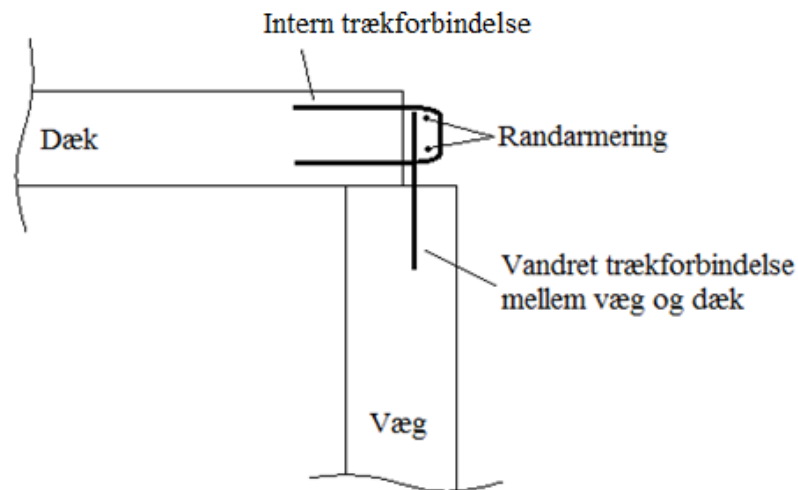
$$q_{bal} = 0,6 \frac{kN}{m^2} > 0,59 \frac{kN}{m^2} , \quad OK$$

Det er dermed eftervist at huldæk QE 320mm med 7 stk. 1/2" liner kan bruges som etagedæk i byggeriet.

## 11.2 Robusthedskrav

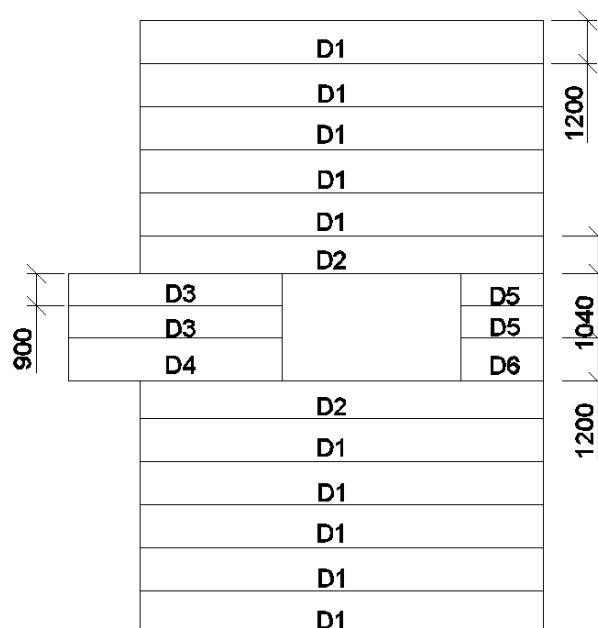
Til dækskiven skal der beregnes samlinger som forbinder dækkets fag med hinanden og dets tilstødende vægge. Til at dimensionere samlingerne bruges enten den beregnede vandrette last, eller robusthedskravene. Robusthedskravene bruges til at beregne en minimumsarmering i samlingerne, og de omhandler følgende 3 forbindelser:

- Periferitrækforbindelser
- Interne trækforbindelser
- Vandret trækforbindelse



Figur 20 - Illustration af dækskivens samlinger

Af DS/EN 1990 beskrives en robust konstruktion som en konstruktion hvis sikkerhedsmæssigt afgørende konstruktioner kun er lidt følsom overfor utilsigtede lastpåvirkninger og defekter, så som geometriske imperfektioner. Da byggeriet opføres i normal kontrolklasse er kravet om robustheden i byggeriet opfyldt når trækforbindelserne er korrekt dimensioneret og udført. Nedenfor ses en skitse af 1.sals etagedækket, med dækskivernes indeling og mål.



Figur 21 - Skitse af dækskivens fag

Dækskiven består af følgende fag:

| Fag | Længde | Bredde | Antal |
|-----|--------|--------|-------|
| D1  | 11,25m | 1,20m  | 10    |
| D2  | 11,25m | 1,04m  | 2     |
| D3  | 5,95m  | 0.90m  | 2     |
| D4  | 5,95m  | 1,20m  | 1     |
| D5  | 2,30m  | 0.90m  | 2     |
| D6  | 2,30m  | 1,20m  | 1     |

Tabel 39 - Dækfagernes antal og dimension

### 11.2.1 Bestemmelse af minimumsarmering af robusthedskrav

De tre forbindelser beregnes ud fra hver deres formel. Værdierne i formelen er bestemt ud fra at byggeriet opføres i normal kontrolklasse:

#### Periferitrækforbindelser (Randarmering):

Randarmeringen placeres langs dækskivens rand og skal dimensioneres ud fra den største af følgende laster:

$$F_r = \max \left\{ q_1 \cdot l \atop 40kN \right.$$

For normal kontrolklasse er  $q_1 = 7,5kN/m$  mens  $l$  er længden på det enkelte fag. Længden af det længste fag indsættes og kraften beregnes:

$$F_r = \max \left\{ q_1 \cdot l = 7,5 \frac{kN}{m} \cdot 11,25m = 84,38kN \atop 40kN \right.$$

Dermed er lasten  $F_r = 84,38kN$  og det er denne last som randarmeringen skal kunne optage. Det nødvendige armeringsareal bestemmes dernæst:

$$A_{s,nød} = \frac{F_r}{f_{yk}} = \frac{84,38kN}{550MPa} = 153,41mm^2$$

Der vælges 2 stk. Y12, hvis armeringsareal er  $226,20mm^2$  og dermed er tilstrækkelige til at optage lasten. Da der i formelen er brugt den længste spændvidde, og dermed beregnet den største last, vil det ikke være nødvendigt med større armeringsareal end  $153,41mm^2$ . Der vælges derfor 2 stk. Y12 rundt langs hele dækskivens rand.

#### Interne trækforbindelser:

I dækskivens fuger skal de interne trækforbindelser placeres som fugearmering. For denne skive skal der ved ende understøtningerne placeres U-bøjler. Ved normal kontrolklasse skal disse bøjler kunne optage en last på  $F_r = 40kN$ .

$$A_{s,nød} = \frac{F_r}{f_{yk}} = \frac{40kN}{550MPa} = 72,73mm^2$$

Da der anbefales en Y10 U-bøjle eftervises denne:

$$A_s = (5mm)^2 \cdot \pi \cdot 2 = 157,08mm^2$$

Dermed er en brugen af Y10 U-bøjler OK!

### **Vandret trækforbindelse:**

Der skal mellem væggene og 1. sals dækket sættes strittere som vandret trækforbindelser. Stritterne skal kunne modtage en last på  $F_v = 15kN/m$ . For at finde det nødvendige armeringsareal på stritterene beregnes  $A_{s,nød}$  for den længste væg:

$$A_{s,nød} = \frac{F_v \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}{f_{yk}} \cdot l = \frac{\frac{15kN}{m} \cdot \sqrt{3} \cdot 1,1}{550MPa} \cdot 7,04m = 51,96 \frac{mm^2}{m} \cdot 7,04m = 365,81mm^2$$

Der eftervises for Y8 strittere pr. 800mm:

$$A_s = \frac{(4mm)^2 \cdot \pi}{800mm} \cdot 7,04m = 442,34mm^2$$

Dermed er Y8 pr. 800mm OK!

Der er dermed beregnet en minimumsarmering for bygningens dæskive ud fra robusthedskravene. I det følgende afsnit, vil der blive eftervist om minimumsarmeringen vil være tilstrækkelig til optage de vandrette laster, som påvirker bygningen.

### **11.3 Eftervisning af samlinger for vandret last**

I dette afsnit dimensioneres samtlige samlinger for betonelementer i bygningen. Ud fra robusthedskravene er der fundet en minimumsarmering og der skal undersøges om denne er tilstrækkelig. Dette gøres ved at sammenligne lasterne fra robusthedskravene og de vandrette laster som påvirker bygningen:

$$W_{tværs} = 67,68kN$$

$$W_{langs} = 71,5kN$$

$$\frac{W_{tværs}}{l} = \frac{67,68kN}{12,95m} = 5,23kN/m$$

$$\frac{W_{langs}}{b} = \frac{71,5kN}{17,8m} = 4,02kN/m$$

Det ses at vindlasten på bygningen er mindre end robusthedskravet  $F_r = 15 \frac{kN}{m}$  for den vandrette trækforbindelse og  $F_r = 84,38kN$  for periferitrækforbindelserne, og minimumsarmeringen er derfor tilstrækkelig for disse forbindelser. Dog er lasten på den interne trækforbindelse  $F_r = 40kN$  mindre end vindlasten. Der skal derfor undersøges om Y10 U-bøjler er tilstrækkelig for lasten:

$$A_{s,nød} = \frac{F_r}{f_{yk}} = \frac{71,5kN}{550MPa} = 130mm^2 < 157,08mm^2$$

Dermed er minimumsarmeringen tilstrækkelig for alle forbindelser. Den endelige dimensionering af samlingerne kan således udføres. Samlingerne som skal dimensioneres er som følger:

- Samling mellem ydervægge og 1. sals dæk
- Samling mellem indvendige vægge og 1. sals dæk

### 11.3.1 Samling mellem ydervægge og 1. sals dæk

I denne samling skal U-bøjlelængden bestemmes, samt forankringslængden af stritterne i væggene og randarmeringen langs dækelementerne:

#### Y8 strittere:

Til bestemmelse af forankringslængden bruges nedenstående tabel for styrken for armeringsjernet og betonen.

| Styrkeklasse<br>$f_{ck}(MPa)$ | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60-90 |
|-------------------------------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|-------|
| $f_{yk} = 550 MPa$            | 79 | 65 | 56 | 48 | 43 | 39 | 35 | 33 | 30 | 29 | 28    |
| $f_{yk} = 500 MPa$            | 72 | 59 | 51 | 44 | 39 | 35 | 32 | 30 | 28 | 27 | 26    |
| $f_{yk} = 410 MPa$            | 59 | 48 | 42 | 36 | 32 | 29 | 26 | 24 | 23 | 22 | 21    |

**Tabel 40** - Tabel over styrkeværdier for armering og beton fra *Betonkonstruktioner*

For denne samling arbejdes der i moderat miljøklasse og dermed bruges 25 MPa in-situ beton, mens der fortsat bruges 550 MPa stålstyrke:

$$f_{ck} = 25 MPa$$

$$f_{yk} = 550 MPa$$

I tabellen aflæses værdien 48, og denne indsættes i formelen for forankringslængden:

$$\frac{l_b}{\emptyset} = 48 \Leftrightarrow l_b = 48 \cdot 8mm = 384mm \approx 400mm$$

Der dermed skal stritterne forankres stritterne 400mm.

### **2 stk Y12 Randarmering:**

Der bruges samme styrkeparametre for randarmeringen som for stritterne og formelen for forankringslængden er dermed den samme:

$$\frac{l_b}{\varnothing} = 48 \Leftrightarrow l_b = 48 \cdot 12mm = 576mm$$

Det antages at der stødes i samme snit og dermed skal forankringslængden øges med 50%:

$$l_b = 576mm \cdot 1,5 = 864mm \approx 900mm$$

Dermed er stødlængden på periferiforbindelserne 900mm. Ifølge en tabel fra ”Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1” skal der ved brugen af en Y12 længdearmering bruges 4 stk. Y6 tværarmeringsjern.

### **U-bøjler:**

Det anbefales af robusthedskravene at U-bøjlerne skal forankres med 1,5m. Det giver dermed følgende dimensioner for samlingen mellem ydervæggen i gavlen og 1. salsdæk:

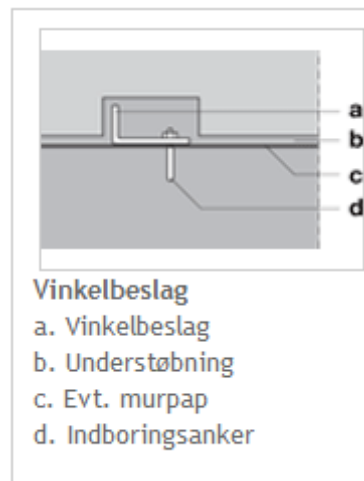
| Samlingen mellem ydervægge og 1. sals dæk |                        |            |
|-------------------------------------------|------------------------|------------|
|                                           | Dimension              | Forankring |
| Strittere                                 | Y8 strittere pr. 800mm | 400mm      |
| Randarmering                              | 2 stk. Y12             | 900mm      |
| U-bøjler                                  | Y10                    | 1500mm     |

**Tabel 41** - Armering i væg/dæk-samlingen

### **11.3.2 Samling mellem indvendige vægge og 1. sals dæk**

Som for samlingen i foregående afsnit findes der U-bøjler, strittere og randarmering, og disse vil have samme dimension og forankring som for ydervæggene. I væltningsanalysen af væg nr. 4 og 5 er det beregnet at der skal indstøbes en forankring i væggenes underside. Ifølge Expan.dk gøres det ved montering af vinkelbeslag. Et sådant vinkelbeslag har en regningsmæssig bæreevne på  $F = 13,3 \text{ kN}$ .





**Figur 22** - Skitse af vinkelbeslag (<http://www.expan.dk/projektering/statik/stabilitet/vandret-forankring-af-vaegelementer-glidning/>)

Der skal bruges 75 kN for at sikre at væggen ikke glider:

$$\frac{75 \text{ kN}}{13,3 \text{ kN}} = 5,64 \text{ stk} \approx 6 \text{ stk}$$

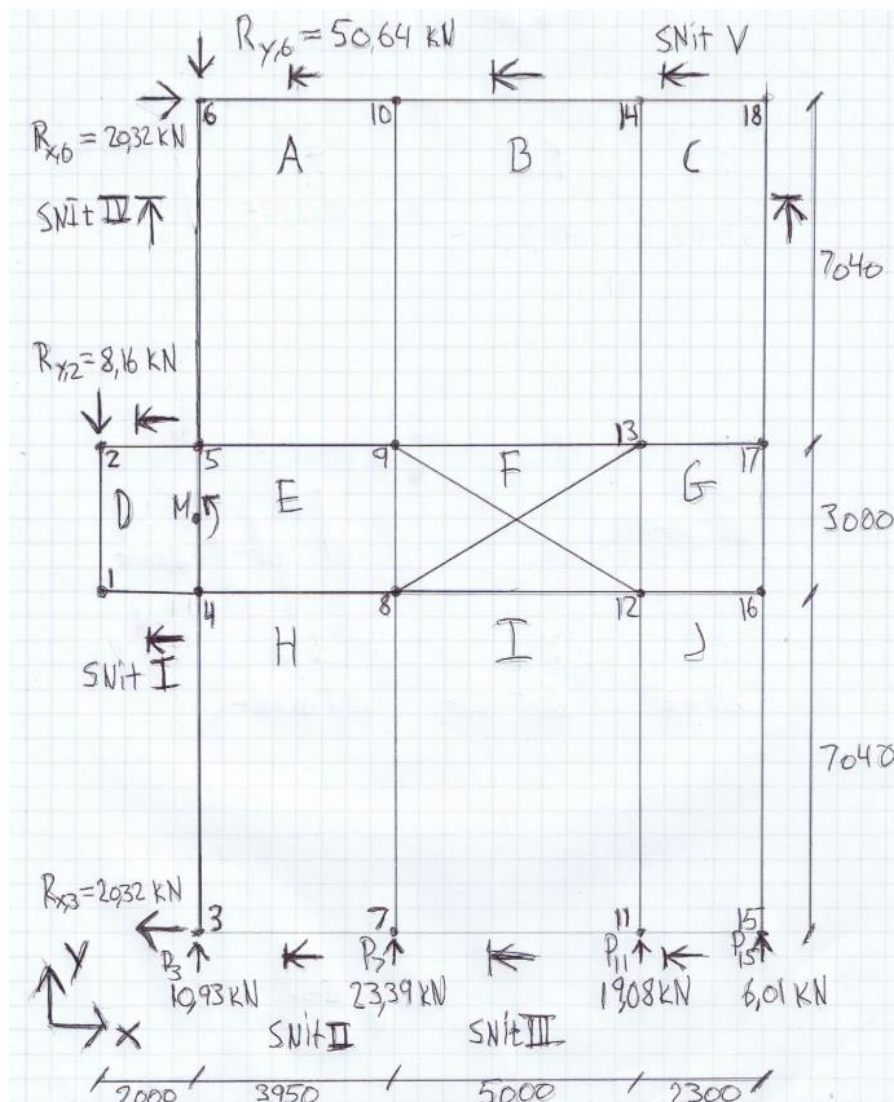
Der skal dermed bruges 6 vinkelbeslag. Disse fordeles ud over væggen 7,04 meter.

## 12 Stringermetoden

For at sikre at dækskivens armering kan overføre de vandrette kræfter fra facaderne til de stabiliserende vægge, anvendes stringermetoden til at dokumentere minimumsarmeringen, som er fundet af robusthedskravene.

### 12.1 Udformning af stringersystem

Dækskiven indlægges i et koordinatsystem og inddeles i forskydningsfelter med stringere mellem felterne. Felterne navngives med et bogstav, mens knudepunkterne hvor stringerlinjerne skærer, navngives med et tal. Dette er illustreret på figur 23:



Figur 23 - Skitse af stringersystem med forskydningsfelter, knudepunkter, laster, reaktioner mm.

Der tages udgangspunkt i vindlast fra vest og denne fordeles mellem punkterne 3, 7, 11 og 15. Vindlasten på facaden er  $v_d = 5,23 \text{ kN/m}$ :

Last i knude 3:

$$P_3 = \frac{1}{2} \cdot 5,23 \text{ kN/m} \cdot 3,95 \text{ m} = 10,32 \text{ kN}$$

Last i knude 7:

$$P_7 = \frac{1}{2} \cdot 5,23 \text{ kN/m} \cdot (3,95 \text{ m} + 5,00 \text{ m}) = 23,39 \text{ kN}$$

Last i knude 11:

$$P_7 = \frac{1}{2} \cdot 5,23 \text{ kN/m} \cdot (5,00 \text{ m} + 2,30 \text{ m}) = 19,08 \text{ kN}$$

Last i knude 15:

$$P_7 = \frac{1}{2} \cdot 5,23 \text{ kN/m} \cdot 2,30 \text{ m} = 6,01 \text{ kN}$$

Reaktionerne i knude 2 og 6 findes af væltlingsanalysen for væg 3 og 4 i bilag 4.

Reaktion i knude 2:

$$R_{2,y} = 8,16 \text{ kN}$$

Reaktion i knude 6:

$$R_{6,y} = 50,64 \text{ kN}$$

Af lasterne og reaktionerne opstår der et moment, som giver reaktioner knudepunkt 3 og 6. Der tages moment om punktet M på figur 23:

$$M = 8,16 \text{ kN} \cdot 2,00 \text{ m} + 23,39 \text{ kN} \cdot 3,95 \text{ m} + 19,08 \text{ kN} \cdot (3,95 \text{ m} + 5,00 \text{ m}) + 6,01 \text{ kN} \cdot (3,95 \text{ m} + 5,00 \text{ m} + 2,30 \text{ m}) = 347,09 \text{ kNm}$$

Reaktioner i knude 3 og 6:

$$R_{3,x} = R_{6,x} = \frac{M}{l} = \frac{347,09 \text{ kNm}}{17,08 \text{ m}} = 20,32 \text{ kN}$$

Stringersystemet er statisk ubestemt og antallet af statiske ubestemte størrelser findes af følgende formel:

$$N = K - F - (2S_1 - S_2) + (R - 3)$$

Hvor,

$K$  er antallet af knudepunkter.

$F$  er antallet af hulfelter, der er stringeromkrandsede og sammenhængende.

$S_1$  er antallet af stringerlinier gående fra rand til rand, idet hullers kanter også tæller som rand.

$S_2$  er antallet af stringerlinier, der i hele deres forløb følger en rand, dvs. stringerlinier, der langs hele deres længde er en afgrænsning af stingersystemet.

$R$  er antallet af reaktioner.

Da systemet er udvendigt statisk bestemt, udgår det sidste led i ligningen med reaktionerne ( $R-3$ ) og de resterende værdier indsættes:

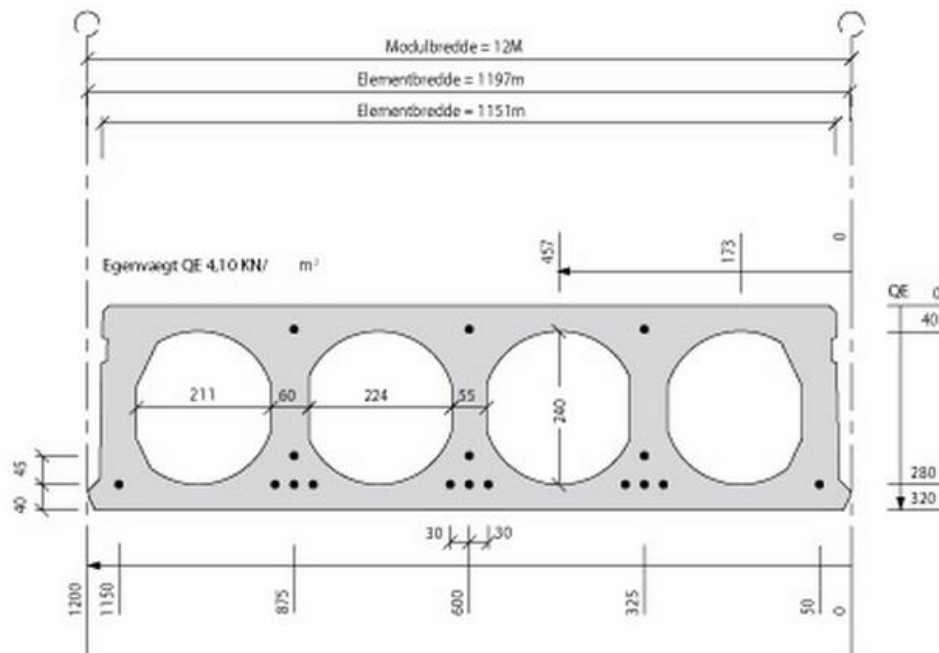
$$K = 18, \quad F = 1, \quad S_1 = 9, \quad S_2 = 4$$

$$N = K - F - (2S_1 - S_2) = 18 - 1 - (2 \cdot 9 - 4) = 3$$

Dermed kan forskydningsspændingerne i tre felter vælges.

## 12.2 Beregning af forskydningsspændinger i forskydningsfelter

For at bestemme forskydningsspændingerne i felterne er det nødvendigt at bestemme hvor meget af dækkets tværsnit kan optage forskydningsspændingerne. Af figur 24 ses det at 80mm af dækkets tykkelse kan anvendes.



Figur 24 - Snit af etagedæk. De øverste og nederste 40mm kan optage forskydningsspændinger

Det er dermed muligt at bestemme forskydningsspændingerne. Dette gøres ved at snitte igennem felterne og ved brug af ligevægtsligninger og de 3 overtallige. De angivne snit er illustreret på figur 23 på side 58:

### Snit I

$$\tau_D \cdot 3,00m \cdot 0,08m + 8,16 kN = 0 \Leftrightarrow \tau_D = \frac{-8,16 kN}{3,00m \cdot 0,08m} = -34kPa$$

### Snit II

$$50,64 kN + 8,16 kN - 10,32 kN + (\tau_A \cdot 7,04m + \tau_E \cdot 3,00m + \tau_H \cdot 7,04m) \cdot 0,08m = 0$$

Forskydningsspændingerne vælges for  $\tau_A$  og  $\tau_E$ :

$$\text{Valg 1: } \tau_A = -39,60 \text{ kN}$$

$$\text{Valg 2: } \tau_E = -16,00 \text{ kN}$$

Forskydningsspænderne indsættes i ligningen:

$$50,64 \text{ kN} + 8,16 \text{ kN} - 10,32 \text{ kN} + (-39,6 \text{ kPa} \cdot 7,04 \text{ m} - 16 \text{ kPa} \cdot 3,00 \text{ m} + \tau_H \cdot 7,04 \text{ m}) \cdot 0,08 \text{ m} = 0$$

Dermed findes  $\tau_H = -39,66 \text{ kPa}$ .

### Snit III

$$50,64 \text{ kN} + 8,16 \text{ kN} - 10,32 \text{ kN} - 23,39 \text{ kN} + (\tau_B \cdot 7,04 \text{ m} + \tau_I \cdot 7,04 \text{ m}) \cdot 0,08 \text{ m} = 0$$

Sidste og 3. valg for dækskiven vælges:

$$\text{Valg 3: } \tau_B = \tau_I$$

Ligningen har dermed kun 1 ubekendt og kan beregnes:

$$50,64 \text{ kN} + 8,16 \text{ kN} - 10,32 \text{ kN} - 23,39 \text{ kN} + (2 \cdot \tau_I \cdot 7,04 \text{ m}) \cdot 0,08 \text{ m} = 0$$

Dermed findes  $\tau_I = \tau_B = -22,27 \text{ kPa}$ .

### Snit IV

$$20,32 \text{ kN} + (\tau_A \cdot 3,95 \text{ m} + \tau_B \cdot 5,00 \text{ m} + \tau_C \cdot 2,30 \text{ m}) \cdot 0,08 \text{ m} = 0$$

$\tau_A$  og  $\tau_B$  er kendte og indsættes i formelen og dermed findes  $\tau_C = 5,99 \text{ kPa}$ .

Da ligningen vandret ligevægt i felt A,B og C er identisk til ligningen for vandret ligevægt i felt H, I og J er  $\tau_C = \tau_J = 5,99 \text{ kPa}$ .

### Snit V

$$6,01 \text{ kN} + (\tau_C \cdot 7,04 \text{ m} + \tau_G \cdot 3,00 \text{ m} + \tau_J \cdot 7,04 \text{ m}) \cdot 0,08 \text{ m} = 0$$

Da  $\tau_C = \tau_J$  kan  $\tau_G$  bestemmes:

$$\frac{\frac{-6,01 \text{ kN}}{0,08 \text{ m}} - 2 \cdot 5,99 \text{ kPa} \cdot 7,04 \text{ m}}{3,00 \text{ m}} = -53,14 \text{ kPa}$$

Der laves et tjek ved at snitte gennem felt D, E, F og G og lave vandret ligevægt:

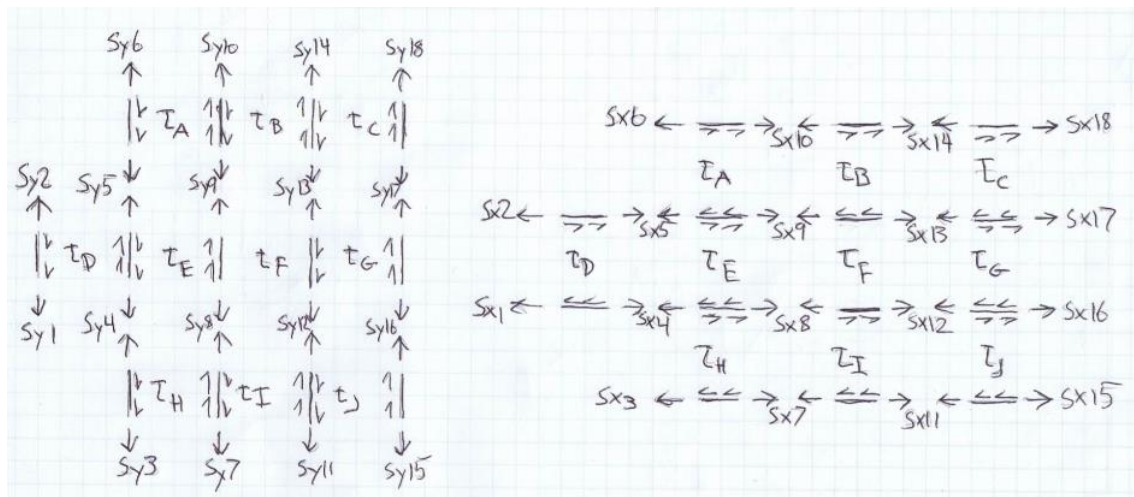
$$20,32 \text{ kN} + (-34 \text{ kPa} \cdot 2,00 \text{ m} - 16 \text{ kPa} \cdot 3,95 \text{ m} - 53,14 \cdot 2,30 \text{ m}) \cdot 0,08 \text{ m} = 0,05 \approx 0$$

Hermed er alle dækfelternes forskydningsspændinger fundet. Disse er opgjort i nedenstående tabel:

| Forskydningsfelter | Forskydningsspænding [kPa] |
|--------------------|----------------------------|
| A                  | -39,60                     |
| B                  | -22,27                     |
| C                  | 5,99                       |
| D                  | -34,00                     |
| E                  | -16,00                     |
| F                  | 0,00                       |
| G                  | -53,14                     |
| H                  | 39,66                      |
| I                  | -22,27                     |
| J                  | 5,99                       |

**Tabel 42** - Forskydningsfelterne med de tilhørende spændinger

Herefter beregnes stringerkræfterne i stringerne. Stringerne er delt op som på figur 25.



**Figur 25** - Stringersystemets stringere

Der opstilles ligninger for ligevægt for de enkelte stringere:

#### Stringer 1 og 2

$$S_{y2} = \tau_D \cdot 0,08m \cdot 3,00m + S_{y1}$$

$S_{y2} = -8,16 \text{ kN}$  og  $\tau_D = -34 \text{ kPa}$  er kendte og indsættes:

$$-8,16 \text{ kN} = -34 \text{ kPa} \cdot 0,08m \cdot 3,00m + S_{y1}$$

$$-8,16 \text{ kN} = -8,16 \text{ kN} + S_{y1} \Leftrightarrow S_{y1} = 0 \rightarrow OK$$

#### Stringer 3,4,5 og 6

$$S_{y6} = \tau_A \cdot 0,08m \cdot 7,04m + S_{y5}$$

Idet  $S_{y6} = -50,64 \text{ kN}$  findes

$$S_{y5} = 39,6 \text{ kPa} \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m} - 50,64 \text{ kN} = -28,34 \text{ kN}$$

$$S_{y5} + \tau_D \cdot 0,08\text{m} \cdot 3,00\text{m} = S_{y4} + \tau_E \cdot 0,08\text{m} \cdot 3,00\text{m}$$

$$S_{y4} = -28,34 \text{ kN} - 34 \text{ kPa} \cdot 0,08\text{m} \cdot 3,00\text{m} + 16 \text{ kPa} \cdot 3,00\text{m} \cdot 0,08\text{m} = -32,66 \text{ kN}$$

$$S_{y4} = \tau_H \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m} + S_{y3}$$

$$S_{y3} = -32,66 \text{ kN} + 39,6 \text{ kPa} \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m} = -10,35 \text{ kN} \rightarrow OK$$

#### Stringer 7,8,9 og 10

$$S_{y10} + \tau_A \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m} = S_{y9} + \tau_B \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m}$$

Idet  $S_{y10} = 0 \text{ kN}$  findes

$$S_{y9} = (22,27 \text{ kPa} - 39,6 \text{ kPa}) \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m} = -9,76 \text{ kN}$$

$$S_{y9} + \tau_E \cdot 0,08\text{m} \cdot 3,00\text{m} = S_{y8} + \tau_F \cdot 0,08\text{m} \cdot 3,00\text{m}$$

$$S_{y8} = -9,76 \text{ kN} - 16 \text{ kPa} \cdot 0,08\text{m} \cdot 3,00\text{m} = -13,60 \text{ kN}$$

$$S_{y8} + \tau_H \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m} = S_{y7} + \tau_I \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m}$$

$$S_{y7} = -13,60 \text{ kN} + (-39,6 \text{ kPa} + 22,27 \text{ kPa}) \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m} = -23,36 \text{ kN} \rightarrow OK$$

#### Stringer 11, 12, 13 og 14

$$S_{y14} + \tau_B \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m} = S_{y13} + \tau_C \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m}$$

Idet  $S_{y14} = 0 \text{ kN}$  findes

$$S_{y13} = (-22,27 \text{ kPa} - 5,99 \text{ kPa}) \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m} = -15,92 \text{ kN}$$

$$S_{y13} = S_{y12} + \tau_G \cdot 0,08\text{m} \cdot 3,00\text{m}$$

$$S_{y12} = -15,92 + 53,14 \text{ kPa} \cdot 0,08\text{m} \cdot 3,00\text{m} = -3,16 \text{ kN}$$

$$S_{y12} + \tau_I \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m} = S_{y11} + \tau_J \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m}$$

$$S_{y11} = -3,16 \text{ kN} + (-22,27 \text{ kPa} - 5,99 \text{ kPa}) \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m} = -19,08 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Stringer 15, 16, 17 og 18

$$S_{y18} + \tau_C \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m} = S_{y17}$$

Idet  $S_{y18} = 0$  findes

$$S_{y17} = 5,99 \text{ kPa} \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m} = 3,37 \text{ kN}$$

$$S_{y17} + \tau_G \cdot 0,08\text{m} \cdot 3,00\text{m} = S_{y16}$$

$$S_{y16} = -53,14 \text{ kPa} \cdot 0,08\text{m} \cdot 3,00\text{m} + 3,37 \text{ kN} = -9,38 \text{ kN}$$

$$S_{y16} + \tau_G \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m} = S_{y15}$$

$$S_{y17} = 6,99 \text{ kPa} \cdot 0,08\text{m} \cdot 7,04\text{m} - 9,38 \text{ kN} = -6,01 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Dermed er stringerkræfterne i de lodrette stringerlinier bestemt. De vandrette stringerliniers stringerkræfter beregnes efter samme metode i det følgende:

Stringerlinie 6, 10, 14 og 18

$$S_{x6} = \tau_A \cdot 0,08\text{m} \cdot 3,95\text{m} + S_{x10}$$

Idet  $S_{x6} = -20,32 \text{ kN}$  findes

$$S_{x10} = 39,6 \text{ kPa} \cdot 0,08\text{m} \cdot 3,95\text{m} - 20,32\text{kN} = -7,81 \text{ kN}$$

$$S_{x10} = \tau_B \cdot 0,08\text{m} \cdot 5,00\text{m} + S_{x14}$$

$$S_{x14} = 22,27 \text{ kPa} \cdot 0,08\text{m} \cdot 5,00\text{m} - 7,81 \text{ kN} = 1,10 \text{ kN}$$

$$S_{x14} = \tau_C \cdot 0,08\text{m} \cdot 2,30\text{m} + S_{x18}$$

$$S_{x18} = -5,99 \text{ kPa} \cdot 0,08\text{m} \cdot 2,30\text{m} - 1,10 \text{ kN} = 0,00 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Stringerlinie 2, 5, 9, 13 og 17

$$S_{x2} = \tau_D \cdot 0,08\text{m} \cdot 2,00\text{m} + S_{x5}$$

Idet  $S_{x2} = 0 \text{ kN}$  findes

$$S_{x5} = 34 \text{ kPa} \cdot 0,08\text{m} \cdot 2,00\text{m} = 5,44 \text{ kN}$$



$$S_{x5} + \tau_A \cdot 0,08m \cdot 3,95m = S_{x9} + \tau_E \cdot 0,08m \cdot 3,95m$$
$$S_{x9} = 5,44 \text{ kN} + (16 \text{ kPa} - 39,6 \text{ kPa}) \cdot 0,08m \cdot 3,95m = -2,02 \text{ kN}$$

$$S_{x9} + \tau_B \cdot 0,08m \cdot 5,00m = S_{x13}$$
$$S_{x13} = -22,27 \text{ kPa} \cdot 0,08m \cdot 5,00m - 2,02 \text{ kN} = -10,93 \text{ kN}$$

$$S_{x13} + \tau_C \cdot 0,08m \cdot 2,30m = S_{x17} + \tau_G \cdot 0,08m \cdot 2,30m$$
$$S_{x17} = -10,93 \text{ kN} + (5,99 \text{ kPa} + 53,14 \text{ kPa}) \cdot 0,08m \cdot 2,30m = 0 \text{ kN} \rightarrow OK$$

#### Stringerlinie 1, 4, 8, 12 og 16

Stringerkræfterne i denne stringerlinie er har samme værdi som stringerlinie 2, 5, 9, 13 og 17, men med modsat fortegn:

$$S_{x1} + \tau_D \cdot 0,08m \cdot 2,00m = S_{x4}$$

Idet  $S_{x1} = 0 \text{ kN}$  findes

$$S_{x4} = -34 \text{ kPa} \cdot 0,08m \cdot 2,00m = -5,44 \text{ kN} = -S_{x5}$$

De resterende kræfter beregnes ud fra kræfterne fra linie 2, 5, 9, 13 og 17:

$$S_{x8} = -S_{x9} = 2,02 \text{ kN}$$
$$S_{x12} = -S_{x13} = 10,93 \text{ kN}$$
$$S_{x16} = -S_{x17} = 0 \text{ kN} \rightarrow OK$$

#### Stringerlinie 3, 7, 11 og 15

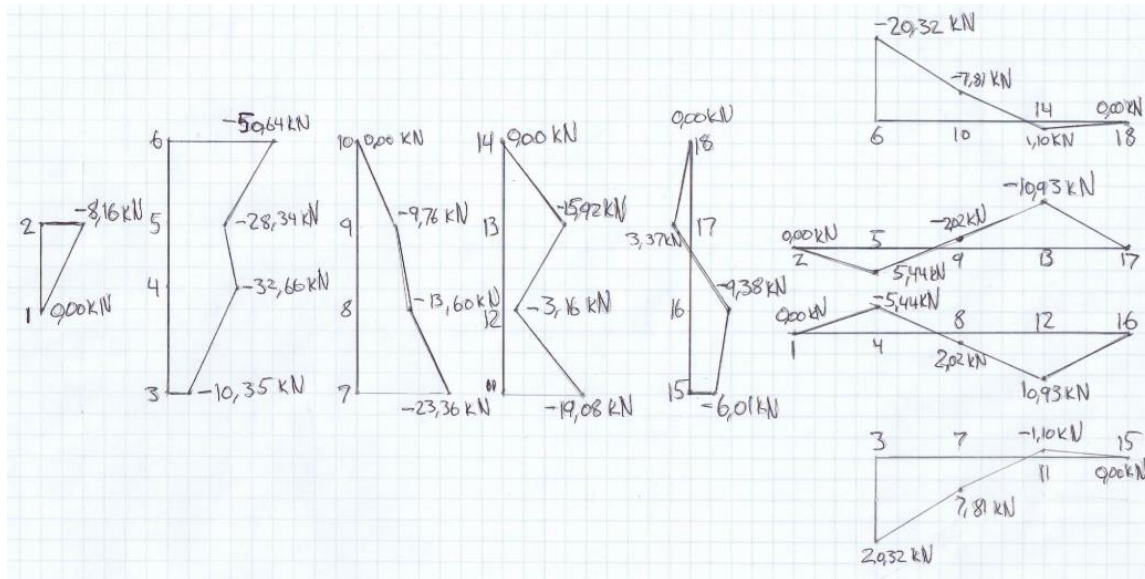
Stringerkræfterne i denne linje vil have samme værdi som kræfterne i stringerlinie 6, 10, 14 og 18, men med modsat fortegn:

$$S_{x3} + \tau_H \cdot 0,08m \cdot 3,95m = S_{x7}$$

Idet  $S_{x3} = 20,32 \text{ kN}$  findes

$$S_{x7} = 20,32 \text{ kN} - 39,6 \text{ kPa} \cdot 0,08m \cdot 3,95m = 7,81 \text{ kN} = -S_{x10}$$
$$S_{x11} = -S_{x14} = -1,10 \text{ kN}$$
$$S_{x15} = -S_{x18} = 0 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Dermed er alle stringerkræfter for stringerlinierne fundet og disse er illustreret på figur 26.



Figur 26 - Skitse af stringerlinierne og deres stringerkræfter.

### 12.2.1 Dimensionering af trækstringere

Kraften fra trækstringerne skal optages i armeringen, og denne dimensioneres ud fra følgende formel:

$$A_{s,n\ddot{o}dv} = \frac{F_r}{f_{yd}}$$

hvor  $F_r$  er stringerkraften. Fra figur 26 ses det at der vil være træk i stringer 3-7, 12-16, 2-5, 14-18 og 17-18. Der anvendes armering med 550 MPa stålstyrke:

$$f_{yd} = \frac{550 \text{ MPa}}{1,2} = 458 \text{ MPa}$$

Det nødvendige armeringsareal beregnes for stringerne:

#### Stringer 3-7

$$A_{s,n\ddot{o}dv} = \frac{20,32 \text{ kN}}{458 \text{ MPa}} = 44,37 \text{ mm}^2$$

Stringeren løber langs randen på dækskiven og derfor optages lasten af randarmeringen som er bestemt i afsnit 11. Armeringen er bestemt til 2 stk. Y12 med et armerings areal på 226 mm<sup>2</sup>.

$$A_{s,n\ddot{o}dv} = 44,37 \text{ mm}^2 < 226 \text{ mm}^2$$

Dermed er armeringen OK. Da dette er den største kraft over hele stringer 3-15 er randarmeringen OK. Da stringer 14-18, 17-18 og 2-5 alle løber langs randen af dækskiven, og ingen af krafterne er større end 20,32, er randarmeringen OK for alle disse stringere.

#### Stringer 12-16

$$A_{s,n\ddot{o}dv} = \frac{10,93 \text{ kN}}{458 \text{ MPa}} = 23,86 \text{ mm}^2$$

For denne stringer vælges der 1 stk. Y12 armeringsjern, som armering:

$$A_s = (6\text{mm})^2 \cdot \pi = 113\text{mm}^2 > 23,86 \text{ mm}^2$$

Dermed er 1 stk Y12 OK. Da dette er den største trækraft over hele stringer 1-16 er armeringen OK

### 12.2.2 Kontrol af trykstringere

I dette afsnit undersøges der om betonen selv kan optage trykstringernes last, eller om det er nødvendigt at tillægge en trykarmering. Dette er tilfældet hvis stringerbredden er større end 20% af bredden på det mindste tilstødende forskydningsfelt:

$$b_{stringer} \leq b_{max} \rightarrow \text{Ingen behov for trykarmering}$$

Stringerbredden beregnes ud fra det nødvendige betonareal til at optage trykkraften, delt med dæktykkelsen:

$$b_{stringer} = \frac{A_c}{t}$$

Stringerne eftervises i det følgende:

#### Stringer 1-2

Der beregnes for den største kraft i trykstringeren, og hvis betonen kan optage denne, vil betonen kunne optage de mindre kræfter.

Som fugebeton benyttes Beton C25 og armering med stålstyrke på 550 MPa:

$$f_{yd} = \frac{550 \text{ MPa}}{1,2} = 458 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ MPa}}{1,45} = 17,2 \text{ MPa}$$

For denne stringer er den største last 8,16 kN. Det nødvendige betonareal beregnes:

$$A_{c,n\ddot{o}dv} = \frac{F_r}{f_{cd}} = \frac{8,16 \text{ kN}}{17,2 \text{ MPa}} = 474\text{mm}^2$$

Stringerbredden kan nu beregnes:

$$b_{stringer} = \frac{A_c}{t} = \frac{474\text{mm}^2}{80\text{mm}} = 6\text{mm}$$

Da den mindste bredde på det de omkring liggende forskydningsfelter er 2000mm, kan  $b_{max}$  dermed beregnes:

$$b_{max} = 2000mm \cdot 20\% = 400mm > 6mm$$

Dermed er der ikke behov for trykarmering for stringer 1-2.

### Stringer 3-6

For denne stringer er den største last 50,64 kN. Det nødvendige betonareal beregnes:

$$A_{c,n\ddot{o}dv} = \frac{F_r}{f_{cd}} = \frac{50,64 \text{ kN}}{17,2 \text{ MPa}} = 2944mm^2$$

Stringerbredden kan nu beregnes:

$$b_{stringer} = \frac{A_c}{t} = \frac{2944mm^2}{80mm} = 37mm$$

Da den mindste bredde på det de omkring liggende forskydningsfelter er 3950mm, kan  $b_{max}$  dermed beregnes:

$$b_{max} = 3950mm \cdot 20\% = 790mm > 37mm$$

Dermed er der ikke behov for trykarmering i stringer 3-6.

### Stringer 7-10

For denne stringer er den største last 23,38 kN. Det nødvendige betonareal beregnes:

$$A_{c,n\ddot{o}dv} = \frac{F_r}{f_{cd}} = \frac{23,38 \text{ kN}}{17,2 \text{ MPa}} = 1359mm^2$$

Stringerbredden kan nu beregnes:

$$b_{stringer} = \frac{A_c}{t} = \frac{1359mm^2}{80mm} = 17mm$$

Da den mindste bredde på det de omkring liggende forskydningsfelter er 3950mm, kan  $b_{max}$  dermed beregnes:

$$b_{max} = 3950mm \cdot 20\% = 790mm > 17mm$$

Dermed er der ikke behov for trykarmering i stringer 7-10.

### Stringer 11-14

For denne stringer er den største last 19,08 kN. Det nødvendige betonareal beregnes:

$$A_{c,n\ddot{o}dv} = \frac{F_r}{f_{cd}} = \frac{19,08 \text{ kN}}{17,2 \text{ MPa}} = 1109mm^2$$

Stringerbredden kan nu beregnes:

$$b_{stringer} = \frac{A_c}{t} = \frac{1109mm^2}{80mm} = 14mm$$

Da den mindste bredde på det de omkring liggende forskydningsfelter er 2300mm, kan  $b_{max}$  dermed beregnes:

$$b_{max} = 2300mm \cdot 20\% = 460mm > 14mm$$

Dermed er der ikke behov for trykarmering i stringer 11-14.

#### Stringer 15-18

For denne stringer er den største last 9,38 kN. Det nødvendige betonareal beregnes:

$$A_{c,n\ddot{o}dv} = \frac{F_r}{f_{cd}} = \frac{9,38 \text{ kN}}{17,2 \text{ MPa}} = 545mm^2$$

Stringerbredden kan nu beregnes:

$$b_{stringer} = \frac{A_c}{t} = \frac{545mm^2}{80mm} = 7mm$$

Da den mindste bredde på det de omkring liggende forskydningsfelter er 2300mm, kan  $b_{max}$  dermed beregnes:

$$b_{max} = 2300mm \cdot 20\% = 460mm > 7mm$$

Dermed er der ikke behov for trykarmering i stringer 15-18.

#### Stringer 6-18

For denne stringer er den største last 20,32 kN. Det nødvendige betonareal beregnes:

$$A_{c,n\ddot{o}dv} = \frac{F_r}{f_{cd}} = \frac{20,32 \text{ kN}}{17,2 \text{ MPa}} = 1181mm^2$$

Stringerbredden kan nu beregnes:

$$b_{stringer} = \frac{A_c}{t} = \frac{1181mm^2}{80mm} = 15mm$$

Da den mindste bredde på det de omkring liggende forskydningsfelter er 7040mm, kan  $b_{max}$  dermed beregnes:

$$b_{max} = 7040mm \cdot 20\% = 1408mm > 15mm$$

Dermed er der ikke behov for trykarmering i stringer 6-18.

#### Stringer 2-17

For denne stringer er den største last 10,93 kN. Det nødvendige betonareal beregnes:

$$A_{c,n\ddot{o}dv} = \frac{F_r}{f_{cd}} = \frac{10,93 \text{ kN}}{17,2 \text{ MPa}} = 635 \text{ mm}^2$$

Stringerbreden kan nu beregnes:

$$b_{stringer} = \frac{A_c}{t} = \frac{635 \text{ mm}^2}{80 \text{ mm}} = 8 \text{ mm}$$

Da den mindste bredde på det de omkring liggende forskydningsfelter er 3000mm, kan  $b_{max}$  dermed beregnes:

$$b_{max} = 3000 \text{ mm} \cdot 20\% = 600 \text{ mm} > 8 \text{ mm}$$

Dermed er der ikke behov for trykarmering i stringer 2-17.

#### Stringer 1-16

For denne stringer er den største last 5,44 kN. Det nødvendige betonareal beregnes:

$$A_{c,n\ddot{o}dv} = \frac{F_r}{f_{cd}} = \frac{5,44 \text{ kN}}{17,2 \text{ MPa}} = 316 \text{ mm}^2$$

Stringerbreden kan nu beregnes:

$$b_{stringer} = \frac{A_c}{t} = \frac{316 \text{ mm}^2}{80 \text{ mm}} = 4 \text{ mm}$$

Da den mindste bredde på det de omkring liggende forskydningsfelter er 3000mm, kan  $b_{max}$  dermed beregnes:

$$b_{max} = 3000 \text{ mm} \cdot 20\% = 600 \text{ mm} > 4 \text{ mm}$$

Dermed er der ikke behov for trykarmering i stringer 1-16 eller i de andre stringere.

#### Stringer 3-15

For denne stringer er den største last 1,10 kN. Det nødvendige betonareal beregnes:

$$A_{c,n\ddot{o}dv} = \frac{F_r}{f_{cd}} = \frac{1,10 \text{ kN}}{17,2 \text{ MPa}} = 64 \text{ mm}^2$$

Stringerbreden kan nu beregnes:

$$b_{stringer} = \frac{A_c}{t} = \frac{64 \text{ mm}^2}{80 \text{ mm}} = 1 \text{ mm}$$

Da den mindste bredde på det de omkring liggende forskydningsfelter er 3000mm, kan  $b_{max}$  dermed beregnes:

$$b_{max} = 3000 \text{ mm} \cdot 20\% = 600 \text{ mm} > 1 \text{ mm}$$

Dermed er der ikke behov for trykarmering i stringer 3-15 eller i de andre stringere.

## 13 Stålkonstruktioner

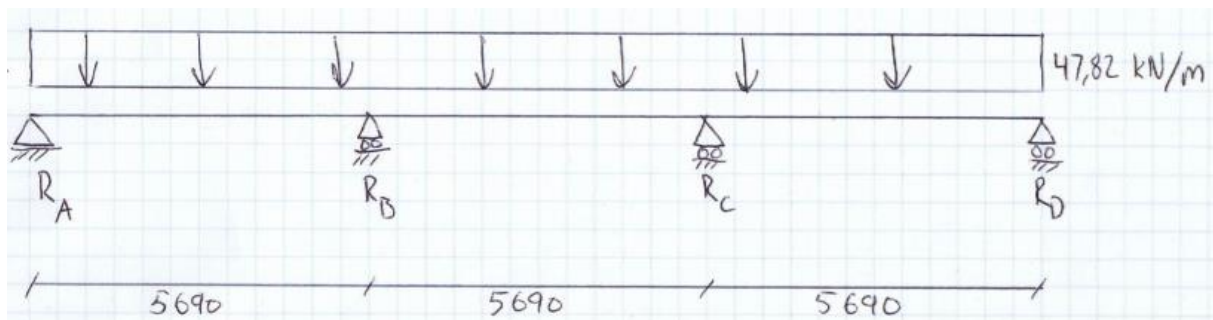
I dette afsnit dimensioneres bygningens stålkonstruktioner. De er som følger:

- Stålbjælke i administrationen
- Stålsøjler i administrationen
- Stålsamlinger
  - Mellem bjælke og søjler
  - Mellem bjælke og dæk
  - Mellem dæk og søjler

Det er ikke alle stålkonstruktioner af samme type, der vil blive dimensioneret, men derimod kun den hårdeste belastede. Der tages derfor nogle antagelser for de resterende stålkonstruktioner.

### 13.1 Stålbjælke i administrationen

Langs modullinje D skal etagedækket understøttes af en stålbjælke. Reaktionerne fra dækket er beregnet i afsnittet for lodret last, men da der er 2 spændvidder og dermed to forskellige laster, regnes stålbjælken for last fra den længste spændvidde. For vandret last bruges vindlasten 71,5 kN, som påvirker gavlen. Det statiske system ses i nedenstående skitse:



Figur 27 - Skitse af det statiske system for bjælken

Af Teknisk ståbi findes reaktionerne og momenterne for en kontinuerlig bjælke med 3 lige store fag:

#### Reaktioner for last i y-retninger

$$R_{A,y,Ed} = R_{D,y,Ed} = 0,4 \cdot 47,82 \text{ kN/m} \cdot 5,69\text{m} = 108,90 \text{ kN}$$

$$R_{B,y,Ed} = R_{C,y,Ed} = 1,1 \cdot 47,82 \text{ kN/m} \cdot 5,69\text{m} = 299,48 \text{ kN}$$

#### Momenter for last i y-retninger

$$M_{A,y,Ed} = M_{D,y,Ed} = 0$$

$$M_{B,y,Ed} = M_{C,y,Ed} = -0,1 \cdot q \cdot l^2 = -0,1 \cdot 47,82 \text{ kN/m} \cdot (5,69\text{m})^2 = -155,00 \text{ kNm}$$

$$M_{AB,y,Ed} = M_{CD,y,Ed} = 0,08 \cdot q \cdot l^2 = 0,08 \cdot 47,82 \text{ kN/m} \cdot (5,69\text{m})^2 = 124,00 \text{ kNm}$$

$$M_{BC,y,Ed} = 0,025 \cdot q \cdot l^2 = 0,025 \cdot 47,82 \text{ kN/m} \cdot (5,69\text{m})^2 = 38,75 \text{ kNm}$$

Det største moment opstår under de to midterste reaktioner, og det samme er gældende for den største forskydningskraft:

$$M_{y,Ed} = -155,00 \text{ kNm}$$

$$V_{y,Ed} = 299,48 \text{ kN}$$

Der laves samme beregning for last i z-retningen:

Reaktioner for last i z-retninger

$$R_{A,z,Ed} = R_{D,z,Ed} = 0,4 \cdot 4,02 \text{ kN/m} \cdot 5,69\text{m} = 9,15 \text{ kN}$$

$$R_{B,z,Ed} = R_{C,z,Ed} = 1,1 \cdot 4,02 \text{ kN/m} \cdot 5,69\text{m} = 25,18 \text{ kN}$$

Momenter for last i z-retninger

$$M_{A,z,Ed} = M_{D,z,Ed} = 0$$

$$M_{B,z,Ed} = M_{C,z,Ed} = -0,1 \cdot q \cdot l^2 = -0,1 \cdot 4,02 \text{ kN/m} \cdot (5,69\text{m})^2 = -13,03 \text{ kNm}$$

$$M_{AB,z,Ed} = M_{CD,z,Ed} = 0,08 \cdot q \cdot l^2 = 0,08 \cdot 4,02 \text{ kN/m} \cdot (5,69\text{m})^2 = 10,42 \text{ kNm}$$

$$M_{BC,z,Ed} = 0,025 \cdot q \cdot l^2 = 0,025 \cdot 4,02 \text{ kN/m} \cdot (5,69\text{m})^2 = 3,26 \text{ kNm}$$

Som for lodret last, er det reaktioner og momenterne i B og C der er de største:

$$M_{z,Ed} = -13,03 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Ed} = 25,18 \text{ kN}$$

### 13.1.1 Materialedate

Der vælges HEB400:

Areal:  $A = 19,8 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Højde:  $h = 400 \text{ mm}$

Flangetykkelse:  $t = 24 \text{ mm}$

Kropstykkelse:  $d = 13,5 \text{ mm}$

Inertimoment, y:  $I_y = 576,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

Inertimoment, z:  $I_z = 108,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$



Modstandsmoment:  $W_{pl} = 3240 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

Tværsnitsklasse: Klasse 1

Styrkeklasse S235:  $f_y = 225 \text{ MPa}$

### 13.1.2 Bæreevneeftervisning

Bjælken momentbæreevne skal eftervises for det maksimale moment, og bjælkens forskydningsbæreevne skal eftervises for den maksimale forskydningskraft:

#### Momentbæreevne

Den regningsmæssige momentbæreevne beregnes:

$$M_{Pl,Rd} = W_{Pl} \cdot f_{yd} = 3240 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot \frac{225 \text{ MPa}}{1,1} = 662,73 \text{ kNm}$$

Momentbæreevnen skal eftervises for summen af den lodrette og vandrette last:

$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{Pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{Pl,Rd}} \leq 1,0$$

Lasterne indsættes:

$$\frac{13,03 \text{ kNm}}{662,73 \text{ kNm}} + \frac{155,00 \text{ kNm}}{662,73 \text{ kNm}} = 0,25 < 1,0$$

Dermed er momentbæreevnen OK

#### Forskydningsbæreevne

Den regningsmæssige forskydningsbæreevne:

$$V_{Pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = (400 \text{ mm} \cdot 13,5 \text{ mm}) \cdot \frac{225 \text{ MPa}}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 637,71 \text{ kN}$$

Bæreevnen eftervises:

$$\frac{\sqrt{(V_{z,Ed})^2 + (V_{y,Ed})^2}}{V_{Pl,Rd}} < 1,0 \Leftrightarrow$$

$$\frac{\sqrt{(V_{z,Ed})^2 + (V_{y,Ed})^2}}{V_{Pl,Rd}} = \frac{\sqrt{(299,48 \text{ kN})^2 + (25,18 \text{ kN})^2}}{637,71 \text{ kN}} = 0,47 < 1,0$$

Dermed er forskydningsbæreevnen OK

### 13.1.3 Eftervisning af bjælken i anvendelsesgrænsetilstanden

Bjælken skal eftervises for nedbøjning. Da den er en del af glasfacaden, er kravet til udbøjningen stort. Der vælges at bjælken må højst deformere  $L/800$ , for at den kan anvendes til facaden:

$$u_{tilladelig} = \frac{5,69m}{800} = 7,11mm$$

Ved påvirkning om to akser bruges følgende formel:

$$U = \sqrt{u_y^2 + u_z^2}$$

$$u = \frac{q \cdot l^3 \cdot x}{24EI} \cdot \left(1 - 2 \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^2 + \left(\frac{x}{l}\right)^3\right)$$

For at bestemme afstanden  $x$ , findes punktet på bjælkens første fag, hvor forskydningen  $V = 0 \text{ kN}$ . Der snittes til højre for understøtning A:

$$R_A + q \cdot x = 0 \Leftrightarrow$$

$$108,90 \text{ kN} - 47,82 \text{ kN/m} \cdot x = 0 \Leftrightarrow x = 2,28m$$

Udbøjningen om de to akser kan nu findes:

$$\begin{aligned} u_y &= \frac{47,82 \text{ kN/m} \cdot (5,69mm)^3 \cdot 2,28m}{24 \cdot 0,21 \cdot 10^6 \text{ MPa} \cdot 576,8 \cdot 10^6 mm^4} \cdot \left(1 - 2 \cdot \left(\frac{2,28m}{5,69mm}\right)^2 + \left(\frac{2,28m}{5,69mm}\right)^3\right) \\ &= 5,13mm \end{aligned}$$

$$u_z = \frac{4,02 \text{ kN/m} \cdot (5,69m)^3 \cdot 2,28m}{24 \cdot 0,21 \cdot 10^6 \text{ MPa} \cdot 108,2 \cdot 10^6 mm^4} \cdot \left(1 - 2 \cdot \left(\frac{2,28m}{5,69m}\right)^2 + \left(\frac{2,28m}{5,69m}\right)^3\right) = 2,30mm$$

$$U = \sqrt{(5,13mm)^2 + (2,30mm)^2} = 5,63mm < 7,11mm$$

Dermed er nedbøjningen OK. Det er hermed eftervist at en bjælke HEB400 er tilstrækkelig.

Omkring trappeopgangen understøttes etagedækket ligeledes af stålbjælker. Disse bjælker vil blive udsat for megen mindre last end for bjælken i gavlen og vil også have en mindre spændvidde. Disse bjælker vil ikke blive dimensioneret, men det anslås derimod at en HEB200 stålbjælke vil være tilstrækkelig. Bjælkerne vil på konstruktionsplanerne blive angivet som SB2. Der er i facadepartierne i ydervæggene ligeledes bjælker som skal bære tagdækket. Som for SB2 bjælkerne, belastes disse betydeligt mindre end bjælken i modullinje D. Disse bjælker dimensioneres heller ikke, men der anslås at en HEB200 er tilstrækkelig.

### 13.2 Stålsøjler under stålbjælken

Der ses på søjlerne i gavlen som understøtter stålbjælken. Søjlen regnes som en tværbelastet trykstang, da der er lodret last fra stålbjælken og vandret last fra vinden. Søjlerne regnes med bunden kipning.

Den største reaktion fra stålbjælken er i de 2 midterste søjler og det er derfor disse som dimensioneres:

$$R_{B,y,Ed} = R_{C,y,Ed} = 1,1 \cdot 47,82 \text{ kN/m} \cdot 5,67\text{m} = 299,48 \text{ kN}$$

Den vandrette last fra vinden på 71,5 kN er omregnet til 4,51 kN/m langs de to midterste søjler:

$$q_w = 4,51 \text{ kN/m}$$

#### 13.2.1 Materialedata

Der vælges IPE200

|                         |                                       |
|-------------------------|---------------------------------------|
| Længde:                 | $l = 2,64\text{m}$                    |
| Areal:                  | $A = 2,85 \cdot 10^3 \text{mm}^2$     |
| Højde:                  | $h = 200\text{mm}$                    |
| Bredde:                 | $b = 100\text{mm}$                    |
| Flangetykkelse:         | $t = 8,5\text{mm}$                    |
| Kropstykkelser:         | $d = 5,6\text{mm}$                    |
| Inertimoment, y:        | $I_y = 19,4 \cdot 10^6 \text{mm}^4$   |
| Inertimoment, z:        | $I_z = 1,42 \cdot 10^6 \text{mm}^4$   |
| Vridningsinertimoment:  | $I_v = 70,2 \cdot 10^3 \text{mm}^4$   |
| Hvælvningsinertimoment: | $I_w = 13,0 \cdot 10^9 \text{mm}^4$   |
| Modstandsmoment:        | $W_{pl} = 220 \cdot 10^3 \text{mm}^3$ |
| Tværsnitsklasse:        | Klasse 1                              |
| Styrkeklasse S235:      | $f_y = 235 \text{ MPa}$               |

#### 13.2.2 Bæreevneeftervisning

Først undersøges søjlen for lodret last. Søjle's kritiske last bestemmes af følgende formel:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_s^2}$$

$l_s$  er den teoretiske søjlelængde og er i dette tilfælde lig længden  $l = 2,64m$ :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 0,21 \cdot 10^6 \text{ MPa} \cdot 19,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{(2,64m)^2} = 5,77 \cdot 10^6 N$$

Søjlels regningsmæssige bæreevne beregnes ud fra følgende:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

For at beregne bæreevnen skal søjlereduktionsfaktoren bestemmes:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$

Søjlereduktionsfaktoren består af faktorerne  $\phi$  og  $\lambda$ . Den relative slankhed,  $\lambda$ , bestemmes i det følgende:

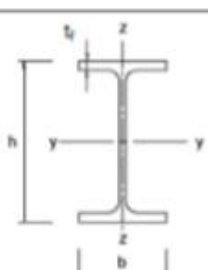
$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2,85 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa}}{5,77 \cdot 10^6 N}} = 0,34$$

$\phi$  beregnes af følgende formel som indeholder  $\lambda$  og  $\alpha$ :

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2)$$

$\alpha$  bestemmes af tabelværdier fra DS/EN 1993, som er indsat herunder.

| Søjlekurve                   | $a_0$ | a    | b    | c    | d    |
|------------------------------|-------|------|------|------|------|
| Imperfektionsfaktor $\alpha$ | 0,13  | 0,21 | 0,34 | 0,49 | 0,76 |

| Tværsnit         |                                                                                     | Begrænsninger  |                                | Udbøjning om akse | Søjlekurve                       |       |
|------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|----------------|--------------------------------|-------------------|----------------------------------|-------|
|                  |                                                                                     |                |                                |                   | S 235<br>S 275<br>S 355<br>S 420 | S 460 |
| Valsede profiler |  | $h/b > 1,2$    | $t_f \leq 40 \text{ mm}$       | Y-Y               | a                                | $a_0$ |
|                  |                                                                                     |                | $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ | Z-Z               | b                                | $a_0$ |
|                  |                                                                                     | $h/b \leq 1,2$ | $t_f \leq 100 \text{ mm}$      | Y-Y               | b                                | a     |
|                  |                                                                                     |                |                                | Z-Z               | c                                | a     |
|                  |                                                                                     |                | $t_f > 100 \text{ mm}$         | Y-Y               | d                                | c     |
|                  |                                                                                     |                |                                | Z-Z               | d                                | c     |

Figur 28 - Ståltværsnits søjlekurve og imperfektionsfaktor.

Det ses at imperfektionsfaktoren  $\alpha$  skal have værdien 0,21:

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (0,34 - 0,2) + 0,34^2) = 0,57$$

Søjlereduktionsfaktoren kan dermed bestemmes:

$$\chi = \frac{1}{0,57 + \sqrt{0,57^2 - 0,34^2}} = 0,97$$

Dermed er alle faktorer kendt og søjlens regningsmæssige bæreevne kan beregnes:

$$N_{b,Rd} = 0,97 \cdot 2,85 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \cdot \frac{235 \text{ MPa}}{1,2} = 543,19 \text{ kN} > 299,48 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Dernæst undersøges søjlerne for momentpåvirkningen:

$$M_{y,Ed} = \frac{1}{8} \cdot q_w \cdot l_s^2 = \frac{1}{8} \cdot 4,51 \text{ kN/m} \cdot (2,64 \text{ m})^2 = 3,93 \text{ kNm}$$

Af afsnit 6.6 "Bæreevnebestemmelse af momentpåvirkede trykstænger efter DS/EN 1993" i bogen *Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993* findes momentfordelingsfaktoren  $C_{my} = 0,95$ . Af samme afsnit findes interaktionsfaktoren  $k_{yy}$ :

$$n_y = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{299,48 \text{ kN}}{543,19 \text{ kN}} = 0,55$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot (1 + (\lambda_y - 0,2) \cdot n_y) = 0,95 \cdot (1 + (0,34 - 0,2) \cdot 0,55) = 1,023$$

Dernæst undersøges kipningen:

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot l_{LT}^2}{E \cdot I_w}}$$

hvor  $l_{LT} = 2,64 \text{ m}$  er kipningslængden. De resterende faktorer indsættes:

$$kl = \sqrt{\frac{0,081 \cdot 10^6 \text{ MPa} \cdot 70,2 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 \cdot (2,64 \text{ m})^2}{0,21 \cdot 10^6 \text{ MPa} \cdot 13,0 \cdot 10^9 \text{ mm}^4}} = 3,81$$

Af tabel 8.1 i bogen *Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993* findes formelen for  $M_{cr}$  og  $m_7$ :

$$m_7 = 138,9$$

$$M_{cr} = \frac{1}{8} \cdot m_7 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \cdot h_t$$

$$= \frac{1}{8} \cdot 138,9 \cdot \frac{0,21 \cdot 10^6 \text{ MPa} \cdot 1,42 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{(2,64 \text{ m})^2} \cdot (200 \text{ mm} - 8,5 \text{ mm}) = 142 \text{ kNm}$$

Den relative slankhed bestemmes som i det foregående:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{Pl} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{220 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ MPa}}{142 \text{ kNm}}} = 0,60$$

Som i det foregående bestemmes  $\alpha$  af tabelopslag:

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (0,60 - 0,2) + 0,60^2) = 0,88$$

Disse indsættes nu i formelen for kipreduktionsfaktoren  $\chi_{LT}$ :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{0,88 + \sqrt{0,88^2 - 0,60^2}} = 0,65$$

Bæreevnen kan derfor bestemmes og søjlen eftervises:

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi \cdot A \cdot f_y} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_{Pl} \cdot f_y} &= \frac{299,48 \text{ kN}}{543,19 \text{ kN}} + 1,023 \cdot \frac{3,93 \text{ kNm} \cdot 1,2}{0,65 \cdot 220 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ MPa}} \\ &= 0,69 < 1,0 \end{aligned}$$

Dermed er søjlen bæreevne OK!

### 13.2.3 Eftervisning af søjlens udbøjning

Af afsnit 6.2 i bogen *"Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993"* findes formelen for søjlens udbøjning:

$$u = \frac{M_0}{N_{cr} - N}$$

Hvor  $u$  er udbøjning,  $M_0 = M_{y,Ed} = 3,93 \text{ kNm}$ . Det giver følgende udbøjning:

$$u = \frac{3,93 \text{ kNm}}{5,77 \cdot 10^6 \text{ N} - 299,48 \cdot 10^3 \text{ N}} = 0,71 \text{ mm}$$

Som for bjælken forudsættes det at udbøjningen er OK hvis den er mindre en  $l/800$ :

$$u_{tilladelig} = \frac{2640 \text{ mm}}{800} = 3,3 \text{ mm} > 0,71 \text{ mm}$$

Dermed er udbøjningen OK.

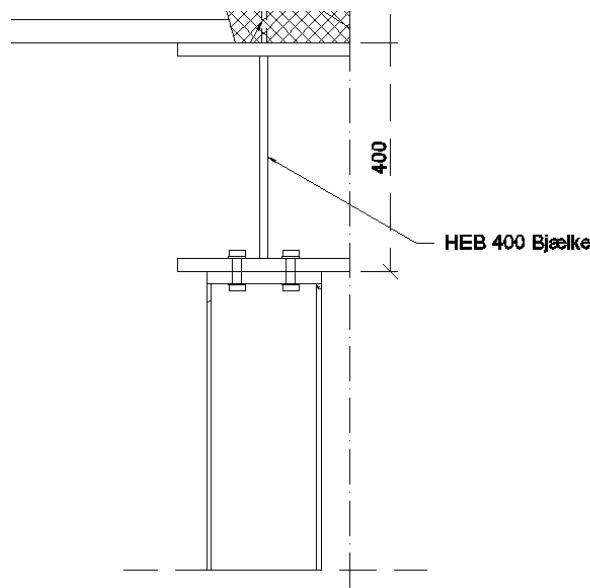
Som i afsnittet for bjælker, er der stålsøjler som ikke vil blive dimensioneret. Dette gælder de resterende stålsøjler i administrationen og i facadepartierne i ydervæggene. Disse vil alle blive udsat for betydelig mindre last end de dimensionerede søjler. Der vælges IPE 200 for alle stålsøjler og da det vurderes at denne dimension vil være tilstrækkelig.

### 13.3 Stålsamlinger

De tre benævnte samlinger i det indledende afsnit til stålkonstruktioner, vil i dette afsnit blive undersøgt. Samlingen mellem stålsøjle og stålbjælke vil blive dimensioneret, mens samlingen mellem bjælke og dæk og samlingen mellem søjle og dæk, vil blive gennemgået men ikke beregnet.

#### 13.3.1 Søjle-bjælkesamling

På søjlerne påsvejses en 20mm stålplade. Pladen sættes op mod bjælkens underside og der bores huller i plade og bjælkeflange hvori der indsættes to bolte. Da samlingen kun udsættes for tryk i lodret retning, er det kun svejsningerne mellem plade og søjle, som bliver dimensioneret. En skitse af samlingen ses nedenfor:



Figur 29 - Skitse af Søjle-bjælkesamlingen

Der bruges kantsøm til at påsvejses pladen på søjlerne. Disse sømme har et a-mål på henholdsvis 8mm ved flangerne og 6mm ved kroppen. Den lodrette last som samlingen udsættes for er  $P = 299,48 \text{ kN}$ .

#### Svejsning langs flangerne

Svejsningen skal overholde følgende to krav:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{90}^2 + 3 \cdot \tau_{90}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_W \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{90} \leq 0,9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Hvor  $f_u = 360 \text{ MPa}$  for stål kvalitet S235,  $\gamma_{M2} = 1,35$  og  $\beta_W = 0,8$  for korrelationsfaktoren.

Spændingerne  $\sigma_{90}$  og  $\tau_{90}$  findes af denne formel:

$$\sigma_{90} = \tau_{90} = \frac{P}{2 \cdot l \cdot a \cdot \sqrt{2}}$$

Hvor P er lasten, l er svejsningens længde og a er kantsømmenes a-mål:

$$\sigma_{90} = \tau_{90} = \frac{299,48 \text{ kN}}{2 \cdot (100\text{mm} - 5,6\text{mm}) \cdot 8\text{mm} \cdot \sqrt{2}} = 140,20 \text{ MPa}$$

Bæreevnen eftervises:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{4 \cdot (140,20 \text{ MPa})^2} = 280,41 \text{ MPa} \leq \frac{360 \text{ MPa}}{0,8 \cdot 1,35} = 333,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{90} = 140,20 \text{ MPa} \leq 0,9 \cdot \frac{360 \text{ MPa}}{1,35} = 240 \text{ MPa}$$

Dermed er et kantsøm med a-mål på 8mm OK!

### **Svejsning langs kroppen**

Samme beregning foretages for svejsningen langs kroppen. Denne laves dog med mindre a-mål:

$$\sigma_{90} = \tau_{90} = \frac{229,48 \text{ kN}}{2 \cdot (200\text{mm} - 2 \cdot 8,5\text{mm}) \cdot 6\text{mm} \cdot \sqrt{2}} = 73,09 \text{ MPa}$$

Bæreevnen eftervises:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{4 \cdot (73,09 \text{ MPa})^2} = 147,78 \text{ MPa} \leq \frac{360 \text{ MPa}}{0,8 \cdot 1,35} = 333,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{90} = 73,09 \text{ MPa} \leq 0,9 \cdot \frac{360 \text{ MPa}}{1,35} = 240 \text{ MPa}$$

Dermed er et kantsøm med a-mål på 6mm OK!

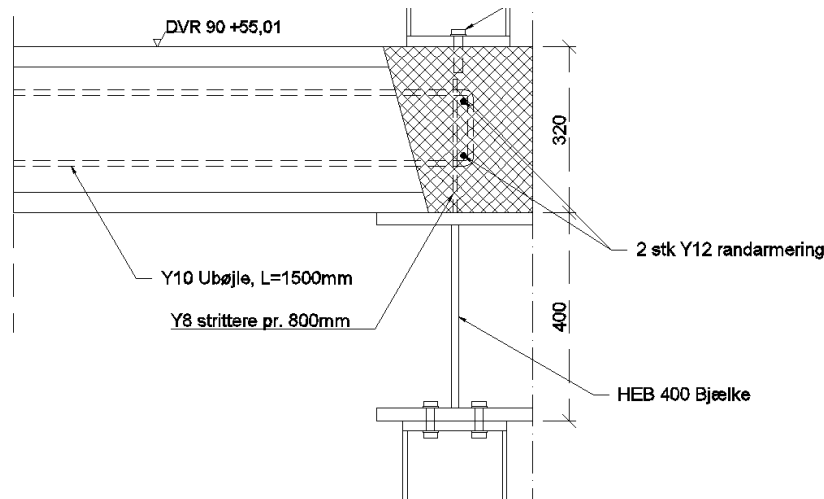
Der bruges 4 stk. M16 bolte til at fastgøre pladen med bjælkens flanger, og som nævnt, så dimensioneres disse ikke yderligere, da der ingen træk eller forskydning er i samlingen.



Denne samling er gennemgående i alle søjle/bjælke samlinger i bygningen.

### 13.3.2 Bjælke-dæksamling

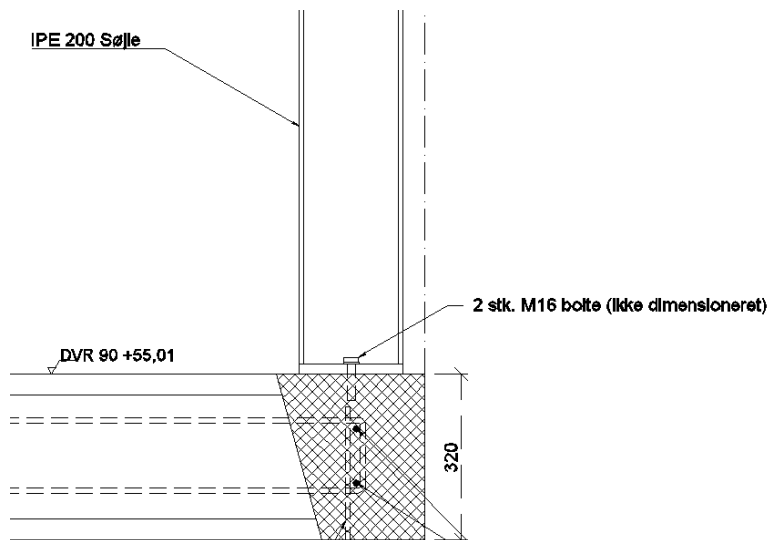
På oversiden af bjælkens flange påsvejses strittere, som sidenhen vil blive støbt sammen med betondækket. Disse strittere optager ingen last, men bruges udelukkende for at skabe en sammenhang mellem dæk og bjælke. Der laves derfor ingen beregninger af denne samling. Samlingen kan ses på nedenstående skitse:



Figur 30 - Skitse af bjælke-dæksamling

### 13.3.3 Søjle-dæksamling

I bunden af søjlen påsvejses en 20mm plade og der bores 2 huller i pladen. Der isættes 2 M16 bolte og disse støbes sammen med dækket. Da søjlerne kun belastes af deres egenlast, optager samlingen ikke nogen last af større betydning og vil dermed ikke blive dimensioneret. En skitse af samlingen ses nedenfor:



Figur 31 - Skitse af samlingen mellem dæk og søjle

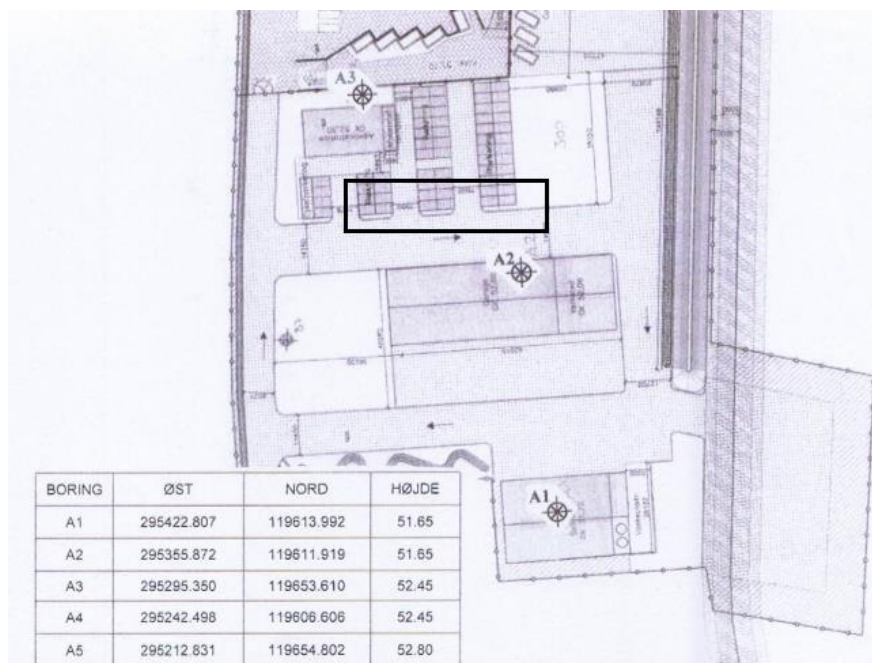
## 14 Funderingsberegninger

I dette afsnit vil bygningens geotekniske forhold og bygningens fundamenter blive redegjort for. Bygningens terrændæk vil desuden blive dimensioneret ved hjælp af programmet SunDATEPS fra sundolit.dk.

### 14.1 Bygningens geotekniske forhold

Den geotekniske rapport er udarbejdet af Geosyd A/S og vedlagt som bilag 4. Rapporten er udført i forbindelse med opførelsen af en ny genbrugsplads ved Stenbro Allé i Brørup og er overført til dette projekt, da der ikke findes en tilgængelig rapport til Tysklandsvej 3 i Vejle. I rapporten er der foretaget 5 boringer som er ført til 4,00-6,00m under terræn. Der er taget prøver af hvert enkelt jordlag, med max 0,5m mellem hver prøve.

Det er efter bygherrens ønske valgt at bygningen placere midt på grunden mellem boring 2 og 3. I boring 2 består de øverste 90 cm af muld som skal afrømmes og erstattes af grus/sandfyld, så direkte fundering muliggøres på sandlag. Grundvandsspejlet står i 0,9m under terræn. I boring 3 er der i de øverste 40 cm konstateret muld, mens der de næste 2,25 m findes et lag af fed ler. Grundvandsspejlet ligger 80 cm under terræn. Da bygningen vil ligge tæt på begge boringer, regnes fundamenterne for både sand og ler. Bygningens placering i forhold til boringerne ses på nedenstående figur. Det forudsættes at terrænkoten for byggeriet er 51.65 over hele bygningen og grundvandsspejlet står i 50,75.



Figur 32 - Skitse af bygningens placering i forhold til boringerne

Bygningen vil have i alt 7 forskellige fundamenter som skal beregnes.

### 14.1.1 Jordens bæreevner

I nedenstående tabel er udvalgte materialeparametrene på sandlaget, lerlaget og grus/sandfyldslaget opgjort:

| Aflejring     | Rumvægt over GVS          | Rumvægt under GVS         | forskydningsstyrke $C_{uk}$ | Friktionsvinkel $\varphi_{pl,k}$ |
|---------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------------|----------------------------------|
| Sand          | 17 – 19 kN/m <sup>3</sup> | 20 – 22 kN/m <sup>3</sup> | -                           | 35°                              |
| Fed ler       | 18 – 21 kN/m <sup>3</sup> | 20 – 22 kN/m <sup>3</sup> | 50 kN/m <sup>2</sup>        | -                                |
| Grus/sandfyld | 18 kN/m <sup>3</sup>      | 20 – 22 kN/m <sup>3</sup> | -                           | 35°                              |

**Tabel 43** - Udvalgte materialeparametre for sand, ler og grus/sandfyld

Da der er fundet fed ler nær bygningen, skal den frostsikre funderingsdybde sættes til 1,20m under terræn i stedet for de normale 0,90m. Dermed skal fundamenterne støbes i en kote under GVS og dermed er det nødvendigt at sænke grundvandet inden og under støbning. Dette gøres ved hjælp af et sugespidsanlæg.

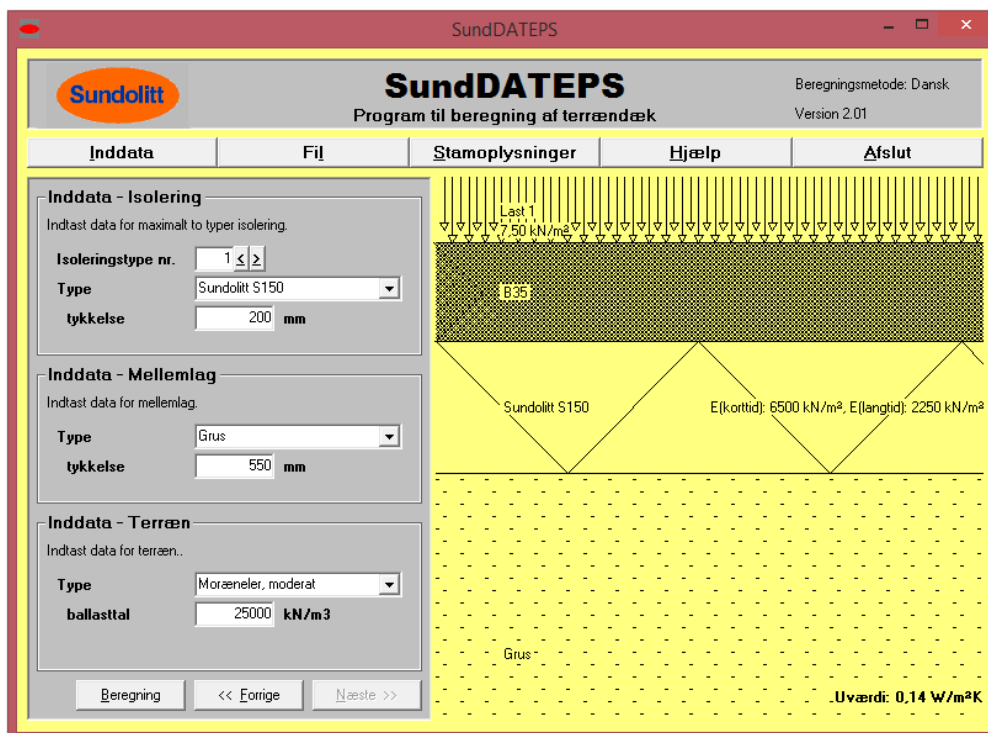
Fundamenterne vurderes til at befinde sig i aggressiv miljøklasse, og de støbes af C35 beton, med armeringsjern af styrkeklasse S550.

### 14.2 Dimensionering af terrændæk

Før fundamenterne kan dimensioneres er det nødvendigt at finde dimensionen på terrændækket, da denne indgår i beregningen for det effektive lodrette overlejringstryk på indersiden af FUK. Som nævnt i indledningen er der blevet brugt programmet SunDATEPS til at dimensionere terrændækket. I programmet skal lasterne, som påvirker dækket, indtastes sammen med isoleringstykkelsen, dæktykkelsen og tykkelsen af grus/sandfyldningslaget. Disse er som følger:

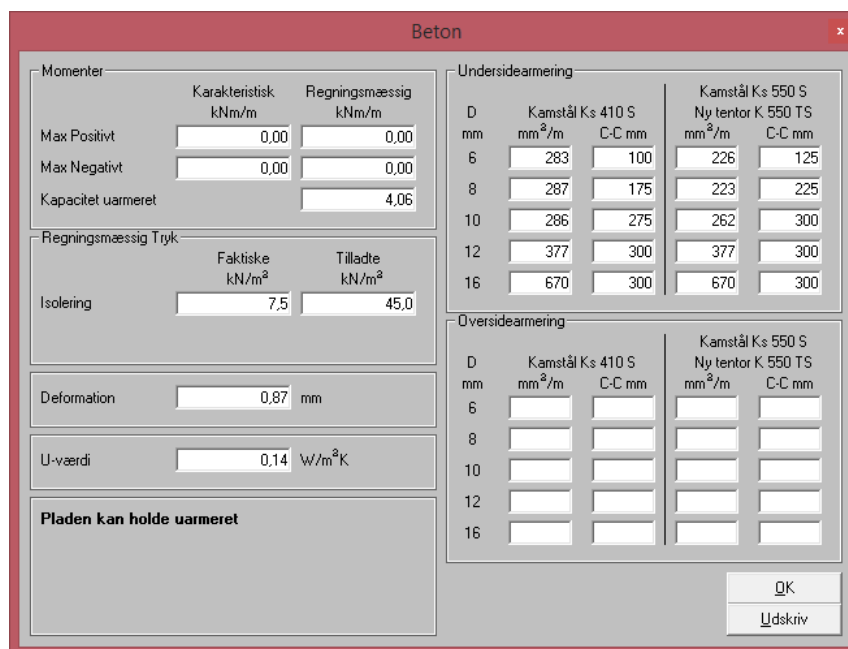
- Last:  $F = 7,5 \text{ kN/m}^2$
- Dæktykkelsen:  $t_{betondæk} = 150\text{mm}$
- Isoleringstykkelse:  $t_{isolering} = 200\text{mm}$
- Lagtykkelse, Fyld:  $t_{sand/grusfyld} = 150\text{mm}$

Den samlede tykkelse bliver dermed på 90cm, som er tykkelsen på det afrømmede muld lag. Værdierne indtastes som i figuren på næste side.



Figur 33 - Billede af terrændækkets opbygning i sunDATEPS.

Der vælges desuden Moræner, moderat som den jordart, jordlaget består af. Således kan armeringen af dækket nu beregnes, som udføres af programmet og plotter følgende resultater ud:

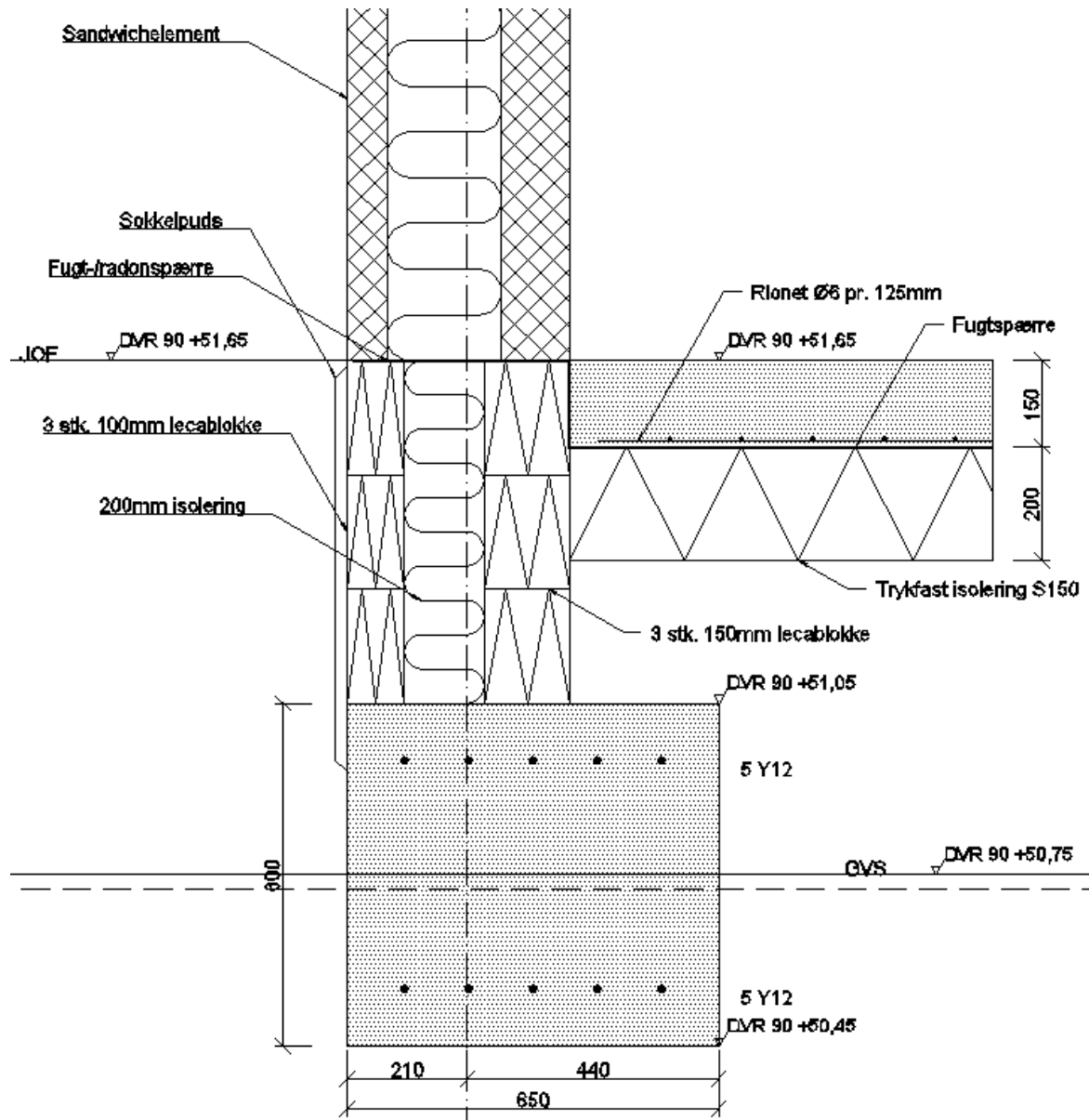


Figur 34 - Billede af sunDATEPS beregningen for terrændækket.

Det ses at det ikke er nødvendigt at armere betonpladen. Der vælges dog alligevel at indstøbe Ø6 rionet pr. 125mm som foreskrevet i resultaterne. Det ses desuden at U-værdien for terrændækket er 0,14 og dermed overholder den kravet på de 0,20 som er foreskrevet i BR10.

### 14.3 Dimensionering af stribefundament F1

Disse fundamenter er placeret under bygningens vest- og østfacade. Fundamenterne bliver belastet af ydervæggene som understøtter tagdækket. Et snit af fundamentet ses nedenfor:



Figur 35 - Snittegning af F1

#### 14.3.1 Lastdata

Væggene som belaster stribefundamentet påvirkes af en vandret kraft som skaber et væltende moment i væggen. Det forårsager at væggens trykzone bliver reduceret fra væggens fulde længde til en mindre værdi. Der er derfor foretaget beregninger af trykzonen som i væltningsanalysen, men denne gang for hver relevant lastkombination. Disse beregninger er foretaget i bilag 5. Da der ønskes et stribefundament med ens tykkelse langs vest- og østfacaderne, beregnes F1 for den største last fra de stabiliserende vægge.

Beregningerne viser at det er væggene 18 og 19, som blive udsat for den største last ved STR 3. For at finde lasten fra væggen, findes reaktionerne fra vind og snelasten på tagskiven, samt egenlasten fra tagskiven. Disse er beregnet i afsnit 8.1:

$$V_{wk} = 3,56 \text{ kN/m}$$

$$V_{gk,tag} = 33,91 \text{ kN/m}$$

Egenlasten fra tagdækket adderes med egenlasten fra væggen og der ganges med partialkvotienter:

$$V_{væg18og19} = l_{væg} \cdot \left( (V_{gk,tag} + V_{gk,væg}) \cdot \gamma_{Gj,sup} + V_{wk} \cdot \gamma_{wk} \right) =$$

$$2,45\text{m} \cdot ((33,91 \text{ kN/m} + 4,53 \text{ kN/m}^2 \cdot 7,00\text{m}) \cdot 1,0 + 1,5 \cdot 3,56 \text{ kN/m}) = 173,85 \text{ kN}$$

Ved brug af samme fremgangsmåde som i væltningsanalysen er væggens trykzone beregnet til 1,97m. Det giver følgende last pr. m:

$$V_{væg18og19} = \frac{173,85 \text{ kN}}{1,97\text{m}} = 88,32 \text{ kN/m}$$

Dertil påvirkes fundamentet yderligere af den egenvægt:

$$V_{k,fundament} = 0,3\text{m} \cdot 0,65\text{m} \cdot (24 \text{ kN/m}^3 + 10 \text{ kN/m}^3) + (3 \cdot 0,20\text{m} \cdot 0,15\text{m} + 3 \cdot 0,20\text{m} \cdot 0,10\text{m}) \cdot 5,88 \text{ kN/m}^3 = 7,51 \text{ kN/m}$$

Den samlede last bliver dermed:

$$V_d = V_{fundament} + V_{væg18og19} = 7,51 \text{ kN/m} + 88,32 \text{ kN/m} = 95,83 \text{ kN/m}$$

### 14.3.2 Eftervisning af bæreevne på ler

Bæreevneformlen for fundament på ler i korttidstilstanden er som følger:

$$R' = A' \cdot (N_C^0 \cdot c_{ud} \cdot s_C^0 \cdot i_C^0 + q')$$

hvor,

Det effektive areal:  $A' = 1,00\text{m/m} \cdot 0,65\text{m} = 0,65\text{m}^2/\text{m}$

Bæreevnefaktoren for ler:  $N_C^0 = 5,14$

Den regningsmæssige forsk. styrke:  $c_{ud} = \frac{c_{uk}}{\gamma_{cu}} = \frac{50\text{kN/m}^2}{1,8} = 27,78 \text{ kN/m}^2$

Formfaktoren for sribefundament:  $s_C^0 = 1,0$

Hældningsfaktoren uden vandret kraft:  $i_C^0 = 1,0$

Udvendigt overlejringstryk:  $q'_{ude} = 0,90m \cdot 18 \text{ kN/m}^3 + 0,30m \cdot 10 \text{ kN/m}^3$   
 $= 19,2 \text{ kN/m}^2$

Indvendigt overlejringstryk:  $q'_{inde} = 0,15m \cdot 24 \text{ kN/m}^3 + 0,55m \cdot 18 \text{ kN/m}^3 +$   
 $0,30m \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 16,5 \text{ kN/m}^2$

Værdierne indsættes i formlen:

$$R' = \frac{0,65m^2}{m} \cdot (5,14 \cdot 27,78 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 + 16,5 \text{ kN/m}^2)$$
$$= 103,54 \text{ kN/m} > 95,83 \text{ kN/m}$$

Dermed er dimensionen OK!

### 14.3.3 Eftervisning af bæreevne på sand

Bæreevneformlen for fundament på sand er som følger:

$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot b' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q$$

Hvor,

Det effektive areal:  $A' = 1,00m/m \cdot 0,65m = 0,65m^2/m$

Den effektive rumvægt under GVS:  $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3 - 10 \text{ kN/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^3$

Den effektive bredde:  $b' = 0,65m$

Den regningsmæssige friktionsvinkel:  $\varphi_{pl,d} = \text{atan}\left(\frac{\tan(\varphi_{pl,k})}{\gamma_\varphi}\right) = \text{atan}\left(\frac{\tan(35^\circ)}{1,2}\right) = 30,26^\circ$

Bæreevnefaktor for q-leddet:  $N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi_{pl,d})} \cdot \frac{1 + \sin(\varphi_{pl,d})}{1 - \sin(\varphi_{pl,d})}$   
 $= e^{\pi \cdot \tan(30,26^\circ)} \cdot \frac{1 + \sin(30,26^\circ)}{1 - \sin(30,26^\circ)} = 18,95$

Bæreevnefaktor for  $\gamma$ -leddet:  $N_\gamma = \frac{1}{4} \cdot \left((N_q - 1) \cdot \cos(\varphi_{pl,d})\right)^{\frac{3}{2}}$   
 $= \frac{1}{4} \cdot \left((18,95 - 1) \cdot \cos(30,26^\circ)\right)^{\frac{3}{2}} = 15,27$

Formfaktorer:  $s_q = s_\gamma = 1,0$

Hældningsfaktorer:  $i_q = i_y = 1,0$

Mindste overlejringstryk:  $q' = 16,5 \text{ kN/m}^2$

Værdierne indsættes i formelen:

$$R' = \frac{0,65m^2}{m} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,65m \cdot 15,27 + 16,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 18,95 \right) = 235,50 \text{ kN/m}$$

Dermed er dimensionen OK!

#### 14.3.4 Armering

Der anvendes følgende formel for rektangulære tværsnit:

$$A_{s,min} = 0,4 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot A_{ct}}{f_{yk}}$$

Hvor,

Betonens middeltrækstyrke for C35:  $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

Armeringens middeltrækstyrke:  $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$

Betonarealet i trækzonen:  $A_{ct} = \frac{1}{2} A_c = \frac{1}{2} \cdot 650mm \cdot 600mm$   
 $= 0,20 \cdot 10^6 mm^2$

Værdierne indsættes:

$$A_{s,min} = 0,4 \cdot \frac{3,2 \text{ MPa} \cdot 0,20 \cdot 10^6 mm^2}{550 \text{ MPa}} = 465,46 mm^2$$

Der anvendes Y12 armeringsstænger:

$$A_{y12} = \frac{1}{2} \cdot (12mm)^2 \cdot \pi = 113,10 mm^2$$

Dermed er det nødvendigt at indstøbe 5 stk. Y12 armeringsstænger i bunden af fundamentet:

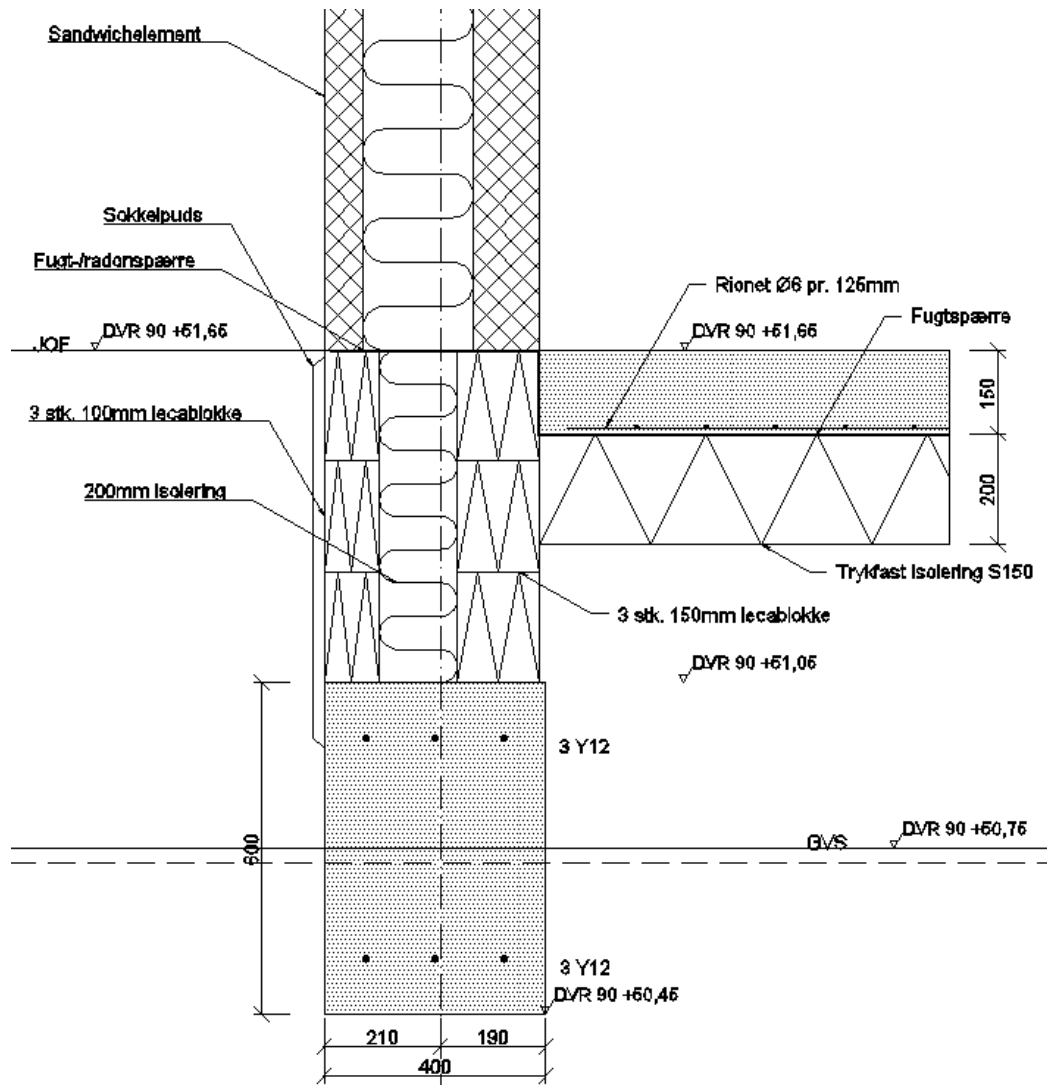
$$\frac{465,46 mm^2}{113,10 mm^2} = 4,12 \approx 5 \text{ stk}$$

Der ilægges samme antal i oversiden.



## 14.4 Dimensionering af stribefundament F2

Disse fundamenter er placeret langs bygningens gavle. Fundamenterne bliver belastet af ydervæggen. Et snit af fundamentet ses nedenfor:



Figur 36 - Snittegning af F2

### 14.4.1 Lastdata

Som for beregningerne af F1 regnes trykzone og last på fundamentet som i væltningssanalysen. Det viser sig at være STR 3 som er det farligste lasttilfælde og det giver en last på  $V_{væg1og2} = 56,13 \text{ kN/m}$ . Trykzone og last er beregnet i bilag 5.

Egenlasten af fundamentet beregnes:

$$V_{fundament} = 0,3\text{m} \cdot 0,4\text{m} \cdot (24 \text{ kN/m}^3 + 10 \text{ kN/m}^3) + (3 \cdot 0,20\text{m} \cdot 0,15\text{m} + 3 \cdot 0,20\text{m} \cdot 0,10\text{m}) \cdot 5,88 \text{ kN/m}^3 = 4,96 \text{ kN/m}$$

Den samlede last bliver dermed:

$$V_d = V_{fundament} + V_{væg10g2} = 4,96 \text{ kN/m} + 56,13 \text{ kN/m} = 61,09 \text{ kN/m}$$

#### 14.4.2 Eftervisning af bæreevne på ler

Bæreevneformlen for fundament på ler i korttidstilstanden er som følger:

$$R' = A' \cdot (N_C^0 \cdot c_{ud} \cdot s_C^0 \cdot i_C^0 + q')$$

hvor,

Det effektive areal:  $A' = 1,00 \text{ m/m} \cdot 0,40 \text{ m} = 0,40 \text{ m}^2/\text{m}$

Bæreevnefaktoren for ler:  $N_C^0 = 5,14$

Den regningsmæssige forsk. styrke:  $c_{ud} = 27,78 \text{ kN/m}^2$

Formfaktoren for sribefundament:  $s_C^0 = 1,0$

Hældningsfaktoren uden vandret kraft:  $i_C^0 = 1,0$

Det mindste overlejringsstryk:  $q'_{min} = 16,5 \text{ kN/m}^2$

Værdierne indsættes i formelen:

$$\begin{aligned} R' &= 0,40 \text{ m}^2/\text{m} \cdot (5,14 \cdot 27,78 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 + 16,5 \text{ kN/m}^2) \\ &= 63,72 \text{ kN/m} > 61,09 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Dermed er dimensionen OK!

#### 14.4.3 Eftervisning af bæreevne på sand

Bæreevneformlen for fundament på sand er som følger:

$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot b' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q$$

Hvor,

Det effektive areal:  $A' = 1,00 \text{ m/m} \cdot 0,40 \text{ m} = 0,40 \text{ m}^2/\text{m}$

Den effektive rumvægt under GVS:  $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3 - 10 \text{ kN/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^3$

Den effektive bredde:  $b' = 0,40 \text{ m}$

Den regningsmæssige friktionsvinkel:  $\varphi_{pl,d} = 30,26^\circ$

Bæreevnefaktor for q-leddet:  $N_q = 18,95$

Bæreevnefaktor for  $\gamma$ -leddet:  $N_\gamma = 15,27$

Formfaktorer:  $s_q = s_\gamma = 1,0$

Hældningsfaktorer:  $i_q = i_\gamma = 1,0$

Mindste overlejringstryk:  $q' = 16,5 \text{ kN/m}^2$

Værdierne indsættes i formelen:

$$R' = \frac{0,40\text{m}^2}{m} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,40\text{m} \cdot 15,27 + 16,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 18,95 \right) = 137,29 \text{ kN/m}$$

Dermed er dimensionen OK!

#### 14.4.4 Armering

Der anvendes følgende formel for rektangulære tværsnit:

$$A_{s,min} = 0,4 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot A_{ct}}{f_{yk}}$$

Hvor,

Betonens middeltrækstyrke for C35:  $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

Armeringens middeltrækstyrke:  $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$

Betonarealet i trækzonen:  $A_{ct} = \frac{1}{2} A_c = \frac{1}{2} \cdot 400\text{mm} \cdot 600\text{mm}$   
 $= 0,12 \cdot 10^6 \text{mm}^2$

Værdierne indsættes:

$$A_{s,min} = 0,4 \cdot \frac{3,2 \text{ MPa} \cdot 0,12 \cdot 10^6 \text{mm}^2}{550 \text{ MPa}} = 279,27 \text{mm}^2$$

Der anvendes Y12 armeringsstænger:

$$A_{y12} = \frac{1}{2} \cdot (12\text{mm})^2 \cdot \pi = 113,10 \text{mm}^2$$

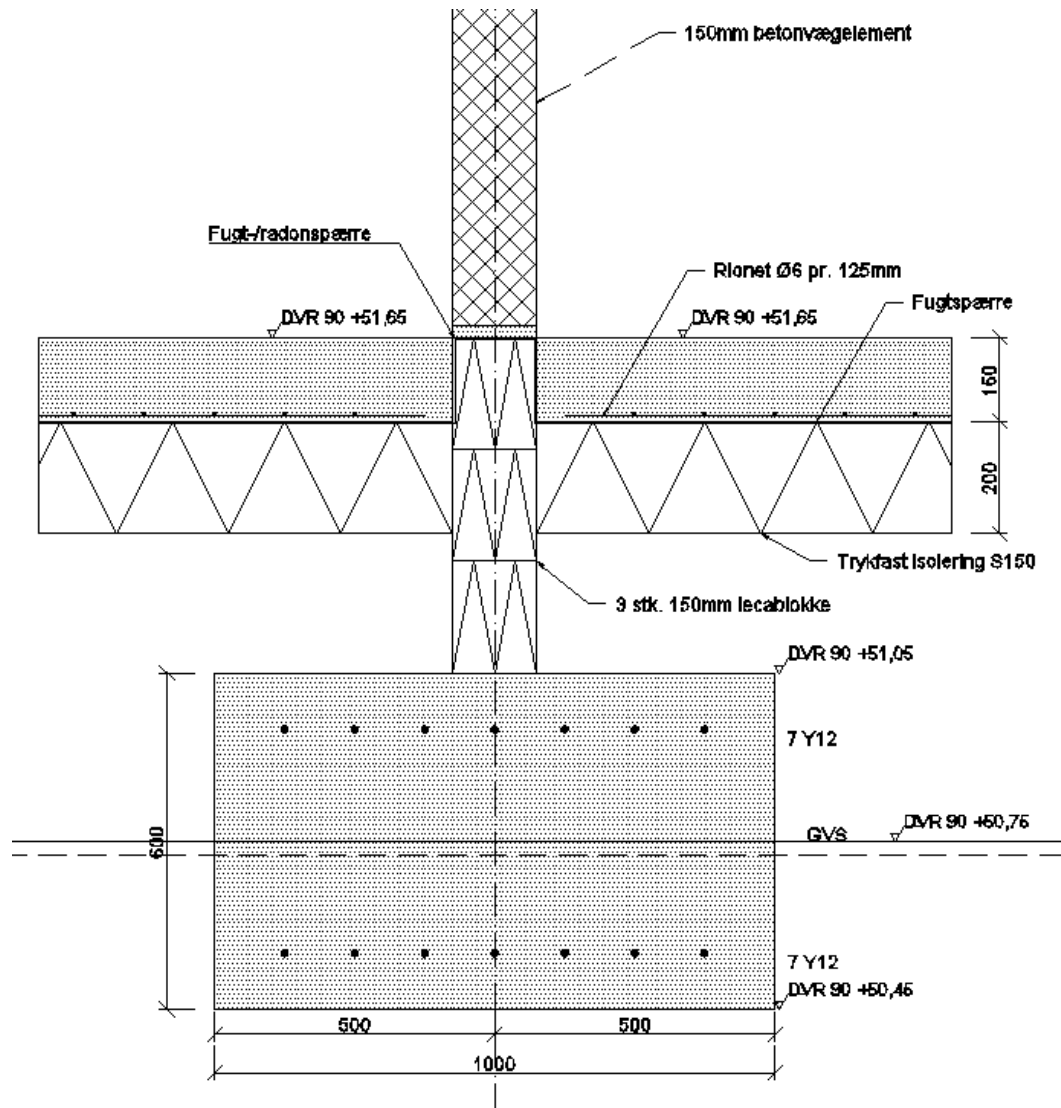
Dermed er det nødvendigt at indstøbe 3 stk. Y12 armeringsstænger i bunden af fundamentet:

$$\frac{279,27 \text{mm}^2}{113,10 \text{mm}^2} = 2,47 \approx 3 \text{ stk}$$

Der ilægges samme antal i oversiden.

### 14.5 Dimensionering af stribefundament F3

Disse fundamenter er placeret under væggene 4 og 5 fra væltninganalysen. Fundamenterne bliver belastet af indvendige vægge og lasterne fra etagedækket. Et snit af fundamentet ses nedenfor:



Figur 37 - Snittegning af F3

#### 14.5.1 Lastdata

Af bilag 5 findes lasten til  $V_{væg4og5} = 131,96 \text{ kN/m}$

Egenlasten af fundamentet beregnes:

$$\begin{aligned} V_{fundament} &= 0,3\text{m} \cdot 1,0\text{m} \cdot (24 \text{ kN/m}^3 + 10 \text{ kN/m}^3) + (3 \cdot 0,20\text{m} \cdot 0,15\text{m}) \cdot 5,88 \text{ kN/m}^3 \\ &= 10,73 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Den samlede last bliver dermed:

$$V_d = V_{fundament} + V_{væg40g5} = 10,73 \text{ kN/m} + 131,96 \text{ kN/m} = 142,69 \text{ kN/m}$$

### 14.5.2 Eftervisning af bæreevne på ler

Bæreevneformlen for fundament på ler i korttidstilstanden er som følger:

$$R' = A' \cdot (N_C^0 \cdot c_{ud} \cdot s_C^0 \cdot i_C^0 + q')$$

hvor,

Det effektive areal:  $A' = 1,00 \text{ m/m} \cdot 1,00 \text{ m} = 1,00 \text{ m}^2/\text{m}$

Bæreevnefaktoren for ler:  $N_C^0 = 5,14$

Den regningsmæssige forsk. styrke:  $c_{ud} = 27,78 \text{ kN/m}^2$

Formfaktoren for sribefundament:  $s_C^0 = 1,0$

Hældningsfaktoren uden vandret kraft:  $i_C^0 = 1,0$

Det mindste overlejringsstryk:  $q'_{min} = 16,5 \text{ kN/m}^2$

Værdierne indsættes i formlen:

$$\begin{aligned} R' &= (1,00 \text{ m}^2)/\text{m} \cdot (5,14 \cdot 27,78 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 + 16,5 \text{ kN/m}^2) \\ &= 159,29 \text{ kN/m} > 142,69 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Dermed er dimensionen OK!

### 14.5.3 Eftervisning af bæreevne på sand

Bæreevneformlen for fundament på sand er som følger:

$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot b' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q$$

Hvor,

Det effektive areal:  $A' = 1,00 \text{ m/m} \cdot 1,00 \text{ m} = 1,00 \text{ m}^2/\text{m}$

Den effektive rumvægt under GVS:  $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3 - 10 \text{ kN/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^3$

Den effektive bredde:  $b' = 1,00 \text{ m}$

Den regningsmæssige friktionsvinkel:  $\varphi_{pl,d} = 30,26^\circ$

Bæreevnefaktor for q-leddet:  $N_q = 18,95$

Bæreevnefaktor for  $\gamma$ -leddet:  $N_\gamma = 15,27$

Formfaktorer:  $s_q = s_\gamma = 1,0$

Hældningsfaktorer:  $i_q = i_\gamma = 1,0$

Mindste overlejringstryk:  $q' = 16,5 \text{ kN/m}^2$

Værdierne indsættes i formlen:

$$R' = (1,00\text{m}^2)/\text{m} \cdot (1/2 \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,00\text{m} \cdot 15,27 + 16,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 18,95) \\ = 389,03 \text{ kN/m}$$

Dermed er dimensionen OK!

#### 14.5.4 Armering

Der anvendes følgende formel for rektangulære tværsnit:

$$A_{s,min} = 0,4 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot A_{ct}}{f_{yk}}$$

Hvor,

Betonens middeltrækstyrke for C35:  $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

Armeringens middeltrækstyrke:  $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$

Betonarealet i trækzonen:  $A_{ct} = \frac{1}{2} A_c = \frac{1}{2} \cdot 1000\text{mm} \cdot 600\text{mm} \\ = 0,30 \cdot 10^6 \text{mm}^2$

Værdierne indsættes:

$$A_{s,min} = 0,4 \cdot \frac{3,2 \text{ MPa} \cdot 0,30 \cdot 10^6 \text{mm}^2}{550 \text{ MPa}} = 698,18 \text{mm}^2$$

Der anvendes Y12 armeringsstænger:

$$A_{y12} = \frac{1}{2} \cdot (12\text{mm})^2 \cdot \pi = 113,10 \text{mm}^2$$

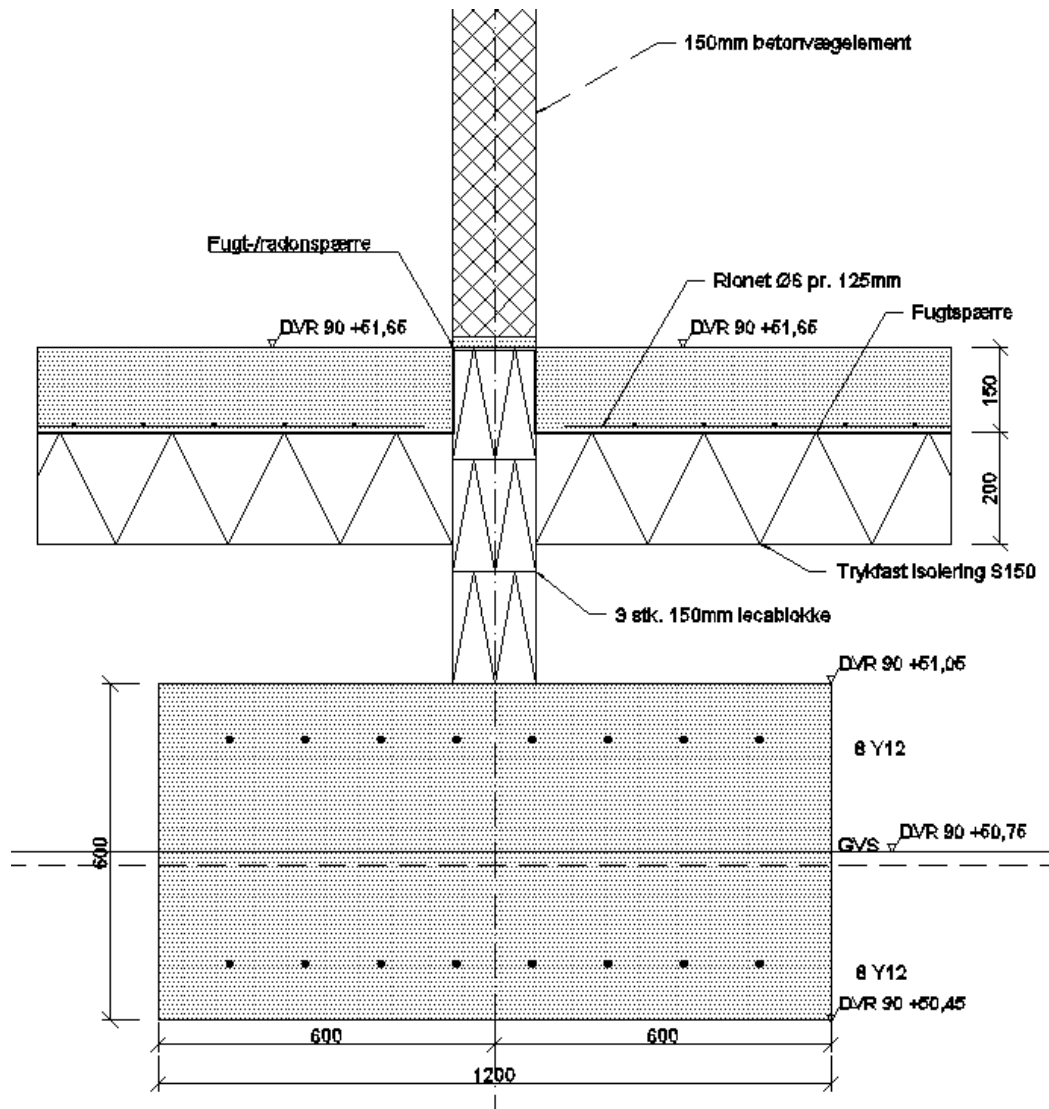
Dermed er det nødvendigt at indstøbe 7 stk. Y12 armeringsstænger i bunden af fundamentet:

$$\frac{698,18 \text{mm}^2}{113,10 \text{mm}^2} = 6,17 \approx 7 \text{ stk}$$

Der ilægges samme antal i oversiden.

## 14.6 Dimensionering af stribefundament F4

Disse fundamenter er placeret under væg nr. 3 fra væltningsanalysen. Fundamenterne bliver belastet af indvendige vægge og lasterne fra etagedækket. Et snit af fundamentet ses nedenfor:



Figur 38 - Snittegning af F4

### 14.6.1 Lastdata

Af bilag 5 findes lasten til  $V_{væg3} = 167,32 \text{ kN/m}$

Egenlasten af fundamentet beregnes:

$$\begin{aligned} V_{fundament} &= 0,3\text{m} \cdot 1,2\text{m} \cdot (24 \text{ kN/m}^3 + 10 \text{ kN/m}^3) + (3 \cdot 0,20\text{m} \cdot 0,15\text{m}) \cdot 5,88 \text{ kN/m}^3 \\ &= 12,77 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Den samlede last bliver dermed:

$$V_d = V_{fundament} + V_{væg3} = 12,77 \text{ kN/m} + 170,12 \text{ kN/m} = 182,89 \text{ kN/m}$$

#### 14.6.2 Eftervisning af bæreevne på ler

Bæreevneformlen for fundament på ler i korttidstilstanden er som følger:

$$R' = A' \cdot (N_c^0 \cdot c_{ud} \cdot s_c^0 \cdot i_c^0 + q')$$

hvor,

Det effektive areal:  $A' = 1,00 \text{ m/m} \cdot 1,20 \text{ m} = 1,20 \text{ m}^2/\text{m}$

Bæreevnefaktoren for ler:  $N_c^0 = 5,14$

Den regningsmæssige forsk. styrke:  $c_{ud} = 27,78 \text{ kN/m}^2$

Formfaktoren for sribefundament:  $s_c^0 = 1,0$

Hældningsfaktoren uden vandret kraft:  $i_c^0 = 1,0$

Det mindste overlejringsstryk:  $q'_{min} = 16,5 \text{ kN/m}^2$

Værdierne indsættes i formelen:

$$\begin{aligned} R' &= (1,20 \text{ m}^2)/\text{m} \cdot (5,14 \cdot 27,78 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 + 16,5 \text{ kN/m}^2) \\ &= 191,15 \text{ kN/m} > 182,89 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Dermed er dimensionen OK!

#### 14.6.3 Eftervisning af bæreevne på sand

Bæreevneformlen for fundament på sand er som følger:

$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot b' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q$$

Hvor,

Det effektive areal:  $A' = 1,00 \text{ m/m} \cdot 1,20 \text{ m} = 1,20 \text{ m}^2/\text{m}$

Den effektive rumvægt under GVS:  $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3 - 10 \text{ kN/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^3$

Den effektive bredde:  $b' = 1,00 \text{ m}$

Den regningsmæssige friktionsvinkel:  $\varphi_{p,d} = 30,26^\circ$

Bæreevnefaktor for q-leddet:  $N_q = 18,95$



Bæreevnefaktor for  $\gamma$ -leddet:  $N_\gamma = 15,27$

Formfaktorer:  $s_q = s_\gamma = 1,0$

Hældningsfaktorer:  $i_q = i_\gamma = 1,0$

Mindste overlejringstryk:  $q' = 16,5 \text{ kN/m}^2$

Værdierne indsættes i formelen:

$$R' = (1,20\text{m}^2)/\text{m} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,20\text{m} \cdot 15,27 + 16,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 18,95 \right) \\ = 485,15 \text{ kN/m}$$

Dermed er dimensionen OK!

#### 14.6.4 Armering

Der anvendes følgende formel for rektangulære tværsnit:

$$A_{s,min} = 0,4 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot A_{ct}}{f_{yk}}$$

Hvor,

Betonens middeltrækstyrke for C35:  $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

Armeringens middeltrækstyrke:  $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$

Betonarealet i trækzonen:  $A_{ct} = \frac{1}{2} A_c = \frac{1}{2} \cdot 1200\text{mm} \cdot 600\text{mm} \\ = 0,36 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$

Værdierne indsættes:

$$A_{s,min} = 0,4 \cdot \frac{3,2 \text{ MPa} \cdot 0,36 \cdot 10^6 \text{ mm}^2}{550 \text{ MPa}} = 837,82 \text{ mm}^2$$

Der anvendes Y12 armeringsstænger:

$$A_{y12} = \frac{1}{2} \cdot (12\text{mm})^2 \cdot \pi = 113,10 \text{ mm}^2$$

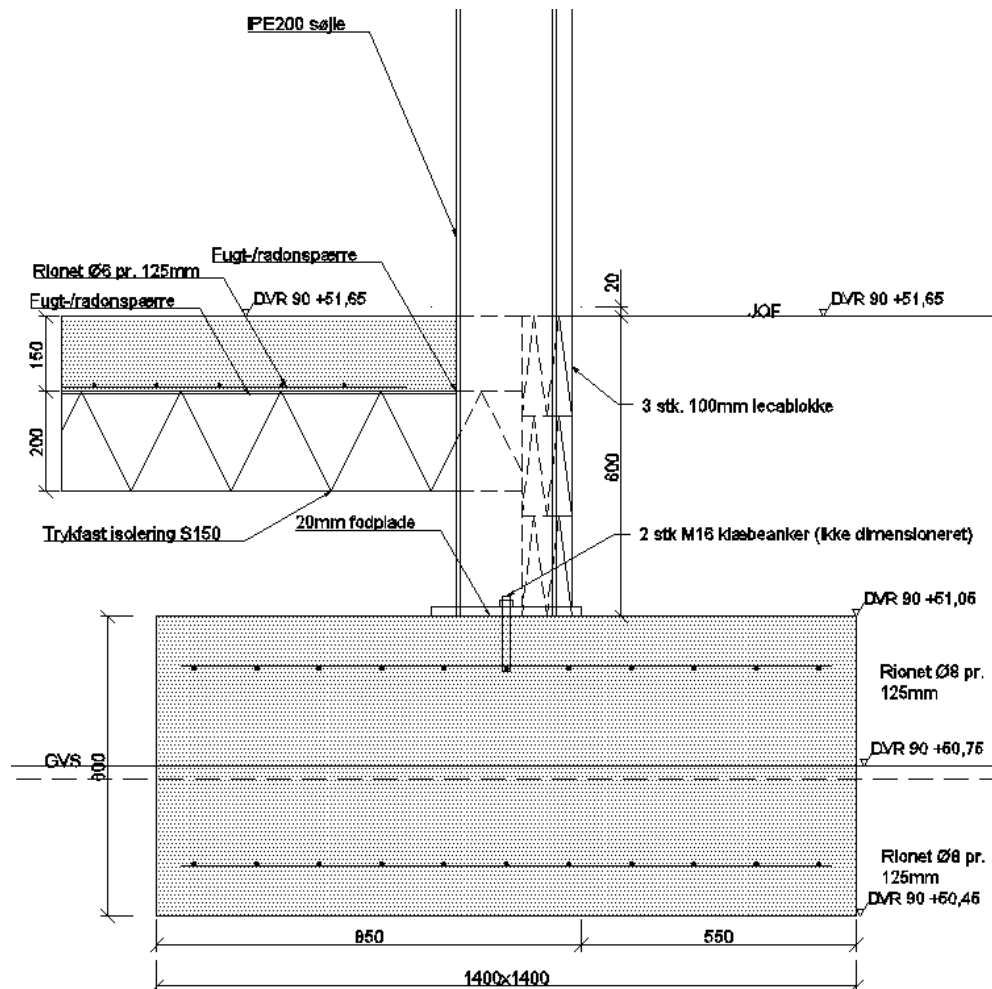
Dermed er det nødvendigt at indstøbe 8 stk. Y12 armeringsstænger i bunden af fundamentet:

$$\frac{837,82 \text{ mm}^2}{113,10 \text{ mm}^2} = 7,40 \approx 8 \text{ stk}$$

Der ilægges samme antal i oversiden.

## 14.7 Dimensionering af punktfundament F5

Disse fundamenter er placeret under de to midterste stålsøjler i gavlen mod syd. Fundamentene bliver belastet lasterne fra stålbjælken som bærer etagedækket. Et snit af fundamentet ses nedenfor:



Figur 39 - Snittegning af F5

### 14.7.1 Lastdata

Af afsnit 13 for dimensionering af stålsøjler findes  $V_{søjle} = 299,48 \text{ kN}$

Egenlasten af fundamentet beregnes:

$$V_{fundament} = 0,3\text{m} \cdot 1,4\text{m} \cdot 1,4\text{m} \cdot (24 \text{ kN/m}^3 + 10 \text{ kN/m}^3) + (1,4\text{m} - 0,20\text{m}) \cdot (3 \cdot 0,20\text{m} \cdot 0,10\text{m}) \cdot 5,88 \text{ kN/m}^3 = 20,42 \text{ kN}$$

Fundamentene udsættes også for en vandret kraft fra vindlasten på facaden, men da den er meget mindre end den lodrette last, vil excentriciteten være meget lille og derfor have marginal betydning for bæreevnen.

Den samlede last bliver dermed:

$$V_d = V_{fundament} + V_{søjle} = 20,42 \text{ kN} + 299,48 \text{ kN} = 319,90 \text{ kN}$$

#### 14.7.2 Eftervisning af bæreevne på ler

Bæreevneformlen for fundament på ler i korttidstilstanden er som følger:

$$R' = A' \cdot (N_C^0 \cdot c_{ud} \cdot s_C^0 \cdot i_C^0 + q')$$

hvor,

Det effektive areal:  $A' = 1,40 \text{ m} \cdot 1,40 \text{ m} = 1,96 \text{ m}^2$

Bæreevnefaktoren for ler:  $N_C^0 = 5,14$

Den regningsmæssige forsk. styrke:  $c_{ud} = 27,78 \text{ kN/m}^2$

Formfaktoren for sribefundament:  $s_C = 1,0 + 0,2 \cdot \frac{b'}{l'} = 1,0 + 0,2 \cdot \frac{1,4 \text{ m}}{1,4 \text{ m}} = 1,2$

Hældningsfaktoren uden vandret kraft:  $i_C^0 = 1,0$

Det mindste overlejringsstryk:  $q'_{min} = 16,5 \text{ kN/m}^2$

Værdierne indsættes i formelen:

$$R' = 1,96 \text{ m}^2 \cdot \left( 5,14 \cdot 27,78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,2 \cdot 1,0 + 16,5 \text{ kN/m}^2 \right) = 368,18 \text{ kN} > 319,90 \text{ kN}$$

Dermed er dimensionen OK!

#### 14.7.3 Eftervisning af bæreevne på sand

Bæreevneformlen for fundament på sand er som følger:

$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot b' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q$$

Hvor,

Det effektive areal:  $A' = 1,40 \text{ m} \cdot 1,40 \text{ m} = 1,96 \text{ m}^2$

Den effektive rumvægt under GVS:  $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3 - 10 \text{ kN/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^3$

Den effektive bredde:  $b' = 1,40 \text{ m}$

Den regningsmæssige friktionsvinkel:  $\varphi_{pl,d} = 30,26^\circ$

Bæreevnefaktor for q-leddet:  $N_q = 18,95$

Bæreevnefaktor for  $\gamma$ -leddet:  $N_\gamma = 15,27$

Formfaktorer:  $s_q = 1,0 + 0,2 \cdot \frac{b'}{l'} = 1,0 + 0,2 \cdot \frac{1,4m}{1,4m} = 1,2$

$$s_\gamma = 1,0 - 0,4 \cdot \frac{b'}{l'} = 1,0 + 0,4 \cdot \frac{1,4m}{1,4m} = 0,6$$

Hældningsfaktorer:  $i_q = i_\gamma = 1,0$

Mindste overlejringstryk:  $q' = 16,5 \text{ kN/m}^2$

Værdierne indsættes i formen:

$$\begin{aligned} R' &= 1,96m^2 \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,40m \cdot 15,27 \cdot 0,6 + 16,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 18,95 \cdot 1,20 \right) \\ &= 861,11 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dermed er dimensionen OK!

#### 14.7.4 Armering

Der anvendes følgende formel for rektangulære tværsnit:

$$A_{s,min} = 0,4 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot A_{ct}}{f_{yk}}$$

Hvor,

Betonens middeltrækstyrke for C35:  $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

Armeringens middeltrækstyrke:  $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$

Betonarealet i trækzonen:  $A_{ct} = \frac{1}{2} A_c = \frac{1}{2} \cdot 1400mm \cdot 600mm = 0,42 \cdot 10^6 mm^2$

Værdierne indsættes:

$$A_{s,min} = 0,4 \cdot \frac{3,2 \text{ MPa} \cdot 0,42 \cdot 10^6 mm^2}{550 \text{ MPa}} = 977,46 mm^2$$

Der anvendes Rionet med Ø8 jern pr. 125mm:

$$\frac{1400mm}{125mm} = 11,2 \rightarrow 11 \text{ stænger i hver retning}$$

$$A_{y20} = 2 \cdot 11 \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot (8mm)^2 \cdot \pi \right) = 1105,84 mm^2 > 977,46 mm^2$$

Dermed er Rionet med Ø8 jern pr. 125mm OK! Der ilægges samme type i oversiden.

Som ved punktfundamenteterne F5 er disse fundamenter placeret under gavlsøjlerne placeret i enderne af bjælken. Fundamenterne bliver belastet lasterne fra stålbjælken som bærer etagedækket. Fundamentet deler betonareal med stribefundamentet F1. Fundament F6 skal derfor eftervises for lasten fra søjlen og lasten fra ydervæggen på samme tid. Et snit af fundamentet ses nedenfor:



Af afsnit 13 for dimensionering af stålsøjler findes  $V_{søjle} = 108,90 \text{ kN}$

$$V_{fundament} = 0,3m \cdot 1,1m \cdot 1,1m \cdot (24 \text{ kN/m}^3 + 10 \text{ kN/m}^3) + 1,1m \cdot (3 \cdot 0,20m \cdot 0,10m) \cdot 5,88 \text{ kN/m}^3 = 12,73 \text{ kN}$$
$$V_{F1} = 1,1m \cdot 88,32 \text{ kN/m} = 97,15 \text{ kN}$$

Allan Vind

Den samlede last bliver dermed:

$$V_d = V_{fundament} + V_{væg3} + V_{F1} = 12,73 \text{ kN} + 108,90 \text{ kN} + 97,15 = 218,78 \text{ kN}$$

#### 14.8.2 Eftervisning af bæreevne på ler

Bæreevneformlen for fundament på ler i korttidstilstanden er som følger:

$$R' = A' \cdot (N_C^0 \cdot c_{ud} \cdot s_C^0 \cdot i_C^0 + q')$$

hvor,

Det effektive areal:  $A' = 1,10\text{m} \cdot 1,10\text{m} = 1,21\text{m}^2$

Bæreevnefaktoren for ler:  $N_C^0 = 5,14$

Den regningsmæssige forsk. styrke:  $c_{ud} = 27,78 \text{ kN/m}^2$

Formfaktoren for sribefundament:  $s_C = 1,0 + 0,2 \cdot \frac{b'}{l'} = 1,0 + 0,2 \cdot \frac{0,80\text{m}}{0,80\text{m}} = 1,2$

Hældningsfaktoren uden vandret kraft:  $i_C^0 = 1,0$

Det mindste overlejringstryk:  $q'_{min} = 16,5 \text{ kN/m}^2$

Værdierne indsættes i formelen:

$$R' = 1,21\text{m}^2 \cdot \left( 5,14 \cdot \frac{27,78\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,2 \cdot 1,0 + 16,5 \text{ kN/m}^2 \right) = 227,30 \text{ kN} > 218,78 \text{ kN}$$

Dermed er dimensionen OK!

#### 14.8.3 Eftervisning af bæreevne på sand

Bæreevneformlen for fundament på sand er som følger:

$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot b' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q$$

Hvor,

Det effektive areal:  $A' = 1,10\text{m} \cdot 1,10\text{m} = 0,64\text{m}^2$

Den effektive rumvægt under GVS:  $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3 - 10 \text{ kN/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^3$

Den effektive bredde:  $b' = 0,80\text{m}$

Den regningsmæssige friktionsvinkel:  $\varphi_{pl,d} = 30,26^\circ$

Bæreevnefaktor for q-leddet:  $N_q = 18,95$

Bæreevnefaktor for  $\gamma$ -leddet:  $N_\gamma = 15,27$

Formfaktorer:  $s_q = 1,0 + 0,2 \cdot \frac{b'}{l'} = 1,0 + 0,2 \cdot \frac{1,10m}{1,10m} = 1,2$

$$s_\gamma = 1,0 - 0,4 \cdot \frac{b'}{l'} = 1,0 + 0,4 \cdot \frac{1,10m}{1,10m} = 0,6$$

Hældningsfaktorer:  $i_q = i_\gamma = 1,0$

Mindste overlejringstryk:  $q' = 16,5 \text{ kN/m}^2$

Værdierne indsættes i formlen:

$$\begin{aligned} R' &= 1,21m^2 \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,80m \cdot 15,27 \cdot 0,6 + 16,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 18,95 \cdot 1,20 \right) \\ &= 498,35 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dermed er dimensionen OK!

#### 14.8.4 Armering

Der anvendes følgende formel for rektangulære tværsnit:

$$A_{s,min} = 0,4 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot A_{ct}}{f_{yk}}$$

Hvor,

Betonens middeltrækstyrke for C35:  $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

Armeringens middeltrækstyrke:  $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$

Betonarealet i trækzonen:  $A_{ct} = \frac{1}{2} A_c = \frac{1}{2} \cdot 1100mm \cdot 600mm$   
 $= 0,33 \cdot 10^6 mm^2$

Værdierne indsættes:

$$A_{s,min} = 0,4 \cdot \frac{3,2 \text{ MPa} \cdot 0,33 \cdot 10^6 mm^2}{550 \text{ MPa}} = 768 mm^2$$

Der anvendes Rionet Ø8 pr. 125:

$$\frac{1100mm}{125mm} = 8,8 \rightarrow 8 \text{ stænger i hver retning}$$

$$A_{y20} = 2 \cdot 8 \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot (8mm)^2 \cdot \pi \right) = 804,25 mm^2 > 768 mm^2$$

Dermed er Rionet Ø8 pr. 125 OK! Der ilægges samme type i oversiden.

## Allan Vind



Reaktionerne i søjlen beregnes:

$$R_{gk} = \frac{1}{2} \cdot 33,91 \text{ kN/m} \cdot 3,00\text{m} = 50,86\text{kN}$$

$$R_{wk} = \frac{1}{2} \cdot 3,56 \text{ kN/m} \cdot 3,00\text{m} = 5,34\text{kN}$$

Der ses at det er STR 3 som vil være det farligste tilfælde. Dermed er den regningsmæssige last på fundamentet:

$$V_{søjle} = 50,86 \text{ kN} \cdot 1,0 + 5,34 \text{ kN} \cdot 1,5 = 58,87 \text{ kN}$$

Egenlasten fra fundamentet lægges til:

$$V_{fundament} = 0,3\text{m} \cdot 0,8\text{m} \cdot 0,8\text{m} \cdot (24 \text{ kN/m}^3 + 10 \text{ kN/m}^3) + 0,8\text{m} \cdot (3 \cdot 0,20\text{m} \cdot 0,10\text{m}) \cdot 5,88 \text{ kN/m}^3 = 6,81 \text{ kN}$$

$$V_d = V_{søjle} + V_{fundament} = 58,87 \text{ kN} + 6,81 \text{ kN} = 65,68 \text{ kN}$$

Fra afsnittet ”Dimensionsgivende vandrette last” findes at terrændækket belastet med 339,70 kN af vandret last fra vinden på facaderne. Denne giver en reaktion i søjlen:

$$H = \frac{1}{2} \cdot \frac{339,70 \text{ kN}}{65\text{m}} \cdot 3,00\text{m} = 7,84 \text{ kN}$$

Fundamentet skal derfor regnes excentrisk:

$$e_l = \frac{M_x}{V} = \frac{7,84 \text{ kN} \cdot 0,6\text{m}}{65,68 \text{ kN}} = 0,0716\text{m} < 0,3 \cdot l = 0,24\text{m}$$

Dermed er fundamentet ikke stærkt excentrisk påvirket. Den effektive længde og det effektive areal bestemmes:

$$l' = 0,8\text{m} - 2 \cdot 0,0716\text{m} = 0,66\text{m}$$

$$A' = 0,66\text{m} \cdot 0,8\text{m} = 0,53\text{m}^2$$

#### 14.9.2 Eftervisning af bæreevne på ler

Bæreevneformlen for fundament på ler i korttidstilstanden er som følger:

$$R' = A' \cdot (N_C^0 \cdot c_{ud} \cdot s_C^0 \cdot i_C^0 + q')$$

hvor,

$$\text{Det effektive areal:} \quad A' = 0,53\text{m}^2$$

$$\text{Bæreevnefaktoren for ler:} \quad N_C^0 = 5,14$$

Den regningsmæssige forsk. styrke:  $c_{ud} = 27,78 \text{ kN/m}^2$

Formfaktoren for stribefundament:  $s_c = 1,0 + 0,2 \cdot \frac{b'}{l'} = 1,0 + 0,2 \cdot \frac{0,80\text{m}}{0,66\text{m}} = 1,24$

Hældningsfaktoren uden vandret kraft:

$$i_c^0 = 0,5 + 0,5 \cdot \sqrt{\frac{H}{A' \cdot c_{ud}}} = 0,5 + 0,5 \cdot \sqrt{\frac{7,84 \text{ kN}}{0,53\text{m}^2 \cdot 27,78\text{N/m}^2}} = 0,86$$

Det mindste overlejringstryk:  $q'_{min} = 16,5 \text{ kN/m}^2$

Værdierne indsættes i formelen:

$$R' = 0,53\text{m}^2 \cdot (5,14 \cdot 27,78 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,24 \cdot 0,86 + 16,5 \text{ kN/m}^2) = 90,14\text{kN} > 65,68 \text{ kN}$$

Dermed er dimensionen OK!

Der undersøges for glidning af fundamentet. Hvis fundamentet ikke glider skal følgende være overholdt:

$$H_d \leq A' \cdot c_{ud}$$

$$H_d \leq 0,4 \cdot V_d$$

De to udtryk eftervises:

$$7,84 \text{ kN} \leq A' \cdot c_{ud} = 0,53\text{m}^2 \cdot 27,78\text{kN/m}^2 = 14,72\text{kN}$$

$$7,84 \text{ kN} \leq 0,4 \cdot V_d = 0,4 \cdot 65,68 \text{ kN} = 26,27 \text{ kN}$$

Dermed glider fundamentet ikke.

### 14.9.3 Eftervisning af bæreevne på sand

Bæreevneformlen for fundament på sand er som følger:

$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot b' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q$$

Hvor,

Det effektive areal:  $A' = 0,53\text{m}^2$

Den effektive rumvægt under GVS:  $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3 - 10 \text{ kN/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^3$

Den effektive bredde:  $b' = 0,80\text{m}$

Den regningsmæssige friktionsvinkel:  $\varphi_{pl,d} = 30,26^\circ$

Bæreevnefaktor for q-leddet:  $N_q = 18,95$

Bæreevnefaktor for  $\gamma$ -leddet:  $N_\gamma = 15,27$

Formfaktorer:  $s_q = 1,0 + 0,2 \cdot \frac{b'}{l'} = 1,0 + 0,2 \cdot \frac{0,80m}{0,66m} = 1,27$

$$s_\gamma = 1,0 - 0,4 \cdot \frac{b'}{l'} = 1,0 + 0,4 \cdot \frac{0,80m}{0,66m} = 0,47$$

Hældningsfaktorer:  $i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'}\right) = \left(1 - \frac{7,84 \text{ kN}}{65,68 \text{ kN}}\right)^2 = 0,78$

$$i_y = i_q^2 = 0,78^2 = 0,60$$

Mindste overlejringstryk:  $q' = 16,5 \text{ kN/m}^2$

Værdierne indsættes i formlen:

$$R' = 0,53m^2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,80m \cdot 15,27 \cdot 0,47 \cdot 0,60 + 16,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 18,95 \cdot 1,27 \cdot 0,78\right) = 173,29 \text{ kN}$$

Dermed er dimensionen OK!

Der undersøges for glidning af fundamentet:

$$H_d \leq V_d \cdot \tan \varphi_d$$

$$7,84 \text{ kN} \leq 65,68 \cdot \tan(30,26) = 38,3$$

Dermed glider fundamentet ikke.

#### 14.9.4 Armering

Der anvendes følgende formel for rektangulære tværsnit:

$$A_{s,min} = 0,4 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot A_{ct}}{f_{yk}}$$

Hvor,

Betonens middeltrækstyrke for C35:  $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

Armeringens middeltrækstryke:  $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$

Betonarealet i trækzonen:  $A_{ct} = \frac{1}{2} A_c = \frac{1}{2} \cdot 800mm \cdot 600mm =$   
 $0,24 \cdot 10^6 mm^2$

Værdierne indsættes:

$$A_{s,min} = 0,4 \cdot \frac{3,2 \text{ MPa} \cdot 0,24 \cdot 10^6 \text{ mm}^2}{550 \text{ MPa}} = 558,55 \text{ mm}^2$$

Der anvendes Rionet Ø6 pr. 125mm:

$$\frac{800 \text{ mm}}{125 \text{ mm}} = 6,4 \rightarrow 6 \text{ stænger i hver retning}$$

$$A_{y20} = 2 \cdot 6 \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot \pi \right) = 603,19 \text{ mm}^2 > 558,55 \text{ mm}^2$$

Dermed er Rionet Ø6 pr. 125mm OK! Der ilægges samme type i oversiden.

Alle fundamenter er undersøgt for tilfælde hvor grundvandet skulle falde til under FUK og dermed øge lasten på fundamentet, og det viser sig at dimensionen stadigvæk vil være tilstrækkelig.

#### 14.10 Sætningsberegninger

Til at bestemme fundamenternes sætninger bruges den konventionelle sætningsberegning, hvor summen af initialsætningen og konsolideringssætningen beregnes. Der beregnes sætninger i fed ler:

$$\delta_{konv} = \int_0^z \frac{\Delta\sigma'}{K} dz$$

Hvor,

Konsolideringsmodulet:

$$K = 10 \text{ MPa}$$

Dybden z, hvor spændingerne svarer til

20% af de effektive in-situ spændinger:

$$\Delta\sigma_z = 0,2 \cdot \gamma_{m,ler} \cdot z$$

Trykspændingen i dybden z Strib. funda.:

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{B+z}$$

Trykspændingen i dybden z punkt. Funda.:

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{(B+z) \cdot (L+z)}$$

##### 14.10.1 Sætningsberegning, F1

For sætningsberegninger regnes der med egenlasten og nyttelasten, da vind- og snelasten regnes for at virke i kortere perioder, mens egenlasten er konstant. Lasterne beregnet i afsnittene for bæreevnen af fundamenterne, skal derfor reduceres så de kun består af egenlast og evt. nyttelast:

$$\begin{aligned} V_{gk} &= V_{gk,væg} + V_{fundament} = 33,91 \text{ kN/m} + 4,53 \text{ kN/m}^2 \cdot 7,00 \text{ m} + 7,51 \text{ kN/m} \\ &= 73,13 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Den effektive last findes ved at fratrække den afgravede jords last. De 900mm mulds rumvægt sættes til  $15 \text{ kN/m}^3$  af den geotekniske rapport:

$$V_{afgravning} = \gamma_{muld} \cdot b_{fundament} \cdot d_{muld} + \gamma_{ler} \cdot b_{fundament} \cdot d_{ler} =$$
$$15 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,65\text{m} \cdot 0,9\text{m} + 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,65\text{m} \cdot 0,3\text{m} = 10,73 \text{ kN/m}$$

Dermed kan den effektive last beregnes:

$$P = 73,13 \text{ kN/m} - 10,73 \text{ kN/m} = 62,40 \text{ kN/m}$$

Z bestemmes:

$$\Delta\sigma_z = 0,2 \cdot \gamma_{m,ler} \cdot z = \frac{P}{B + z} =$$
$$0,2 \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot z = \frac{62,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{0,65\text{m} + z} \Leftrightarrow z = 5,27\text{m} \approx 5,30\text{m}$$

Dybden z er således dybden der regnes sætninger. Dybden deles op i 3 lag for at give et mere præcist resultat:

$$t_1 = 0,8\text{m}$$

$$t_2 = 1,7\text{m}$$

$$t_3 = 2,8\text{m}$$

Dernæst findes afstanden fra FUK til midten af de 3 lag:

$$z_1 = \frac{1}{2} \cdot 0,8\text{m} = 0,40\text{m}$$

$$z_2 = 0,8\text{m} + \frac{1}{2} \cdot 1,7\text{m} = 1,65\text{m}$$

$$z_3 = 0,8 + 1,7 + \frac{1}{2} \cdot 2,8\text{m} = 3,90\text{m}$$

Spændingerne i dybderne beregnes:

$$\Delta\sigma_1 = \frac{P}{B + z_1} = \frac{62,40 \text{ kN/m}}{0,65\text{m} + 0,4\text{m}} = 59,43 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_2 = \frac{P}{B + z_2} = \frac{62,40 \text{ kN/m}}{0,65\text{m} + 1,65\text{m}} = 27,13 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_3 = \frac{P}{B + z_3} = \frac{62,40 \text{ kN/m}}{0,65\text{m} + 3,90\text{m}} = 13,72 \text{ kN/m}^2$$

Den samlede sætning kan dermed bestemmes:

$$\delta_{total} = \frac{\Delta\sigma_1}{K} \cdot t_1 + \frac{\Delta\sigma_2}{K} \cdot t_2 + \frac{\Delta\sigma_3}{K} \cdot t_3 =$$
$$\frac{59,43 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ MPa}} \cdot 0,8\text{m} + \frac{27,13 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ MPa}} \cdot 1,7\text{m} + \frac{13,72 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ MPa}} \cdot 2,8\text{m} = 13,21\text{mm}$$

#### 14.10.2 Sætningsberegning, F2

Som for beregning af F1 skal der kun beregnes sætning for egenlasten og da dette fundament kun påvirkes af lasten fra fundamentet selv og væggen som den bærer, bruges lasten fra bæreevneberegningen:

$$V_{gk} = V_{gk,væg} + V_{fundament} = 4,53 \text{ kN/m}^2 \cdot 7,00\text{m} + 4,96 \text{ kN/m} = 36,67 \text{ kN/m}$$

Lasten fra den afgravede jord fratrækkes:

$$V_{afgravning} = 15 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,40\text{m} \cdot 0,9\text{m} + 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,40\text{m} \cdot 0,3\text{m} = 6,60 \text{ kN/m}$$

Den effektive last beregnes:

$$P = V_{gk} - V_{afgravning} = 36,67 \text{ kN/m} - 6,60 \text{ kN/m} = 30,07 \text{ kN/m}$$

Z bestemmes:

$$\Delta\sigma_z = 0,2 \cdot \gamma_{m,ler} \cdot z = \frac{P}{B + z} =$$
$$0,2 \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot z = \frac{\frac{30,07 \text{ kN}}{\text{m}}}{0,40\text{m} + z} \Leftrightarrow z = 3,68\text{m} \approx 3,70\text{m}$$

Dybden z er således dybden der regnes sætninger. Dybden deles op i 3 lag for at give et mere præcist resultat:

$$t_1 = 0,6\text{m}$$

$$t_2 = 1,2\text{m}$$

$$t_3 = 1,9\text{m}$$

Dernæst findes afstanden fra FUK til midten af de 3 lag:

$$z_1 = \frac{1}{2} \cdot 0,6\text{m} = 0,3\text{m}$$

$$z_2 = 0,6m + \frac{1}{2} \cdot 1,2m = 1,2m$$

$$z_3 = 0,6 + 1,2 + \frac{1}{2} \cdot 1,9m = 2,75m$$

Spændingerne i dybderne beregnes:

$$\Delta\sigma_1 = \frac{P}{B + z_1} = \frac{30,07 \text{ kN/m}}{0,40m + 0,30m} = 42,96 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_2 = \frac{P}{B + z_2} = \frac{30,07 \text{ kN/m}}{0,40m + 1,20m} = 18,79 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_3 = \frac{P}{B + z_3} = \frac{30,07 \text{ kN/m}}{0,40m + 2,75m} = 9,55 \text{ kN/m}^2$$

Den samlede sætning kan dermed bestemmes:

$$\delta_{total} = \frac{\Delta\sigma_1}{K} \cdot t_1 + \frac{\Delta\sigma_2}{K} \cdot t_2 + \frac{\Delta\sigma_3}{K} \cdot t_3 =$$
$$\frac{42,96 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ MPa}} \cdot 0,6m + \frac{18,79 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ MPa}} \cdot 1,2m + \frac{9,55 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ MPa}} \cdot 1,9m = 6,65 \text{ mm}$$

### 14.10.3 Sætningsberegning, F3

Som for beregning af de foregående fundamenter, skal der kun beregnes sætning for egenlasten og nyttelaster, og da dette fundament kun påvirkes af lasten fra fundamentet selv og væggen som den bærer, bruges lasten fra bæreevneberegningen:

$$V_{gk} = V_{gk,væg} + V_{fundament} = 60,81 \text{ kN/m} + 14 \text{ kN/m} \cdot 1,5 + 10,73 \text{ kN/m}$$
$$= 92,54 \text{ kN/m}$$

Lasten fra den afgravede jord fratrækkes:

$$V_{afgravning} = 15 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,00m \cdot 0,9m + 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,00m \cdot 0,3m = 16,5 \text{ kN/m}$$

Den effektive last beregnes:

$$P = V_{gk} - V_{afgravning} = 92,54 \text{ kN/m} - 16,5 \text{ kN/m} = 76,04 \text{ kN/m}$$

Z bestemmes:

$$\Delta\sigma_z = 0,2 \cdot \gamma_{m,ler} \cdot z = \frac{P}{B + z} =$$

$$0,2 \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot z = \frac{76,04 \text{ kN/m}}{1,0 \text{ m} + z} \Leftrightarrow z = 5,69 \text{ m} \approx 5,70 \text{ m}$$

Dybden  $z$  er således dybden der regnes sætninger. Dybden deles op i 3 lag for at give et mere præcist resultat:

$$t_1 = 0,9 \text{ m}$$

$$t_2 = 2,0 \text{ m}$$

$$t_3 = 2,8 \text{ m}$$

Dernæst findes afstanden fra FUK til midten af de 3 lag:

$$z_1 = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \text{ m} = 0,45 \text{ m}$$

$$z_2 = 0,9 \text{ m} + \frac{1}{2} \cdot 2,0 \text{ m} = 1,9 \text{ m}$$

$$z_3 = 0,9 \text{ m} + 2,0 \text{ m} + \frac{1}{2} \cdot 2,8 \text{ m} = 4,3 \text{ m}$$

Spændingerne i dybderne beregnes:

$$\Delta\sigma_1 = \frac{P}{B + z_1} = \frac{76,04 \text{ kN/m}}{1,00 \text{ m} + 0,45 \text{ m}} = 52,44 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_2 = \frac{P}{B + z_2} = \frac{76,04 \text{ kN/m}}{1,00 \text{ m} + 1,90 \text{ m}} = 26,22 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_3 = \frac{P}{B + z_3} = \frac{76,04 \text{ kN/m}}{1,00 \text{ m} + 4,30 \text{ m}} = 14,35 \text{ kN/m}^2$$

Den samlede sætning kan dermed bestemmes:

$$\delta_{total} = \frac{\Delta\sigma_1}{K} \cdot t_1 + \frac{\Delta\sigma_2}{K} \cdot t_2 + \frac{\Delta\sigma_3}{K} \cdot t_3 =$$
$$\frac{52,44 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ MPa}} \cdot 0,9 \text{ m} + \frac{26,22 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ MPa}} \cdot 2,0 \text{ m} + \frac{14,35 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ MPa}} \cdot 2,8 \text{ m} = 13,98 \text{ mm}$$

#### 14.10.4 Sætningsberegning, F4

Som for beregning af de foregående fundamenter, skal der kun beregnes sætning for egenlasten og nyttelaster, og da dette fundament kun påvirkes af lasten fra fundamentet selv og væggen som den bærer, bruges lasten fra bæreevneberegningen:



$$V_{gk} = V_{gk,væg} + V_{fundament} = 48,24 \text{ kN/m} + 7,44 \text{ kN/m} \cdot 1,5 + 12,77 \text{ kN/m} \\ = 72,17 \text{ kN/m}$$

Lasten fra den afgravede jord fratrækkes:

$$V_{afgravning} = 15 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,20\text{m} \cdot 0,9\text{m} + 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,20\text{m} \cdot 0,3\text{m} = 19,8 \text{ kN/m}$$

Den effektive last beregnes:

$$P = V_{gk} - V_{afgravning} = 72,17 \text{ kN/m} - 19,80 \text{ kN/m} = 52,37 \text{ kN/m}$$

Z bestemmes:

$$\Delta\sigma_z = 0,2 \cdot \gamma_{m,ler} \cdot z = \frac{P}{B + z} = \\ 0,2 \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot z = \frac{52,37 \text{ kN/m}}{1,2\text{m} + z} \Leftrightarrow z = 4,55\text{m} \approx 4,60\text{m}$$

Dybden z er således dybden der regnes sætninger. Dybden deles op i 3 lag for at give et mere præcist resultat:

$$t_1 = 0,8\text{m}$$

$$t_2 = 1,4\text{m}$$

$$t_3 = 2,4\text{m}$$

Dernæst findes afstanden fra FUK til midten af de 3 lag:

$$z_1 = \frac{1}{2} \cdot 0,8\text{m} = 0,4\text{m}$$

$$z_2 = 0,8\text{m} + \frac{1}{2} \cdot 1,4\text{m} = 1,5\text{m}$$

$$z_3 = 0,8\text{m} + 1,4\text{m} + \frac{1}{2} \cdot 2,4\text{m} = 3,6\text{m}$$

Spændingerne i dybderne beregnes:

$$\Delta\sigma_1 = \frac{P}{B + z_1} = \frac{52,37 \text{ kN/m}}{1,20\text{m} + 0,40\text{m}} = 32,73 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_2 = \frac{P}{B + z_2} = \frac{52,37 \text{ kN/m}}{1,20\text{m} + 1,50\text{m}} = 19,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_3 = \frac{P}{B + z_3} = \frac{52,37 \text{ kN/m}}{1,20\text{m} + 3,60\text{m}} = 10,91 \text{ kN/m}^2$$

Den samlede sætning kan dermed bestemmes:

$$\delta_{total} = \frac{\Delta\sigma_1}{K} \cdot t_1 + \frac{\Delta\sigma_2}{K} \cdot t_2 + \frac{\Delta\sigma_3}{K} \cdot t_3 =$$
$$\frac{32,73 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ MPa}} \cdot 0,8\text{m} + \frac{19,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{10 \text{ MPa}} \cdot 1,4\text{m} + \frac{10,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{10 \text{ MPa}} \cdot 2,4\text{m} = 7,95\text{mm}$$

#### 14.10.5 Sætningsberegning, F5

Da F5 er et punktfundament vil nogle af formlerne ændre sig, men princippet i beregningerne er den samme. Dette fundament er som de foregående kun udsat for egenlast og denne hentes fra beregningen for bæreevnen på F5:

$$V_{gk} = 20,42 \text{ kN} + 299,48 \text{ kN} = 319,90\text{kN}$$

Lasten fra den afgravede jord fratrækkes:

$$V_{afgravning} = \gamma_{muld} \cdot A_{fundament} \cdot d_{muld} + \gamma_{ler} \cdot A_{fundament} \cdot d_{ler} =$$

$$V_{afgravning} = 15 \text{ kN/m}^3 \cdot (1,40\text{m})^2 \cdot 0,9\text{m} + 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (1,40\text{m})^2 \cdot 0,3\text{m} = 32,34 \text{ kN}$$

Den effektive last beregnes:

$$P = V_{gk} - V_{afgravning} = 319,90\text{kN} - 32,34 \text{ kN} = 287,56 \text{ kN}$$

Z bestemmes:

$$\Delta\sigma_z = 0,2 \cdot \gamma_{m,ler} \cdot z = \frac{P}{(B + z) \cdot (L + z)} =$$
$$0,2 \cdot 10\text{kN/m}^3 \cdot z = \frac{287,56 \text{ kN}}{(1,4\text{m} + z) \cdot (1,4\text{m} + z)} \Leftrightarrow z = 4,35 \approx 4,40\text{m}$$

Dybden z er således dybden der regnes sætninger. Dybden deles op i 3 lag for at give et mere præcist resultat:

$$t_1 = 0,8\text{m}$$

$$t_2 = 1,4\text{m}$$

$$t_3 = 2,2m$$

Dernæst findes afstanden fra FUK til midten af de 3 lag:

$$z_1 = \frac{1}{2} \cdot 0,8m = 0,4m$$

$$z_2 = 0,8m + \frac{1}{2} \cdot 1,4m = 1,5m$$

$$z_3 = 0,8m + 1,4m + \frac{1}{2} \cdot 2,2m = 3,3m$$

Spændingerne i dybderne beregnes:

$$\Delta\sigma_1 = \frac{P}{(B + z_1) \cdot (L + z_1)} = \frac{287,56 \text{ kN}}{(1,40m + 0,40m)^2} = 88,77 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_2 = \frac{P}{(B + z_2) \cdot (L + z_2)} = \frac{287,56 \text{ kN}}{(1,40m + 1,50m)^2} = 34,20 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_3 = \frac{P}{(B + z_3) \cdot (L + z_3)} = \frac{287,56 \text{ kN}}{(1,40m + 3,30m)^2} = 13,02 \text{ kN/m}^2$$

Den samlede sætning kan dermed bestemmes:

$$\delta_{total} = \frac{\Delta\sigma_1}{K} \cdot t_1 + \frac{\Delta\sigma_2}{K} \cdot t_2 + \frac{\Delta\sigma_3}{K} \cdot t_3 =$$

$$\frac{88,77 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ MPa}} \cdot 0,8m + \frac{34,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{10 \text{ MPa}} \cdot 1,4m + \frac{13,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{10 \text{ MPa}} \cdot 2,2m = 14,75mm$$

#### 14.10.6 Sætningsberegning, F6

Da F6 er et punktfundament vil den blive beregnet efter samme formler som F5. Dette fundament er som de foregående kun udsat for egenlast og denne hentes fra beregningen for bæreevnen på F5:

$$V_{gk} = 12,73 \text{ kN} + 108,90 \text{ kN} + 65,62 \text{ kN} = 187,25 \text{ kN}$$

Lasten fra den afgravede jord fratrækkes:

$$V_{afgravning} = \gamma_{muld} \cdot A_{fundament} \cdot d_{muld} + \gamma_{ler} \cdot A_{fundament} \cdot d_{ler} =$$

$$V_{afgravning} = 15 \text{ kN/m}^3 \cdot (1,1m)^2 \cdot 0,9m + 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (1,1m)^2 \cdot 0,3m = 22,68kN$$

Den effektive last beregnes:

$$P = V_{gk} - V_{afgravning} = 187,25 \text{ kN} - 22,68 \text{ kN} = 164,57 \text{ kN}$$

Z bestemmes:

$$\Delta\sigma_z = 0,2 \cdot \gamma_{m,ler} \cdot z = \frac{P}{(B + z) \cdot (L + z)} =$$
$$0,2 \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot z = \frac{164,57 \text{ kN}}{(1,1 \text{ m} + z) \cdot (1,1 \text{ m} + z)} \Leftrightarrow z = 3,65 \text{ m} \approx 3,70 \text{ m}$$

Dybden z er således dybden der regnes sætninger. Dybden deles op i 3 lag for at give et mere præcist resultat:

$$t_1 = 0,7 \text{ m}$$

$$t_2 = 1,2 \text{ m}$$

$$t_3 = 1,8 \text{ m}$$

Dernæst findes afstanden fra FUK til midten af de 3 lag:

$$z_1 = \frac{1}{2} \cdot 0,7 \text{ m} = 0,35 \text{ m}$$

$$z_2 = 0,7 \text{ m} + \frac{1}{2} \cdot 1,2 \text{ m} = 1,3 \text{ m}$$

$$z_3 = 0,7 \text{ m} + 1,0 \text{ m} + \frac{1}{2} \cdot 1,8 \text{ m} = 2,6 \text{ m}$$

Spændingerne i dybderne beregnes:

$$\Delta\sigma_1 = \frac{P}{(B + z_1) \cdot (L + z_1)} = \frac{164,57 \text{ kN}}{(1,10 \text{ m} + 0,35 \text{ m})^2} = 78,27 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_2 = \frac{P}{(B + z_2) \cdot (L + z_2)} = \frac{164,57 \text{ kN}}{(1,10 \text{ m} + 1,30 \text{ m})^2} = 28,57 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_3 = \frac{P}{(B + z_3) \cdot (L + z_3)} = \frac{164,57 \text{ kN}}{(1,10 \text{ m} + 2,60 \text{ m})^2} = 12,02 \text{ kN/m}^2$$

Den samlede sætning kan dermed bestemmes:

$$\delta_{total} = \frac{\Delta\sigma_1}{K} \cdot t_1 + \frac{\Delta\sigma_2}{K} \cdot t_2 + \frac{\Delta\sigma_3}{K} \cdot t_3 =$$

$$\frac{78,27 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ MPa}} \cdot 0,7\text{m} + \frac{28,57 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ MPa}} \cdot 1,2\text{m} + \frac{12,02 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ MPa}} \cdot 1,8\text{m} = 11,07\text{mm}$$

#### 14.10.7 Sætningsberegning, F7

Da F6 er et punktfundament vil den blive beregnet efter samme formler som F5. Dette fundament er som de foregående kun udsat for egenlast og denne hentes fra beregningen for bæreevnen på F5:

$$V_{gk} = 50,86 \text{ kN} + 6,81 \text{ kN} = 57,67 \text{ kN}$$

Lasten fra den afgravede jord fratrækkes:

$$V_{afgravning} = \gamma_{muld} \cdot A_{fundament} \cdot d_{muld} + \gamma_{ler} \cdot A_{fundament} \cdot d_{ler} =$$

$$V_{afgravning} = 15 \text{ kN/m}^3 \cdot (0,8\text{m})^2 \cdot 0,9\text{m} + 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (0,8\text{m})^2 \cdot 0,3\text{m} = 10,56\text{kN}$$

Den effektive last beregnes:

$$P = V_{gk} - V_{afgravning} = 57,67 \text{ kN} - 10,56\text{kN} = 47,11 \text{ kN}$$

Z bestemmes:

$$\Delta\sigma_z = 0,2 \cdot \gamma_{m,ler} \cdot z = \frac{P}{(B+z) \cdot (L+z)} =$$

$$0,2 \cdot 10\text{kN/m}^3 \cdot z = \frac{47,11 \text{ kN}}{(0,8\text{m} + z) \cdot (0,8\text{m} + z)} \Leftrightarrow z = 2,36 \approx 2,40\text{m}$$

Dybden z er således dybden der regnes sætninger. Dybden deles op i 3 lag for at give et mere præcist resultat:

$$t_1 = 0,4\text{m}$$

$$t_2 = 0,8\text{m}$$

$$t_3 = 1,2\text{m}$$

Dernæst findes afstanden fra FUK til midten af de 3 lag:

$$z_1 = \frac{1}{2} \cdot 0,4\text{m} = 0,20\text{m}$$

$$z_2 = 0,4\text{m} + \frac{1}{2} \cdot 0,8\text{m} = 0,8\text{m}$$

$$z_3 = 0,4m + 0,8m + \frac{1}{2} \cdot 1,2m = 1,8m$$

Spændingerne i dybderne beregnes:

$$\Delta\sigma_1 = \frac{P}{(B + z_1) \cdot (L + z_1)} = \frac{47,11 \text{ kN}}{(0,80m + 0,20m)^2} = 47,11 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_2 = \frac{P}{(B + z_2) \cdot (L + z_2)} = \frac{47,11 \text{ kN}}{(0,80m + 0,80m)^2} = 18,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_3 = \frac{P}{(B + z_3) \cdot (L + z_3)} = \frac{47,11 \text{ kN}}{(0,80m + 1,80m)^2} = 6,97 \text{ kN/m}^2$$

Den samlede sætning kan dermed bestemmes:

$$\delta_{total} = \frac{\Delta\sigma_1}{K} \cdot t_1 + \frac{\Delta\sigma_2}{K} \cdot t_2 + \frac{\Delta\sigma_3}{K} \cdot t_3 =$$

$$\frac{47,11 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ MPa}} \cdot 0,4m + \frac{18,40 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ MPa}} \cdot 0,8m + \frac{6,97 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ MPa}} \cdot 1,2m = 4,19mm$$

#### 14.10.8 Konklusion på de geotekniske beregninger

Sætningerne på samtlige fundamenter er opgjort i nedenstående skema:

| Fundament | Sætning |
|-----------|---------|
| F1        | 13,21mm |
| F2        | 6,65mm  |
| F3        | 13,98mm |
| F4        | 7,95mm  |
| F5        | 14,75mm |
| F6        | 11,07mm |
| F7        | 4,19mm  |

Det ses at alle fundamenter sætter sig omkring 10mm. Det største spænd er mellem sætningerne for fundament F5 og F7, på 10,56mm. Det vurderes at dette er en beskedne forskel og derfor er sætningerne ikke tilstrækkeligt farlige for byggeriets stabilitet.

Grundet den fede lers dårlige styrkeparametre, kunne bygningen med fordel flyttes længere mod vest og dermed ind i et område hvor der udelukkende er sand som funderingslag. I beregningerne findes nogle meget store fundamenter på specielt de indvendige vægge. Dette vil kunne undgås hvis der funderes på sandlaget nær boring 1 og 2. Samtidig vil den frostfri dybde være 0,9m under terræn i stedet for 1,2m og der vil derfor kunne spares en hel del beton og penge, ved at flytte bygningen. Dette vil være op til bygherren at vurdere.

## 15 Konklusion

Som konklusion på projektet laves en samlingsliste over konstruktionselementerne i byggeriet. De dimensionerede bygningsdele er:

- TTA-230/66 Ribbedæk
- QE 320mm Betondæk
- Dæksamlinger og andre betonsamlinger
- 390mm Ydervægselement
- 150mm indvendig betonvæg
- HEB 400 Stålbjælke og IPE200 Stålsøjler
- Bolte og svejsesamlinger
- 150mm terrændæk
- 4 stribet- og 3 punkterfundamenter

Byggeriet er hermed dimensioneret og stabilt.

## 16 Tegningsoversigt

| Nummer | Emne:                                              |
|--------|----------------------------------------------------|
| 000    | Tegningsliste                                      |
| 101    | Plantegning, Stue                                  |
| 102    | Plantegning, 1. sal                                |
| 201    | Facadetegning, Nord                                |
| 202    | Facadetegning, Syd                                 |
| 203    | Facadetegning, Øst                                 |
| 204    | Facadetegning, Vest                                |
| 301    | Snit A-A                                           |
| 302    | Snit B-B                                           |
| 303    | Snit C-C                                           |
| 401    | Dækplan, 1. sals etagedæk                          |
| 402    | Dækplan. Tagdæk                                    |
| 501    | Konstruktionsplan, Stålsøjler og – bjælker, Stue   |
| 502    | Konstruktionsplan, Stålsøjler og – bjælker, 1. sal |
| 503    | Konstruktionsdetaljer                              |
| 601    | Fundamentsplan                                     |
| 602    | Fundamentsdetaljer                                 |



## 17 Bilagsoversigt

| Nummer  | Emne                                                                    |
|---------|-------------------------------------------------------------------------|
| Bilag 1 | Skitseprojekt                                                           |
| Bilag 2 | Lokalplan nr. 17 for et erhvervsområde ved Grundet Ringvej og Viborgvej |
| Bilag 3 | Væltningsanalyse                                                        |
| Bilag 4 | Geoteknisk Rapport                                                      |
| Bilag 5 | Lastkombination for lodret last på sribefundamenter                     |