

---

# Konstruktion

---

*Dette bilag består af beregninger, der er udført i forbindelse med projektering af bærende konstruktioner til Brohuset. I beregninger i forbindelse med skitseprojektering er formålet at danne et grundlag til valg af det mest fordelagtige skitseprojekt, der bliver bearbejdet videre ved detaildimensionering. I detaildimensioneringsfasen er de enkelte elementers bæreevne eftervist samt dimensionering af samlinger mellem disse. Disse elementer er dækelementer til etageadskillelser samt elementer til de bærende vægge.*

---

K1 Skitseforslag .....	3
K1.1 Elementbyggeri .....	3
K1.2 Kompositbygning .....	9
K1.3 Opsummering .....	12
K2 Opstilling af laster .....	13
K2.1 Materialedata .....	13
K2.2 Permanente laster .....	13
K2.3 Variable laster .....	21
K2.4 Lastkombinationer .....	35
K3 Detaildimensionering .....	36
K3.1 Dimensionering af vægelementer .....	36
K3.2 Dimensionering af etageadskillelser .....	46
K3.3 Samlinger .....	56

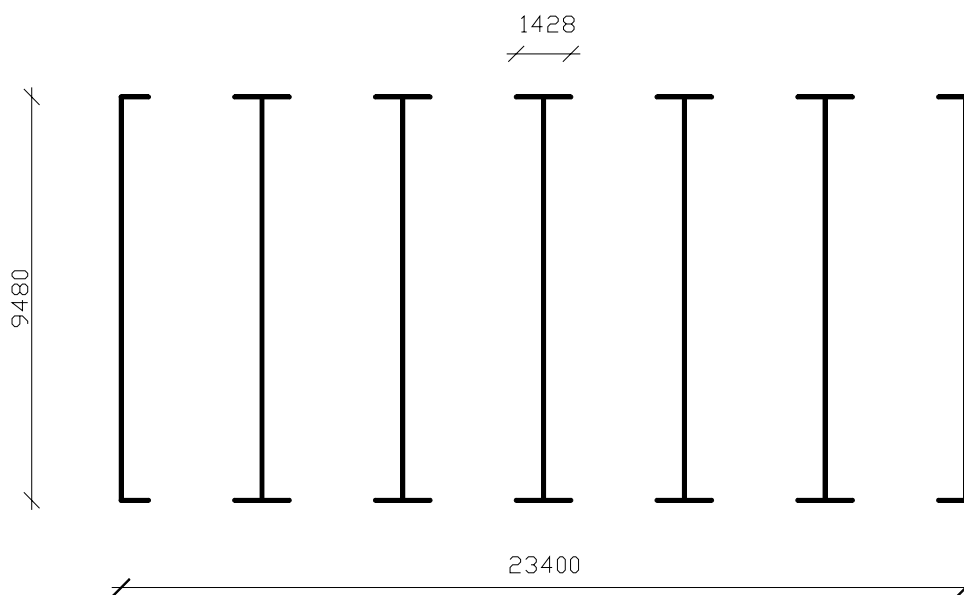


## K1 Skitseforslag

I dette afsnit foretages beregninger på de tre forskellige skitseforslag, der er beskrevet i hovedrapporten.

### K1.1 Elementbyggeri

I det første skitseforslag opføres bygningen af spæncom elementer. Formålet med beregningerne er, at bestemme størrelsen af de spændinger, der optræder i indspændings-tværsnittene nederst i bygningen, for at fastslå dimensionerne af elementerne, der skal bruges. Metoden der anvendes i beregningerne er skivemetoden. Det vælges at benytte en lodret last på  $3 \text{ kN/m}^2$  for hver etage. Denne last er inklusiv egenvægt af dækelementerne samt nyttelast. Den vandrette last dvs. vindlasten vælges til  $2 \text{ kN/m}^2$ . Elementerne er i hver etage opstillet som vist på Figur 1.1.



Figur 1.1 Det statiske system for bygningen i hver etage.

#### K1.1.1 Eftervisning af indervæggens bæreevne

I den første beregning undersøges for vind på facaden, hvor kræfter antages at blive optaget i de tværgående indervægge.

Inertimenterne for hver af de tværgående indervægge er:

$$I_{ti} = \frac{1}{12} \cdot t \cdot h^3 \quad (1-1)$$

t Tykkelsen af indervægselementet [mm]

h Længde af indervægselementet [mm]

$$I_{ti} = \frac{1}{12} \cdot 150 \cdot 9480^3 \cdot 10^{-6} = 10,65 \text{ m}^4$$

Det totale inertimoment bliver da:

$$I_{\text{total},ti} = 7 \cdot 10,65 = 74,55 \text{ m}^4$$

Bygningens geometri er som beskrevet i afsnit 2.2, 23,34 m lang, 9,48 m bred og 16,33 m høj. Det totale moment fra vinden bliver:

$$M_{w,\text{total}} = \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot b \cdot q \quad (1-2)$$

h Højden af bygningen [m]

b Længden af bygningen [m]

q Vindlast [kN/m<sup>2</sup>]

$$M_{w,\text{total}} = \frac{1}{2} \cdot 16,33^2 \cdot 23,34 \cdot 2 = 6240 \text{ kNm}$$

Det moment der optræder i hvert element bliver:

$$M_w = M_{w,\text{total}} \cdot \frac{I_{ti}}{I_{\text{total},ti}} \quad (1-3)$$

$$M_w = 6240 \cdot \frac{10,65}{74,55} = 891,4 \text{ kNm}$$

Spændingen der forekommer i indspændingstværsnittet i hver bærende indervæg pga. vindlasten bliver:

$$\sigma_{ti,v} = \frac{M_w}{W} = \frac{M_w}{\frac{1}{6} \cdot h^2 \cdot t} \quad (1-4)$$

$M_w$  Momentet der optræder i hver skillevægselement [MNm]

$h$  Længden af indervægselementet [m]

$t$  Tykkelsen af indervægselementet [m]

$$\sigma_{ti,v} = \frac{0,8914}{\frac{1}{6} \cdot 9,48^2 \cdot 0,15} = \pm 0,3967 \text{ MPa}$$

Til denne spænding adderes en spænding hidrørende fra lasten af etageadskillelserne og væggene. Væggene er støbt af beton med en massefylde på  $24 \text{ kN/m}^3$ . Væggelementerne er  $0,15 \text{ m}$  tykke. Den lodrette last på hver væg består af følgende.

Den lodrette last fra etageadskillelsen.

$$3,34 \text{ m} \cdot 9,5 \text{ m} \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 95,19 \text{ kN}$$

Last fra indervæggen.

$$9,5 \text{ m} \cdot 16,33 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 558,4 \text{ kN}$$

Det samlede spændingstillæg fra de lodrette laster bliver:

$$\sigma_v = \frac{V}{A} = \frac{(95,19 + 558,4)}{9,48 \cdot 0,15} \cdot 10^{-3} = 0,46 \text{ MPa} \quad (1-5)$$

$V$  Samlede lodrette last [kN]

$A$  Tværsnitsareal af indervægselementet [ $\text{m}^2$ ]

Den maksimale og minimale spænding der forekommer i elementer bestemmes ved.

$$\sigma = \sigma_{ti,v} \pm \sigma_v \quad (1-6)$$

$\sigma_{ti,v}$  Spændinger hidrørende vind [MPa]

$\sigma_v$  Spændinger hidrørende de lodrette laster [MPa]

Den maksimale spænding er:

$$\sigma_{\max} = 0,46 + 0,3967 = 0,8567 \text{ MPa}$$

Den minimale spænding er:

$$\sigma_{\min} = 0,46 - 0,3967 = 0,0633 \text{ MPa}$$

### K1.1.2 Eftervisning af ydervæggens bæreevne

For vindlast på øst gavlen er det de langsgående ydervægge, der skal optage kræfterne. Inerti-momenterne bestemmes ved (1-1) til:

$$I_{ti} = \frac{1}{12} \cdot 0,15 \cdot 0,648^3 = 0,0034 \text{ m}^4$$

$$I_{ti} = \frac{1}{12} \cdot 0,15 \cdot 1,428^3 = 0,0364 \text{ m}^4$$

Det totale inerti-moment bliver:

$$I_{\text{total},ti} = 4 \cdot 0,0034 + 10 \cdot 0,0364 = 0,377 \text{ m}^4$$

Momentet i de hårdest belastede vægge bestemmes ved (1-2) og (1-3) til:

$$M_w = \frac{1}{2} \cdot 16,33^2 \cdot 9,48 \cdot 2 \cdot \frac{0,0364}{0,377} = 238,82 \text{ kNm}$$

Spændingerne fra vindlasten på gavlen bestemmes ved (1-4) til:

$$\sigma_{ti,v} = \frac{0,23882}{\frac{1}{6} \cdot 1,428^2 \cdot 0,15} = \pm 4,68 \text{ MPa}$$

Til denne spænding adderes en spænding hidrørende fra lasten af etageadskillelserne og væggene. Væggene er støbt af beton med en massefylde på 24 kN/m<sup>3</sup>. Vægelementerne er 0,15 m tykke. Den lodrette last på hver væg består af følgende.

Lodret last fra etageadskillelsen.

$$\left(\frac{23,4 \text{ m}}{7}\right)^2 \cdot 0,5 \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 16,76 \text{ kN}$$

Last fra ydervæggen.

$$\frac{23,4 \text{ m}}{7} \cdot 16,33 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 196,52 \text{ kN}$$

Det samlede spændingstillæg fra disse laster beregnes ved (1-5) til:

$$\sigma_v = \frac{(16,75 + 196,52)}{1,428 \cdot 0,15} \cdot 10^{-3} = 0,99 \text{ MPa}$$

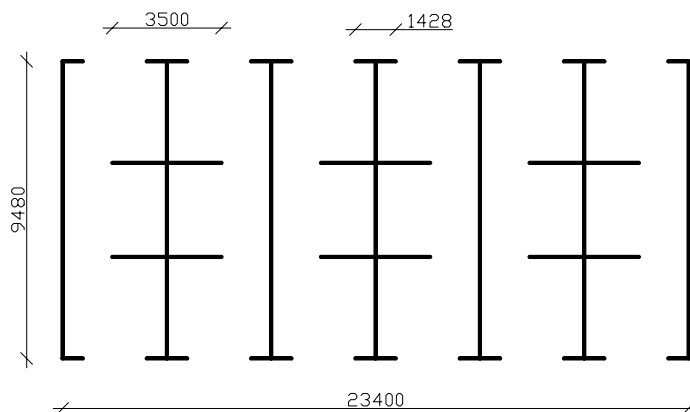
Den maksimale spænding i ydervæggen bestemmes ved (1-6) til:

$$\sigma_{\max} = 0,99 + 4,68 = 5,67 \text{ MPa}$$

Den minimale spænding i ydervæggen bestemmes ved (1-6) til:

$$\sigma_{\min} = 0,99 - 4,68 = -3,69 \text{ MPa}$$

Dermed forventes negative spændinger at optræde i elementerne, hvilket ikke er nogen fordel, da ydervægselementerne dermed skal forankres i soklen. Derfor opstilles der en anden statisk løsning, hvor der udover de bærende ydervægge, fra før, opstilles to bærende indervægge på hver side af badeværelserne, som illustreret på Figur 1.2. Disse vælges med en tykkelse på 100 mm.



Figur 1.2 Det alternative statiske system for bygningen i hver etage

## Konstruktion

---

Dette gør, at inertimoment øges til:

$$I_{ti} = \frac{1}{12} \cdot 0,1 \cdot 3,5^3 = 0,357 \text{ m}^4$$

Det totale inertimoment bliver:

$$I_{\text{total,ti}} = 4 \cdot 0,0034 + 10 \cdot 0,0364 + 6 \cdot 0,357 = 2,52 \text{ m}^4$$

Momentet der optræder i hvert element beregnes ved (1-2) og (1-3) til:

$$M_w = 0,5 \cdot 9,48 \cdot 16,33^2 \cdot 2 \cdot \frac{0,357}{2,52} = 358 \text{ kNm}$$

Spændinger der forekommer i indspændingstværsnittet i hver indervæg pga. vindlasten beregnes ved (1-4) til:

$$\sigma_{i,v} = \frac{0,358}{\frac{1}{6} \cdot 3,5^2 \cdot 0,1} = \pm 1,75 \text{ MPa}$$

De lodrette laster fra etageadskillelsen og indervæggen beregnes til:

Lodret last fra etageadskillelsen.

$$\frac{23,4 \text{ m}}{7} \cdot \frac{9,5 \text{ m}}{2} \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 47,63 \text{ kN}$$

Last fra én af de nye bærende indervægge.

$$3,5 \text{ m} \cdot 16,33 \text{ m} \cdot 0,1 \text{ m} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 137,2 \text{ kN}$$

Det samlede spændingstillæg fra de lodrette laster er beregnet ved (1-5) til:

$$\sigma_v = \frac{(47,63 + 137,2)}{3,5 \cdot 0,1} \cdot 10^{-3} = 0,53 \text{ MPa}$$



Hvilket giver følgende maksimal og minimal spænding i indervæggene:

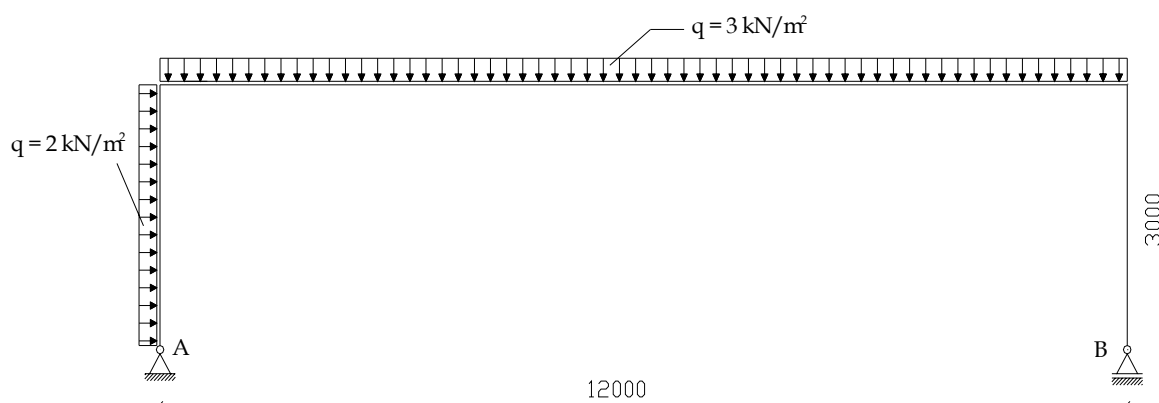
$$\sigma_{\max} = 0,53 + 1,75 = 2,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = 0,53 - 1,75 = -1,22 \text{ MPa}$$

De negative spændinger er ikke helt eliminerede, de er reducerede til ca. en tredjedel af hvad de var før. I en eventuel detaildimensionering af dette skitseforslag, hvor lasterne vil være anderledes kan det, hvis der forekommer mindre negative spændinger i ydervæggene, være en mulighed at tilføje 2 indervægge. Herved kan det forventes, at spændingerne reduceres med ca. tredjedel.

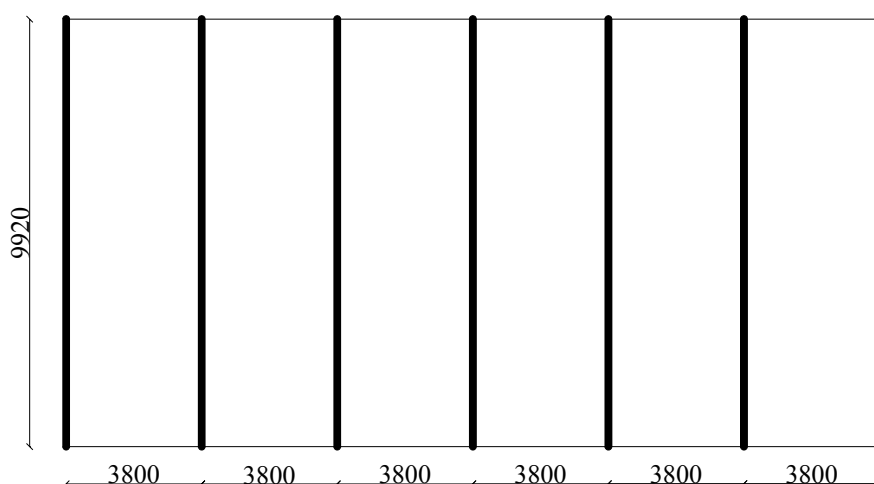
## K1.2 Kompositbygning

Det statiske system for kompositbygning er en to-charniers rammekonstruktion, jf. Figur 1.3.



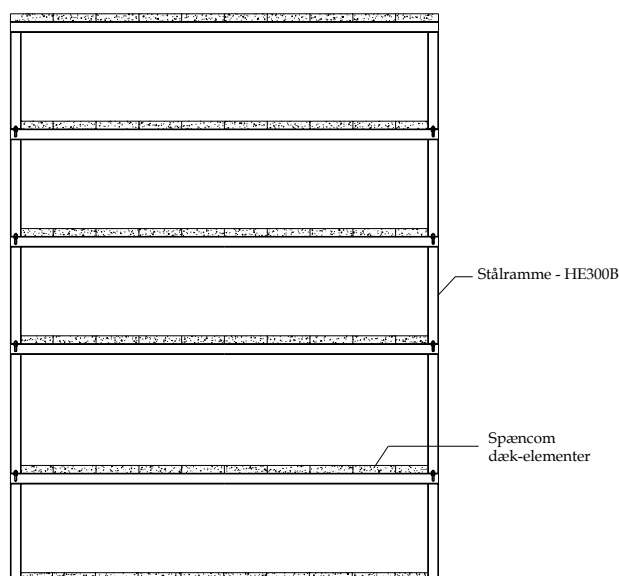
Figur 1.3 Det statiske system for kompositbygning. Alle mål i mm.

Som det fremgår af Figur 1.3 og ligesom i de andre alternative løsninger, antages det også i dette tilfælde, at konstruktion er belastet med en lodret fladelast på 3 kN/m<sup>2</sup> og en vandret på 2 kN/m<sup>2</sup>. Det vælges, at den bærende konstruktion for hver etage består af syv rammekonstruktioner, der står med en afstand på 3,8 m, jf. Figur 1.4.



Figur 1.4 Plan for den bærende konstruktion for kompositbygningen, bestående af syv stålrammekonstruktioner i hver etage. Alle mål i mm.

Brohuset består af 5 etager, det tænkes at stålrammerne, der udgør den bærende konstruktion, står på hinanden, jf. Figur 1.5.

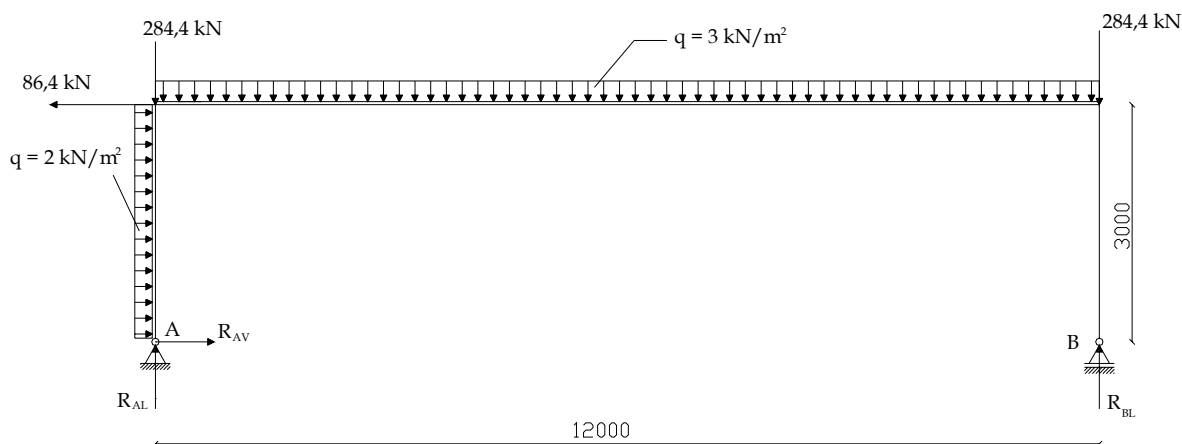


Figur 1.5 Den bærende konstruktion for kompositbygningen i form af stålrammer. Præfabrikerede dækelementer lægges tværs på stålrammerne.

## K1.2.1 Dimensionering af stålrammerne

Ud fra ligevægtsligninger bestemmes reaktioner for den øverste rammekonstruktion, der flyttes til den nederste ramme og bliver punktlast, med omvendt retning. Det samme gøres med de andre rammekonstruktioner fra de andre tre etager således, at belastningen

på den nederste rammekonstruktion bliver dimensionsgivende. På Figur 1.6 er den nederste rammekonstruktion vist med tilhørende belastning.



Figur 1.6 Det statiske system for nederste rammekonstruktion. Alle mål i mm.

Reaktioner  $R_{AV}$ ,  $R_{AL}$  og  $R_{BL}$  bestemmes ud fra ligevægtsligninger.

$$\Sigma M_A = 0 \quad \curvearrowright + \quad \downarrow$$

$$R_{BL} \cdot 12 - 284,4 \cdot 12 - 3 \cdot 3,8 \cdot 12 \cdot 6 + 86,4 \cdot 3 - 2 \cdot 3,8 \cdot 3 \cdot 1,5 = 0 \Rightarrow$$

$$R_{BL} = 333,9 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 0$$

$$\Rightarrow R_{AL} = 350,1 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = 0$$

$$\Rightarrow R_{AV} = 64,8 \text{ kN}$$

Det maksimale moment er i venstre rammehjørne, jf. Figur 1.6, bestemt til 226,8 kNm. For dette moment bestemmes det nødvendige modstandsmoment ud fra følgende udtryk:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \Rightarrow W = \frac{M_{\max}}{\sigma} = \frac{M_{\max}}{f_{yd}}$$

$M_{\max}$  Det maksimale moment i den nederste rammekonstruktion [Nmm]

$f_{yd}$  Regningsmæssige flydespænding [N/mm<sup>2</sup>]

Det nødvendige modstandsmomentet er bestemt til:

$$W = \frac{226,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{\frac{275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,57}} = 1294,5 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Der vælges en HE300B, hvor de maksimale spændinger bliver:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{226,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1680 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} = 135 \text{ MPa} < f_{yd} = 175 \text{ MPa}$$

Det ses, at de maksimale spændinger,  $\sigma$ , er mindre end den regningsmæssige tilladelige spænding,  $f_{yd}$ , dvs. at konstruktionsmæssigt kan det godt lade sig gøre at anvende stålrammer til den bærende konstruktion.

### K1.3 Opsummering

I den videre dimensionering af Brohuset arbejdes der, som det fremgår af hovedrapporten, med skitseforslag 1, elementbyggeri af præfabrikerede betonelementer.

## K2 Opstilling af laster

I følgende afsnit opstilles lasterne på konstruktionen til brug ved dimensionering af bygningen. Lasterne opstilles i de dimensionsgivende lastkombinationer, anvendelses- og brudgrænsetilstand, i henhold til [DS 410] for hver enkelt konstruktionselement.

### K2.1 Materialedata

Følgende er bestemmelse af egenskaber for de materialer, der anvendes til opbygning af de enkelte konstruktionsdele. Der er i de videre beregninger forudsat samme opbygning af bygningsdele som introduceret i afsnit 2.4. Ved opstilling af permanente laster anvendes de her bestemte materialeparametre, jf. Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Specifikke tyngder af enkelte materialer

Materiale	Specifik tyngde
Uarmeret beton	24 kN/m <sup>3</sup>
Armeret beton	25 kN/m <sup>3</sup>
Rensebeton	24 kN/m <sup>3</sup>
Gulvbelægning (parket + strøer)	0,16 kN/m <sup>2</sup>
Isolering (mineraluld)	0,8 kN/m <sup>3</sup>
Træbetonplader	4 kN/m <sup>3</sup>
Tagbelægning + isolering	0,4 kN/m <sup>2</sup>
Glas	26 kN/m <sup>3</sup>
Grov grus	20 kN/m <sup>3</sup>

### K2.2 Permanente laster

Som permanent last betragtes egenlast fra etagedæk og indervægge, mens egenlast fra ikke-bærende vægge betragtes som nyttelast. Værdierne for egenlasterne af de enkelte elementer bestemmes på grundlag af tilhørende specifikke tyngder, der er bestemt i det forrige afsnit. Egenlast bestemmes for følgende bygningsdele:

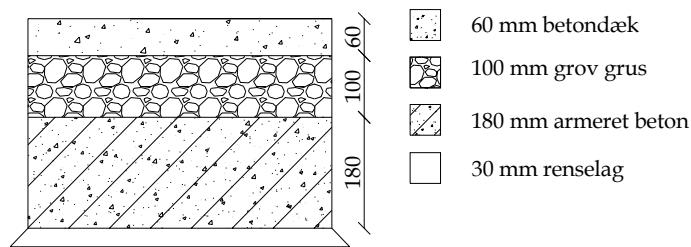
- Kældergulv (insitu støbt).
- Dæk mellem parkeringskælder og stuetagen.
- Dæk mellem etager.
- Dæk mellem øverste etage og tagkonstruktion.
- Ydervægge.

## K2.2.1 Etageadskillelser

I det følgende bestemmes egenlasten hidrørende, kældergulvet, dækket mellem parkeringskælderen og stueetagen, dækket mellem etagerne, samt dækket mellem 4. etage og tagkonstruktionen.

### Kældergulv

Kældergulvet består af tre lag, jf. Figur 2.1. Tilhørende specifikke tyngder er listet i Tabel 2.1.



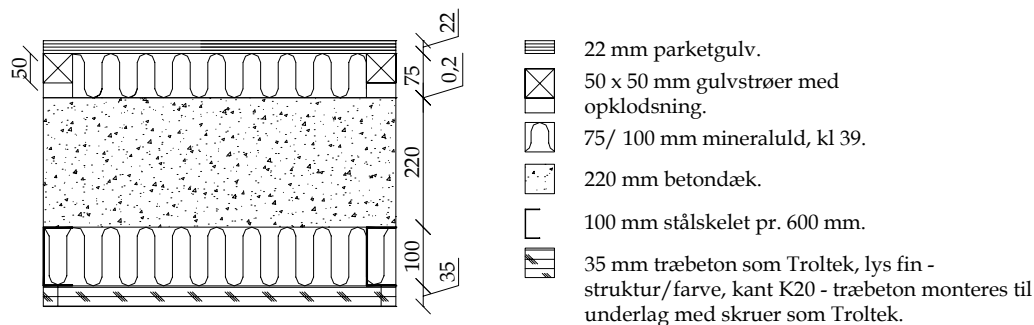
Figur 2.1 Opbygning af gulvet i kælderen. Alle mål i mm.

Egenlasten af kældergulvet er bestemt til:

$$G_{\text{kælder}} = 24 \cdot 0,06 + 20 \cdot 0,10 + 25 \cdot 0,18 = 7,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Dæk mellem parkeringskælder og stueetagen

Elementer, der udgør dækket mellem parkeringskælder og stueetagen er vist på Figur 2.2. Som det fremgår af figuren, består dækket af PX 22 huldæk med en egenvægt på 3,0 kN/m<sup>2</sup>. Ovenpå isoleres huldækket med 75 mm mineraluld med en egenvægt på 0,06 kN/m<sup>2</sup> der udlægges 22 mm parketgulv, som sammen med tilhørende strøer har en egenvægt på 0,16 kN/m<sup>2</sup>. På undersiden af huldækket isoleres der med mineraluld, som placeres imellem stålprofiler, der er monteret på undersiden af huldækket, disse beklædes med træbetonplader. Den samlede specifik tyngde for materialerne placeret under huldækket er 0,22 kN/m<sup>2</sup>.



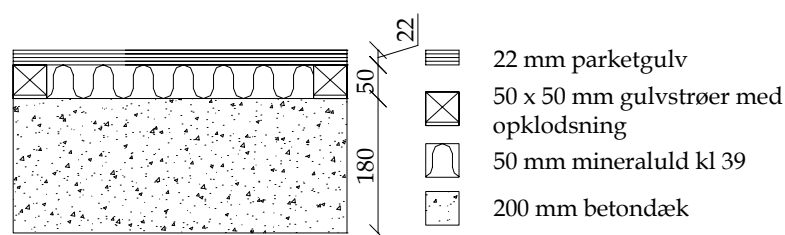
Figur 2.2 Opbygning af dækket imellem parkeringskælder og stueetagen. Alle mål i mm.

Egenlasten af dækket kan hermed bestemmes.

$$G_{\text{stue}} = 0,06 + 0,16 + 3,0 + 0,22 = 3,44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Dæk mellem etager

Dækket mellem etager er opbygget som vist på Figur 2.3. Dækkene mellem etagerne består alle af huldæk PX 18 med egenvægt på 2,9 kN/m<sup>2</sup>. På oversiden isoleres huldækket med 50 mm mineraluld på 0,04 kN/m<sup>2</sup>, der udlægges med 22 mm parketgulv, som sammen med tilhørende strøer har en egenvægt på 0,16 kN/m<sup>2</sup>.



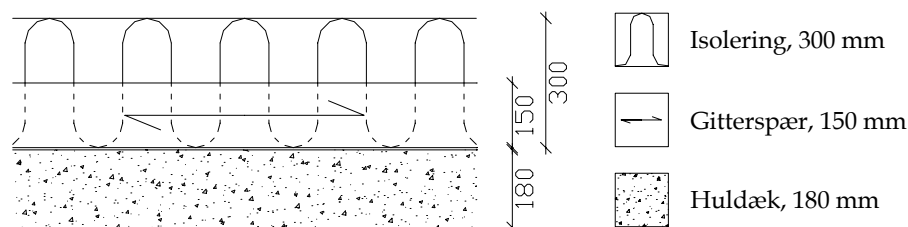
Figur 2.3 Opbygning af dækket mellem etagerne. Alle mål i mm.

Egenlasten af dækket bestemmes hermed til:

$$G_{\text{etage}} = 0,04 + 0,16 + 2,9 = 3,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Dæk mellem øverste etage og tagkonstruktion

Dækket mellem øverste etage og tagkonstruktion består af huldæk PX 18 med egenvægt på 2,9 kN/m<sup>2</sup>. Ovenpå huldækket lægges gitterspær, der hviler på ydervæggene og mellem spærene lægges 300 mm isolering med en last på 0,24 kN/m<sup>2</sup>. På Figur 2.4 er opbygning af dækket mellem øverste etage og tagkonstruktion vist.



Figur 2.4 Opbygning af dækket mellem øverste etage og tagkonstruktion. Alle mål i mm.

Egenlasten af dette etagedæk kan hermed bestemmes til:

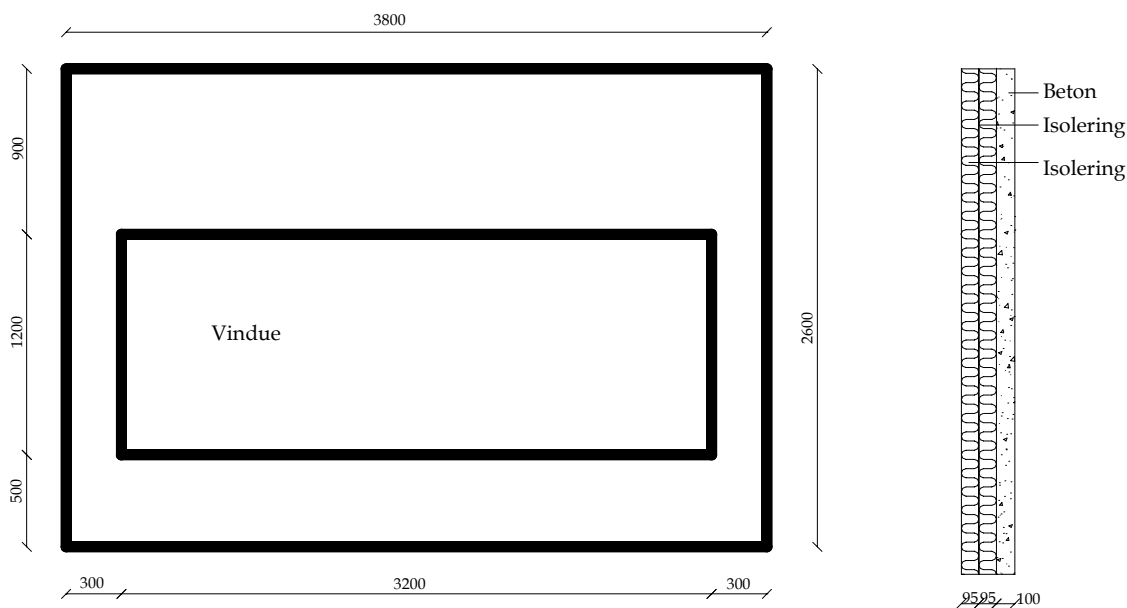
$$G_{\text{etage-tag}} = 0,24 + 2,9 = 3,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### K2.2.2 Vægelementer

I det følgende bestemmes egenlasten hidrørende, ydervægs- og indervægselementer. Ydervæggene består af præfabrikerede sandwichelementer, der for hver etage er 3,8 m bred. har væggene i hver etage forskellige vinduesåbninger, og derfor bestemmes egenlast af ydervæggene for hver etage.

#### Ydervæg i øverste etage

Ydervæggen i den øverste etage er på 3,8 x 2,6 m<sup>2</sup> med en vinduesåbning på 3,2 x 1,6 m<sup>2</sup>, jf. Figur 2.5.



Figur 2.5 Ydervæggen i den øverste etage. Alle ubenævnte mål i mm.

Væggen består af 100 mm armeret beton, 2 x 95 mm isolering og 34 mm afstandslister med vindpap, samt et vindue, der antages at veje 0,5 kN/m<sup>2</sup>. Glasarealet er bestemt til 3,84 m<sup>2</sup>. Af Figur 2.5 fremgår, at væggen har et areal på 5,48 m<sup>2</sup>. Egenlasten af væggen kan bestemmes til:

$$G_{\text{øverst}} = 25 \cdot 0,10 \cdot 5,48 + 0,8 \cdot 0,19 \cdot 5,48 + 10 \cdot 0,034 \cdot 5,48 + 0,5 \cdot 3,84 = 18,32 \text{ kN}$$

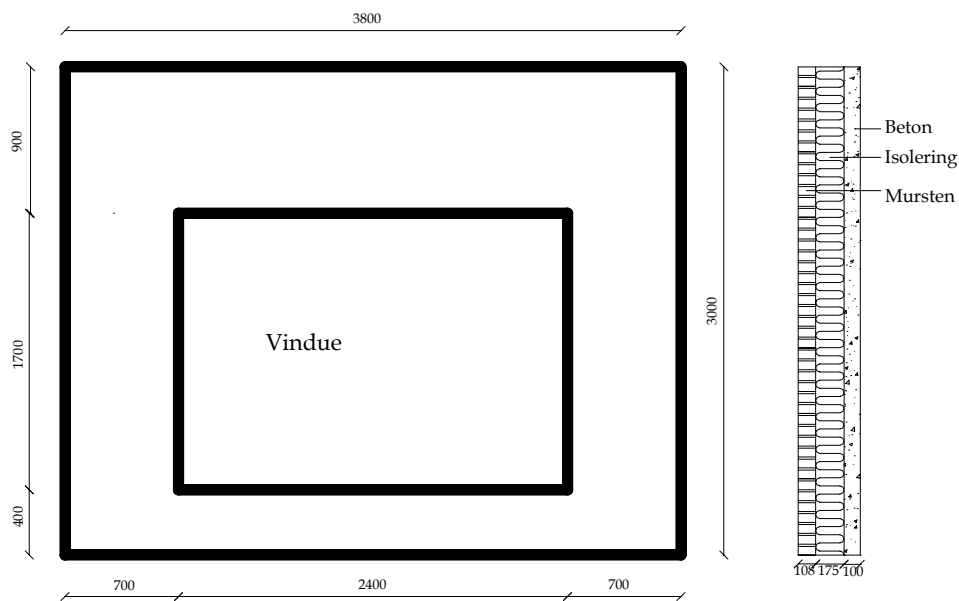


Denne last svarer til en linielast på:

$$\frac{18,32 \text{ kN}}{3,8 \text{ m}} = 4,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Ydervæg i 3. etage

Ydervæggen i 3. etage er på  $3,8 \times 3,0 \text{ m}^2$  med en vinduesåbning på  $2,4 \times 1,6 \text{ m}^2$ , jf. Figur 2.6. Væggen består af 108 mm mursten, 175 mm isolering og 100 mm armeret beton.



Figur 2.6 Ydervæggen i 3. etage. Alle mål i mm.

Arealet af væggen er bestemt til  $7,56 \text{ m}^2$ , mens vinduet har et areal på  $3,84 \text{ m}^2$ . Egenlast af ydervæggen på 3. etage bestemmes hermed til:

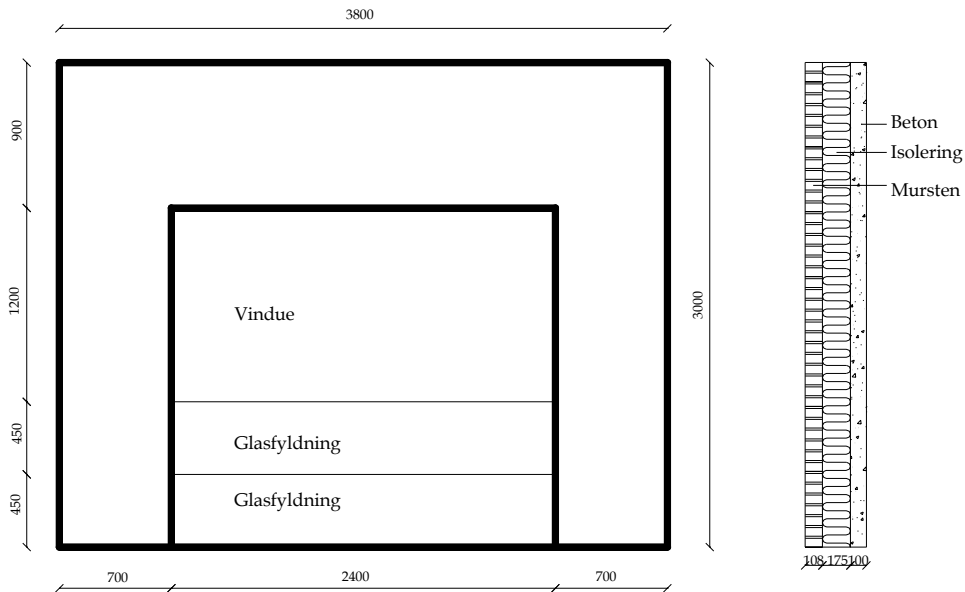
$$G_{3.\text{etage}} = 25 \cdot 0,10 \cdot 7,56 + 0,8 \cdot 0,175 \cdot 7,56 + 1,9 \cdot 0,108 \cdot 3 + 0,5 \cdot 3,84 = 22,5 \text{ kN}$$

Denne last svarer til en linielast på:

$$\frac{22,5 \text{ kN}}{3,8 \text{ m}} = 5,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Ydervæg i 2. etage

Ydervæggens størrelse fremgår af Figur 2.7. Væggen består af samme elementer som væggen i 3. etage, hvor det samlede areal af glas er på 5,04 m<sup>2</sup>. (vindue + glasfyldning) mens væggen udgør et areal på 8,52 m<sup>2</sup>.



Figur 2.7 Ydervæggen i 2. etage. Alle mål i mm.

Hermed kan egenlast bestemmes til:

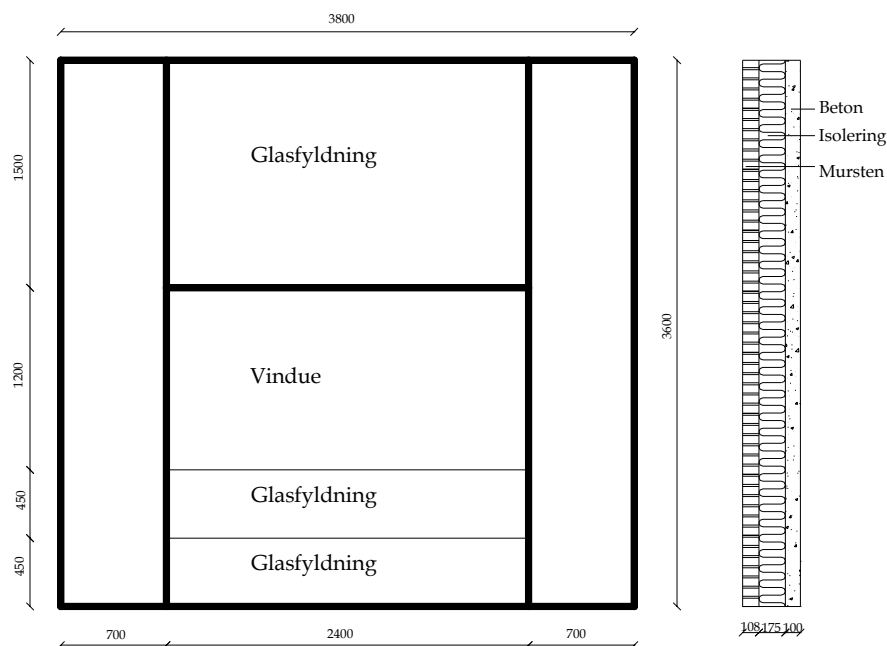
$$G_{2.\text{etage}} = 25 \cdot 0,10 \cdot 8,52 + 0,8 \cdot 0,175 \cdot 8,52 + 1,9 \cdot 0,108 \cdot 3 + 0,5 \cdot 5,04 = 25,63 \text{ kN}$$

Denne last svarer til en linielast på :

$$\frac{25,63 \text{ kN}}{3,8 \text{ m}} = 6,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Ydervæg i 1. etage

Ydervæggens størrelse fremgår af Figur 2.8. Væggen består af samme elementer som væggen i 3. etage, hvor samlet areal af glas er på 8,64 m<sup>2</sup>, mens væggen udgør et areal på 10,8 m<sup>2</sup>.



Figur 2.8 Ydervæggen i 1. etage. Alle mål i mm.

Hermed kan egenlast bestemmes til:

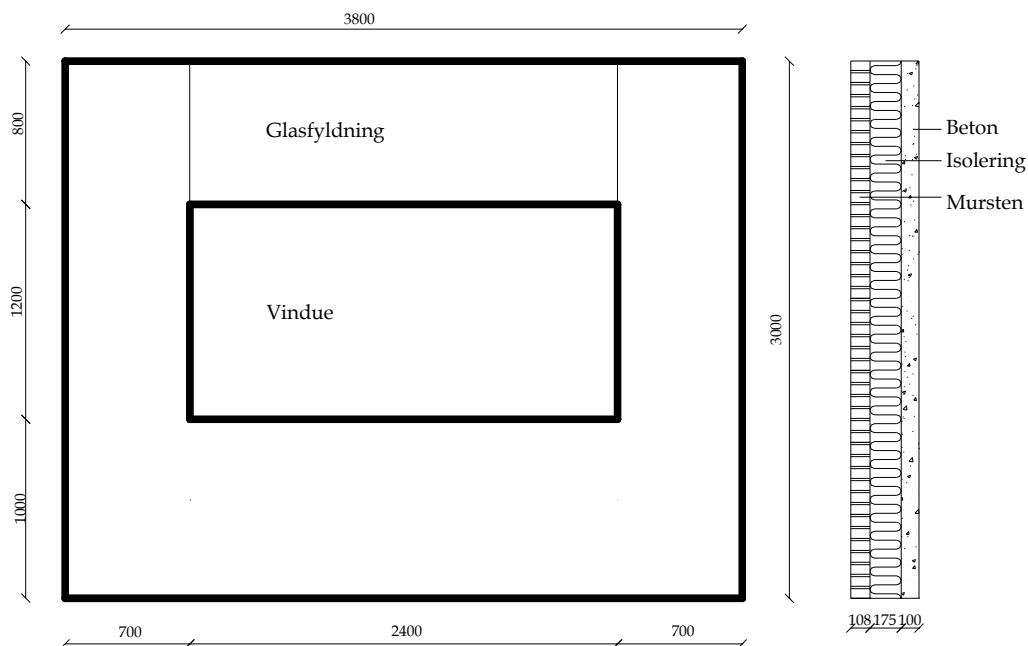
$$G_{1.\text{etage}} = 25 \cdot 0,10 \cdot 10,8 + 0,8 \cdot 0,175 \cdot 10,8 + 1,9 \cdot 0,108 \cdot 3,6 + 0,5 \cdot 8,64 = 33,57 \text{ kN}$$

Denne last svarer til en linielast på:

$$\frac{33,57 \text{ kN}}{3,8 \text{ m}} = 8,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Ydervæg i stueetagen

Ydervæggens størrelse fremgår af Figur 2.9. Væggen består af samme elementer som væggen i 3. etage, hvor samlet areal af glas er på 5,88 m<sup>2</sup>, mens væggen udgør et areal på 8,52 m<sup>2</sup>.



Figur 2.9 Ydervæggen i stueetagen. Alle mål i mm.

Hermed kan egenlast bestemmes til:

$$G_{\text{stueetage}} = 25 \cdot 0,10 \cdot 8,52 + 0,8 \cdot 0,175 \cdot 8,52 + 1,9 \cdot 0,108 \cdot 3 + 0,5 \cdot 5,88 = 26,05 \text{ kN}$$

Denne last svarer til en linielast på:

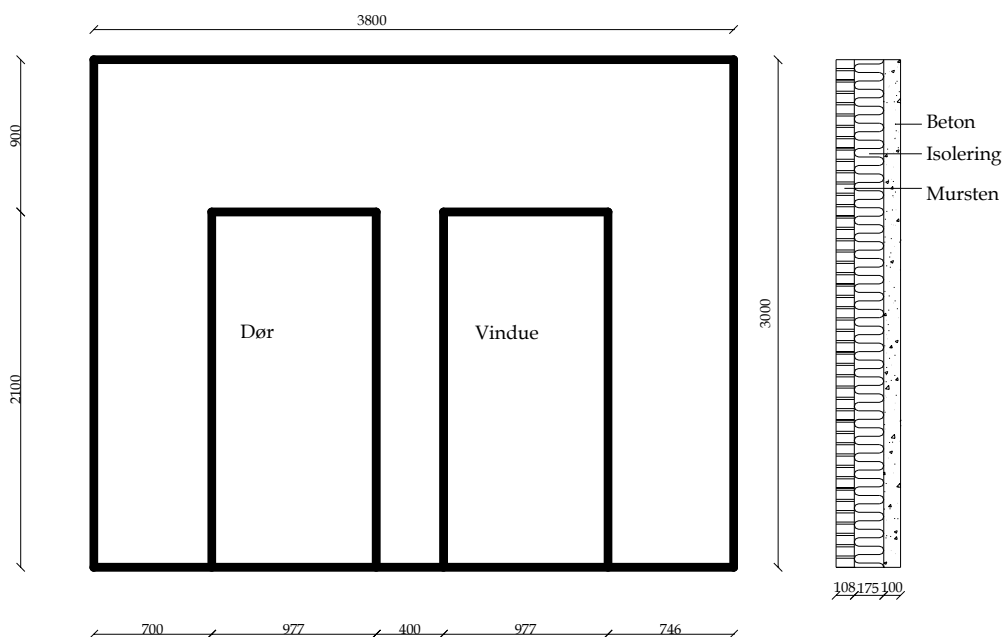
$$\frac{26,05 \text{ kN}}{3,8 \text{ m}} = 6,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Den samlede linielast fra alle etagerne beregnes hermed til:

$$g = 4,8 + 5,9 + 6,74 + 8,83 + 6,85 = 33,12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Ydervæggene i den nordlige facade

Ydervæggens størrelse fremgår af Figur 2.10. Væggen består af samme elementer som væggen i den sydlige facade, hvor samlet areal af glas er på 4,1 m<sup>2</sup>, mens væggen udgør et areal på 5,5 m<sup>2</sup>.



Figur 2.10 Ydervæggen for den nordlige facade

Hermed kan egenlast bestemmes til:

$$G_{\text{nordlig væg}} = 25 \cdot 0,10 \cdot 5,5 + 0,8 \cdot 0,175 \cdot 5,5 + 1,9 \cdot 0,108 \cdot 3 + 0,5 \cdot 4,1 = 17,19 \text{ kN}$$

Denne last svarer til en linielast på

$$\frac{17,19 \text{ kN}}{3,8 \text{ m}} = 4,52 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Indervæggene

Indervægsselementerne har dimensionerne  $2,35 \times 0,15 \times 2,80$  m. Egenvægt af en indervæg bestemmes til:

$$G_{\text{skillevæg}} = 2,35 \cdot 0,15 \cdot 2,80 \cdot 24 = 23,69 \text{ kN}$$

## K2.3 Variable laster

Som variable laster betragtes naturlaster i form af sne- og vindlast. Ved beregning af naturlaster er følgende forudsætninger fastlagt:

- Bygningens højde 16,33 m er regnet fra jordoverflade.
- Bygningens bredde 12,0 m.
- Bygningens længde 23,4 m.
- Taghældning 10,5°.
- Let tagbeklædning.
- Kvasistatisk respons.

### K2.3.1 Snelast

Snelasten udregnes efter [DS410, 7.2.1]. Lasten udregnes på baggrund af sneens vægt/terrænværdi  $s_k$ , som afhænger af årsfaktor  $c_{\text{års}}$ . Årsfaktoren sættes her til 1, for at være på den sikre side.

$$s_k = c_{\text{års}} \cdot s_{k,0} = 1 \cdot 0,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (2-1)$$

$c_{\text{års}}$  Årstidsfaktor for sneen sættes til 1 [-]

$s_{k,0}$  Grundværdi for sneens terrænværdi = 0,9 [kN/m<sup>2</sup>]

Den karakteristiske snelast på taget afhænger af to formfaktorer, der igen afhænger af taghældningen. Desuden tager disse formfaktorer hensyn til forskellige lastarrangementer. Da der er valgt en hældning på  $\alpha = 10,5^\circ$ , bliver formfaktorerne:  $c_1 = 0,8$  og  $c_2 = 0,8$ .

Den karakteristiske snelast,  $s$ , bestemmes ved:

$$s = c_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (2-2)$$

$c_i$  Formfaktor for snelast afhængig af taghældning ( $c_1$  og  $c_2$ ) [-]

$C_e$  Beliggenhedsfaktor, sættes til 1 [-]

$C_t$  Termisk faktor sættes til 1 [-]

$s_k$  Sneens terrænværdi = 0,9 [kN/m<sup>2</sup>]

Snelasten er beregnet ved (2-2) til:

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

I tilfælde, hvor sne kun er beliggende på den ene side af taget, fås den karakteristiske snelast som:

$$s = 0,5 \cdot c_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = 0,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

## K2.3.2 Vindlast

I det følgende bestemmes den vindlast, som bygningen skal dimensioneres for.

### Basisvindhastighed

Basisvindhastigheden  $v_b$  defineres som en 10-minutters middelhastighed i 10 m over terræn og afhænger af det terræn, hvori bygningen opføres. I dette tilfælde er terrænet i kategori IV.  $v_b$  afhænger herudover af vindretning og årstid, og tages i regning vha. årstidsfaktoren,  $C_{\text{års}}$ .  $v_b$  kan udtrykkes ved [DS 410, afsnit 6.1]:

$$v_b = c_{\text{dir}} \cdot C_{\text{års}} \cdot v_{b,0} \quad (2-3)$$

$c_{\text{dir}}$  Retningsfaktor for vindhastigheden sættes lig 1 [-]

$C_{\text{års}}$  Årstidsfaktor for vindhastighed. For permanente konstruktioner benyttes  $c_{\text{års}} = 1$  [-]

$v_{b,0}$  Grundværdi for basishastigheden sættes til 24 [m/s]

Basisvindhastigheden beregnes ved (2-3) til:

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

### Basishastighedstrykket

Basishastighedstrykket,  $q_b$ , er defineret som vindens hastighedstryk hidrørende fra basisvindhastigheden:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (2-4)$$

$\rho$  Luftens densitet sættes til 1,25 [kg/m<sup>3</sup>] [DS 410 6.1.1]

Basishastighedstrykket bliver:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 24^2 = 360 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

### Referencehøjde

Referencehøjden  $z$  er lig konstruktionens højde over terræn,  $z = 16,33$  m.

### Ruhedsfaktor

De gældende terrænparametre kan fastlægges for den aktuelle terrænkategori, der tidligere er fastsat til kategori IV. Herved fås følgende parametre [DS410 6.1.2.1]:

- Terrænfaktor  $k_t = 0,24$ .
- Ruhedslængde  $z_0 = 1$  m.
- Minimal højde  $z_{mi} = 16$  m

Terrænets ruhed indregnes ved ruhedsfaktoren:

$$c_r(z) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ for } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m} \quad (2-5)$$

$$k_t \quad \text{Terrænfaktor} = 0,24 \text{ [-]}$$

$$z \quad \text{Minimal højde} = 1 \text{ [m]}$$

$$z_0 \quad \text{Ruhedslængde} = 16 \text{ [m]}$$

Ruhedsfaktoren bestemmes til:

$$c_r = 0,24 \cdot \ln\left(\frac{16}{1}\right) = 0,67$$

### 10-minutters middelhastighedstryk

10-minutters middelhastighedstrykket er basishastighedstrykket korrigeret for omgivelsernes påvirkning på vinden og er givet ved udtrykket:

$$q_m(z) = c_r^2(z) \cdot c_t^2(z) \cdot q_b$$

$$c_r \quad \text{Ruhedsfaktoren, bestemt til } 0,67$$

$$c_t \quad \text{Topografifaktoren lig med 1 for flad terræn [-] [DS 410 6.1.2.2]}$$

$$q_b \quad \text{Basishastighedstrykket, bestemt til } 360 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Middelhastighedstrykket er beregnet til:

$$q_m = 0,67^2 \cdot 1^2 \cdot 360 = 161 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$



## Vindens turbulens

Turbulensintensiteten  $I_v(z)$  i højde  $z$  over terrænen er defineret som spredningen på turbulensen divideret med middelvindhastigheden, og bestemmes som:

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t(z)} \cdot \frac{1}{\ln(z/z_0)} \quad \text{for } z_{\min} < z \quad (2-6)$$

$C_t(z)$  Topografifaktor lig 1

$z$  Minimal højde, bestemt til 16,33 [m]

$z_0$  Ruhedslængde, bestemt til 1 [m]

Turbulensintensiteten er bestemt til:

$$I_v(z) = \frac{1}{\ln\left(\frac{16}{1}\right)} = 0,36$$

## Maksimalt hastighedstryk

Det karakteristiske maksimale hastighedstryk,  $q_{\max}(z)$ , i højden  $z$  indeholdende kortvarige trykfluktuationer bestemmes som:

$$q_{\max}(z) = (1 + 2k_p \cdot I_v(z)) \cdot q_m(z) \quad (2-7)$$

$k_p$  Peak-faktoren = 3,5 [DS 410 6.1.3(4)P] [-]

Da turbulensintensiteten er bestemt, bliver det karakteristiske maksimale hastighedstryk  $q_{\max}(z)$  følgende:

$$q_{\max}(z) = (1 + 7 \cdot 0,36) \cdot 161 = 566,72 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

## Vindlasten $F_w$

Vindlasten  $F_w$  på et areal  $A_{\text{ref}}$  bestemmes ved udtrykket [DS410, 6.2(6)].

$$F_w = q_{\max} \cdot c_d \cdot c_f \cdot A_{\text{ref}} \quad (2-8)$$

$c_d$  Konstruktionsfaktor [-]

$c_f$  Formfaktor for vindlast [-]

$A_{\text{ref}}$  Arealet hvorpå  $F_w$  virker [m<sup>2</sup>]

Formfaktoren  $c_f = c_{pe}$  kan bestemmes efter [DS410, 6.3.1], hvis husets højde er mindre end 3 gange største vandrette udstrækning, hvilket er tilfældet.  $c_d$  kan sættes til 1 for at være på den sikre side eller den kan regnes ud ved følgende udtryk [DS410, 6.2(7)]

$$c_d = \frac{1 + k_p \cdot 2 \cdot I_v \cdot \sqrt{k_b + k_r}}{1 + 7 \cdot I_v} \quad (2-9)$$

$k_p$  Peak-faktoren = 3,5 [DS 410, 6.1.3(4)p] [-]

$I_v$  Turbulensintensiteten = 0,36 [DS 410, 6.1.3(2)p] [-]

$k_r$  Faktor som tager hensyn til turbulens i resonans = 0 (når der ikke regnes med dynamisk last) [-]

$k_b$  Faktor som tager hensyn til mangel på fuld korrelation af trykket på konstruktionen, kan sættes til 1 for at være på den sikre side eller ved [-]

$$k_b = \left( 1 + \frac{3}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{b}{L}\right)^2 + \left(\frac{h}{L}\right)^2 + \left(\frac{b \cdot h}{L^2}\right)^2} \right)^{-1} \quad (2-10)$$

$b$  Bredden på bygningen

$h$  Højden på bygningen

$L$  Turbulensens længdeskala.  $L$  udtrykkes efter [DS410, 6.4(10)] ved

$$L = L_t \cdot \left( \frac{z_{\min}}{z_t} \right)^{0,3} \quad \text{for } z \geq z_{\min}$$

Turbulensens længdeskala bestemmes ud fra en referencehøjden ( $z_t$ ) på 10 m og en referencelængdeskala ( $L_t$ ) på 100 m.

$$L = 100 \cdot \left( \frac{16}{10} \right)^{0,3} = 115,2 \text{ m}$$

Derved fås  $k_b$  til:

$$k_b = \left( 1 + \frac{3}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{12}{115,2}\right)^2 + \left(\frac{16,3}{115,2}\right)^2 + \left(\frac{12 \cdot 16,3}{115,2^2}\right)^2} \right)^{-1} = 0,79$$

Derved fås  $c_d$  til:

$$c_d = \frac{1 + 7 \cdot 0,36 \cdot \sqrt{0,79}}{1 + 7 \cdot 0,36} = 0,92$$

Herved kan vindlasten  $F_w$  beregnes ved (2-8) til:

$$F_w = 566,72 \cdot 0,92 \cdot c_f \cdot A_{\text{ref}} = 521,4 \cdot c_f \cdot A_{\text{ref}}$$

### K2.3.3 Dynamisk vindlast

I dette afsnit beregnes dynamisk vindlast på denne bygning. Der skal først tages hensyn til dynamiske vindlaste, hvis  $k_r$  er over 0,1 [DS 410, 6.2 (2)].

Dynamisk vindlast kan ses som en forøgelse af de kvasistatiske beregninger. Forøgelsen kommer i  $k_r$ -faktoren, der udregnes efter udtrykket [DS410, 6.4(9)].

$$k_r = \frac{\pi^2}{2 \cdot (\delta_s + \delta_a)} R_v \cdot K_s \quad (2-11)$$

$\delta_s$  Konstruktionens dæmpning [-]

$\delta_a$  Den aerodynamiske dæmpning [-]

$R_v$  Vindens spektrale tæthedsfunktion [-]

$K_s$  Størrelsesreduktionsfunktionen [-]

For at bestemme størrelsesreduktionsfunktionen findes følgende faktorer efter [DS 410, 6.4(13) og (14)]:

$$c_y = c_z = 10$$

$$G_y = \frac{1}{2} \quad G_z = \frac{3}{8}$$

$$\phi_y = \frac{c_y \cdot b \cdot n_1}{v_m} = 40,72$$

$$\phi_z = \frac{c_z \cdot b \cdot n_1}{v_m} = 28,55$$

Størrelsesreduktionsfunktionen bliver:

$$k_s = \left( 1 + \sqrt{(G_y \phi_y)^2 + (G_z \phi_z)^2 + \left( \frac{2}{\pi} \cdot G_y \phi_y G_z \phi_z \right)^2} \right)^{-1} = 0,007 \quad (2-12)$$

Konstruktionens tilnærmet egenfrekvens kan findes ved

$$n_1 = \frac{46}{h} = \frac{46}{16,4} = 2,8 \text{ Hz} \quad (2-13)$$

Konstruktionens dæmpning bestemmes efter [DS410, 6.4(16)] til:

$$a_1 = 0,045 \quad b_1 = 0,05 \quad \delta_{\min} = 0,1$$

$$\delta_s = a_1 \cdot n_1 + b_1 = 0,045 \cdot 2,8 + 0,05 = 0,176$$

$a_1$  Parameter [-]

$n_1$  Konstruktionens egenfrekvens [Hz]

$b_1$  Parameter [-]

Konstruktionens referencemasse, den samlede last divideret med det areal, hvorpå vinden virker, er fundet til:

$$\mu_{\text{ref}} = 1019 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Aerodynamisk dæmpning findes efter [DS410, 6.4(15)]

$$\delta_a = \frac{c_f \rho \cdot v_m}{2 \cdot n_1 \cdot \mu_{\text{ref}}} = 0,0051$$

Turbulensens længdeskala bestemmes ud fra en referencehøjde ( $z_t$ ) på 10 m og en referencelængdeskala ( $L_t$ ) på 100 m (DS410 6.4(10))

$$L = L_t \left( \frac{z_{\min}}{z_t} \right)^{0,3} = 100 \left( \frac{16}{10} \right)^{0,3} = 115,2 \text{ m}$$

Den dimensionsløse frekvens kan bestemmes til:

$$f_1 = \frac{n_1 \cdot L}{v_m} = \frac{2,8 \cdot 99,52}{16,08} = 17,32$$

Vindens fordeling over frekvenser beskrives ved den dimensionsløse spektrale tæthedsfunktion [DS410, 6.4(10)].

$$R_v = \frac{6,8 \cdot f_1}{(1 + 10,2 \cdot f_1)^{5/3}} = \frac{6,8 \cdot 17,32}{(1 + 10,2 \cdot 17,32)^{5/3}} = 0,021$$

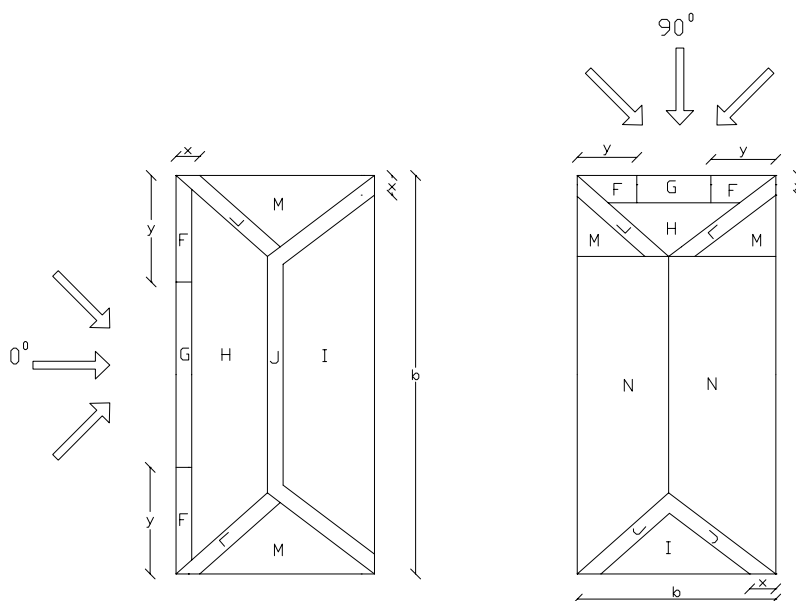
Resonansfaktor kan efter de fundne konstanter udregnes ved (2-11) til:

$$k_r = \frac{\pi^2}{2(\delta_2 + \delta_a)} R_v \cdot K_s = \frac{\pi^2}{2(0,176 + 0,0051)} \cdot 0,021 \cdot 0,007 = 0,004$$

Det ses her, at tillægget er meget lille og dermed ikke har nogen betydning.

### Vindlast på tagkonstruktion

Vindlasten på tagkonstruktionen bestemmes for to tilfælde af vindens retning på taget. Vind fra 0° og 90° som vist på Figur 2.11.



Figur 2.11 Belastningsområder på valmtag for vind kommende fra 0° og 90°.

Størrelserne  $x$ ,  $y$ , og  $z$  bestemmes efter [DS 410, 6.3.1.2]. Dette giver følgende:

Vind 0 grader:

$$x = \frac{e}{10} = \frac{23,388}{10} = 2,34 \text{ m}$$

$$y = \frac{e}{4} = \frac{23,388}{4} = 5,8 \text{ m}$$

Vind 90 grader:

$$x = \frac{e}{10} = \frac{12,034}{10} = 1,2 \text{ m}$$

$$y = \frac{e}{4} = \frac{12,034}{4} = 3 \text{ m}$$

For et valmtag med en taghældning på  $\alpha = 10,5^\circ$  er de respektive formfaktorer for delområderne G, F, H, I, J, L, M, N samt arealernes størrelse listet i Tabel 2.2.

Tabel 2.2 Formfaktorer for vindlast på tag

Vind fra 0°				Vind fra 90°			
Delareal	min	max	A	Delareal	min	max	A
G	-1,5	0,1	27,6	G	-1,5	0,1	7,2
F	-1,5	0,1	13,6	F	-1,5	0,1	2,5
H	-0,4	0,1	56,9	H	-0,4	0,1	23,8
I	-0,4	0	38,1	I	-0,4	0	23
J	-0,7	0	66,2	J	-0,7	0	13
L	-1,3	0	19,9	L	-1,3	0	6,5
M	-0,7	0	16,1	M	-0,7	0	11,5
N	-0,4	0	-	N	-0,4	0	86,6

Vindlasten på undersiden af et tagudhæng kan sættes lig med formfaktoren for vindlasten på den tilstødende ydervæg. Udhænget på huset er 650 mm, plus 2000 mm ekstra mod syd hvor svalegangen er.

Den endelige vindlast fås af udtrykket. [DS 410, 6.tabel V6]

$$F_w = q_{\max} \cdot c \cdot A \quad (2-14)$$

$q_{\max}$  Karakteristiske maksimale hastighedstryk [kN/m<sup>2</sup>]

$c$  Den respektive formfaktor [-]

$A$  Arealet af delområderne [m<sup>2</sup>]

De beregnede laster er listet i Tabel 2.3

Tabel 2.3 Vindlast på delarealer

Vind fra 0° [kN]			Vind fra 90° [kN]		
Delareal	min	max	Delareal	min	max
G	-21,6	1,4	G	-5,6	0,37
F	-10,6	0,7	F	-1,9	0,13
H	-11,8	2,9	H	-4,9	1,2
I	-7,9	0	I	-4,8	0
J	-24,2	0	J	-4,7	0
L	-13,5	0	L	-4,4	0
M	-5,9	0	M	-4,2	0
N	0	0	N	-18,1	0

### Indvendig vindlast

Hvor der undersøges for indvendig vindlast, f.eks. i tilfælde af, at der under opførelsen forekommer dimensionsgivende kræfter anvendes følgende værdier. Under opførelsen antages det, at der ingen vinduer og døre er i bygningen. For huse uden dominerende åbninger sættes Peak-faktoren til 1,5, og  $z$  lig med middelhøjden af åbningerne i den betragtede etage [DS410, 6.3.2(11,12)]. Dette medfører, at  $q_{\max}$  bliver 208 N/m<sup>2</sup> ( $z_{\min} < z$ ). Formfaktoren  $c_{pi}$  er 0,7 og -0,5 så er den på den sikre side med træk på dækket. Der regnes, at lasten kun virker enten på alle lofter eller gulve i bygningen. Ved beregning på skillevæggene skal der multipliceres med en faktor 0,4.

### K2.3.4 Nyttelast

I henhold til [DS 410, 3.1.1.3(2)P] er den regningsmæssige nyttelast for boliger sat til:

$$q = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \psi = 0,5$$

Samt en regningsmæssig punktlast,  $Q$ , der regnes fordelt over et areal på højst  $0,1 \times 0,1$  m er:

$$Q = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \psi = 0$$

Nyttelasten på altangangene er ligeledes bestemt i henhold til [DS 410, 3.1.3 (2)P]:

$$q = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \psi = 0,5$$

Denne last er inklusive eventuel snelast. Den regningsmæssige punktlast er den samme som inde i boligen. Yderligere skal der regnes med en lodret linielast på  $1,0 \text{ kN/m}^2$  virkende på altanens frie rand, fordelt over en stribe på  $0,1$  m, som kan regnes virkende alene i dette område.

### K2.3.5 Ulykkeslast

Som ulykkeslast betragtes brand, jf. lastkombination 3.3 i [DS 409]

#### **Brand**

Bygningen er lejlighedsvis delt op i brandceller. Her bestemmes de brandbelastninger, der forventes at være til stede i en karakteristisk lejlighed. I henhold til [DS 410, 11.4.1.1 (4)] kan den variable brandbelastning for boliger sættes til  $q_t = 200 \text{ MJ/m}^2$ .

#### **Temperaturforløb**

Til dimensionering efter lastkombination 3.3, bestemmes det parametriske temperaturforløb i en brandcelle [DS 410, 11.4], dette gøres ved formel (2-15):



$$\theta_g = 20 + [345 \cdot \log_{10}(8 \cdot \Gamma \cdot t + 1)] / [1 + 0,04 \cdot (t/t_d)^{3,5}] \quad (\text{a}) \quad (2-15)$$

$$\Gamma = (O/b)^2 / (0,04/1160)^2 \quad (\text{b})$$

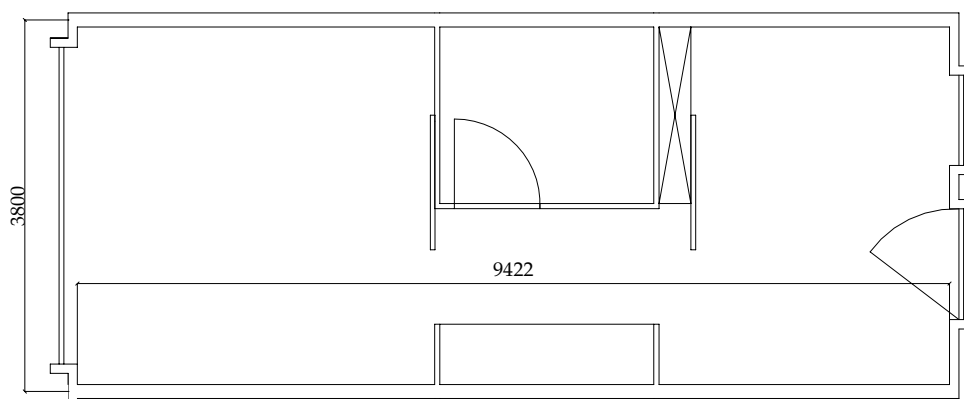
$$t_d = 7,80 \cdot 10^{-3} \cdot q_t / O \quad (\text{c})$$

$\theta_g$  Gastemperaturen i rummet [°C]

$t$  Tiden [min]

$O$  Brandrummets åbningsfaktor [ $\text{m}^{1/2}$ ]

$b$  Brandrummets termiske inertie [ $\text{J}/\text{m}^2\text{s}^{1/2}\text{K}$ ]



Figur 2.12 Brandrummets dimensioner, for åbningernes størrelser se K2.2. Alle mål er i mm.

Brandrummets geometri fremgår af Figur 2.12. Med de tilhørende størrelser beregnes brandrummets åbningsfaktor ved at lægge sammen åbningsfaktor for vertikal og horisontal retning. Rummet har ingen horisontal åbning så  $O = O_v$  der beregnes som:

$$O_v = A_v \cdot \sqrt{h_v} / A_t \quad (2-16)$$

$A_v$  Summen af vertikale åbningers areal [ $\text{m}^2$ ]

$h_v$  Den arealvægtede middelhøjde af de vertikale åbninger [m]

$A_t$  Brandrummets omsluttende areal, inklusiv åbninger [ $\text{m}^2$ ]

Brandrummets åbningsareal består af to døre med 970 mm i bredden og 2100 mm i højen, og et vindue med 3200 mm i bredden og 1200 mm i højden. Åbningens areal bestemmes udfra vindues- og yderdørsarealet. Åbningernes areal er dermed bestemt til:

$$A_v = 3,2 \cdot 1,2 + 2 \cdot 0,97 \cdot 2,1 = 3,84 + 4,08 = 7,92 \text{ m}^2$$

Da der er tale om to forskellige højder, skal åbningens middelhøjde beregnes. Den er beregnet til:

$$h_m = \frac{(1,2 \cdot 3,84 + 2,1 \cdot 4,08)}{7,92} = 1,66 \text{ m}$$

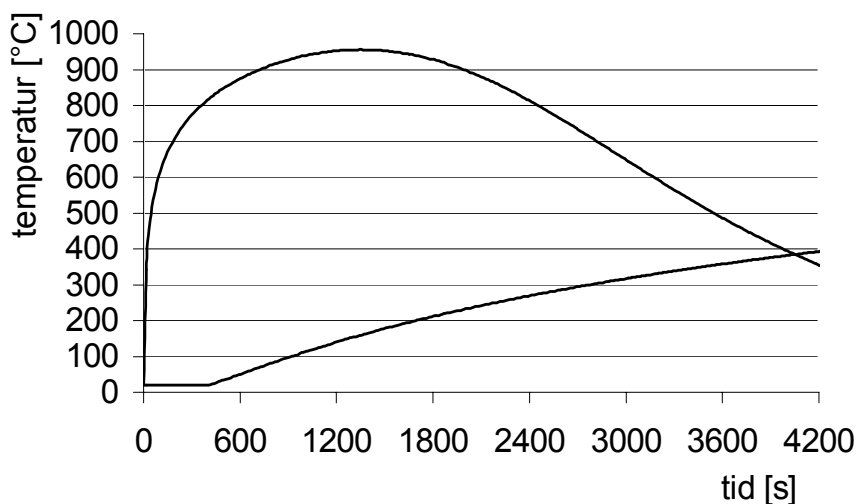
Omslutningsarealet består af gulv- og loftareal, samt areal af væggene, dvs. at omslutningsareal kan beregnes til:

$$A_{\text{tot}} = 2 \cdot (3,8 - 0,15) \cdot 9,422 + 2 \cdot 2,8 \cdot ((3,8 - 0,15) + (9,422)) = 142 \text{ m}^2$$

Hermed beregnes åbningsfaktoren til:

$$O = \frac{A_v \cdot \sqrt{h}}{A_{\text{tot}}} = \frac{7,9 \cdot \sqrt{1,66}}{141} = 0,072 \text{ m}^{\frac{1}{2}}$$

Brandrummets inert,  $b$ , er fundet til  $1,83 \text{ J/m}^2\text{s}^{\frac{1}{2}}\text{K}$ . Beregningerne er udført i et regneark, som er vedlagt på CD. Det parametriske brandforløb er ligeledes beregnet i regnearkene. Forløbet er vist på Figur 2.13.



Figur 2.13 Gastemperaturforløbet i en lejlighed, den nederste kurve er armeringens temperaturforløb i loftet

Af temperaturforløbene kan det ses, at den maksimale gastemperatur i rummet er omkring  $950 \text{ }^\circ\text{C}$ . Endvidere kan armeringens maksimale temperatur aflæses til ca.  $390 \text{ }^\circ\text{C}$ . Armeringens temperatur til tiden  $t = 3600 \text{ s}$  er fundet til  $357,5 \text{ }^\circ\text{C}$ .

## K2.4 Lastkombinationer

Bygningens stabilitet og bæreevne eftervises i anvendelses- og brudgrænsetilstanden, desuden eftervises konstruktionens bæreevnen for brand i lastkombination 3.3. Følgende lastkombinationer opstilles:

Tabel 2.4 Lastkombinationerne, der vurderes farligst

Lastkombination/Grænsetilstand	Egenlast	Nyttelast	Vindlast	Snelast
1.a [Anvendelsesgrænsetilstand]	$1,0 \cdot G$	$1,0 \cdot N$	-	$1,0 \cdot S$
1.b [Anvendelsesgrænsetilstand]	$1,0 \cdot G$	$1,0 \cdot N$	$1,0 \cdot V$	-
2.1.a [Brudgrænsetilstand]	$1,0 \cdot G$	$1,3 \cdot N$	$0,5 \cdot V$	$0,5 \cdot S$
2.1.b [Brudgrænsetilstand]	$1,0 \cdot G$	$0,5 \cdot N$	$1,5 \cdot V$	$0,5 \cdot S$
2.2 [Brudgrænsetilstand]	$0,8 \cdot G$	$1,3 \cdot N$	$0,5 \cdot V$	$0,5 \cdot S$
3.3 [Ulykkeslast - brand]	$1,0 \cdot G$	$0,5 \cdot N$	-	-

Den enkelte lastkombination kan variere afhængig af hvilket vindtilfælde, der er tale om. De lastkombinationer, der vurderes som de farligste, anvendes i forskellig sammenhæng.

## K3 Detaildimensionering

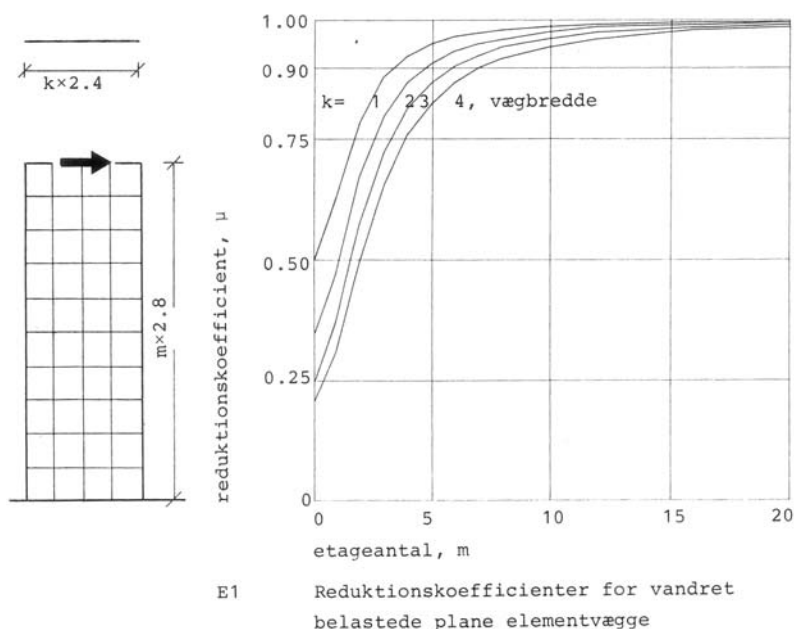
I dette afsnit detailldimensioneres etageadskillelserne og vægelementerne samt samlingen mellem skillevægselementerne. Derudover beskrives samlingerne mellem etageadskillelserne og vægelementerne.

### K3.1 Dimensionering af vægelementer

Efterfølgende beregninger er udførte til dimensionering af elementer, og eftervisning af, på forhånd valgte, elementers bæreevne.

#### K3.1.1 Tværgående indervægge

I dette afsnit vil de tværgående skillevægge blive dimensioneret. Væggene vil blive dimensioneres for vind på facaden, hvor kræfter antages at blive optaget i de tværgående skillevægge. Bygningens geometri er som beskrevet i afsnit 2.2; 23,34 m lang, 9,48 m bred og 16,33 m høj, hvor elementernes højde er 15,2 m. De tværgående skillevægge er sammensat af elementer, der har længde 2,4 m hvilket reducerer inertimomentet med 0,8, ifølge Figur 3.1.



Figur 3.1 Skema til bestemmelse af stivhedens reduktion [Mont. 2,s. 13]

Inertimenterne for hver af de tværgående skillevæge beregnes ved (1-1):

$$I_{ti} = \frac{1}{12} \cdot 0,15 \cdot 9,48^3 \cdot 0,8 = 8,52 \text{ m}^4$$

Det totale inertimoment bliver da:

$$I_{\text{total,ti}} = 7 \cdot 8,52 = 59,64 \text{ m}^4$$

Det totale moment fra vinden bliver:

$$M_{w,\text{total}} = \frac{1}{2} \cdot l \cdot h^2 \cdot V \cdot c_f = 0,5 \cdot 23,34 \cdot 16,33^2 \cdot V \cdot 1 = 3112 \text{ kNm} \cdot V \quad (3-1)$$

l Længden af bygningen 23,34 [m]

h Højden af bygningen 16,33 [m]

V Vindlasten [kN]

$c_f$  Formfaktor lig 1, da både tryk og sug tages i betragtning [-]

Det moment, der optræder i hvert element bliver:

$$M_w = 3112 \cdot V \cdot \frac{8,52}{59,64} = 444,57 \text{ kNm} \cdot V$$

Den normale spænding, der forekommer i indspændingstværsnittet i hver bærende væg p.g.a vindlasten beregnes ved (1-4) til:

$$\sigma_{ti,v} = \frac{0,44457 \cdot V}{\frac{1}{6} \cdot 9,48^2 \cdot 0,15 \cdot 0,8} = \pm 0,247 \text{ MPa} \cdot V$$

Tagkonstruktionen hviler på langsgående indervægge og bidrager ikke til de lodrette spændinger. Egenvægten fra dækket og nyttelasten virker i hele bredden.

Arealet hvorpå nyttelasten og egenvægten virker bliver da:

$$3,8 \text{ m} \cdot 9,5 \text{ m} = 36,1 \text{ m}^2$$

Dækkets vægt for samtlige etager er beregnet til 15,54 kN/m<sup>2</sup> i afsnit K2.2 så egenvægten fra etageadskillelsen bliver:

$$36,1 \text{ m}^2 \cdot 15,54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 561 \text{ kN}$$

Egenvægten fra væggene bliver:

$$9,5 \text{ m} \cdot 15,54 \text{ m} \cdot 0,1 \text{ m} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 354,3 \text{ kN}$$

Nyttelasten er fastsat til 2 kN/m<sup>2</sup> i K2.3.4:

$$36,1 \text{ m}^2 \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 72,2 \text{ kN}$$

Det samlede spændingstillæg fra de vertikale laster bliver :

$$\sigma_v = \frac{(561 + 354,3) \cdot \Psi_G + 72,2 \cdot \Psi_N}{9,48 \cdot 0,1} \cdot 10^{-3} \pm 0,247 \cdot V \cdot \Psi_{\text{vind}}$$

### K3.1.2 Undersøgelser for negative spændinger

I det følgende bliver spændinger for to tilfælde undersøgt. Det ene, hvor bygningen er færdigbygget og den anden, hvor bygningen er under opførelsen og står uden vinduer og døre.

#### Færdigbygget

Da der undersøges for negative spændinger, dvs. træk, bliver den lastkombination, hvor egenvægten bliver reduceret mest mulig, brugt, dette er lastkombination 2.2.

$$\text{L.K.2.2} = 0,8 \cdot G + 0,5 \cdot N + 1,5 \cdot V$$

G Egenlasten [kN],  $\Psi_G = 0,5$

N Nyttelast [kN],  $\Psi_N = 0,5$

V Vindlast [kN],  $\Psi_{\text{vind}} = 0,5$

Det maksimale vindtryk (V) er udregnet i K2.3 til 512,4 N/m<sup>2</sup> og de mindste spændinger der optræder bliver da:

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{(561 + 354,3) \cdot 0,8 + 72,2 \cdot 0,5}{9,48 \cdot 0,1} \cdot 10^{-3} - 0,247 \cdot 0,5124 \cdot 1,5 = 0,62 \text{ MPa}$$

### Bygning uden vinduer og døre.

Her vil der komme en reduktion på den maksimale vindtryk så den bliver  $0,208 \text{ kN/m}^2$  ifølge K3.1.2. Opdriften på dækelementer bliver  $-0,5 \cdot 0,208 \text{ kN/m}^2 (V)$ , (nyttelasten bidrager ikke, da der ikke er noget i huset). Opdriften på dækelementer beregnes:

$$-0,5 \cdot 0,208 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 26,2 \text{ m}^2 \cdot 5 = -13,62 \text{ kN}$$

De normale spændinger bliver da:

$$\sigma_v = \frac{(561 + 354,3) \cdot \psi_G - 13,62 \cdot \psi_{\text{vind}}}{9,48 \cdot 0,1} \cdot 10^{-3} \pm 0,247 \cdot V \cdot \psi_{\text{vind}}$$

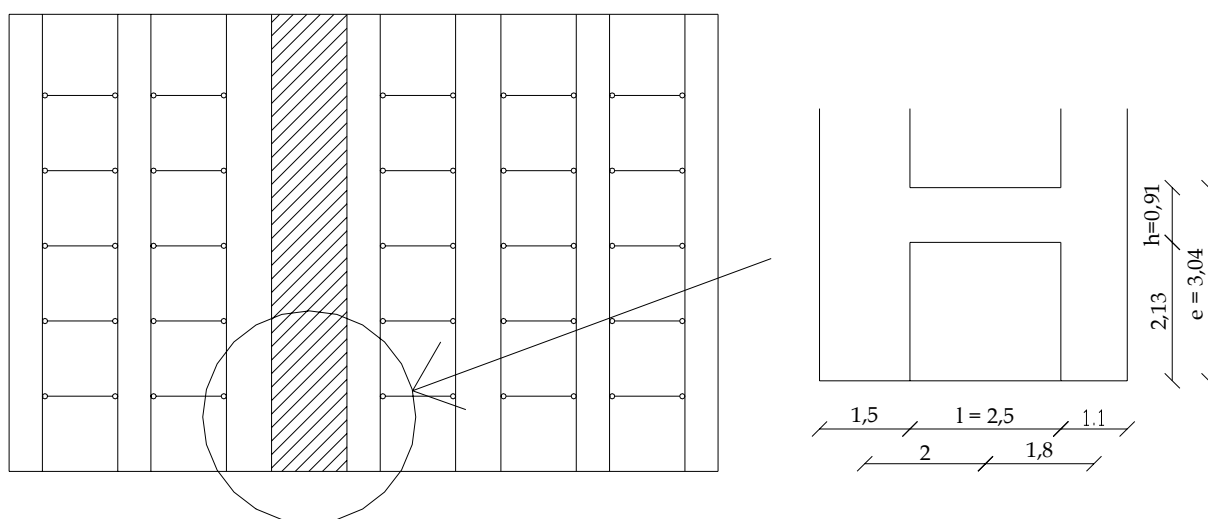
Den minimale spændinger bliver da:

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{(561 + 354,3) \cdot 0,8 - 13,62 \cdot 1,5}{9,48 \cdot 0,1} \cdot 10^{-3} - 0,247 \cdot 0,208 \cdot 1,5 = 0,67 \text{ MPa}$$

Det kan hermed konkluderes, at der ikke er problemer med de tværgående skillevægge i bygningen, da der ikke opstår negative spændinger i elementerne.

### K3.1.3 Ydervægge

I skitseprojektet viste det sig, at det var svært at undgå negative spændinger i elementerne i de langsgående indervægge. Derfor tages overliggerne nu ind i beregningerne ved hjælp af forskydningslagsmetoden. De to åbninger, se Figur 2.10 vil dog stadig blive betragtet som en. Den statiske model er vist på Figur 3.2.



Figur 3.2 Det statiske system. Det skraverede område er forskydningslaget. Alle mål i m.

Først fastsættes følgende parametre:

Tabel 3.1 Parametre for ydervæggene.

Parametre	
<b>h</b>	0,91 m
<b>l</b>	2,5 m
<b>e</b>	3,04 m
<b>E<sub>d</sub></b>	20000 Mpa
<b>v</b>	0,2

Forskydningsmodulen beregnes.

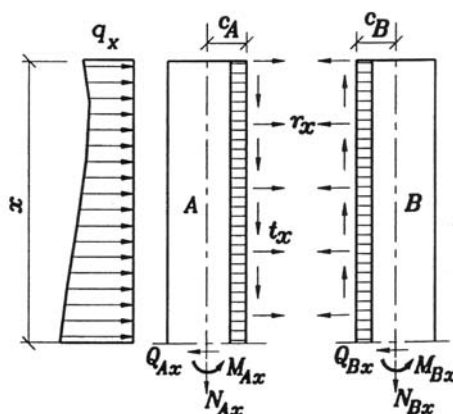
$$G_d = \frac{E_d}{2 \cdot (1 + 0,2)} = \frac{E_d}{2,4}$$

Efterfølgende størrelser bestemmes i henhold til beregningsmodellen, se Figur 3.3

$$C_A = (2,5 + 1,5)m \cdot 0,5 = 2 \text{ m} \quad C_B = (2,5 + 1,1)m \cdot 0,5 = 1,8 \text{ m}$$

$$F_A = 0,1 \text{ m} \cdot 1,5 \text{ m} = 0,15 \text{ m}^2 \quad F_B = 0,1 \text{ m} \cdot 1,1 \text{ m} = 0,11 \text{ m}^2$$





Figur 3.3 Beregningsmodel for forskydningslagsmetoden

Inertimomentet for overliggeren er beregnet ved (1-1) til:

$$I_d = \frac{1}{12} \cdot 0,1 \cdot 0,91^3 = 0,00628 \text{ m}^4$$

Inertimomentet for del A er:

$$I_A = \frac{1}{12} \cdot 0,1 \cdot 1,5^3 = 0,02812 \text{ m}^4$$

Inertimomentet for del B er:

$$I_B = \frac{1}{12} \cdot 0,1 \cdot 1,1^3 = 0,0111 \text{ m}^4$$

Det totale inertimoment for hele væggen er:

$$I_{\text{total}} = 5 \cdot 0,0111 + 2 \cdot 0,02812 = 0,11174 \text{ m}^4$$

Forskydningskonstanten bliver:

$$g_m = \frac{12 \cdot E_d \cdot I_d}{e \cdot l^3 \cdot \left[ 1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{E_d}{G_d} \left( \frac{h}{l} \right)^2 \right]} = \frac{12 \cdot 20000 \cdot 0,00628}{3,04 \cdot 2,5^3 \cdot \left[ 1 + \frac{3}{2} \cdot 2,4 \left( \frac{0,91}{2,5} \right)^2 \right]} = 21,48 \text{ MPa} \quad (3-2)$$

$E_d$  Regningsmæssige elasticitetsmodul [MPa]

$I_d$  Inertimoment for overliggeren [ $m^4$ ]

$G_d$  Regningsmæssige forskydningmodul [MPa]

$h$  Højden af overliggeren [m]

$l$  Længden af overliggeren [m]

Konstanterne  $\alpha$  og  $\beta$  beregnes ved:

$$\alpha^2 = \frac{g_m}{E \cdot (I_A + I_B)} \cdot \left[ (C_A + C_B)^2 + \frac{(F_A + F_B)(I_B + I_A)}{F_A \cdot F_B} \right] \quad (3-3)$$

$g_m$  Forskydningskonstant [MPa]

$I_A$  Inertimoment for del A [ $m^4$ ]

$I_B$  Inertimoment for del B [ $m^4$ ]

$C_A$  Geometrisk størrelse [m]

$C_B$  Geometrisk størrelse [m]

$F_A$  Tværskningskonstant [ $m^2$ ]

$F_B$  Tværskningskonstant [ $m^2$ ]

$$\beta = \frac{g_m}{E_d \cdot (I_A + I_B)} \cdot (C_A + C_B) \quad (3-4)$$

$\alpha$  bestemmes ved (3-3) til:

$$\alpha^2 = \frac{21,48}{20000 \cdot (0,02812 + 0,0111)} \cdot \left[ (1,8 + 2)^2 + \frac{(0,15 + 0,11)(0,02812 + 0,0111)}{0,15 \cdot 0,11} \right]$$

$$\alpha = 0,6421$$

$\beta$  bestemmes ved (3-4) til:

$$\beta = \frac{21,48}{20000 \cdot (0,02812 + 0,0111)} \cdot (1,8 + 2) = 0,1$$

Forskydningskraften for en 15,2 m høj bygning beregnes ved følgende udtryk:

$$T_{15,2} = \frac{-q \cdot \beta}{\alpha^4} \cdot [1 + 0,5(\alpha \cdot H)^2 - \alpha \cdot H] \quad (3-5)$$

Forskydningskraften for en 15,2 m høj bygning er beregnet til:

$$T_{15,2} = \frac{-q \cdot 0,1}{0,6421^4} \cdot [1 + 0,5(0,6421 \cdot 15,2)^2 - 0,6421 \cdot 15,2] = -22,86 \cdot q$$

Da væg A har det største inertimoment vil den få de største negative spændinger. Momentet i væg A beregnes ved:

$$M_A = \frac{I_A}{I_{\text{total}}} \cdot (0,5 \cdot q \cdot H^2 + T_{15,2} \cdot (C_A + C_B)) \quad (3-6)$$

Momentet i væg A er beregnet til:

$$M_A = \frac{0,02812}{0,11174} \cdot (0,5 \cdot q \cdot 15,2^2 - 22,86 \cdot q \cdot (2 + 1,8)) = 7,2 \cdot q$$

Spændinger fra vindlasten på gavlen er:

$$\sigma_A = \frac{T_{15,2}}{F_A} \pm \frac{M_A}{W_A} + \sigma_v = -0,15 \cdot q \pm 0,192 \cdot q + c_v \quad (3-7)$$

Det er på forhånd bestemt, at lasterne der påvirker de ydervægge er egenvægten og lasten fra taget. Egenvægt fra væggen beregnes:

$$(1,5 \text{ m} \cdot 15,2 \cdot 0,1 + 2,5 \cdot 0,1 \cdot 0,91 \cdot 5) \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 82,02 \text{ kN}$$

Som vindlast tages et gennemsnit af det sug, der virker på hele taget, hvilket er beregnet til -77,2 kN. Lasten fra taget beregnes:

$$\frac{-77,2 \text{ kN}}{23,388 \text{ m} \cdot 12,034 \text{ m}} \cdot 1,5 \text{ m} \cdot \frac{12,034 \text{ m}}{2} = -2,47 \text{ kN}$$

Den lodrette linielast,  $q$ , der påvirker væggen, beregnes således, at det udsnit, der beregnes kun optager en sjettedel af vindlasten, som virker på gavlen. Den lodrette linielast pr. meter,  $q$ , beregnes til:

$$q = \frac{1}{6} \cdot \frac{9,4 \text{ m} \cdot 16,4 \text{ m} \cdot V \cdot 0,7}{15,2 \text{ m}} = 1,17 \text{ m} \cdot V$$

Da der undersøges for negative spændinger, bliver lastkombination 2.2. brugt. Snelasten tages ikke i betragtning da denne virker til gunst. Lastkombination 2.2 ser dermed således ud:

$$L.K.2.2 = 0,8 \cdot G + 1,5 \cdot V$$

$$G \quad \text{Egenlast, } \Psi_G = 0,8 \text{ [kN]}$$

$$V \quad \text{Vindlast, } \Psi_{\text{vind}} = 1,5 \text{ [kN]}$$

Det maksimale vindtryk ( $V$ ) er udregnet i afsnit K2.2.2 til 512,4 N/m<sup>2</sup>

Tryk- og trækspændinger udregnes ved:

$$-0,15 \cdot q \cdot \Psi_{\text{vind}} \pm 0,192 \cdot q \cdot \Psi_{\text{vind}} + \frac{(\Psi_{\text{vind}} \cdot (-2,47) + \Psi_G \cdot (54,72 + 19,42) + \Psi_N \cdot 2,5) \cdot 10^{-3}}{F_A}$$

De mindste spændinger bliver da:

$$\sigma_{\text{min}} = -0,15 \cdot 1,17 \cdot 0,5124 \cdot 1,5 - 0,192 \cdot 1,17 \cdot 0,5124 \cdot 1,5 + \frac{(1,5 \cdot (-2,47) + 0,8 \cdot (82,02) + 0,5 \cdot 2,5) \cdot 10^{-3}}{0,15} = 0,11 \text{ MPa}$$

### Overliggeren.

Den største akkumulerede forskydningskraft der forekommer i en overligger findes ved [Mont. 3]:

$$\tau_x = \frac{dT_x}{dx} = -q \cdot \frac{\beta}{\alpha^3} \cdot \left[ \alpha x + \frac{\sinh(\alpha \cdot H) - \alpha H}{\cosh(\alpha \cdot H)} \cdot \cosh(\alpha \cdot H) - \sinh(\alpha \cdot H) \right] = 0 \quad (3-8)$$

$\tau_x$  Den akkumulerede forskydningskraft

$T_x$  Forskydningskraft på strækningen  $x$

$H$  Bygningens højde

Ved differentiering af  $\tau_x$  mht.  $x$  fås:

$$\frac{d\tau_x}{dx} = -q \cdot \frac{\beta}{\alpha^3} \cdot \left[ 1 + \frac{\sinh(\alpha \cdot H) - \alpha H}{\cosh(\alpha \cdot H)} \cdot \sinh(\alpha \cdot H) - \cosh(\alpha \cdot H) \right] = 0 \quad \Rightarrow \quad (3-9)$$

$$\frac{\sinh(\alpha \cdot H) - \alpha H}{\cosh(\alpha \cdot H)} = \tanh(0,5 \cdot \alpha x)$$

$x$  isoleres:

$$\alpha \cdot H = 9,76 \text{ m}$$

$$\frac{\sinh(9,76) - 9,76}{\cosh(9,76)} = \tanh(0,5 \cdot 0,6421 \cdot x) \Rightarrow x = 11,65 \text{ m}$$

$x$  er afstanden fra toppen af bygningen, ned til det punkt, hvor den største forskydningskraft optræder. Den største forskydningskraft optræder i afstanden  $x=11,65$  og har størrelsen beregnet ved (3-9):

$$\tau_{11,65} = -1,17 \cdot \frac{0,1}{0,6421^3} \cdot \left[ 0,6421 \cdot 11,65 + \frac{\sinh(9,76) - 9,76}{\cosh(9,76)} \cdot \cosh(9,76) - \sinh(9,76) \right]$$

$$\tau_{11,65} = 0,58 \text{ kN/m}$$

Kraften i midten af overliggeren bliver:

$$V_{\max,d} = (2,13 \text{ m} + 0,91 \text{ m}) \cdot 0,58 \text{ kN/m} = 1,76 \text{ kN}$$

For uarmerede bjælker og plader, skal følgende krav være overholdt [DS411, 6.2.2.2(1)]:

$$\tau_{Sd} = \frac{V_{Sd} \cdot S}{b_w \cdot I} \leq 0,5 \cdot f_{ctd} \quad (3-10)$$

$S$  Statisk moment

$b_w$  Bredden, hvor forskydningsspændingen bestemmes

$f_{ctd}$  Betonens regningsmæssige trækstyrke

$$\tau_{Sd} = \frac{V_{sd} \cdot S}{b_w \cdot I} = \frac{1,76 \text{ kN} \cdot 0,91 \text{ m} \cdot 0,1 \text{ m}}{0,1 \text{ m} \cdot \frac{1}{12} \cdot 0,1 \text{ m} \cdot (0,91 \text{ m})^3} = 255 \text{ kN/m}^2 = 0,255 \text{ MPa}$$

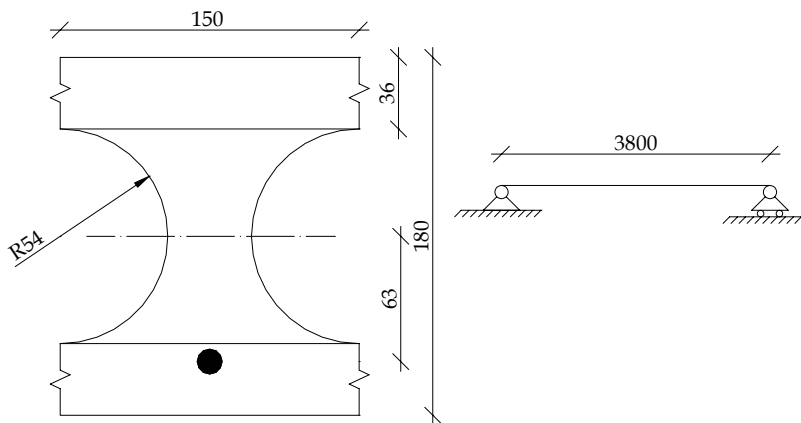
For en beton med en styrke på 25 MPa, bliver kravet:

$$\tau_{sd} = 0,255 \text{ MPa} \leq 0,5 \cdot \frac{1,6}{2,5} = 0,32 \text{ MPa}$$

Det ses, at elementerne kan klare den forskydning, der optræder i overliggeren.

### K3.2 Dimensionering af etageadskillelser

Til dimensionering af etageadskillelser, er der taget udgangspunkt i dimensioner af et PX-18 huldæk fra Spæncom. Dette fører til beregninger på et udsnit af et dæk hvis geometri er som fremgår af Figur 3.4



Figur 3.4 Statisksystem og udsnit af huldækket, hvis bæreevne ønskes eftervist, alle mål er i mm.

### Tværsnitsdata

Tabel 3.2 Tværsnittets konstanter.

Tværsnitskonstanter	Benævnelse	
Tværsnitsareal	A	$17,787 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
Inertimoment om z	$I_z$	$66,22 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
Tværsnittets modstandsmoment	W	$735,80 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
Tværsnittets kerneradier	$K_o = k_u$	41,24 mm
Armeringens excentricitet	$y_k$	63 mm
Armeringens tværsnitsareal	$A_s$	52 mm <sup>2</sup> (L9,3 line)

## Materialer

Tabel 3.3 De anvendte styrkeparametre for beton og armering.

<b>Betonens styrkeparametre</b>	<b>[MPa]</b>
$f_{ck}$	45,0
$f_{tk}$	2,1
$E_{b,t=0}$	$32,90 \cdot 10^3$
$E_b$	$27,70 \cdot 10^3$
<b>Armeringens styrkeparametre</b>	<b>[MPa]</b>
$E_s$	$1,85 \cdot 10^5$

## Partialkoefficienter

Normal sikkerheds- og kontrolklasse og passiv miljøklasse [DS 409, 1.2.6]:

$$\text{Beton: } \gamma_c = 1,65 \cdot 1 \cdot 1 = 1,65$$

$$\text{Armering: } \gamma_s = 1,30 \cdot 1 \cdot 1 = 1,30$$

## Belastninger

$$\text{Egenvægt: } G_k = A \cdot \rho_b = 17,84 \cdot 10^{-3} \cdot 25,00 = 0,45 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast: } N_k = 2,0 \cdot 0,15 = 0,30 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vindlast: } V_k = 208 \cdot 10^{-3} \cdot 0,7 \cdot 0,15 = 0,02 \text{ kN/m}$$

## Forudsætninger

1. Betonen har opnået 75 % styrke, når forspænding og egenvægt påføres.
2. Der kan ikke accepteres revner i etageadskillelserne.
3. Forspændingen er konstant over hele bjælken.
4. Forspændingens excentricitet er konstant på 63 mm over hele bjælken.

### K3.2.1 Anvendelsesgrænsetilstand

I anvendelsesgrænsetilstanden forudsættes tværsnittet at være urevnet og med en lineær spændingsfordeling. Lastkombination 1 fra [DS 409] anvendes:

$$q = 1,0 \cdot G + 1,0 \cdot N \quad (3-11)$$

### Valg af forspændingskraft

Forspændingskraften  $K$  bestemmes således, at de resulterende spændinger opfylder betingelsen:

$$-\sigma_t \leq \sigma \leq \sigma_c \quad (3-12)$$

Dette er gjort ved at beregne den tilladelige forspændingskraft mht. over- og undersiden af bjælken. Dette er gjort på de to tidspunkter, når forspændingen påføres og når elementet er på sin plads i bygningen med tilhørende laster. Disse fire situationer kan opstilles som to uligheder, en for overside og en for underside, [Spændbet.]

Uligheden for oversiden:

$$\frac{M_g + M_p - \sigma_c \cdot W_o}{y_k - k_o} \leq K \leq \frac{M_g + \sigma_t \cdot W_o}{y_k - k_o} \quad (3-13)$$

$M_g$  Moment fra egenvægten eller fra den permanente last [Nmm]

$M_p$  Moment fra variable laster [Nmm]

$W$  Modstandsmoment [mm<sup>3</sup>]

$y_k$  Armeringens excentricitet [mm]

$k$  Kerneradier [mm]

Uligheden for undersiden af bjælken:

$$\frac{M_g + M_p - \sigma_t \cdot W_u}{y_k + k_u} \leq K \leq \frac{M_g + \sigma_c \cdot W_u}{y_k + k_u} \quad (3-14)$$

Ulighedernes venstre side udtrykker den nødvendige kraft, der kræves af elementerne i bygningen. Højre side udtrykker den maksimale kraft, der kan påføres elementet efter fabrikation. Dvs. højre side af uligheden svarer til det tidspunkt, hvor forspændingen påføres og venstre til tidspunktet når elementet er placeret i bygningen.

Der findes ingen normkrav til fastlæggelse af "tilladelige" spændinger i anvendelsesgrænsetilstanden, det anbefales at anvende højst 55 % af  $\sigma_c$  [Spændbet.]. Udfra forudsætning 2 sættes  $\sigma_t$  til 0. Der er dog i [DS 411, 7.1.4(1)P] krav om, at betonens trykspændinger, på opspændingstidspunktet, ikke må blive større end 70 % af betonens karakteristiske styrke. Dette fører til følgende værdier af  $\sigma_c$  og  $\sigma_t$ :

$$\sigma_c = 0,55 \cdot 45 = 24,75 \text{ MPa og } \sigma_t = 0 \text{ MPa for venstre side}$$

$$\sigma_c = 0,70 \cdot 0,75 \cdot 45 = 23,63 \text{ MPa og } \sigma_t = 0 \text{ MPa for højre side}$$

Der er ganget med 0,75 ved beregning af betonens styrke på det tidspunkt forspændingen påføres, dette skyldes, at der er regnet med, at betonen kun har opnået 75 % af sin fulde



styrke når dette gøres, at forudsætning 1. For at kunne beregne det interval, hvor forspændingskraften skal ligge i, bestemmes størrelserne  $M_g$  og  $M_p$ , i anvendelsesgrænsetilstanden:

$$M_g = \frac{1}{8} \cdot 0,45 \cdot 3,8^2 = 0,812 \text{ kNm}$$

$$M_p = \frac{1}{8} \cdot 0,30 \cdot 3,8^2 = 0,542 \text{ kNm}$$

Nu kan forspændingskraften beregnes, men før dette gøres, skal efterfølgende betingelse være opfyldt:

$$W \geq \frac{M_p}{(\sigma_c + \sigma_t)} \Leftrightarrow 735,80 \cdot 10^{-6} \geq \frac{542}{(24,75 + 0)} \Leftrightarrow 735,80 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \geq 21,9 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

Da denne betingelse er opfyldt bestemmes forspændingskraften efter (3-13) og (3-14):

Oversiden af bjælken:

$$\frac{(812 + 542) \cdot 10^3 - 24,75 \cdot 735,80 \cdot 10^3}{63 - 41,24} \leq K \leq \frac{812 \cdot 10^3 + 0 \cdot 735,80 \cdot 10^3}{63 - 41,24}$$

$$-774,68 \text{ kN} \leq K \leq \underline{37,32 \text{ kN}}$$

Undersiden af bjælken:

$$\frac{(812 + 542) \cdot 10^3 - 0 \cdot 735,80 \cdot 10^3}{63 + 41,24} \leq K \leq \frac{812 \cdot 10^3 + 23,63 \cdot 735,80 \cdot 10^3}{63 + 41,24}$$

$$\underline{12,99 \text{ kN}} \leq K \leq 174,58 \text{ kN}$$

Dermed er den minimale forspændingskraft i et snit på midten af bjælken,  $K$ , fundet til 13 kN.

### Tab af forspændingskraft

Armeringen er spændt op når bjælken udstøbes. På det tidspunkt, når armeringen frigøres fra donkraftene der trækker i den under udstøbning og hærkning af betonen, vil den næsten hærtnede beton reagere elastisk mod forspændingskraften. Dette medfører, at armeringens tøjning mindskes sammen med spændingen i armeringen. Der kan tages højde for dette fænomen ved at beregne denne formindskelse og lægge den oveni den

ønskede kraft og dermed forøge kraften i donkraften, der anvendes ved at spænde armeringen op. I [Beton 1] er der udledt en formel til beregning af dette som:

$$K = K_{0p} \frac{1}{1 + n \cdot \varphi \cdot \left(1 + \left(\frac{y_k}{i_b}\right)^2\right)} \Rightarrow \quad (3-15)$$

$$K_{0p} = K \cdot \left(1 + n \cdot \varphi \cdot \left(1 + \left(\frac{y}{i_b}\right)^2\right)\right)$$

$K$  Den ønskede kraft fra armeringen [kN]

$K_{0p}$  Opspændingskraften [kN]

$n$  Forholdet mellem armeringens og betonens elasticitetsmodul,  
 $E_s/E_b = n$  [-]

$\varphi$  Forhold mellem armeringens og betonens tværsnitsareal,  
 $A_s/A_b = \varphi$

$y_k$  Armeringens excentricitet [mm]

$i_b$  Tværsnittets inertiradius [mm]

Den fornødne kraft i donkraften, beregnet efter (3-15):

$$K_{0p} = 13 \cdot \left(1 + \frac{1,85}{0,329} \cdot \frac{52}{17787} \cdot \left(1 + \left(\frac{63,00}{61,01}\right)^2\right)\right) = 13,44 \text{ kN}$$

Dette svarer til et tøjningstillæg på  $\varepsilon_0 = 0,046 \text{ ‰}$

Krybetøjningen beregnes:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_0 \cdot \psi_\infty = \frac{\sigma}{E_b} \cdot \psi_\infty = 0,046 \cdot 1,22 = 0,056 \text{ ‰} \quad (3-16)$$

$\varepsilon_c$  Krybetøjningen [‰]

$E_b$  Betonens elasticitetsmodul [MPa]

$\psi_\infty$  Slutkrybetallet er her sat til 1,22 (BetonBogen s. 95) [-]

Det fundne tøjningstillæg pga. krybning og betonens eftergiven, svarer til en forspændingskraft for L9,3 på 13,54kN beregnet efter den aritmetiske afbildning.

Erfaringsmæssigt kan tab af forspændingskraft sættes til 12-15 % jf. [Spændbet.]. Forspændingskraften + 12 % tillæg pga. svind:

$$\frac{13,54}{0,88} = 15,38 \text{ kN}$$

Tab af forspændingen pga. relaksation i armeringen kan beregnes efter følgende formel:

$$\Delta\sigma(t) = \Delta\sigma_{r(1000t)} \left( \frac{t}{1000} \right)^\beta \quad (3-17)$$

$\Delta\sigma_r(t)$  Spændingstab til tiden  $t$  [MPa]

$\Delta\sigma_{r(1000t)}$  Spændingstabet om 1000 timer [MPa]

$\beta$  Regningsfaktor = 0,2 [SK s 6.3] [-]

Efterfølgende beregnes relaxationstabet for L9,3 line.  $\Delta\sigma_{r(1000t)}$  er fundet ved interpolation, i tabel 1 [Spændbet., s. 6.3], til 0,29 %. Da betonen ligeledes svinder i bygningens levetid formindskes relaksationseffekten. Denne formindskelse kan beregnes efter (3-18):

$$\gamma = \left( 1 - 2 \cdot \Delta\sigma_{c+s} / \sigma_{s0} \right) = 1 - 2 \cdot \frac{(15,38 - 13) / 52}{13 / 52} = 0,633 \quad (3-18)$$

$\gamma$  Korrektionsfaktor [-]

$\Delta\sigma_{c+s}$  Spændingsændring pga. svind og krybning [MPa]

$\sigma_{s0}$  Opspændingen i armeringen [MPa]

Korrektionsfaktoren  $\gamma$  er funden til 0,125, bygningens levetid er her sat til 50 år, svarende til 438300 timer. Med disse værdier er tabet i opspændingen beregnet efter (3-17):

$$\Delta F_s = 0,633 \cdot 0,0029 \cdot 2,38 \cdot (438300/1000)^{0,2} = 0,015 \text{ kN} \quad (3-19)$$

Lægges dette tillæg til den før fundne donkraft til opspænding af L9,3 line, fås opspændingskraften til  $F_s \approx 15,4 \text{ kN}$ , denne kraft skal anvendes til opspænding af armeringen ved fremstilling af elementerne.

### Snit ved bjælkeende

Indtil videre er der kun undersøgt et snit på midten af bjælken. Spændingsfordelingen, i et tværsnit ved bjælkens ende undersøges, for at undersøge behov for særlige foranstaltninger, pga. optræden af negative spændinger i tværsnittet. Spændingen i betonen findes:

$$\sigma_b = \frac{K}{A_b} + \frac{K \cdot y_k}{I_b} \cdot y \quad (3-20)$$

K Kraften i armeringen [N]

$A_b$  Tværsnittets betonareal [mm<sup>2</sup>]

$I_z$  Tværsnittets inertimoment om tyngdepunktsaksen [mm<sup>4</sup>]

$y_k$  Armeringens excentricitet [mm]

$y$  Afstand fra tværsnittets tyngdepunktsakse [mm]

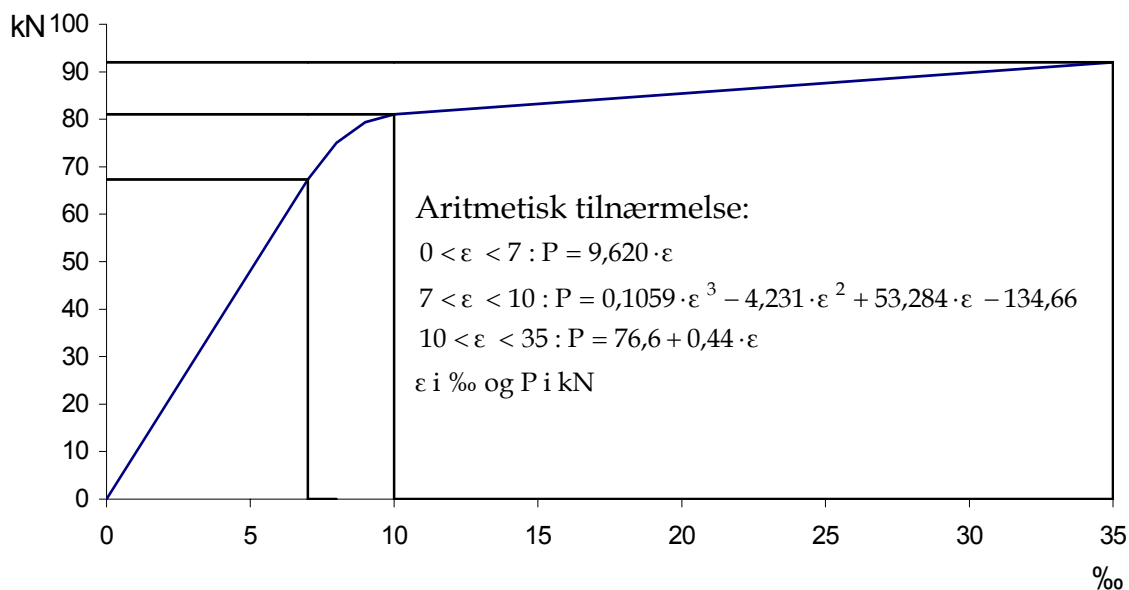
Her er det kun interessant at beregne spændingen i bjælkens overside,  $y = -90$ , idet negative spændinger bliver størst der. Beregnet efter (3-15) hvor kraften i armeringen er funden ved (3-10):

$$\sigma_{L9,3} = \frac{18082}{17787} + \frac{18082 \cdot 63}{66,22 \cdot 10^6} \cdot (-90) \cong \underline{\underline{-0,0005 \text{ MPa}}}$$

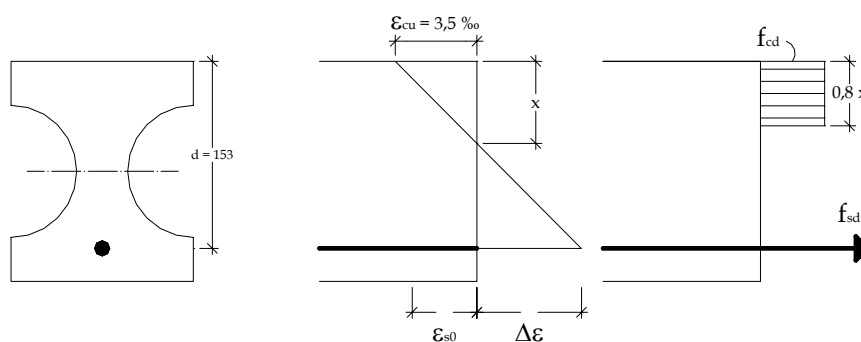
Her er der tale om relativ små spændinger,  $\approx 0$ , derfor dimensioneres ikke noget form for særlige foranstaltninger her. Dette kan begrundes med at elementerne dimensioneres i passiv miljøklasse samt at elementernes overflade ikke bliver synlig i bygningen så eventuelle revner ved bjælkeender anses ikke for at give anledning til problemer af nogen art.

### K3.2.2 Beregning af brudmoment

Elementernes brudmoment beregnes her med den i afsnit K3.2.1 fundne forspændingskraft på 13,0 kN. Opgaven løses efter den procedure, der er given i [Spændbet., s. 2.1]. Der er forudsat anvendelse af L9,3 liner der har et tværsnitsareal på 52 mm<sup>2</sup> og en arbejdslinie med tilhørende aritmetisk tilnærmelse, der er vist på Figur 3.5.



Figur 3.5 Arbejdslinie for L9,3.



Figur 3.6 Tværsnittet samt tøjnings- og spændingsfordeling.

Forhåndstøjningen  $\varepsilon_{s0}$  kan beregnes med den kendte kraft som indgangsværdi i Figur 3.6 eller efter den aritmetiske afbildning og er fundet til:

$$\varepsilon_{s0} = \frac{K}{9,620} = \frac{13,0}{9,620} = 1,35\text{‰} \quad (3-21)$$

Der gættes på en værdi af trykzonehøjden,  $x$ , og tillægstøjningen beregnes ved hjælp af den geometriske betingelse. I første omgang gættes  $x$  til 36 mm. De størrelser, der indgår i betingelsen, fremgår af Figur 3.6:

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_{cu} \frac{d-x}{x} = 3,5\text{‰} \frac{153-36}{36} = 11,38 \quad (3-22)$$

Dette resulterer i en total spænding i armeringen,  $\varepsilon_{s,tot}$ , på 12,73 ‰. Træk- og trykresultanterne kan nu bestemmes, for stål og på klassisk måde for beton:

Trykresultanten (beton):

$$F_c = 0,8 \cdot 36 \cdot 150 \cdot 45 \cdot 10^{-3} = 194,4 \text{ kN}$$

Trækresultanten (stål):

$$F_s = 76,6 + 0,44 \cdot 12,73 = 82,20 \text{ kN}$$

Den statiske betingelse stilles op, og de fundne resultanter samt partialkoefficienterne indsættes. Hvis betingelsen ikke er opfyldt, gættes der på en ny værdi for  $x$  og samme beregninger gentages indtil den statiske betingelse er opfyldt.

$$\frac{F_s}{\gamma_s} - \frac{F_c}{\gamma_c} = 0, \quad \frac{82,20}{1,30} - \frac{194,4}{1,65} = -54,34$$

Betingelsen er ikke opfyldt med  $x = 36 \text{ mm}$ , dette er altså for stor højde for trykzonen. Efter gentagelser af beregninger er trykzonehøjden funden til 20,5 mm,  $F_s = 87,16$  og den totale tøjning til 24 ‰. Dette resulterer i et brudmoment der svarer til, jf. Figur 3.6:

$$M_{ud} = (d - 0,4 \cdot x) \cdot \frac{F_s}{\gamma_s} = (153 - 0,4 \cdot 20,5) \cdot \frac{87,16}{1,3} \cdot 10^{-3} = 9,7 \text{ kNm}$$

Det fundne brudmoment sammenlignes med de momenter der forventes at optræde i elementerne. Disse momenter beregnes efter lastkombination 2.1:

$$q_{am} = 1,0 \cdot E + 1,3 \cdot N + 0,5 \cdot V = 1,0 \cdot 0,45 + 1,3 \cdot 0,3 = 0,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

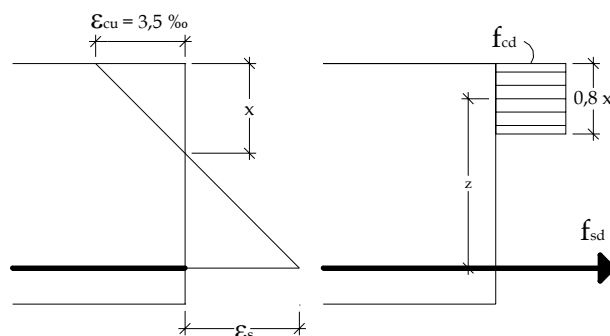
Dette giver et moment på:

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot 0,84 \cdot 3,8^2 = 1,52 \text{ kNm}$$

Sammenlignet med brudmomentet ses, at det dimensionerede element er ca. 6 gange for stærkt. Bemærk at beregningerne ikke tager hensyn til eventuelle udspæringer for installationer. Der vurderes dog ikke værende problemer i denne forbindelse pga. den konstaterede overdimensionering.

## Eftervisning af brandbæreevne

Eftervisningen af dækelementernes brandbæreevne sker ved at beregne det reducerede brudmoment. Dette er gjort ved at bestemme en reduktionsfaktor, som afhænger af armeringens temperatur til tiden  $t = 60$  min fundet til  $357,5$  °C. Denne temperatur er så indgangsværdi i [DS 411, tabel V 9.2.2c], hvor der interpoleres i tabellen mellem 300 og 400 °C. Dette giver en reduktionsfaktor,  $\xi_{s,0,2}$ , på 0,49. Elementet beregnes som slaparmeret, men stadig med de anvendte liners materialeegenskaber. Brudmomentet beregnes og sammenlignes med det dimensionsgivende moment fundet efter lastkombination 3.3:



Figur 3.7 Beregningsmodel for bestemmelse af brandmodstandsevne

Projektion på vandret:

$$N = 0 = -b \cdot 0,8 \cdot x \cdot f_c + A_s \cdot f_y \Rightarrow$$

$$x = 1,25 \cdot \left( \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot f_c} \right) = 1,25 \cdot \left( \frac{52 \text{ mm}^2 \cdot 1557,7 \text{ MPa} \cdot 0,49}{150 \text{ mm} \cdot 45 \text{ MPa}} \right) = 7,35 \text{ mm}$$

Forudsætning for tøjninger kontrolleres:

$$\varepsilon_s > \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_s = 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{153 - 7,35}{7,35} = 69,36 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{1557,7 \text{ MPa} \cdot 0,49}{1,85 \cdot 10^5} = 4,1 \cdot 10^{-3}$$

Elementets brudmoment beregnes:

$$M_{u,b} = A_s \cdot f_y \cdot z \quad (3-23)$$

$M_{u,b}$  Brudmoment ved brand [kNm]

$A_s$  Armeringens tværsnitsareal [mm<sup>2</sup>]

$f_y$  Armeringens "flydespænding" [MPa]

$z$  tværsnittets indre momentarm [mm]

Tværsnittets indre momentarm er:

$$z = d - 0,4x = 153 - 0,4 \cdot 7,35 = 150 \text{ mm}$$

Elementets brudmoment er beregnet ved (3-23) til:

$$M_{u,b} = 52 \cdot 1557,7 \cdot 0,49 \cdot 150 = 5,95 \text{ kNm}$$

Lastkombination 3.3 giver et dimensionsgivende moment på:

$$1,0 \cdot G + 0,25 \cdot V_k + 0,5 \cdot N_k \Leftrightarrow \quad (3-24)$$

$$q = 0,45 + 0,25 \cdot 0,02 + 0,5 \cdot 0,3 = 0,605 \text{ kN/m} \Rightarrow$$

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot 0,605 \cdot (3,8)^2 = 1,09 \text{ kNm}$$

Bæreevnebetingelsen undersøges:

$$M_{u,b} = M_d \Leftrightarrow 5,95 \text{ kNm} > 1,09 \text{ kNm}$$

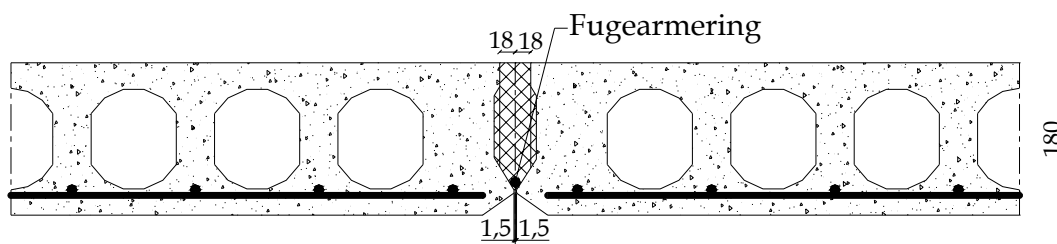
Elementets brandbæreevne er dermed eftervist.

### K3.3 Samlinger

I dette afsnit vises samlinger af de enkelte elementer. Det er valgt at vise samlingen mellem to etagedæk, samlingen mellem facaden, samlingen i etagekryds og samling mellem elementerne i tværgående indervægge. For den sidstnævnte undersøges forskydningsspændinger i fugerne, da der er valgt, at samlingen udføres uden armering.



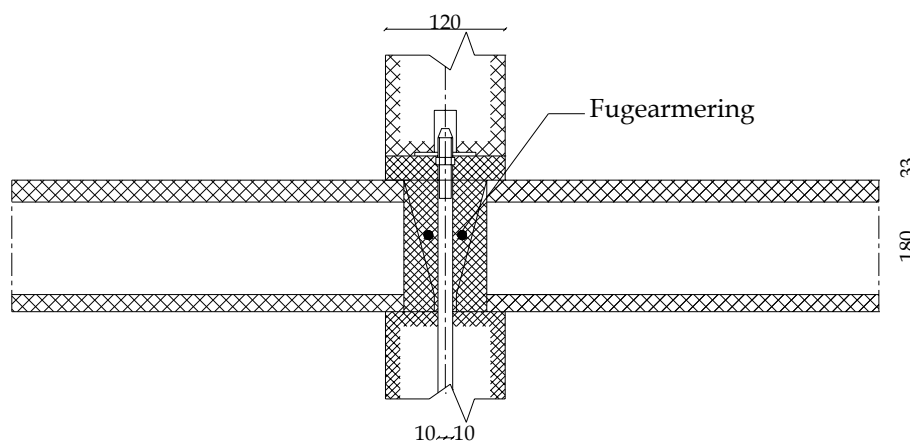
### K3.3.1 Samling mellem to etagedæk



Figur 3.8 Samling mellem dækelementer. Alle mål i mm.

Samlingen mellem dækelementer er udformet med selvforskallende fuger. Forbindelsen mellem etagedækkene sikres med den nødvendige fugearmring. Armeringen i dækfugerne nedlægges i bunden af fugen, hvor de hviler på bæreknafter, således at armeringen løftes lidt op over fugens bund, hvorved en omstøbning kan opnås. Fugens effektivitet afhænger i høj grad af fugemørtlens konsistens og derfor skal der først mellem dækelementer udstøbes nederst i fugen et lag fugemørtel af tør konsistens, derefter lukkes fugen med en mørtel af mere letflydende konsistens.

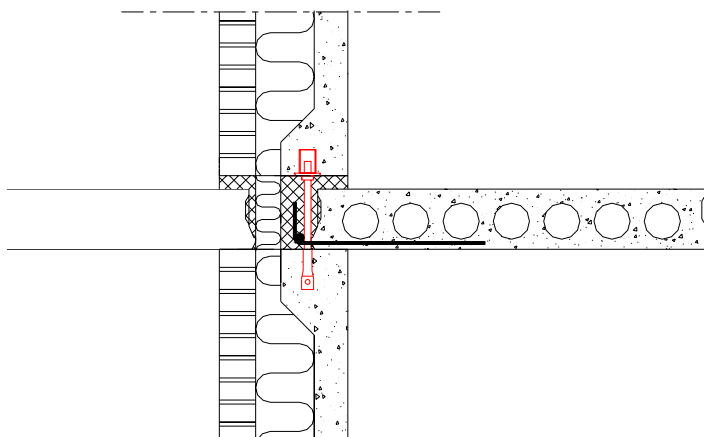
### K3.3.2 Samling i etagekryds



Figur 3.9 Samling mellem dæk- og vægelementer. Alle mål i mm.

Forbindelsen mellem dækelementer er en selvforskallende fuge, idet dækelementernes endeflader danner kantbegrænsning for fugen. Der indlægges armering i dækfugerne. Fortanding og knaster på dækkets side- og endeflader forøger fugernes evne til at overføre de vandrette kræfter. Før fugens udstøbning, må dækelementernes langsgående huller afdækkes med plastdæksler eller lignende. Endvidere placeres armering i fugerne med det formål, at fordele dækskivernes svindbevægelser jævnt. Denne anordning resulterer i relativ små bevægelser i etagekrydset.

### K3.3.3 Samling mellem facade og etagedæk



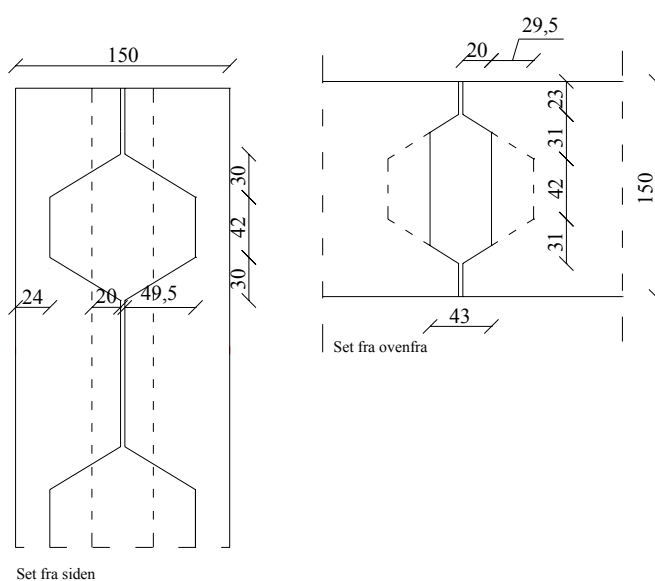
Figur 3.10 Samling mellem facade og dækelement. Alle mål i mm.

Forbindelsen mellem elementernes bagplader sikres med en understopning, hvorefter dornen, der er indstøbt i det underste element og udstøbningen ved dækket løsnes i tophatudsparingen i det øverste element.

Forbindelsen mellem facaden og dækket sikres med den nødvendige fugearmering.

### K3.3.4 Samling mellem elementerne i tværgående indervægge

Samlingerne mellem elementerne i tværgående indervægge udføres således, at betonen fyldes i de fortandinger, der er i elementerne. Fortandingernes størrelser og form fremgår af Figur 3.11.



Figur 3.11 Samling mellem elementerne i tværgående indervægge. Alle mål i mm.

Forskydningskraft i fugerne mellem elementerne, der danner skillevæggen i det tilfælde, hvor bygningen er færdigbygget beregnes efter (3-20):

$$V_{k,max} = b \cdot H \cdot V \quad (3-25)$$

$V_{k,max}$  Forskydningskraft i fugerne [kN]  
 $b$  Bygningens brede,  $b = 23,4$  [m]  
 $H$  Bygningens højde,  $H = 16,3$  [m]  
 $V$  Vindens tryk,  $V = 0,52$  [kN]

$$V_{k,max} = 23,4 \cdot 16,3 \cdot 0,52 = 199,1 \text{ kN}$$

Den maksimale forskydningskraft beregnes efter (3-21):

$$V_{max} = \Psi_{vind} \cdot V_{k,max} \cdot \frac{I}{I_{tot}} \quad (3-26)$$

$\Psi_{vind}$  Vindlast fra lastkombination 2.2 [-]  
 $I$  Inertimoment [m<sup>4</sup>]  
 $I_{tot}$  Det totale inertimoment [m<sup>4</sup>]

$$V_{max} = 1,5 \cdot 199,1 \cdot \frac{5,67}{39,69} = 42,66 \text{ kN}$$

De maksimale forskydningsspændinger kan nu beregnes efter (3-22):

$$\tau_{d,max} = \frac{V_{max}}{\frac{2}{3} \cdot H \cdot d \cdot k} \quad (3-27)$$

$\tau_{d,max}$  Den maksimale regningsmæssige forskydningsspænding [MPa]  
 $d$  Vægtykkelsen,  $d = 100$  [mm]  
 $k$  Reduktionsfaktor,  $k = 0,8$  [-]

$$\tau_{d,max} = \frac{0,04266}{\left(\frac{2}{3} \cdot 16,328 \cdot 0,1 \cdot 0,8\right)} = 0,049 \text{ MPa}$$

Da der forudsættes, at der ikke bruges armering i samlingen, kan samlingernes bæreevne bestemmes efter (3-23) [DS411, 6.2.2.3(5)]:

$$\tau_{Rd} = k_T \cdot \tau_{cd} \leq 0,5 \cdot v_v \cdot f_{cd} \quad (3-28)$$

$$k_T = 2 \cdot \eta_k \quad (\text{DS411 V6.2.2.4})$$

$$\eta_k = \frac{n \cdot h \cdot b_w}{l \cdot b} = 0,486$$

$$v_v = 0,6 \text{ jf. (DS411 V6.2.2.1) for 20 MPa beton.}$$

$$\tau_{cd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot \frac{1,4}{2,5} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$0,486 \cdot 2 \cdot 0,14 \text{ MPa} \leq 0,5 \cdot 0,6 \cdot \frac{20}{2,5} \Rightarrow 0,136 \text{ MPa} \leq 2,4 \text{ MPa}$$

Det ses, at bæreevnekrav er overholdt.