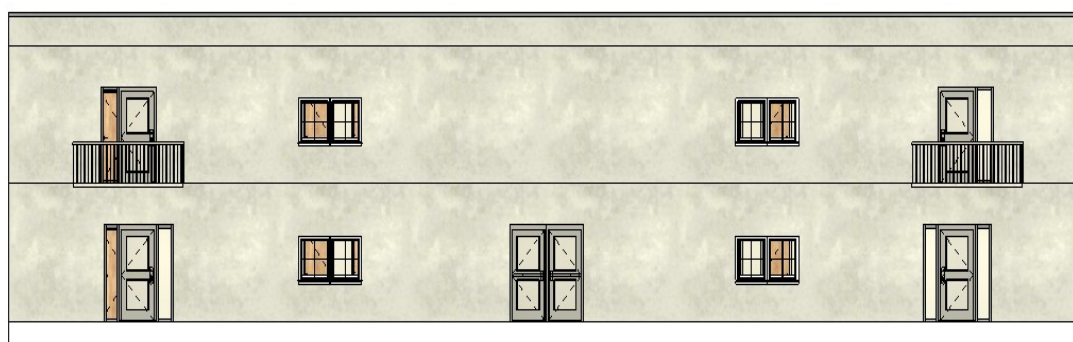


*Projektering af boligbyggeri*  
*Bachelorprojekt Byggeri & Anlæg*

---



BACHELOR-/AFGANGSPROJEKT  
GUSTAV PETER HØJEN BERTELSEN  
BYGGERI OG ANLÆG -KONSTRUKTION  
AALBORG UNIVERSITET  
AFLEVERING: 26. MARTS 2026

---

# TITELBLAD

---



**AALBORG  
UNIVERSITET**

**7. Semester Byggeri og Anlæg**  
Institut for Byggeri, By og Miljø  
9220 Aalborg Øst

**Titel:**

Projektering af boligbyggeri

**Projekt:**

Bachelor-/afgang

**Projektperiode:**

19. Januar 2026 - 26. Marts 2026

**Projektforfatter:**

Gustav Peter Højen Bertelsen

**Vejledere:**

Christian Frier  
Dario Parigi

**Antal Sider - rapport:**

127

**Antal Sider - bilag:**

9

**Synopsis:** Nærværende projektrapport indeholder statistisk dokumentation tilhørende et to etagers boligbyggeri i Aalborg udført som elementbyggeri i beton. Projektet er udarbejdet i forbindelse med det afsluttende semester på diplomingeniøruddannelsen i Bygge- og Anlægskonstruktioner på Aalborg Universitetet. Rapportens struktur er opsat således at den vil indeholde punkterne i SBI anvisning 271 A1.1, A2.1, A2.2 og A3.1.

Del A1.1 vil indeholde konstruktionsgrundlaget, som vil ligge til grund for de senere statiske beregninger for bygværket. På baggrund af Eurocodes og dertilhørende nationale anneks opstilles de gældende lastkombinationer, og de i projektet anvendte materialers styrke- og deformationsparametre fastlægges. Endvidere fastlægges lastgrundlag bestående af egenlast, nyttelast og naturlaster.

I del A2.1 udføres de statiske beregninger for bygværket. Der foretages lodret og vandret lastfordeling for at identificere de laster, de enkelte konstruktionsdele skal dimensioneres efter. Bygværkets hovedstabilitet kontrolleres ved først at fordele de vandrette laster til bygværkets stabiliserende vægge og efterfølgende eftervise væggenes stabilitet ved anvendelse af relevante stabilitetskontroller.

Delrapport A2.2 omhandler dimensionering og eftervisning af udvalgte konstruktionsdele som udgør konstruktionsafsnit. Herunder vil der indgå dimensionering af altankonstruktionen ved momentkapacitet samt eftervisning af tilhørende stålbeslags boltesamlinger.

Delrapport A3.1 vil indeholde tegningsmateriale, der danner grundlag for den statiske dokumentation og de udførte beregninger.

---

# FORORD

---

**Læsevejledning:** Igennem projektet er der til kildehenvisning benyttet IEEE-systemet. Kilderne vil stå i teksten med hyperlinks, markeret med klammer, eksempelvis "[1]". Hvis kildehenvisningen står før et punktum i teksten, henviser kilden til den gældende påstand. Hvis kildehenvisningen står efter et punktum, henviser kilden til den foregående sektion. Figurer og tabeller i projektet er nummereret efter kapitel, eksempelvis betyder "1.3" figur tre i kapitel et. Ligningsreferencer er ligeledes indikeret i teksten.

Projektets kapitler og afsnit omhandlende dokumentation af bygværk er som udgangspunkt opbygget efter dokumentationsstandarder opgivet i SBI 271. Projektet er derfor inddelt i såkaldte underrapporter der gerne skulle være svarende til og give en essens af A1.1, A2.1, A2.2 og A3.1, som har sammenhængende nummerering af såvel kapitler som afsnit på tværs af disse.

Der vil i forbindelse med flere afsnit i rapporten fremgå henvisninger til beregningsbilag i Excelark. Excelark er alle udarbejdet af rapportens forfatter, og kan ved interesse for læser findes, som vedlagt bilag til rapporten.



---

Gustav Peter Højen Bertelsen

---

# ABSTRACT

---

The following report will contain the structural documentation for a two story building meant for residential occupation located at Marshalls Allé in Aalborg Øst, Denmark. The report is meant to be the end product of the authors final semester of the civil engineering program with specialisation in structural and civil engineering at Aalborg University. The following report will contain the structural documentation parts A1.1, A2.1, A2.2 and A3.1 corresponding to the general guidelines set up by SBI 271.

Part A1.1 will present the basis on which the construction is analyzed in the subsequent calculations. The relevant load combinations will be established regarding the structure presented in the Eurocodes and national annexes. Values regarding the materials and their defining characteristics and parameters will also be defined in A1.1. Furthermore, relevant load assessments are carried out, including loads such as permanent loads, environmental loads, and imposed loads.

Part A2.1 will revolve around the structural calculations for the primary loadbearing system of the building. The vertical and horizontal load distributions are performed for one to determine the loads acting on individual structural elements. The general stability of the building will be verified by an elastic distribution method in which the loads distributed to the diaphragms of the floors and subsequently to stabilising walls are calculated.

Part A2.2 will contain the design and verification of selected structural elements. Particular attention is given to the structural behavior of the balcony element connected to the building by means of a steel bracket. The bracket transfers loads from the balcony to the load-bearing wall. The bolt connection in the steel bracket is verified in accordance with the aforementioned Eurocodes.

Part A3.1 will contain the structural drawings used as the basis for the static documentation presented in this report.

---

# INDHOLD

---

<b>1</b>	<b>Indledning</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Problemformulering</b>	<b>2</b>
2.1	Afgrænsning . . . . .	2
<b>3</b>	<b>A1.1 Konstruktionsgrundlag</b>	<b>4</b>
3.1	Bygværk . . . . .	4
3.1.1	Konstruktioners art og opbygning . . . . .	4
3.1.2	Udførelse . . . . .	6
3.1.3	Beskrivelse, modeller og tegninger . . . . .	6
3.2	Grundlag . . . . .	7
3.2.1	Normer og standarder . . . . .	7
3.2.2	Konsekvensklasser og konstruktionsklasser . . . . .	8
3.2.3	Sikkerhed . . . . .	10
3.2.4	IKT-værktøjer . . . . .	10
3.3	Konstruktioner . . . . .	10
3.3.1	Statiske virkemåde . . . . .	10
3.3.2	Anvendelseskrav . . . . .	13
3.3.3	Robusthed . . . . .	13
3.3.4	Levetid . . . . .	16
3.4	Konstruktionsmaterialer . . . . .	17
3.4.1	Beton . . . . .	17
3.4.2	Stål . . . . .	19
3.5	Laster . . . . .	20
3.5.1	Lastkombinationer . . . . .	20
3.5.2	Permanente laster . . . . .	20
3.5.3	Nyttelaster . . . . .	23
3.5.4	Naturlaster . . . . .	24
3.5.5	Geometriske imperfektioner . . . . .	37
3.5.6	Ulykkeslaster . . . . .	38
3.5.7	Seismisk last . . . . .	39
<b>4</b>	<b>A2.1 Statiske beregninger - Bygværk</b>	<b>43</b>
4.1	Lodret lastnedføring . . . . .	43
4.2	Vandret lastnedføring . . . . .	47
4.2.1	Seismisk last . . . . .	47
4.2.2	Vindlast . . . . .	48
4.2.3	Geometriske imperfektioner . . . . .	50
4.3	Stabilitet . . . . .	51

4.3.1	Fordeling af kræfter til stabiliserende vægge . . . . .	52
4.3.2	Stabilitet af vægge . . . . .	62
4.4	Robusthed . . . . .	91
4.4.1	Periferi-trækforbindelser . . . . .	91
4.4.2	Interne trækforbindelser . . . . .	92
4.4.3	Vandrette trækforbindelser . . . . .	94
4.4.4	Armeringsplan . . . . .	95
<b>5</b>	<b>A2.2 Beregninger - Konstruktionsafsnit</b>	<b>97</b>
5.1	Altan . . . . .	97
5.1.1	Hovedstatik for konstruktionsafsnit . . . . .	97
5.1.2	Eftervisning af ydeevne . . . . .	98
5.2	Stålbærelse . . . . .	105
5.2.1	Hulrandsbæreevne . . . . .	107
5.2.2	Overklipningsbæreevne . . . . .	111
5.2.3	Blokforskydningsbæreevne . . . . .	112
5.2.4	Trækbæreevne . . . . .	113
5.2.5	Elastisk fordeling . . . . .	114
5.2.6	Bæreevneeftervisning . . . . .	118
<b>6</b>	<b>A3.1 Konstruktionstegninger</b>	<b>121</b>
6.1	Planer . . . . .	121
6.2	Snit . . . . .	122
<b>7</b>	<b>Konklusion</b>	<b>124</b>
	<b>Litteratur</b>	<b>126</b>
	<b>Bilag A Altan</b>	<b>128</b>
A.1	Karakteristiske laster og reaktioner . . . . .	128
A.1.1	Statiske system . . . . .	128
A.1.2	Egenlast . . . . .	129
A.1.3	Nyttelast . . . . .	130
A.1.4	Vind ned . . . . .	132
A.1.5	Vind op . . . . .	133
	<b>Bilag B Excel-ark</b>	<b>136</b>



## INDLEDNING

Nærværende rapport omfatter projektering og dimensionering af et bygværk i to etager, hvor begge etager vil bruges til boligformål. Konstruktionen vil fremstå som et elementbyggeri af beton med en beliggenhed på Marshalls Allé 24-26B 9220 Aalborg Øst. Den geografiske lokation fremgår af Figur 1.1



Figur 1.1 Geografiske lokation af konstruktionen [16]

Bygværket opføres med en rektangulær grundplan med længde på 29,4 m og bredde på 8,4 m. Dette resulterer i en grundplan på 247 m<sup>2</sup> pr. etage og et bruttoetageareal fordelt på de to etager svarende til 494 m<sup>2</sup>. Opbygning af tagkonstruktion vil være et fladt tag med hældning 1:40 for at sikre afvanding. Bygværket opføres som nybyggeri udført i traditionelle præfabrikerede betonelementer. Bærende vægge udføres i beton, mens etage og tagdæk udføres som præfabrikerede huldækselementer. For tegningsmateriale tilhørende konstruktionen henvises der til Kapitel 6

# PROBLEMFORMULERING

---

På baggrund af opdigtet tegningsmateriale og projektforsudsætninger opstilles nedenstående problemformulering:

*"Hvordan kan hovedstabiliteten og robusthed af et to etagers byggeri eftervises i henhold til Eurocodes, Dansk Standard og gældende normer, samt hvordan kan udvalgte elementer og konstruktionsdele herunder betonaltaner dokumenteres og redegøres for gennem statistiske beregninger og delrapporter jf. SBI 271?"*

## 2.1 Afgrænsning

Der er tale om et studierelateret projekt, hvorfor der anvendes en afgrænsning til at kunne besvare problemformuleringen mens samtidig at kunne overholde studieordningens læringsmål. Der afgrænses derfor fra følgende emner for at skabe en mere rigid opbygning af projektets formål og struktur:

- Dokumentation af bygværket vil tage udgangspunkt i udvalgte delrapporter som indgår i sættet af statistisk dokumentation jf. SBI 271
- Brandsikring undersøges ikke
- Geologiske forundersøgelser og geoteknik udlades
- Økonomiske aspekter undersøges ikke
- Projektet omfatter kun en detaljeret eftervisning af udvalgte konstruktionselementer og samlinger i bygværket.

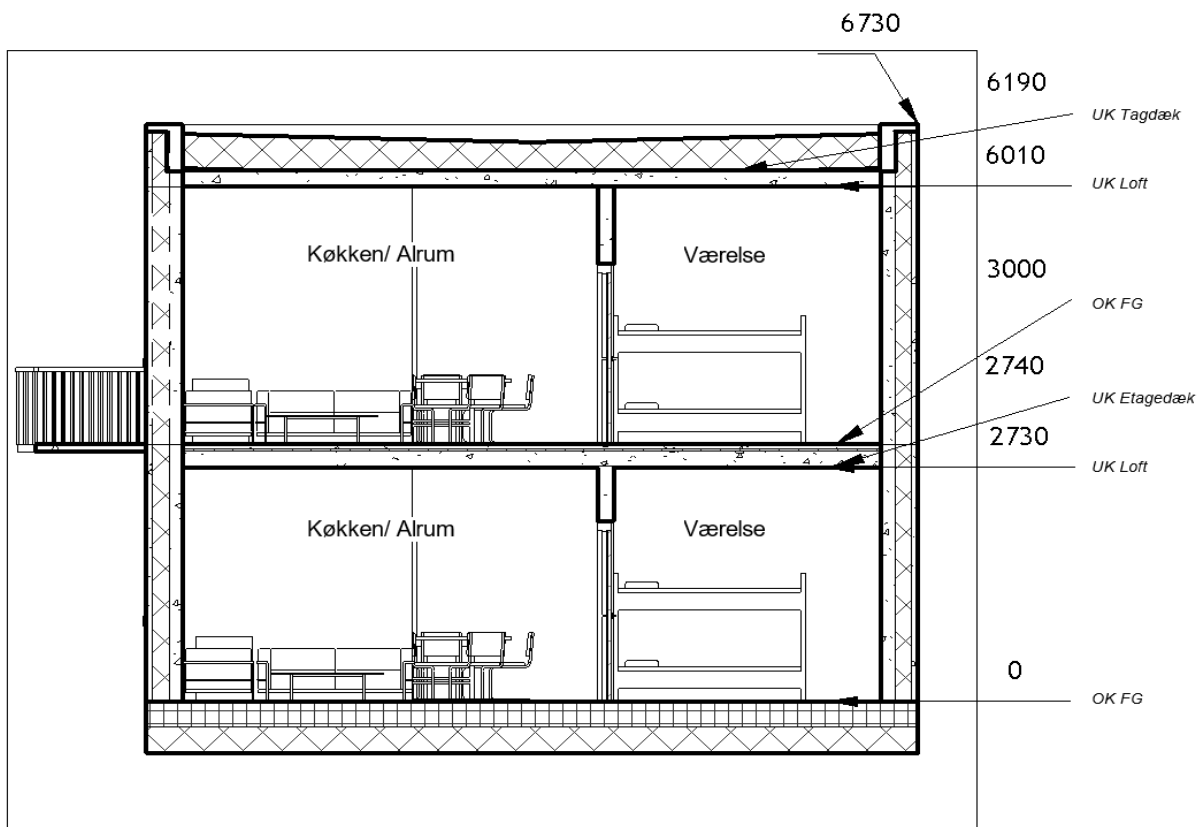
## **A1.1 Konstruktionsgrundlag**

## A1.1 KONSTRUKTIONSGRUNDLAG

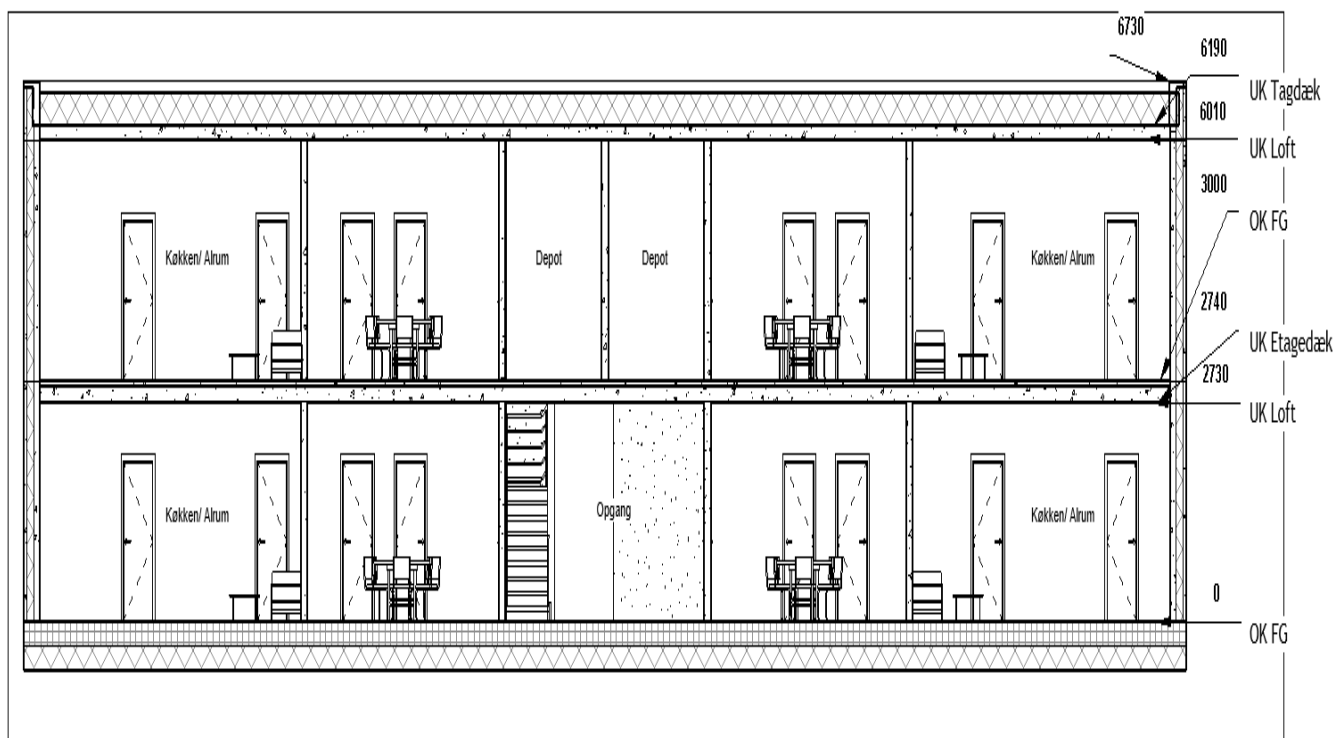
### 3.1 Bygværk

#### 3.1.1 Konstruktionens art og opbygning

Bygværket udføres som et traditionelt etagebyggeri med bærende vægge af præfabrikerede betonelementer samt tag og etagedæk udført som præfabrikerede huldækselementer. Altaner udføres i UHPC-betonelementer, der ophænges på stålbeslag. Bygværkets snit i henholdsvis gavl- og facaderetning fremgår af Figur 3.1 og Figur 3.2



Figur 3.1 Snit gennem bygværk set fra gavl med mål i mm.



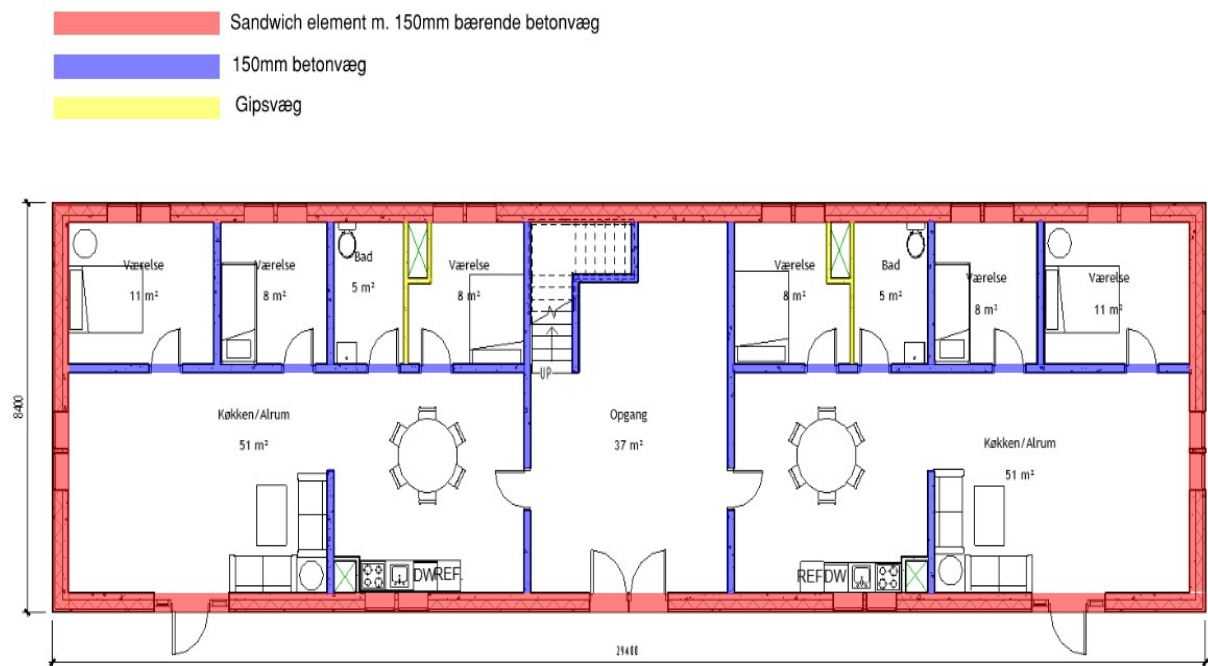
Figur 3.2 Snit gennem bygværk set fra facade med mål i mm.

Bygværket opføres, som nævnt i kapitel 1, med en flad tagkonstruktion udført med hældning 1:40. Dette er i overensstemmelse med bygningsreglementets BR18 funktionskrav om udførelse af tagkonstruktioner således, at vand kan ledes forsvarligt til tagnedløb [18]. Den valgte hældning følger desuden almindelig projekteringspraksis for flade tage med tagpapdækning.

Nedenfor opgives tabel gældende for bygværkets konstruktionstyper for såvel bærende, som stabiliserende konstruktioner:

Bygningsdel	Beskrivelse
Ydervægge	Præfabrikerede sandwichelementer i beton
Indervægge	Præfabrikerede betonelementer
Etagedæk	Præfabrikeret huldæk
Tagkonstruktion	Præfabrikeret huldæk
Altan	UHPC-betonelement ophængt på stålbeslag

Nedenfor ses de markerede vægtyper og tykkelser af Figur 3.3



*Figur 3.3* Konstruktionsplan for stueetagen, hvor vægtyper og tykkelser er angivet.

### 3.1.2 Udførelse

Byggeriet udføres som et traditionelt præfabrikeret elementbyggeri bestående af sandwichelementer, huldæk, trappeløb og reposer i beton. Lette indvendige skillevægge udføres som gipsvægge, mens fundamenter og terrændæk etableres som in-situ støbte betonkonstruktioner. Altaner udføres som præfabrikerede UHPC-elementer, der monteres på stålbeslag fastgjort til de bærende ydervægge.

### 3.1.3 Beskrivelse, modeller og tegninger

De anvendte beskrivelser, modeller og tegninger, der ligger til grund for vurderingen af bygværkets udførelse og statiske virkemåde, fremgår af Kapitel 6.

Da projektet ikke tager udgangspunkt i et konkret udbudsprojekt, er der udarbejdet forenklede arkitektoniske plantegninger med henblik på at fastlægge et konsistent og realistisk konstruktivt system, som vil danne grundlag for de statiske beregninger og den dertilhørende dokumentation.

## 3.2 Grundlag

### 3.2.1 Normer og standarder

Projektet udføres og dimensioneres i henhold til de danske oversættelser af Eurocodes med dertilhørende nationale annekser:

Titel	Beskrivelse	Dato
<b>Eurocode 0 - Sikkerhed</b>		
DS/EN 1990	Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner	27-07-2007
DS/EN 1990 DK NA:2024	Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner - Nationalt annekse	19-12-2023
<b>Eurocode 1 - Last</b>		
DS/EN 1991-1-1	Last på bærende konstruktioner - Del 1-1: Generelle laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger	27-07-2007
DS/EN 1991-1-3	Del 1-3: Generelle laster - Snelast	27-07-2007
DS/EN 1991-1-4	Del 1-4: Generelle laster - Vindlast	27-07-2007
DS/EN 1991-1-7	Del 1-7: Generelle laster - Ulykkelast	22-06-2008
DS/EN 1991-1-1 DK NA:2024	Del 1-1: Last på bærende konstruktioner - Generelle laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger - Nationalt annekse	19-12-2023
DS/EN 1991-1-3 DK NA:2024	Del 1-3: Generelle laster - Snelast - Nationalt annekse	19-12-2023
DS/EN 1991-1-4 DK NA:2024	Del 1-4: Generelle laster - Vindlast - Nationalt annekse	19-12-2023
DS/EN 1991-1-7 DK NA:2024	Del 1-7: Generelle laster - Ulykkelast - Nationalt annekse	19-12-2023
<b>Eurocode 2 - Betonkonstruktioner</b>		
DS/EN 1992-1-1	Betonkonstruktioner - Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner	28-10-2008
DS/EN 1992-1-1 DK NA:2021	Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner - Nationalt annekse	12-01-2020
<b>Eurocode 3 - Stålkonstruktioner</b>		
DS/EN 1993-1-1	Stålkonstruktioner - Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner	24-07-2007
DS/EN 1993-1-8	Stålkonstruktioner - Del 1-8: Samlinger	21-08-2007
DS/EN 1993-1-1 DK NA:2019	Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner - Nationalt annekse	09-09-2019
DS/EN 1993-1-8 DK NA:2019	Del 1-8: Samlinger - Nationalt annekse	09-09-2019
<b>Eurocode 8 - Seismisk</b>		
DS/EN 1998-1	Konstruktioner i seismiske områder - Del 1: Generelle regler og seismisk aktivitet	28-02-2005
DS/EN 1998-1 DK NA:2020	Del 1: Generelle regler, seismiske påvirkninger og regler for bygninger - Nationalt annekse	29-04-2020

De forkortede udgaver anvendes som supplement til ovenstående normer, samt tilhørende nationale annekser. Derudover er en række lærebøger yderligere anvendt i forlængelse af projektet:

Lærebog	Udgave	Udgivelses år
Teknisk ståbi	25. udgave	2019
Bygningsberegninger	3. udgave	2022
Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1	4. udgave	2022
Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993	3. udgave	2022

Den nærværende rapport indeholder henvisninger til de gældende Eurocodes, normer og lærebøger i de relevante afsnit.

### 3.2.2 Konsekvensklasser og konstruktionsklasser

#### Konsekvensklasse

Til fastsættelse af konsekvensklasse udarbejdes en argumentation, der danner grundlag for den valgte konsekvensklasse. Argumentationen tager afsæt i normgrundlaget fra *DS/EN 1990: Eurocode 0 - Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner* [3] samt de lokalkrav, der fremgår af bygningsreglementet BR18. Da bygværket anvendes til beboelse og dermed fungerer som opholdssted for personer, og idet bygværket opføres i to etager, kan bygværket henføres til konsekvensklasse CC2, jf. Figur 3.4

Konsekvensklasse	Konsekvenser af eventuel skade	Eksempler
CC3 Høj konsekvensklasse	Høj risiko for tab af menneskeliv, <i>eller</i> de økonomiske, sociale eller miljømæssige konsekvenser er meget store.	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Bygninger i flere etager, hvor højde til gulv i øverste etage er mere end 12 m over terræn, såfremt de ofte benyttes til ophold for personer, fx til bolig eller kontor</li> <li>– Bygninger med store spændvidder, såfremt de ofte benyttes af mange personer, fx til koncert, sport, teater eller udstilling</li> <li>– Tribuner</li> <li>– Større vejbroer og tunneler</li> <li>– Større master nær bebyggelse, befærdet områder</li> <li>– Større siloer nær bebyggelse</li> <li>– Dæmninger og lignende konstruktioner, hvor brud vil medføre store skader.</li> </ul>
CC2 Middel konsekvensklasse	Middel risiko for tab af menneskeliv. Økonomiske, sociale eller miljømæssige konsekvenser er betydelige.	Bygninger eller konstruktioner, der ikke hører til CC3 eller CC1.
CC1 Lav konsekvensklasse	Lav risiko for tab af menneskeliv, <i>og</i> de økonomiske, sociale og miljømæssige konsekvenser er små eller ubetydelige.	<ul style="list-style-type: none"> <li>– 1- og 2-etagesbygninger med moderate spændvidder, hvor der kun lejlighedsvis kommer personer, fx lagerbygninger, skure og mindre landbrugsbygninger</li> <li>– Master langt fra bebyggelse og befærdet områder</li> <li>– Siloer langt fra bebyggelse</li> <li>– Sekundære konstruktionsdele, fx skillevægge, vindues- og dørøverligger og beklædninger.</li> </ul>

*Figur 3.4* Definition af konsekvensklasser [25].

Redegørelsen for bygningens indplacering i konsekvensklasse CC2 kan udvides som funktion af bygningens størrelse, jf. Figur 3.5. Da bygningens hovedanvendelse er beboelse, kan konsekvensklassen fastlægges på

baggrund af den største konstruktionsspændvidde, den største højde over terræn samt antallet af etager over terræn.

Bygningsanvendelse		Største konstruktionsspændvidde [m]			Største højde over/dybde under terræn [m] jf. figur 1			Største antal etager over terræn [antal] <sup>a</sup>		
Nr.	Beskrivelse	CC1	CC2	CC3	CC1	CC2	CC3	CC1	CC2	CC3
1	Længere ophold, fx beboelse, kontor, hotel, feriehus, dag- og døgninstitution, undervisning, klinik <sup>b</sup>	÷	16	∞	0/0	12/6	÷/9	÷	5	15

*Figur 3.5* Definition af konsekvensklasser [24].

Den største konstruktionsspændvidde forekommer i opgangen i etage og tagdæk, hvor der opnås en spændvidde på 5,2 m.

Bygværket udføres uden kælder, hvorfor det ikke er relevant at betragte den største dybde under terræn. Den største højde over terræn fremgår af Figur 3.1 og er 6,73 m, idet terrænoverfladen i projektet antages at være ved færdigt gulv.

Bygværket opføres med stueetage og 1. sal, hvorfor det største antal etager over terræn fastsættes til 2.

Da de nævnte grænseværdier er overholdt for konsekvensklasse CC2, vælges det at henføre bygværket til **middel konsekvensklasse, CC2**

### Konstruktionsklasser

Indplacering af konstruktionsklasser baseres på den fastsatte konsekvensklasse, konstruktionens kompleksitet samt erfaring med den anvendte konstruktionstype.

I overensstemmelse med bygningsreglementets § 487 kan det konstateres, at der i nærværende byggeri forekommer overskuelige lastnedføringer, og at bestemmelsen af ligevægtsstillinger kan ske på enkel vis. Endvidere kan det, jf. § 488, konkluderes, at de væsentlige konstruktionsdele samt bygværket som helhed kan betragtes som traditionelle konstruktioner, idet der i Danmark foreligger omfattende erfaring med etagebyggerier udført i beton.

Der kan argumenteres for, at altanelementerne udført i UHPC udgør et mere utraditionelt konstruktionsafsnit. For nærværende projekt antages dog en traditionel udførelsesmetode, hvorfor disse for enkelhedens skyld behandles under samme klassifikation.

På baggrund af ovenstående samt den fastsatte konsekvensklasse CC2 henføres det samlede bygværk og dets væsentlige konstruktionsdele til konstruktionsklasse **KK2**. [18]

### 3.2.3 Sikkerhed

#### Sikkerhedsfaktor

Bygværket er henført til middel konsekvensklasse, CC2. Dette medfører, at der regnes med en sikkerhedsfaktor  $K_{FI} = 1,00$ . Det forudsættes yderligere, at konstruktionselementerne udføres under normal kontrolklasse, hvorfor der anvendes en partialkoefficient  $\gamma_3 = 1,00$ .

### 3.2.4 IKT-værktøjer

Projekteringen af nærværende projekt har taget afsæt i følgende IKT-værktøjer:

Program	Beskrivelse	Version
Overleaf	Statisk dokumentation	-
Microsoft Excel	Analytiske beregninger	-
Ti-Nspire	Analytiske beregninger	-
Revit	Tegninger	2026
Bluebeam	Tegninger	2020

*Tabel 3.1* IKT-værktøjer

## 3.3 Konstruktioner

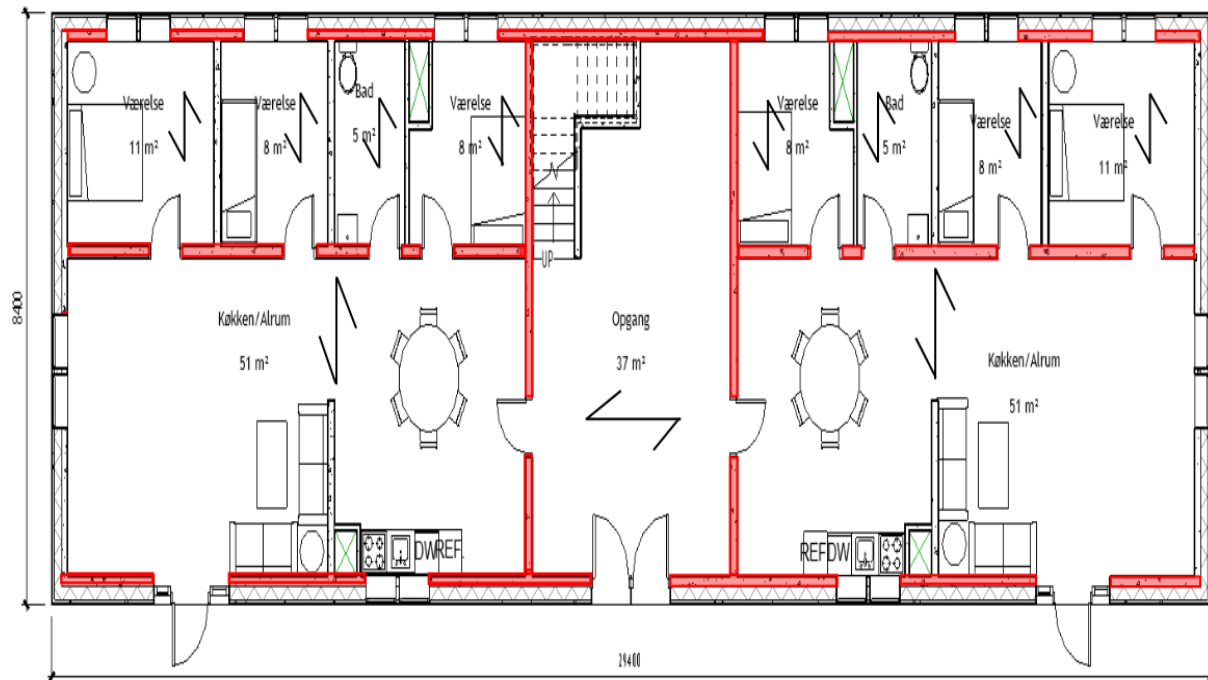
### 3.3.1 Statiske virkemåde

Den statiske virkemåde for bygværket er baseret på det traditionelle lodret-vandret bærende system. De bærende betonvægge optager således de lodrette laster og stabiliserer bygværket mod vandrette påvirkninger.

#### Lodret bærende system

Det lodret bærende system i bygværket består af bærelinjer, der udgøres af de bærende betonelementer i facaderne samt de indvendige bærende betonvægge. Mellem bærelinjerne spænder præfabrikerede huldækselmenter, som anvendes både i etagedskillelser og tagkonstruktion.

De bærende vægge i bygværket er gennemgående over etagerne og viderefører de lodrette lastpåvirkninger fra tag og etagedæk ned gennem konstruktionen til de in-situ støbte fundamenter og terrændækket, hvor lasterne optages og fordeles til de underliggende jordlag. Bærelinjer samt spændretninger for huldækselmenter fremgår af Figur 3.6.



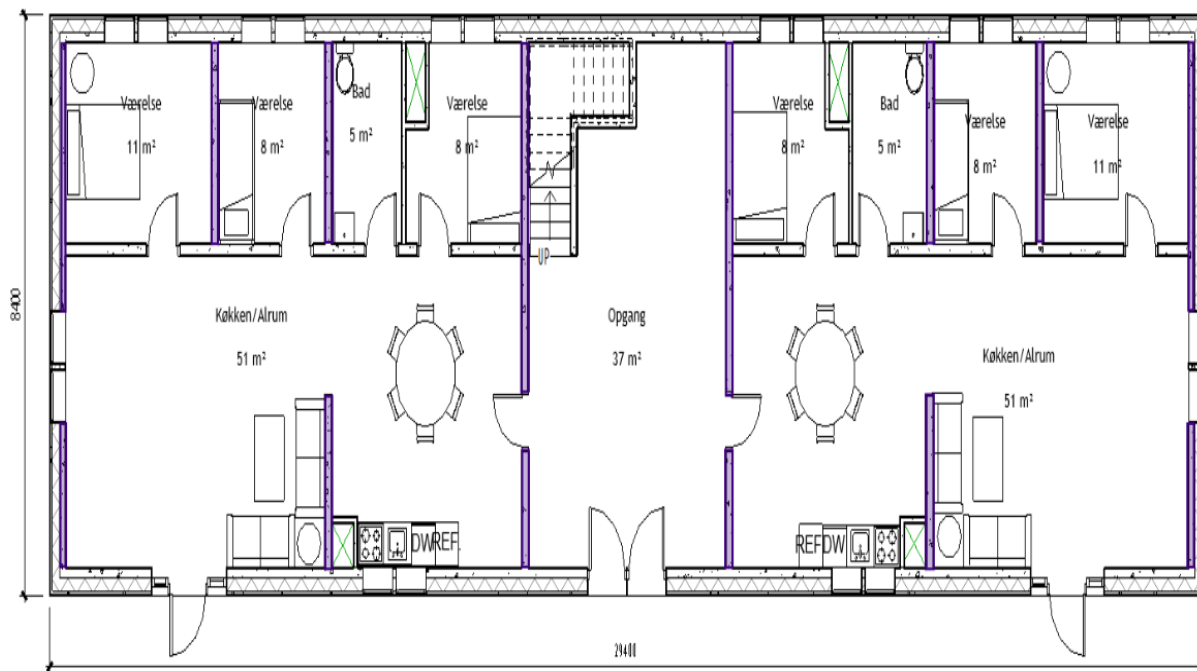
**Figur 3.6** Konstruktionsplan for stueetagen, hvor bærende vægge er markeret med rød, samt illustration af huldækselmenternes primære spændretninger.

### Stabiliserende system

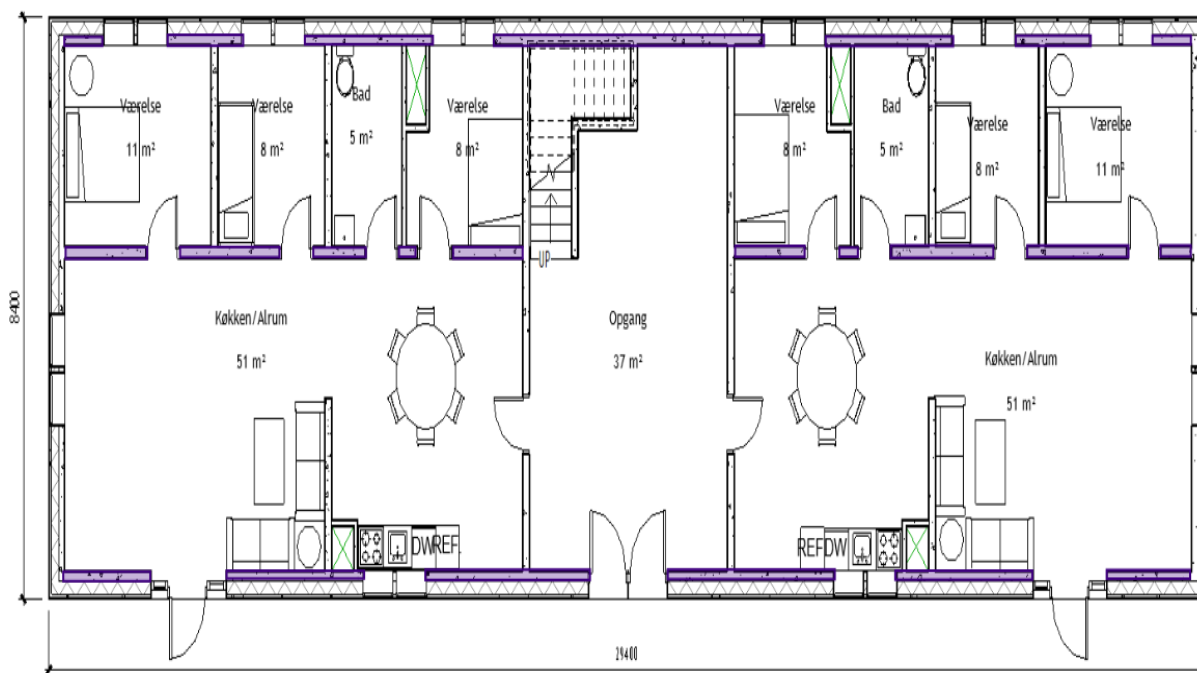
Bygværkets stabilitet mod vandrette virkende laster sikres gennem et system af stabiliserende vægge, der udgøres af de bærende betonvægge. De stabiliserende vægge fungerer som lodrette skiver i plan og optager de vandrette laster afhængigt af den aktuelle lastretning. Vandrette laster optages i bærende betonvægge og føres via væg-dæk samlingerne til dækskiverne.

For bygværket etableres lukkede skivefelter, således at etage og tagdæk fungerer som horisontale, stive dækskiver. Dækskiverne overfører de vandrette laster, herunder vind og seismiske laster, til de stabiliserende vægge. Lastoverførslen sker gennem indstøbte forbindelser i væg-dæk samlingerne, hvor der anvendes strittere og fugearmoring for at sikre et effektivt samvirke mellem konstruktionens dele.

Placeringen af de stabiliserende vægge for de respektive lastretninger fremgår af Figur 3.7 og Figur 3.8.



**Figur 3.7** Konstruktionsplan for stueetagen med stabiliserende vægge markeret med blå for lastretning mod facade.



**Figur 3.8** Konstruktionsplan for stueetagen med stabiliserende vægge markeret med blå for lastretning mod gavl.

### Altan

Altankonstruktionerne udføres som 80 mm tykke UHPC-elementer med en dybde på 1,4 m. De understøttes af vinkelbeslag fastgjort til de bærende ydervægge samt to trækstager, der overføres som punktlaster til facadens lodrette bæresystem samt indgår i det stabiliserende system ved lokal eftervisning..

### 3.3.2 Anvendelseskrav

Konstruktionerne i bygværket dimensioneres således, at følgende anvendelsesgrænser, som er i overensstemmelse med gældende konstruktionsnormer og anbefalinger, tilgodeses:

Bygningsdel	Deformationstype	Kvasi-permanent	Hyppig nedbøjning
Dæk/bjælker	Lodret	1/300	1/500
Altaner	Lodret	1/200	1/250

#### Vibrationskomfort

Altanen vurderes i forhold til vibrationskomfort ved at sikre, at egenfrekvensen er større end 8 Hz, hvilket er i overensstemmelse med almindelig rådgiverpraksis for udkragede altaner [25]. Der udføres ikke en detaljeret dynamisk analyse, idet altanen udføres i UHPC og understøttes af både beslag og trækstage, hvilket medfører en høj stivhed og dermed forventet høj egenfrekvens. Vurderingen anses tilstrækkelig i forhold til projektets afgrænsning.

#### Revnevidder for betonkonstruktioner

Revnedannelse skal begrænses, således at konstruktionernes brugbarhed og holdbarhed ikke forringes. Kravene til maksimal revnebredde afhænger af eksponeringsklassen, jf. Figur 3.9.

<b>Eksponeringsklasser</b>	<b>Slap armering</b>	<b>Spændarmering</b>
<b>XD2, XD3, XS3 (ekstra aggressiv miljøpåvirkning)</b>	<b>0,2 mm</b>	<b>0,1 mm</b>
<b>XD1, XS1, XS2 (aggressiv miljøpåvirkning)</b>	<b>0,3 mm</b>	<b>0,2 mm</b>
<b>XC2, XC3, XC4 (moderat miljøpåvirkning)</b>	<b>0,4 mm</b>	<b>0,3 mm</b>

*Figur 3.9* Krav til maksimal størrelse af revnevidder [26].

For indvendige bærende betonelementer i eksponeringsklasse  $XC1$  og  $XC0$  stilles der normalt ikke krav til revnevidder, idet miljøet er passivt, og risikoen for korrosion er minimal. Ønskes der derimod en æstetisk begrænsning af revner, kan de mere restriktive grænser for aggressive miljøpåvirkninger med fordel anvendes.

For altanpladen, der er udsat for vejr, slagregn samt frost og tøpåvirkninger, anvendes en maksimal revnebredde på  $w \leq 0,2$  mm, svarende til ekstra aggressiv miljøpåvirkning. Kravet er baseret på, at udvendige betonkonstruktioner behandles efter de restriktive revneviddegrænser for aggressive miljøklasser ( $XD/XS$ ), hvilket samtidig giver en tilstrækkelig beskyttelse under frost og tøpåvirkninger ( $XF$ ).

### 3.3.3 Robusthed

Robustheds formål i konstruktionsdesign er at sikre, at en bygning kan modstå utilsigtede påvirkninger, såsom lokale skader eller svigt, uden at dette medfører et u hensigtsmæssigt stort eller progressivt kollaps

af konstruktionen. I henhold til *DS/EN 1990: Eurocode 0 - Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner* med tilhørende national anneks stilles der krav om, at bygninger projekteres med robusthed, der står i rimeligt forhold til konsekvenserne af et eventuelt svigt.[3]

Det nærværende projekt er klassificeret i konsekvensklasse 2 (CC2), hvilket indebærer, at robustheden kan dokumenteres gennem kvalitativ vurdering af konstruktionens opbygning og lastnedføring, fremfor en detaljeret teknisk eftervisning ved eks. undersøgelse af bortfald af elementer, som kræves for bygninger i højere konsekvensklasser. Robusthedsvurderingen baseres på konstruktionens systemvalg, herunder at skabe kontinuitet i såvel stabiliserende som bærende vægge, dækskivernes samvirke samt tilstrækkelig forankring mellem konstruktionens hoveddele[8].

I anneks E i det danske nationale anneks til *DS/EN 1990* defineres en konstruktion som værende robust, når:[25]

- De sikkerhedsmæssigt afgørende dele af konstruktionen kun er mindre følsomme over for utilsigtede påvirkninger og defekter.
- Der ikke sker et omfattende svigt af konstruktionen, hvis en begrænset del af konstruktionen svigter.

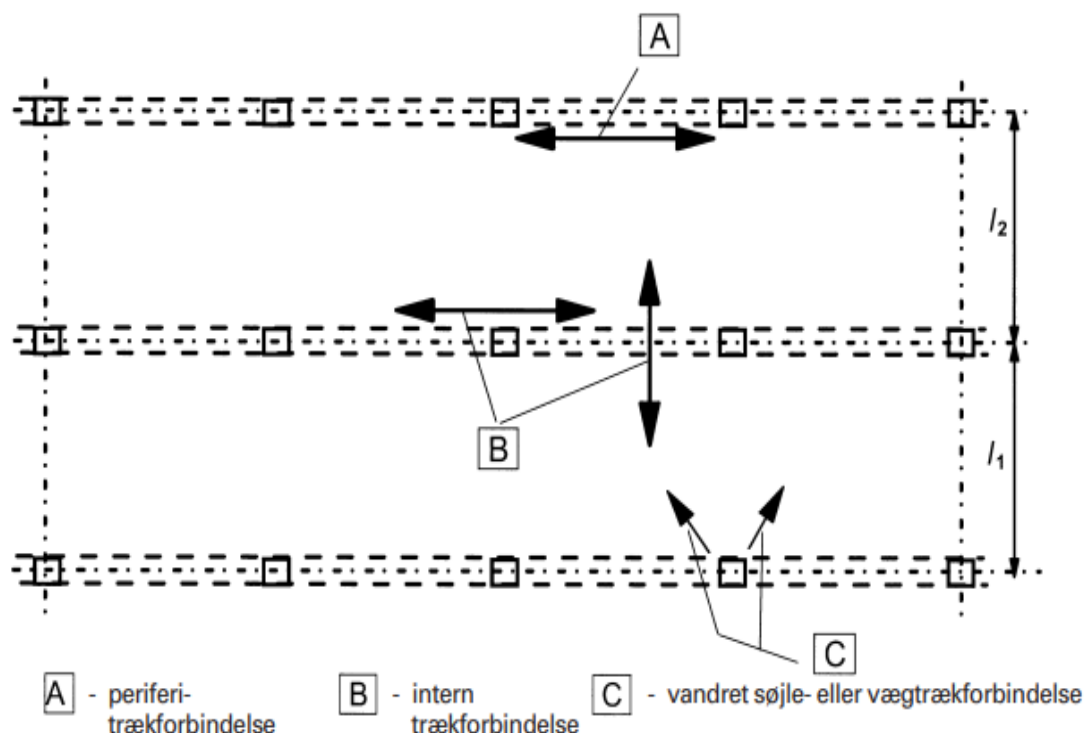
Eksempler på utilsigtede påvirkninger er som nedenfor:[25]

- Uforudsete lastvirkninger.
- Utilsigtede afvigelser mellem konstruktionens faktiske virkemåde og de anvendte beregningsmodeller.
- Utilsigtede afvigelser mellem det udførte byggeri og projektmaterialiet.
- Uforudsete geometriske imperfektioner.
- Uforudsete sætninger.
- Uforudsete nedbrydningsprocesser.

I Eurocode 2 forefindes det, at robusthedskrav for traditionelt elementbyggeri udført i beton med sammenhængende væg og dækskiver kan opfyldes ved etablering af trækforbindelsessystemer i form af robusthedsarmering. Denne armering har til formål at sikre, at der kan ske tilstrækkelig kraftomlejring ved lokalt svigt i konstruktionen, således at progressivt kollaps kan undgås. Armeringen, der fremkommer ved de tilhørende udtryk, betragtes som minimumsarmering, der skal anvendes i elementfugerne, såfremt der ikke forekommer større armeringskrav som resultat af andre statiske beregninger.[8] [20]

### **Trækforbindelsessystemer**

Trækforbindelser, som introduceres for at kunne overholde krav om robusthedsarmering, kan ses nedenfor af Figur 3.10



Figur 3.10 Trækforbindelser anvendt mod ulykkelaster [8].

I det følgende vil der blive opstillet kravene fra *DS/EN 1992-1-1 Eurocode 2: Betonkonstruktioner* angående trækforbindelserne angivet i Figur 3.10 ovenfor.

Idet bygværket er udført som traditionelt betonelementbyggeri med sammenhængende vægge og dækkiver og er klassificeret i konsekvensklasse 2 (CC2), vurderes det, at der ikke er behov for lodrette gennemgående trækforbindelser.

### Periferitrækforbindelser

Periferitrækforbindelser er minimumsarmering, som løber kontinuerligt langs dækkets rand og som sikrer sammenhæng samt mulighed for kraftomlejring ved lokalt svigt, uden at der direkte dimensioneres for ulykkelaster. Ydermere skal forbindelsen laves inden for 1,2 m fra bygningens ydre kanter. Forbindelsen skal kunne optage kraften angivet i Formel 3.3.1

$$F_{tie,per} = \max \begin{cases} 40 \text{ kN} \\ l_i \cdot q_1 \end{cases} \quad (3.3.1)$$

Hvor:

$$\begin{array}{l|l} F_{tie} & \text{Trækforbindelsens styrke [kN]} \\ l_i & \text{Længden af sidste fag [m]} \\ q_1 & \text{Trækbelastning fra den givne konsekvensklasse } \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \end{array}$$

Konstruktioner i konsekvensklasse 2 (CC2) har et minimumskrav svarende til, at  $q_1$  minimum skal være  $7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ . Derfor vil dette blive anvendt i nærværende projekt.

### Interne trækforbindelser

Interne trækforbindelser etableres i hvert dæk og tagniveau i to indbyrdes vinkelrette retninger. Det gælder ligeledes som for periferiforbindelserne, at de interne også skal være kontinuerlige. Dette vil samlet sikre sammenhæng i dækskive samt en mulighed for kraftomlejring ved lokalt svigt. Forbindelserne vil forankres til periferitækforbindelserne eller til de bærende vægge. Forbindelserne kan fordeles jævnt over pladerne, eller de kan grupperes langs eller i bjælkekanter og vægge. Det skal dog noteres, at der i nærværende projekt arbejdes med præfabrikerede huldækselementer, hvorfor sådanne forbindelser skal laves ved fugerne. Forbindelserne skal kunne optage følgende kraft opgivet af Formel 3.3.2

$$F_{tie,int} = \max \begin{cases} 40 \text{ kN} \\ q_3 \cdot (l_1 + l_2)/2 \end{cases} \quad (3.3.2)$$

Hvor:

$$\begin{array}{l|l} F_{tie} & \text{Trækforbindelsens styrke [kN]} \\ l_1, l_2 & \text{Spændvidde af gulvdækket på hver side af bjælke [m]} \\ q_3 & \text{Trækbelastning fra den givne konsekvensklasse [\frac{kN}{m}] } \end{array}$$

Konstruktioner i konsekvensklasse 2 (CC2) har et minimumskrav svarende til, at  $q_3$  minimum skal være  $15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ . Derfor vil dette blive anvendt i nærværende projekt.

### Vandrette trækforbindelser

De vandrette trækforbindelser etableres mellem bærende vægge og dækskiver, herunder eventuelle indvendige bærelinjer og facadevægge. Forbindelserne har til mål at sikre sammenhæng mellem vægge og dæk og vil bidrage til kraftoverførsel og omlejring ved lokalt svigt. De vandrette trækforbindelser forankres i dækskiver, uden at der direkte dimensioneres for ulykkelaster.

Konstruktioner i konsekvensklasse 2 (CC2) har et krav om, at værdien af trækraften er  $f_{tie, fac} = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  i toppen af væggen og  $f_{tie, fac} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  i bunden. Ydermere vil søjler være sat til  $f_{tie, col} = 80 \text{ kN}$  i toppen og  $f_{tie, col} = 0 \text{ kN}$  i bunden. Derfor vil dette blive anvendt, hvis relevant i nærværende projekt.

### 3.3.4 Levetid

Ved opførelse af byggeri er det vigtigt at fastlægge en forventet levetid, således at konstruktionerne kan projekteres med denne forudsætning. I *DS/EN 1990: Eurocode 0 - Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner* er der defineret fem kategorier for forventet levetid, som fremgår af Tabel 3.2.

Kategori for forventet levetid	Vejledende forventet levetid (år)	Eksempler
1	10	Ikke-permanente konstruktioner
2	10-25	Udskiftelige bærende dele
3	15-30	Landbrugets avlsbygninger
4	50	Andre almindelige konstruktioner
5	100	Monumentale bygninger, broer og anlægskonstruktioner

**Tabel 3.2** Kategorier for forventede levetider afhængigt af konstruktionstype. [3]

Med udgangspunkt i ovenstående tabel kan det samlede bygværk indplaceres i kategori 4, hvilket svarer til en forventet levetid på 50 år. Dette medfører, at der opstilles en række krav til projekteringen af

bygværkets konstruktioner. Disse krav vil blive yderligere beskrevet i de respektive materialeafsnit i afsnit 3.4.

### 3.4 Konstruktionsmaterialer

Det følgende afsnit beskriver de materialer, der anvendes i projektet, herunder deres tilhørende materialegenskaber og partialkoefficienter.

#### 3.4.1 Beton

Til eftervisning af betonkonstruktioner anvendes, jf. *DS/EN 1992-1-1 DK NA:2021 Eurocode 2 - Betonkonstruktioner - Del 1:1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner*, de i Tabel 3.3 angivne partialkoefficienter. [26]

Almene konstruktioner	
Betons trykstyrke og E-modul i armeret beton	$\gamma_C = 1,45\gamma_0\gamma_3$
Betons trykstyrke og E-modul i uarmeret beton	$\gamma_C = 1,60\gamma_0\gamma_3$
Betons trækstyrke	$\gamma_C = 1,70\gamma_0\gamma_3$
Slap armeringsstyrke	$\gamma_S = 1,20\gamma_0\gamma_3$
Spændarmeringsstyrke	$\gamma_S = 1,20\gamma_0\gamma_3$
Præfabrikerede elementer	
Betons trykstyrke og E-modul i armeret beton	$\gamma_C = 1,40\gamma_0\gamma_3$
Betons trykstyrke og E-modul i uarmeret beton	$\gamma_C = 1,55\gamma_0\gamma_3$
Betons trækstyrke	$\gamma_C = 1,60\gamma_0\gamma_3$
Slap armeringsstyrke	$\gamma_S = 1,20\gamma_0\gamma_3$
Spændarmeringsstyrke	$\gamma_S = 1,20\gamma_0\gamma_3$
Kontrol og geotekniske konstruktioner	
Koefficienten $\gamma_0$ ændres kun ved geotekniske konstruktioner, hvorfor	$\gamma_0 = 1,00$
Normalt kontrolomfang	$\gamma_3 = 1,00$

**Tabel 3.3** Partialkoefficienter for betonkonstruktioner

Betonkonstruktionernes egenskaber er ydermere en funktion af de påvirkninger, som konstruktionerne udsættes for. Derfor er der i *DS/EN 1992-1-1 Eurocode 2 - Betonkonstruktioner - Del 1:1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner* fastlagt eksponeringsklasser og miljøpåvirkninger med det formål at kategorisere, hvordan og i hvilken grad den enkelte konstruktion påvirkes af det omgivende miljø. I Tabel 3.4 ses en oversigt over de forskellige eksponeringsklasser.

Korrosion	
XC	Korrosion forårsaget af karbonatisering
XD	Korrosion forårsaget af chlorider
XS	Korrosion forårsaget af chlorider fra havvand
Skader på beton	
X0	Ingen risiko
XF	Frost/tøpåvirkning
XA	Kemisk påvirkning

**Tabel 3.4** Beskrivelse af kategorier indenfor eksponeringsklasserne .[8]

Med afsæt i de eksponeringsklasser, som det enkelte konstruktionselement er udsat for, kan elementet tildeles en miljøpåvirkning. Denne miljøpåvirkning har betydning for både det minimale dæklag og den minimale foreskrevne trykstyrke for konstruktionselementet. En oversigt over miljøpåvirkningerne og de dertilhørende krav fremgår af Tabel 3.5.

Eksponeringsklasser	Miljøpåvirkning	Minimumsdæklag	Minimumsværdi af foreskrevet $f_{ck}$ [MPa]
X0, XC1	Passiv (P)	10 mm	12
XC2, XC3, XC4, XF1, XA1	Moderat (M)	20 mm	30
XD1, XS1, XS2, XF2, XF3, XA2	Aggressiv (A)	30 mm	35
XD2, XD3, XS3, XF4, XA3	Ekstra aggressiv (EA)	40 mm	40

**Tabel 3.5** Miljøpåvirkningerne med tilhørende krav.[26]

Konstruktionselementerne kan herefter tildeles eksponeringsklasser og de dertilhørende miljøpåvirkninger. De indvendige konstruktioner i bygværket befinder sig i et tørt og opvarmet miljø, hvorfor de ikke er udsat for risiko for korrosion.

For facadens skalmur er den definerede eksponeringsklasse *XD1*, idet der kan forventes korrosion forårsaget af chlorider som følge af spredning af tørsalte. Dette medfører, at skalmuren henføres til aggressiv miljøklasse.

Tilsvarende fastlægges eksponeringsklassen for altanpladen til *XD1* samt *XF3*, idet altanpladen er et horisontalt betonelement, der er udsat for både chloridpåvirkning og frost og tøpåvirkninger. Dette resulterer ligeledes i en aggressiv miljøklasse.

I Tabel 3.6 er materialeparametrene for den anvendte beton angivet som funktion af bygningsdel.

Bygningsdel	Eksponeringsklasser	Miljøpåvirkning	Dæklag min. [mm]	Dæklag nom. [mm]	Trykstyrke [MPa]
<b>Betonelementer</b>					
Facade (bærende)	X0	P	10	15	35
Facade (skal)	XC4, XF2, XD1	A	30	35	35
Indervæg (bærende)	X0	P	10	15	35
Altan [15]	XC4, XD1, XF3	A	10	15	130
<b>Montage</b>					
Vægfuger	X0	P	10	15	35
Fugebeton	X0	P	10	15	35
Understøbning	X0	P	10	15	35

**Tabel 3.6** Anvendte betons materialeparametre afhængigt af bygningsdel.

### Slap armering

Den slappe armering, der anvendes i projektets betonelementer, er angivet i Tabel 3.7. Armeringsstålet beskrives på baggrund af dets karakteristiske flydespænding samt dets klassificering i duktilitetsklasse.

Kamstål	Karakteristisk værdi [MPa]	Partialkoefficienter	Regningsmæssig værdi [MPa]	Duktilitet klasse B $\epsilon_{uk}$
Y-stål	Flydespænding	1,2	458	5%
	E-modul	–	200000	
K-stål	Flydespænding	1,2	416	5%
	E-modul	–	200000	

**Tabel 3.7** Materialeparametre for slapt armeringsstål jf. *DS/INF 165*. [9]

### 3.4.2 Stål

Til eftervisning af stålkonstruktioner anvendes, jf. *DS/EN 1993-1-1 DK NA:2019 Eurocode 3 - Stålkonstruktioner - Del 1:1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner* [12], de i Tabel 3.8 angivne partialkoefficienter.

Partialkoefficienter (brudgrænsetilstande)	
Tværsnit af stål med bæreevnereserve	$\gamma_{M0} = 1,1 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_3$
Tværsnit af stål uden bæreevnereserve	$\gamma_{M1} = 1,2 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_3$
Tværsnit af stål med uvarslet svigt	$\gamma_{M2} = 1,35 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_3$
Kontrol og geotekniske konstruktioner	
Koefficienten $\gamma_0$ ændres kun ved geotekniske konstruktioner, hvorfor	$\gamma_0 = 1,00$
Normalt kontrolomfang	$\gamma_3 = 1,00$

**Tabel 3.8** Partialkoefficienter for konstruktioner af stål.

Stålkonstruktioner udføres i konstruktionsstål af kvalitet S355 i overensstemmelse med de egenskaber, der er fastlagt i *DS/EN 10025 Varmvalsedede produkter af konstruktionsstål Del 2: Tekniske leveringsbetingelser for ulegerede konstruktionsstål* [11]. Et eksempel på den anvendte ståltype og de tilhørende materialeparametre fremgår af Tabel 3.9.

Materiale	Parameter	Værdi
S355	Karakteristisk flydespænding, $f_y$	355 MPa
	Elasticitetsmodul, $E$	210.000 MPa

**Tabel 3.9** Materialeparametre for konstruktionsstål.

Samlinger i altanbeslaget udføres som boltede og svejste forbindelser. For de boltede samlinger forudsættes bolte i styrkeklasse 8.8. Boltensamlinger dimensioneres i henhold til *DS/EN 1993-1-8 - Eurocode 3: Stålkonstruktioner - Del 1-8: Samlinger* [7] og udføres i overensstemmelse med *DS/EN 1090-2 - Udførelse af stål- og aluminiumskonstruktioner Del 2: Tekniske krav til stålkonstruktioner* [14]. Detaljerede materialedata for bolte fastlægges og dokumenteres i forbindelse med samlingsberegningerne i afsnit 5.2.

### 3.5 Laster

#### 3.5.1 Lastkombinationer

Lastkombinationer for nærværende projekt opstilles på baggrund af *DS/EN 1990: Eurocode 0 - Projektierungsgrundlag for bærende konstruktioner* med dertilhørende nationale annekse og fremgår af Tabel 3.10. [3] [25]

Lastkombinationer	Dimensioneringstilfælde	Permanente laster		Nyttelast $Q_k$ $\gamma_Q$	Snelast $S_k$ $\gamma_S$	Vindlast $W_k$ $\gamma_W$	Imp. $I$ $\gamma_{imp}$	Ulykke $A_d$ $\gamma_{Ad}$	
		Ugunstig /	Gunstig						
Brudgrænsetilstand									
BGT1	(6.10a)	1,2	$K_{FI}$ 1,0	-	-	-	1,0	-	
BGT2.1	(6.10b)	1,0	$K_{FI}$ 0,9	1,5	$K_{FI}$	1,5	$\psi_0 K_{FI}$	1,0	-
BGT2.2	Dom.	1,0	$K_{FI}$ 0,9	1,5	$\psi_{0,i} K_{FI}$	1,5	$K_{FI}$	1,0	-
BGT2.3	Dom.	1,0	$K_{FI}$ 0,9	1,5	$\psi_{0,i} K_{FI}$	-	1,5	$K_{FI}$	1,0
Ulykkestilfælde									
ALS1	Ulykke udover brand (6.11a/b)	1,0	1,0	$\psi_{2,i}$	-	-	1,0	1,0	
ALS2	Seismisk (6.12a/b)	1,0	1,0	$\psi_{2,i}$	-	-	1,0	1,0	
Anvendelsesgrænsetilstand									
Karakteristisk									
AGT1.1	(6.14a/b)	1,0	1,0	1,0	$\psi_0$	$\psi_0$	-	-	
AGT1.2	Dom.	1,0	1,0	$\psi_{0,i}$	1,0	$\psi_0$	-	-	
AGT1.3	Dom.	1,0	1,0	$\psi_{0,i}$	-	1,0	-	-	
Hyppig									
AGT2.1	(6.15a/b)	1,0	1,0	$\psi_{1,i}$	-	-	-	-	
AGT2.2	Dom.	1,0	1,0	$\psi_{2,i}$	$\psi_1$	-	-	-	
AGT2.3	Dom.	1,0	1,0	$\psi_{2,i}$	-	$\psi_1$	-	-	
Kvasi-permanente kombinationer									
AGT3.1	(6.16a/b)	1,0	1,0	$\psi_{2,i}$	-	-	-	-	

Tabel 3.10 Lastkombinationer anvendt i projektet.

Der vil i sammenhold med lastkombinationer anvendes lastkombinationsfaktorerne opgivet i Tabel 3.11. [25]

Lasttype	Kombinations værdi $\psi_0$	Hyppig værdi $\psi_1$	Kvasi-permanent værdi $\psi_2$
Nyttelast i bygninger			
Kategori A: arealer til boligformål	0,5	0,3	0,2
Kategori B: kontorarealer	0,6	0,4	0,2
Snelast			
Ved kombination med dom. vindlast	0	0	0
Ellers	0,3	0,2	0
Vindlast			
Ved kombination med andet end kategori E nyttelast	0,3	0,2	0

Tabel 3.11 Kombinationsfaktorer til lastkombinationer anvendt i projektet.

#### 3.5.2 Permanente laster

Permanente laster forstås som egenvægten af de enkelte konstruktionsdele og anvendte materialer. Egenlaster regnes som bundne laster, medmindre der er tale om installationer eller lette skillevægge, som betragtes som frie laster. Den karakteristiske egenlast bestemmes ud fra Formel 3.5.1 og er fastlagt i overensstemmelse med *DS/EN 1991-1-1 Eurocode 1 - Last på bærende konstruktioner - Del 1:1: Generelle laster-Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger* [4].

$$G_k = t_i \cdot \rho_i \cdot g \quad (3.5.1)$$

Hvor:

$G_k$	Egenlasten for konstruktionselementet $[\frac{kN}{m^2}]$
$g$	Tyngdeaccelerationen Fastlands-Danmark $9,82 [\frac{m}{s^2}]$
$\rho_i$	Densitet af element $[\frac{kg}{m^3}]$
$t_i$	Tykkelse af element $[m]$

Der vil for projektet anvendes følgende densitet for beton:

- Beton (armeret)  $2400 \frac{kg}{m^3}$

Samt der for anvendelse af UHPC i nærværende projekt vil benyttes følgende densitet:

- UHPC  $2700 \frac{kg}{m^3}$

Hertil vil et beregningseksempel på de bærende indervægge med  $t = 0,15$  m af armeret beton have formen:

$$G_k = 0,15 \text{ m} \cdot 2400 \frac{kg}{m^3} \cdot 9,82 \frac{m}{s^2} = 3,54 \frac{kN}{m^2} \quad (3.5.2)$$

I de følgende figurer og tabeller fremgår de relevante egenlaster for konstruktionselementerne i bygværket, opgjort som fladelaster. Ydermere vises den tilhørende bygningskitse for de anvendte egenlaster.

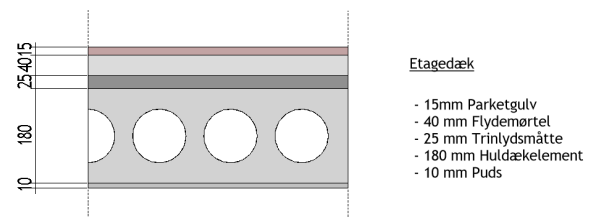
Etagedæk			
ID:	$\rho$ [ $\frac{kg}{m^3}$ ]	$t$ [mm]	Last [ $\frac{kN}{m^2}$ ]
Parketgulv	650	15	0,11
Flydemørtel	2150	40	0,84
Trinlydsmåtte	135	25	0,03
Huldæk 180mm*	1670	180	2,95
Puds	1900	10	0,19
<b>SUM</b>		<b>270</b>	<b>4,12</b>

**Tabel 3.12** Egenlast for etagedæk

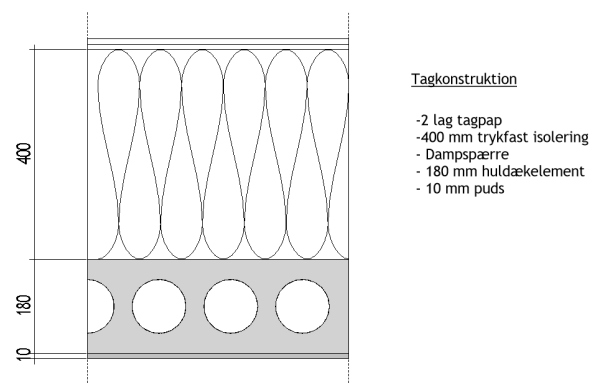
\*Egenvægt af huldæk fremgår af [1]

Tagkonstruktion			
ID:	$\rho$ [ $\frac{kg}{m^3}$ ]	$t$ [mm]	Last [ $\frac{kN}{m^2}$ ]
Tagpap	1100	8	0,09
Trykfast isolering	34	400	0,13
Huldæk 180 mm	1670	180	2,95
Puds	1900	10	0,19
<b>SUM</b>		<b>598</b>	<b>3,36</b>

**Tabel 3.13** Egenlast for tagkonstruktion



**Figur 3.11** Skitse over etagedæk.

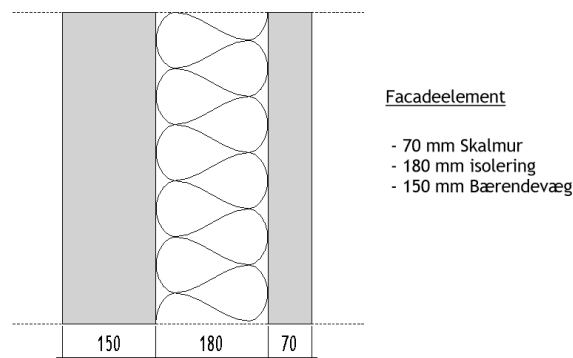


**Figur 3.12** Skitse over tagkonstruktion.

\*Egenvægt af huldæk fremgår af [1]

Facadeelement			
ID:	$\rho$ [ $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ ]	$t$ [mm]	Last [ $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ ]
Skalmur	2400	70	1,65
Isolering	34	180	0,06
Bærendevæg	2400	150	3,54
<b>SUM</b>		400	<b>5,25</b>

Tabel 3.14 Egenlast for facadeelement



Figur 3.13 Skitse over facadeelement.

For de øvrige relevante konstruktionsdele er egenlast opsat i Tabel 3.15.

Diverse konstruktionsdele			
ID:	$\rho$ [ $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ ]	$t$ [mm]	Last [ $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ ]
Bærendevæg (indvendig)	2400	150	3,54
Altan (UHPC)	2700	80	2,12

Tabel 3.15 Egenlast for øvrige relevante konstruktionsdele

For altanerne skal det yderligere bemærkes, at der påsættes en ekstra permanent last på  $0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ , som repræsenterer værnets egenvægt og den deraf resulterende last. Lasten følger værnets forløb og virker lodret.

Lette skillevægge udført i gips er ikke bærende konstruktioner og kan placeres samt ændres efter behov. I overensstemmelse med *DS/EN 1991-1-1 DK NA:2024 Eurocode 1 - Generelle laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger* medregnes egenvægten af lette skillevægge derfor ikke som permanent last, men som et tillæg til nyttelasten. For etagedæk, der tillader vandret lastfordeling, kan skillevæggens last idealiseres som en ækvivalent jævnt fordelt fladelast, der adderes til nyttelasten på etagedækket. Størrelsen af denne last fastlægges i henhold til den største af følgende værdier [21]:

- $0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- Væggens last pr.  $\text{m}^2$  af vægflade.
- Last fra tyngde af alle de på betragtede gulvarealer placerede lette skillevægge, divideret med gulvarealet.

Lette skillevægge antages i projektet at have en egenvægt på  $30 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ , svarende til en 1-lags gipsvæg med isolering og stålprofiler. Beregningerne er udført for den kritiske situation på 1. etage med maksimal væghøjde 3,01 m og den største forekommende mængde løbende skillevæg på 15 m.

- $0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- $0,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- Beregning af ækvivalent fladelast fra lette skillevægge:

Beskrivelse	Beregning	Resultat
Gulvareal etage	29,4 m · 8,4 m	247 m <sup>2</sup>
Last fra vægge	3,01 m · 15 m · 0,3 $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	13,5 kN
Last pr. gulvareal	$\frac{13,5 \text{ kN}}{247 \text{ m}^2}$	0,05 $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Resultaterne viser, at værdien  $0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  skal anvendes som den ækvivalente fladelast i de videre beregninger for lette skillevægge udført i gips.

De anførte egenlaster er fastsat på baggrund af empiriske antagelser og almindeligt tilgængelige referencelværdier. Værdierne er således anslået, idet der er tale om et studieprojekt. I et egentligt projekterings eller udbudsprojekt ville egenlasterne for de enkelte konstruktionsdele typisk blive fastlagt på baggrund af producent og leverandørplysninger.

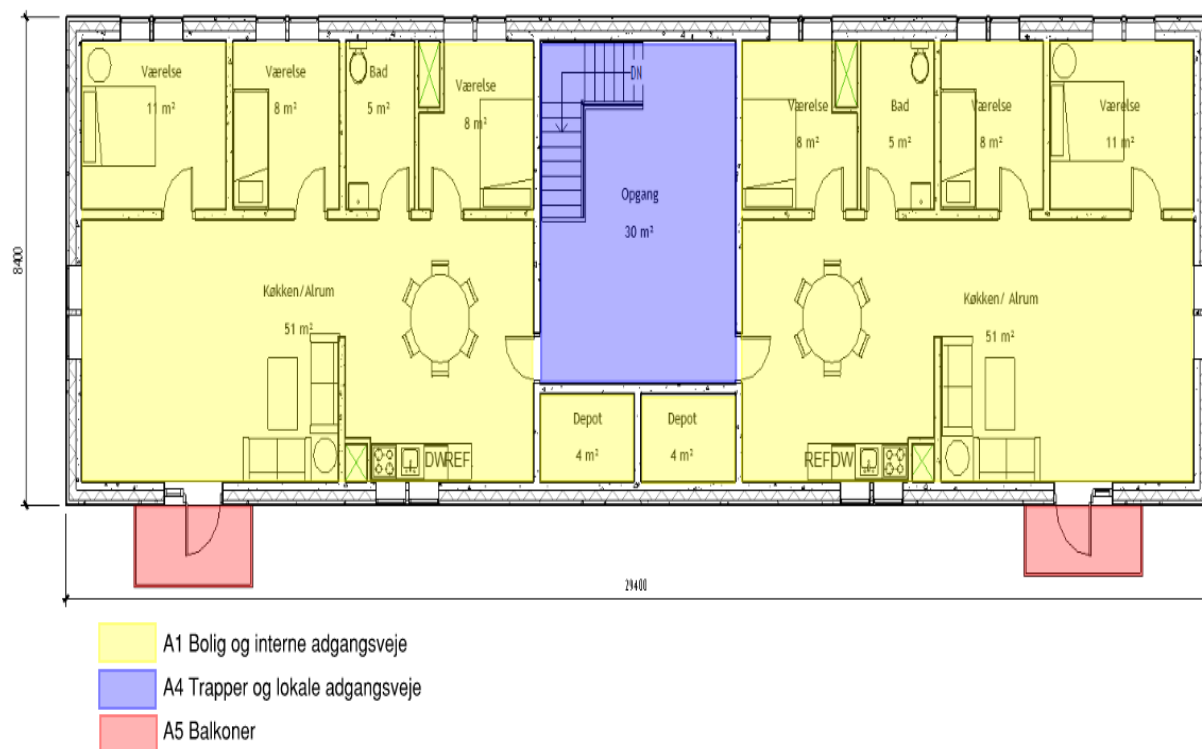
### 3.5.3 Nyttelaster

Nyttelaster er variable, frie laster, som opstår som følge af menneskelige aktiviteter og repræsenterer bygværkets eller de enkelte rums anvendelse. Lasterne fastlægges med afsæt i *DS/EN 1991-1-1 DK NA:2024 Eurocode 1 - Generelle laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger*. Tabel 3.16 angiver de anvendte nyttelaster i nærværende projekt samt deres placering og virkemåde.

Kategori	Flade last $q_k$ [ $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ ]	Punktlast $Q_k$ [kN]	Placering
<b>A-bolig</b>			
A1 Bolig og interne adgangsveje	1,5	2,0	Værelse, køkken/alrum og depot
A4 Trapper og lokale adgangsveje	3,0	2,0	Opgang og trapper
A5 Balkoner	2,5	2,0	Altaner
<b>H-tag</b>			
H Tag	-	1,5	Tag

**Tabel 3.16** Kategorier for nyttelaster anvendt i projektet samt de dertilhørende laststørrelser.

Placeringen af de ovenfor nævnte nyttelaster med udgangspunkt i 1. etage fremgår af Figur 3.14, hvor de pågældende kategorier er farvekodede og angiver de områder, hvor lasterne forventes at virke.



**Figur 3.14** Plan med fordeling af nyttelaster efter kategori.

For altaner med værn medregnes der yderligere en vandret virkende nyttelast fra personpåvirkning på værnet. Den vandrette last fastsættes, jf. *DS/EN 1991-1-1 DK NA:2024 Eurocode 1 - Generelle laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger*, til  $q_k = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  og forudsættes virkende i en højde på 1,0 m over trædefluden. Dette medfører et virkende moment på 0,5 kNm.

For nyttelasten indgår der yderligere et bidrag fra lette skillevægge i form af en jævnt fordelt last. For dette bidrag henvises til afsnit 3.5.2, hvor lasten behandles og fastlægges til  $0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

### 3.5.4 Naturlaster

Naturlaster kan defineres som eksterne påvirkninger på bygværket forårsaget af naturfænomener, såsom sne og vind. Disse påvirkninger beskrives i de følgende underafsnit.

#### Snelast

Snelast defineres som en variabel, bunden last. Lasten virker lodret og har til formål at tage højde for aflejring af sne på bygværkets konstruktionselementer som følge af bygværkets udformning, placering m.v. Bestemmelse og beregning af snelast udføres i overensstemmelse med *DS/EN 1991-1-3 Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 1-3: Generelle laster - Snelast* [5] med tilhørende nationale anneks.

Den karakteristiske snelast beregnes af Formel 3.5.3:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (3.5.3)$$

Hvor:

$s$	Snelasten $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$
$\mu_i$	Formfaktoren [-]
$C_e$	Eksponeringsfaktoren [-]
$C_t$	Den termiske faktor [-]
$s_k$	Den karakteristiske terrænværdi $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$

Formfaktoren, der indgår i udtrykket for den karakteristiske snelast, bestemmes på baggrund af tagets hældning. Da bygværket er projekteret med fladt tag, kan taghældningen tilnærmelsesvist sættes til  $0^\circ$ , hvorfor der anvendes en formfaktor på  $\mu_1(0^\circ) = 0,8$ , som fremgår af Tabel 3.17.

Taghældning $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0

**Tabel 3.17** Formfaktor for snelast afhængigt af taghældning.[5]

Ydermere forefindes der ikke fremspring på konstruktionen som ville kunne medføre sneophobning og hertil en større formfaktor.

Eksponeringsfaktoren  $C_e$  bestemmes ved brug af Formel 3.5.4

$$C_e = C_{top} \cdot C_s \quad (3.5.4)$$

Hvor:

$C_{top}$	Topografifaktor [-]
$C_s$	Størrelsesfaktor [-]

Topografifaktoren fastlægges på baggrund af bygværkets omgivelser og vurderingen af, hvorvidt området er vindblæst, normalt eller i læ. Det vurderes, at bygværket er placeret i normal topografi, hvorfor  $C_{top} = 1,0$ .

Størrelsesfaktoren bestemmes ved vurdering af bygværkets geometriske forudsætninger. Af Figur 3.1 og Figur 3.7 fremgår det, at bygværket har længden  $l = 29,4\text{ m}$ , højden  $h = 6,73\text{ m}$  og bredden  $b = 8,4\text{ m}$ . Størrelsesfaktoren kan herefter bestemmes ved anvendelse af Formel 3.5.5, og Formel 3.5.6.

$$C_s = 1 \quad \text{for } 2h > l_1 \quad (3.5.5)$$

Ellers:

$$C_s = \begin{cases} 1 & \text{for } l_2 \leq 10h \\ 1 + 0,025 \cdot \frac{l_2 - 10h}{h} & \text{for } 10h < l_2 < 20h \\ 1,25 & \text{for } l_2 \geq 20h \end{cases} \quad (3.5.6)$$

Ved brug af formel og geometriske forudsætninger findes:

$$2h = 13,4\text{ m} < l = 29,4\text{ m} \text{ samt } b = 8,4\text{ m} < 10h = 67\text{ m} \Rightarrow C_s = 1,0$$

Den termiske faktor  $C_t$  indregner en eventuel reduktion af snelasten som følge af termisk overførsel. Tagkonstruktionen projekteres velisoleret, og idet der ikke etableres ovenlys eller andre åbninger i taget, fastsættes den termiske faktor til  $C_t = 1,0$ .

Den karakteristiske terrænværdi fastsættes til  $s_k = 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  [22]. Den karakteristiske snelast kan herefter bestemmes ved anvendelse af Formel 3.5.3 til:

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

Altaner er udvendige konstruktioner, hvor der kan forekomme samtidig påvirkning fra snelast. I overensstemmelse med det nationale anneks tages der højde for samtidighed mellem nyttelast og snelast, idet fuld nyttelast ikke forudsættes at virke samtidig med fuld snelast. Den dimensionsgivende lastkombination fastlægges på baggrund af den mest ugunstige lastpåvirkning.

Der fastsættes en formfaktor for altan elementet på  $\mu_{ww} = 2,0$  hvis et af følgende kriterier opfyldes:[22]

- For facader eller gavle hvor  $l_{byg} < 2h_{byg}$
- Hjørnealtaner.
- Altaner placeret 3/4 oppe på bygning eller derover.

Eller at alle følgende kriterier opfyldes:

- $l_{altan} \leq 4 \cdot d_{altan}$
- $l_{altan} \leq \frac{1}{4} \cdot l_{byg}$
- $\sum_{i=1}^n l_{altan,i} \leq \frac{2}{3} l_{byg}$

Det fremgår af beregningen af snelasten for bygværket, at kriteriet  $l_{byg} < 2h_{byg}$  ikke er opfyldt. Det fremgår yderligere af tegningsmaterialet, herunder Figur 3.6, at der ikke forekommer hjørnealtaner. Da bygværket opføres i to etager med altaner udelukkende placeret på 1. etage, vil altanerne desuden ikke være placeret i en højde svarende til 3/4 af bygværkets samlede højde eller derover.

Dette medfører, at de efterfølgende kriterier skal undersøges med henblik på opfyldelse.

Det ses af tegningsmateriale for altan at dybden af altanen  $d_{altan} = 1,4$  m og  $l_{altan} = 3,0$  m hvorfor:

$$l_{altan} \leq 4 \cdot d_{altan} \Rightarrow 3 \text{ m} \leq 5,6 \text{ m}$$

$$l_{altan} \leq \frac{1}{4} \cdot l_{byg} \Rightarrow 3 \text{ m} \leq 7,4 \text{ m}$$

$$\sum_{i=1}^n l_{altan,i} \leq \frac{2}{3} \cdot l_{byg} \Rightarrow 6 \text{ m} \leq 19,6 \text{ m}$$

Det ses, at kriterierne er overholdt, hvorfor der skal benyttes formfaktoren  $\mu_{ww} = 2,0$ . Hvis denne faktor indsættes i Formel 3.5.3 fås:

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

Da  $s = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < q_k = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ , vurderes nyttelasten at være dimensionsgivende for altanen, idet den udgør den mest ugunstige påvirkning. Snelast og nyttelast behandles som alternative lasttilfælde, hvorfor der i dette tilfælde ses bort fra snelast i dimensioneringen af altanen.[22]

## Vindlast

Vindlast er en variabel, bunden last, der påvirker bygværket direkte som tryk og sug på de ydre og indre flader. For at kunne bestemme vindlasten for bygværket foretages en vurdering af blandt andet bygværkets geografiske placering, geometri og dimensioner. Dette danner grundlag for beregningen af

peakhastighedstrykket, som anvendes til bestemmelse af vindlasten i kombination med relevante formfaktorer og zoneinddelinger.

Vindlasten, der virker på nærværende bygværk, fastlægges i overensstemmelse med *DS/EN 1991-1-4 Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 1-4: Generelle laster - Vindlast* [6] med tilhørende nationale anneks.

#### Basisvindhastigheden

Basisvindhastigheden er givet af Formel 3.5.7

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.5.7)$$

Hvor:

$v_b$		Basisvindhastighed [ $\frac{m}{s}$ ]
$c_{dir}$		Retningsfaktor [-]
$c_{season}$		Årstidsfaktor [-]
$v_{b,0}$		Basisvindhastighedens grundværdi [ $\frac{m}{s}$ ]

Basisvindhastighedens grundværdi kan indledningsvist fastsættes til  $v_{b,0} = 24 \frac{m}{s}$ . Dette skyldes, at bygværkets placering i Aalborg medfører en afstand fra Vesterhavet på ca 30 km, hvorfor placeringen ikke er omfattet af randzonen med en maksimal afstand på 25 km fra Vesterhavet.

Yderligere fastlægges årstidsfaktoren og retningsfaktoren. Da bygværket forudsættes at stå året rundt, kan årstidsfaktoren sættes til  $c_{season} = 1,0$ . Bestemmelsen af retningsfaktoren tager udgangspunkt i Tabel 3.18.

<b>Vindretning</b> $c_{dir}^2$	N	NNØ	ØNØ	Ø	ØSØ	SSØ
	0°	30°	60°	90°	120°	150°
	0,8	0,7	0,6	0,7	0,7	0,6
	S	SSV	VSV	V	VNV	NNV
	180°	210°	240°	270°	300°	330°
	0,7	0,7	0,9	1,0	1,0	0,9

**Tabel 3.18** Tabel med retningsfaktorens kvadrat. [23]

Der anvendes således for vind fra Vest en retningsfaktor på  $c_{dir} = \sqrt{1}$ , mens der for de øvrige retninger anvendes  $c_{dir} = \sqrt{0,8}$  for Nord,  $c_{dir} = \sqrt{0,7}$  for Syd og  $c_{dir} = \sqrt{0,7}$  for Øst. I det følgende vises et eksempel på beregningen af vind fra Vest ved anvendelse af Formel 3.5.7.

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

#### Middelvindhastigheden

Middelvindhastigheden angiver middelværdien af vindhastigheden, som påvirker et specifikt område, afhængigt af terrænets ruhed og orografi.

Middelvindhastigheden er givet af Formel 3.5.8

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (3.5.8)$$

Hvor:

$V_m(z)$	Middelvindhastighed [ $\frac{m}{s}$ ]
$c_r(z)$	Ruhedsfaktor i referencehøjde [-]
$c_0(z)$	Orografifaktor i referencehøjde, sættes til 1,0 [-]

Ruhedsfaktoren  $c_r(z)$  beregnes ved brug af Formel 3.5.9 eller Formel 3.5.10 afhængigt af bygværkets højde  $z$ .

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ for } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.5.9)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \text{ for } z \leq z_{min} \quad (3.5.10)$$

Hvor:

$k_r$	Terrænfaktor [-]
$z_0$	Ruhedslængden [m]
$z$	Referencehøjden [m]
$z_{min}$	minimumshøjde afhængig af terrænkategori [m]
$z_{max}$	Sættes til 200 [m]

Terrænfaktoren bestemmes af Formel 3.5.11

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (3.5.11)$$

Hvor:

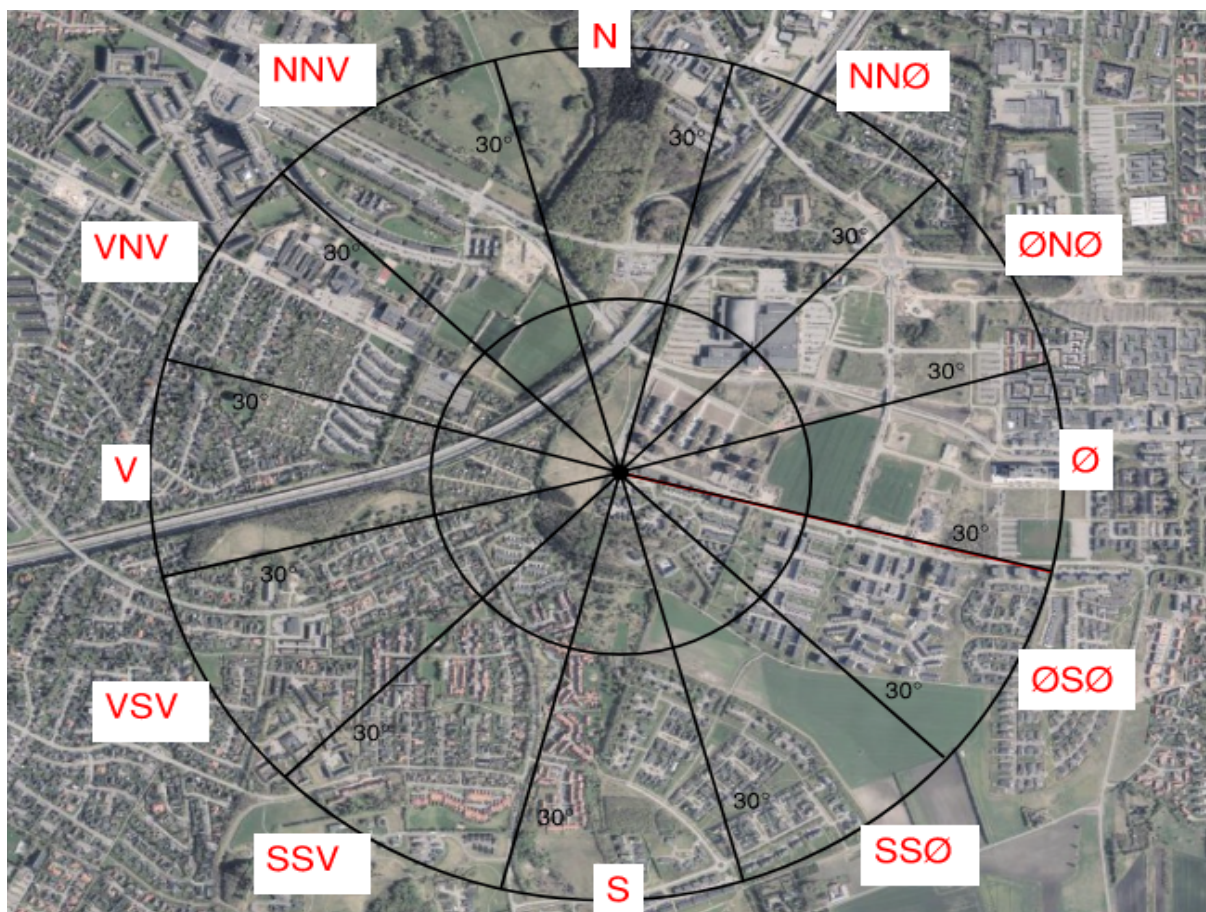
$z_0$	Ruhedslængde afhængig af terrænkategori [m]
$z_{0,II}$	Ruhedslængden for terrænkategori II = 0,05 [m]

Ruhedslængden afhængig af terrænkategori bestemmes ud fra værdierne fastsat af Tabel 3.19.

Terrænkategori	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
0 Hav- eller kystområde eksponeret til åbent hav	0,003	1
I Søer eller fladt og vandret område uden væsentlig vegetation og uden forhindringer	0,01	1
II Område med lav vegetation som fx græs og enkelte forhindringer med indbyrdes afstande på mindst 20 gange forhindringens højde	0,05	2
III Område med regelmæssig vegetation eller bebyggelse eller med enkeltvise forhindringer med afstande på højst 20 gange forhindringens højde	0,3	5
IV Område hvor mindst 15% af overfladen er dækket med bygninger, hvis gennemsnitshøjde er over 15m.	1,0	10

**Tabel 3.19** Terrænkategorier og parametre.[6]

På baggrund af bygværkets placering på adressen Marshalls Allé 24-26B 9220 Aalborg Øst, som fremgår af Figur 3.15, undersøges terrænkategorien inden for de opdelte vindsektorer for de relevante vindretninger. Undersøgelsen foretages i et 30° vindue svarende til  $\pm 15^\circ$  omkring den pågældende vindretning med henblik på at vurdere de mest gunstige vindforhold.



Figur 3.15 Illustration af nærliggende terræn. [19] med redigering af forfatteren.

Terrænkategorierne for retningerne Nord, Øst, Syd og Vest er vurderet til at være af terrænkategori *III*. Resultater oplystes i Tabel 3.20.

Retning	Terrænkategori
Nord	<i>III</i>
Øst	<i>III</i>
Syd	<i>III</i>
Vest	<i>III</i>

Tabel 3.20 Terrænkategorier for respektive vindretninger.

Hertil vil middelvindhastighederne kunne opsættes, hvortil der nedenfor vil gives et eksempel på middelvindhastigheden for Vest:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3 \text{ m}}{0,05 \text{ m}}\right)^{0,07} = 0,22$$

Det vides at bygværkets højde på 6,73 m er svarende til  $z_{min} \leq z \leq z_{max}$  hvorfor Formel 3.5.9 anvendes:

$$c_r(z) = 0,22 \cdot \ln\left(\frac{6,73 \text{ m}}{0,3 \text{ m}}\right) = 0,68$$

Indsættelse af beregnede værdier i Formel 3.5.8 giver:

$$V_m(z) = 0,68 \cdot 1 \cdot 24 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 16,32 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Der vil af Tabel 3.21 fremgå de fastsatte middelvindhastigheder afhængig af vindretning:

Retning	Terrænfaktor $k_r$	Ruhedsfaktor $c_r(z)$	Basisvindhastighed $v_b$	Middelvindhastighed $V_m(z)$
Nord	0,22	0,68	21,47m/s	14,60m/s
Syd	0,22	0,68	20,08m/s	13,65m/s
Øst	0,22	0,68	20,08m/s	13,65m/s
Vest	0,22	0,68	24,00m/s	16,32m/s

**Table 3.21** Terrænfaktor, ruhedsfaktor, basisvindhastighed og middelvindhastighed for retninger Nord, Syd, Øst og Vest for  $z = 6,73$  m.

### Vindens turbulens

Vindens turbulens tager højde for vindens tilfældige, kortvarige variationer i intensitet og retning omkring middelvindhastigheden i højden  $z$ . Turbulensintensiteten defineres i henhold til Formel 3.5.12.

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} \text{ for } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.5.12)$$

Hvor:

$\sigma_v$  | Turbulensens standardafvigelse [ $\frac{m}{s}$ ]

Turbulensens standardafvigelse  $\sigma_v$  er givet ved Formel 3.5.13

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l \quad (3.5.13)$$

Hvor:

$k_l$  | Turbulensfaktor hvor standardværdi  $k_l = 1,0$  [-]

Turbulensens standardafvigelse kan nu bestemmes for  $z = 6,73$  m med udgangspunkt i vind fra Vest til:

$$\sigma_v = 0,22 \cdot 24 \frac{m}{s} \cdot 1,0 = 5,28 \frac{m}{s}$$

Turbulensintensiteten for vind fra vest kan nu bestemmes til:

$$I_v(z) = \frac{5,28 \frac{m}{s}}{16,32 \frac{m}{s}} = 0,32$$

### Peakhastighedstrykket

Peakhastighedstrykket, som beskriver det virkende tryk fra vindlasten på den givne bygningsfacade, kan nu bestemmes på baggrund af middelvindhastigheden og turbulensintensiteten. Peakhastighedstrykket vil efterfølgende multipliceret med den en relevante formfaktor for den pågældende facade, give den karakteristiske vindlast. Peakhastighedstrykket bestemmes nu i henhold til Formel 3.5.14.

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2(z) \quad (3.5.14)$$

Hvor:

$q_p(z)$  | Peakhastighedstryk i referencehøjde [ $\frac{kN}{m^2}$ ]  
 $\rho$  | Luftensdensitet med anbefalet værdi  $1,25$  [ $\frac{kg}{m^3}$ ]

Peakhastighedstrykket kan nu beregnes for vind fra Vest til:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,32] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{kg}{m^3} \cdot (16,32 \frac{m}{s})^2 = 0,54 \frac{kN}{m^2}$$

Ovenstående fremgangsmåde til beregning af peakhastighedstrykket for vind fra Vest er tilsvarende anvendt for vindretningerne Nord, Øst og Syd og fremgår af Tabel 3.22.

Vindretning	Nord	Øst	Syd	Vest	Enhed
Vinkelsektor	0	90	180	270	[-]
Retningsfaktor $c_{dir}$	$\sqrt{0,8}$	$\sqrt{0,7}$	$\sqrt{0,7}$	$\sqrt{1}$	[-]
Basisvindhastighed $v_b$	21,47	20,08	20,08	24,00	$[\frac{m}{s}]$
Terrænkategori	III	III	III	III	[-]
Minimumshøjde $z_{min}$	5,0	5,0	5,0	5,0	[m]
Ruhedslængde $z_0$	0,3	0,3	0,3	0,3	[m]
Terrænfaktor $k_r$	0,22	0,22	0,22	0,22	[-]
Ruhedsfaktor $c_r(z)$	0,68	0,68	0,68	0,68	[-]
Orograffaktor $c_0(z)$	1,0	1,0	1,0	1,0	[-]
Middelvindhastighed $V_m(z)$	14,60	13,65	13,65	16,32	$[\frac{m}{s}]$
Turbulensfaktor $k_t$	1,0	1,0	1,0	1,0	[-]
Turbulensens standardafvigelse $\sigma_v$	4,72	4,41	4,41	5,28	$[\frac{m}{s}]$
Turbulensintensiteten $I_v(z)$	0,32	0,32	0,32	0,32	[-]
<b>Peakhastighedstryk <math>q_p(z)</math></b>	<b>0,43</b>	<b>0,38</b>	<b>0,38</b>	<b>0,54</b>	$[\frac{kN}{m^2}]$

Tabel 3.22 Beregnet peakhastighedstryk og dertilhørende vindretning.

#### Udvendigt vindtryk

Det udvendige vindtryk  $w_e$  belaster bygværkets facader, gavle og tage og bestemmes ved brug af Formel 3.5.15.

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.5.15)$$

Hvor:

$$\begin{array}{l} w_e \\ q_p(z_e) \\ c_{pe} \end{array} \left| \begin{array}{l} \text{Udvendigt vindtryk } [\frac{kN}{m^2}] \\ \text{Peakhastighedstryk i referencehøjde } [\frac{kN}{m^2}] \\ \text{Formfaktor for udvendigt vindtryk } [-] \end{array} \right.$$

Formfaktoren i ovenstående udtryk har til formål at beskrive vindtrykket på de enkelte bygningsflader i bygværket. Til fastsættelse af formfaktorer anvendes Tabel 3.23, som tager udgangspunkt i de anbefalede værdier for vindtryk på lodrette vægge for bygninger med rektangulært grundplan. Der anvendes formfaktoren  $c_{pe,10}$ , som benyttes ved globale belastninger for arealer på  $10 \text{ m}^2$  eller derover, og som vurderes at være repræsentativ for bygværkets overflader i nærværende projekt.

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

Tabel 3.23 Anbefalede værdier af formfaktor for udvendigt vindtryk på lodrette vægge af bygninger med rektangulær grundplan[6].

Zoneindelingen A, B, C, D og E i ovenstående tabel angiver vindtrykket på en lodret bygningsflade for en given vindretning. Til bestemmelse af størrelsen af disse zoner skal der anvendes følgende parametre:

- e= Referenceværdi givet ved den mindste værdi af b eller 2h.
- b= Bygværkets dimension på tværs af vindretning.
- d= Bygværkets dimension på langs af vindretning.

- $h$  = Bygværkets højde.

Formfaktoren kan herefter bestemmes ved interpolation af forholdet  $h/d$  for nærværende bygværk og de tilsvarende værdier i Tabel 3.23. Bygværket har en højde på  $h = 6,73$  m og en dybde på  $d = 29,4$  m for vind fra Vest og Øst, mens dybden for vind fra Nord og Syd er  $d = 8,4$  m. Tabel 3.24 viser de resulterende formfaktorer afhængigt af vindretning og zone.

Vindretning	Zone				
	A	B	C	D	E
Nord	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3
Øst	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5
Syd	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3
Vest	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5

**Tabel 3.24** Værdier af  $c_{pe,10}$  for vindretninger og zoner på facader.

Der vil ydermere anvendes en korrelationsfaktor på  $\rho_c = 0,85$  for forholdet  $h/d < 1$ . Denne faktor ganges på resultant fra zonerne  $D - E$  for de vindretninger, hvor dette er relevant.

#### Indvendigt vindtryk

Det kan forventes, at vinduer og døre i bygværket til tider vil være åbne, og at der forekommer mindre utætheder. Dette medfører, at der opstår et indvendigt vindtryk. Det indvendige vindtryk kan, jf. *DS/EN 1991-1-4 Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 1-4: Generelle laster - Vindlast*, fastsættes til  $c_{pi} = +0,2$  eller  $c_{pi} = -0,3$ , afhængigt af hvilken værdi der giver den mest ugunstige lastkombination.[6]

#### Tagkonstruktion

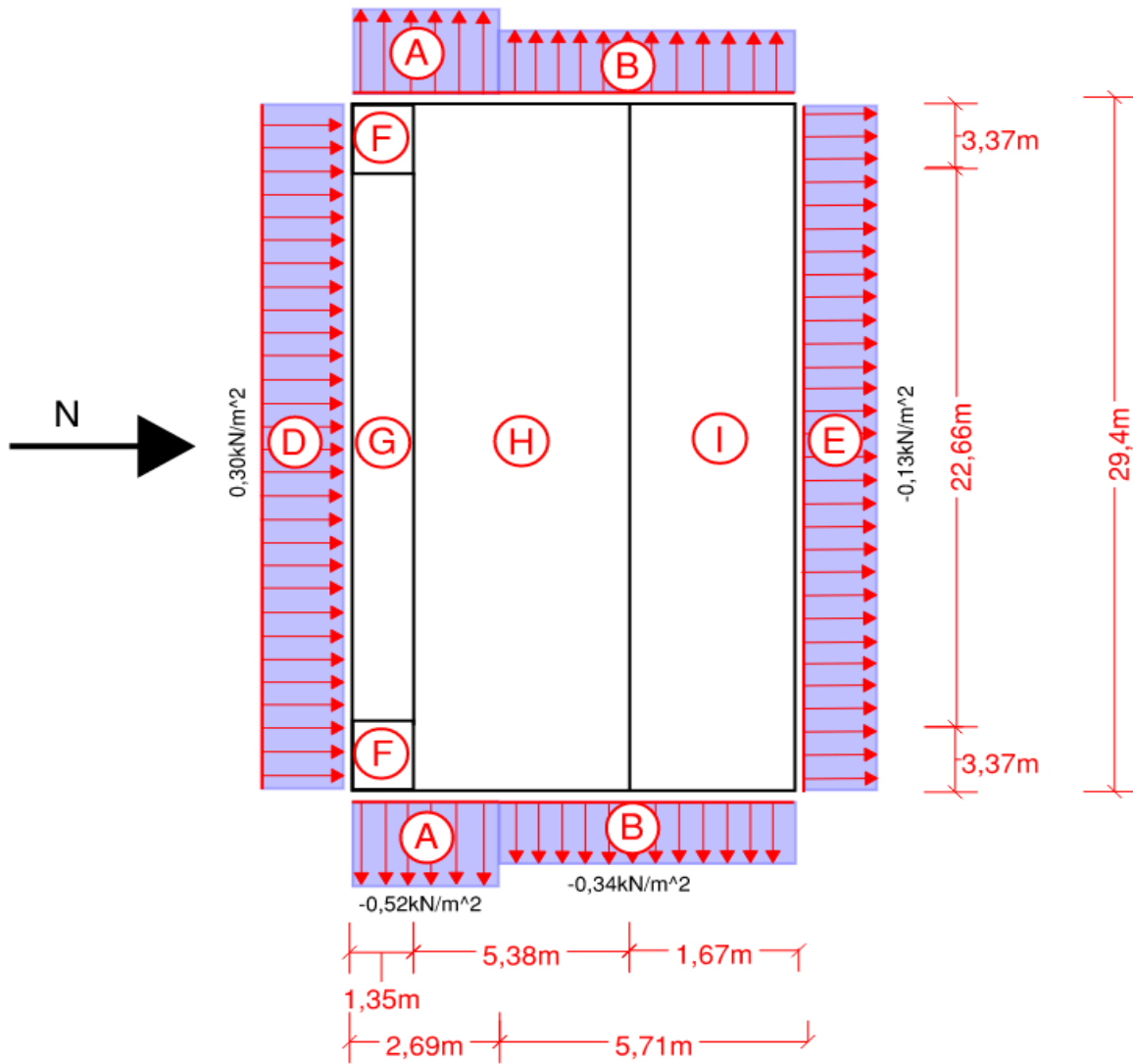
I ovenstående er zoneinddelingen for facadevæggene beskrevet, men der skal yderligere fastlægges en separat zoneinddeling for tagkonstruktionen. Tagkonstruktionen udføres som et fladt tag med murkrone, hvor brystningshøjden vurderes til 165 mm.

Til bestemmelse af formfaktorene for tagkonstruktionen anvendes forholdet  $h_p/h$ , hvor  $h_p = 165$  mm er brystningshøjden for murkronen, og  $h = 6565$  mm er bygværkets højde op til underkant af murkrone. Dette giver forholdet  $h_p/h = 0,025$ . på denne baggrund anvendes de tilsvarende værdier for  $c_{pe,10}$ , som angivet i Tabel 3.25.

Zone	F	G	H	I
$h_p/h$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
0,025	-1,6	-1,1	-0,7	+0,2

**Tabel 3.25** Værdier af  $c_{pe,10}$  for zoner på tag [23].

Zonerne ovenfor beregnes ligeledes med afsæt i referenceværdien  $e$  som anvendes efter samme princip tidligere angivet i afsnittet.



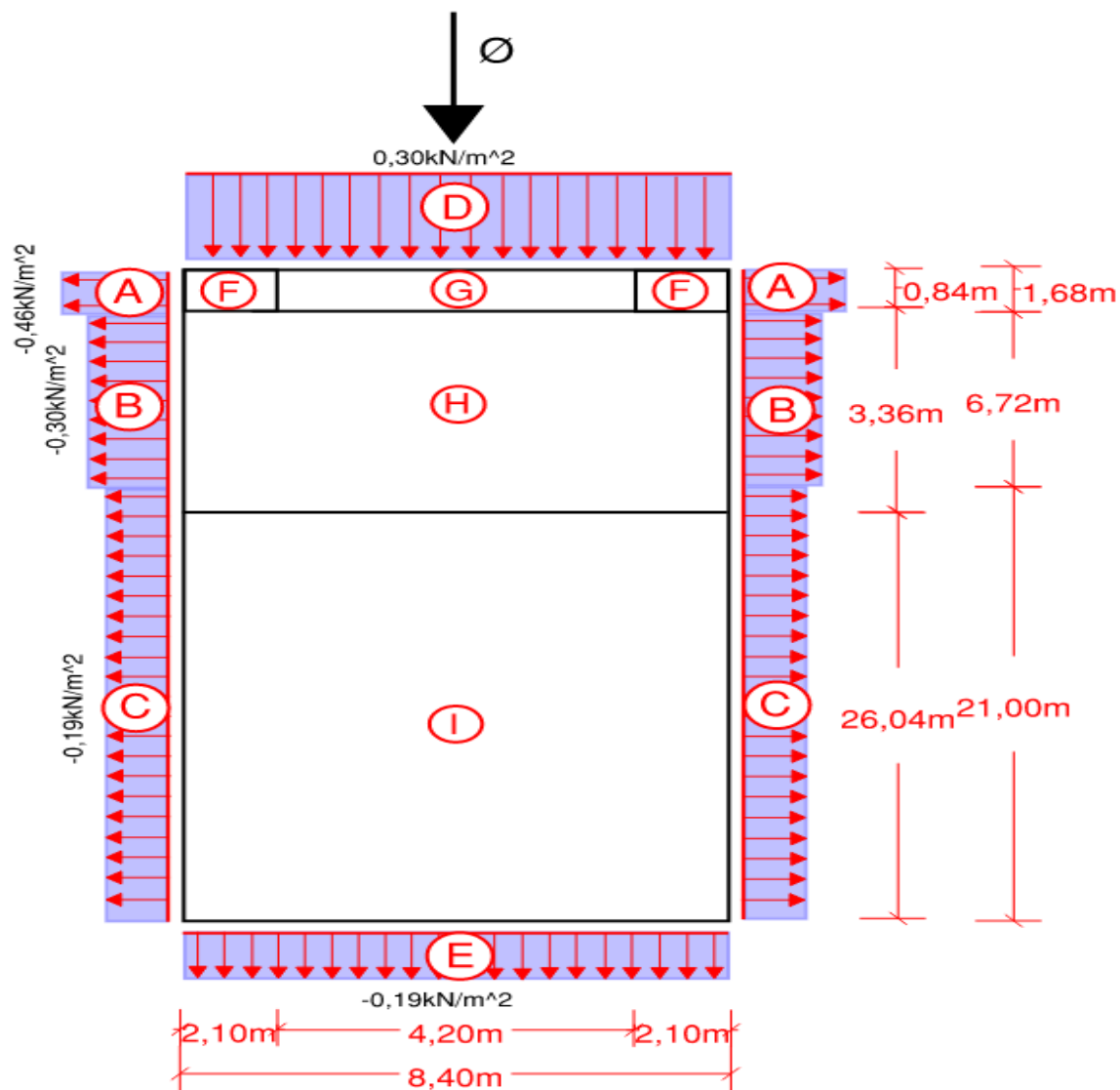
Figur 3.16 Opstalt - Vind fra Nord. Tegningsgrundlag [6]

$h/d$ 0,23	A	B	C	D	E	$(D - E) \cdot \rho_c$
$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-	+0,7	-0,3	$(0,7 + 0,3) \cdot 0,85 = 0,85$
$w_e$ [ $\frac{kN}{m^2}$ ]	-0,52	-0,34	-	0,30	-0,13	0,37

Tabel 3.26 Vindlaster på vægge fra Nord.

$h_p/h$ 0,025	F	G	H	I	
$c_{pe,10}$	-1,6	-1,1	-0,7	+0,2	-0,5
$w_e$ [ $\frac{kN}{m^2}$ ]	-0,69	-0,47	-0,30	0,09	-0,22

Tabel 3.27 Vindlast på tag fra Nord.



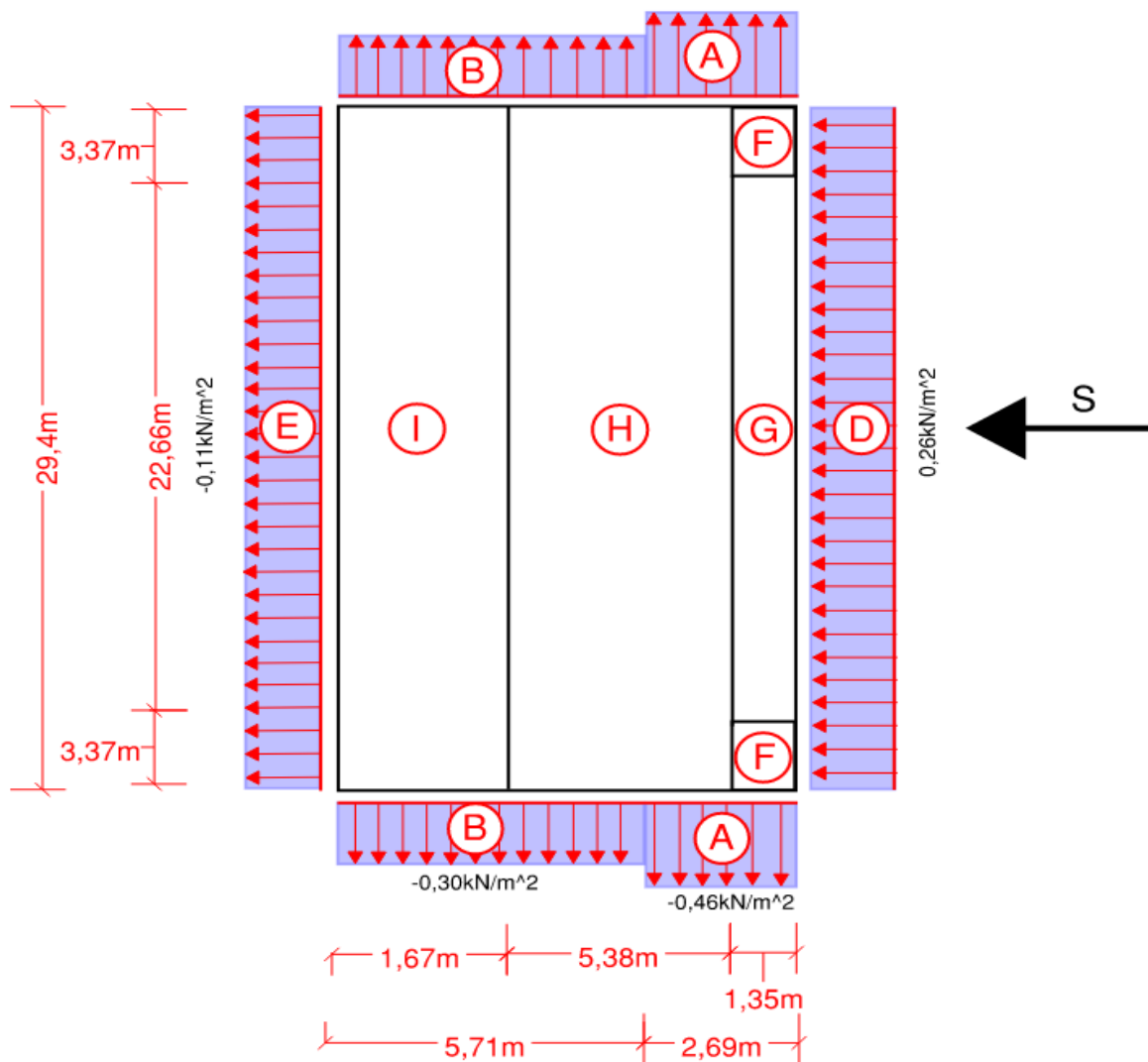
Figur 3.17 Opstalt - Vind fra Øst. Tegningsgrundlag [6]

$h/d$ 0,80	A	B	C	D	E	$(D - E) \cdot \rho_c$
$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5	$(0,8 + 0,5) \cdot 0,85 = 1,11$
$w_e$ [ $\frac{kN}{m^2}$ ]	-0,46	-0,30	-0,19	0,30	-0,19	0,42

Tabel 3.28 Vindlaster på vægge fra Øst.

$h_p/h$ 0,025	F	G	H	I	
$c_{pe,10}$	-1,6	-1,1	-0,7	+0,2	-0,5
$w_e$ [ $\frac{kN}{m^2}$ ]	-0,61	-0,42	-0,27	0,08	-0,19

Tabel 3.29 Vindlast på tag fra Øst



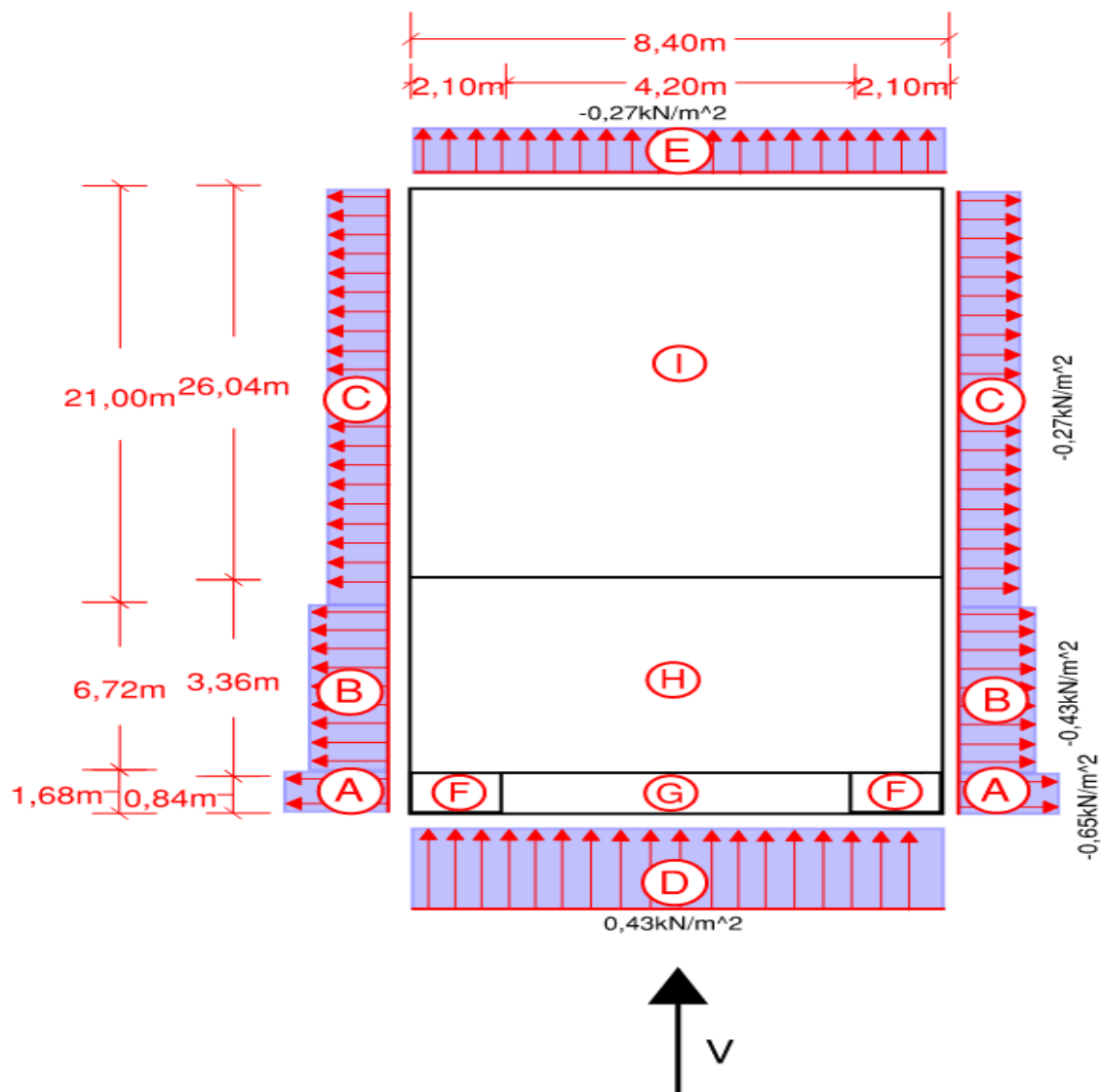
Figur 3.18 Opstalt - Vind fra Syd. Tegningsgrundlag [6]

$h/d$ 0,23	A	B	C	D	E	$(D - E) \cdot \rho_c$
$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-	+0,7	-0,3	$(0,7 + 0,3) \cdot 0,85 = 0,85$
$w_e$ [ $\frac{kN}{m^2}$ ]	-0,46	-0,30	-	0,26	-0,11	0,32

Tabel 3.30 Vindlaster på vægge fra Syd.

$h_p/h$ 0,025	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1,6	-1,1	-0,7	+0,2
$w_e$ [ $\frac{kN}{m^2}$ ]	-0,61	-0,42	-0,27	0,08

Tabel 3.31 Vindlast på tag fra Syd



Figur 3.19 Opstalt - Vind fra Vest. Tegningsgrundlag [6]

$h/d$ 0,80	A	B	C	D	E	$(D - E) \cdot \rho_c$
$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5	$(0,8 + 0,5) \cdot 0,85 = 1,11$
$w_e$ [ $\frac{kN}{m^2}$ ]	-0,65	-0,43	-0,27	0,43	-0,27	0,60

Tabel 3.32 Vindlaster på vægge fra Vest.

$h_p/h$ 0,025	F	G	H	I	
$c_{pe,10}$	-1,6	-1,1	-0,7	+0,2	-0,5
$w_e$ [ $\frac{kN}{m^2}$ ]	-0,86	-0,59	-0,38	0,11	-0,27

Tabel 3.33 Vindlast på tag fra Vest

I tillæg til ovenstående figurer og tabeller anvendes det tidligere fastlagte indvendige vindtryk med formfaktoren  $c_{pi}$ . Dette vil indgå i en eftervisning af bygværkets bærende vægge, hvor den mest ugunstige

værdi af  $c_{pi} = +0,2$  eller  $c_{pi} = -0,3$  vil anvendes.

Det skal slutteligt nævnes at der også skal opsættes nedadrettet og opadrettet vindlast på altan. Hertil anvendes det maksimale peakhastighedstryk for en vindretning  $q_p(z)$  hertil vælges vestenvind som er  $q_p(z) = 0,54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ , denne vindretning anvendes for at være konservativ og sikre tilstrækkelig dimensionering. Formfaktoren for altanens bund vil sættes til værdi i intervallet  $c_{pe} = 1,0 - 1,5$ , det vælges at bruge en værdi  $c_{pe} = \pm 1,2$  afhængigt af nedadrettet eller opadrettet vind[17]. Altanen får hertil vindlasterne:

- Nedadrettet vind:  $w_{en} = 0,54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,2 = 0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ .
- Opadrettet vind:  $w_{eo} = 0,54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot -1,2 = -0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ .

### 3.5.5 Geometriske imperfektioner

Geometriske imperfektioner refererer til de afvigelser fra ideel geometri, der uundgåeligt opstår under produktion og udførelse på byggepladsen. Bygningskonstruktionerne kan således ikke forudsættes at være fuldstændigt plane, hvilket medfører mindre excentriciteter, der kan have indflydelse på bygværkets stabilitet.

Fastsættelse af virkningen fra geometriske imperfektioner udføres i overensstemmelse med *DS/EN 1992-1-1 Eurocode 2 - Betonkonstruktioner - Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner* med tilhørende nationale annekser.

De geometriske imperfektioner repræsenteres ved hældningen  $\theta_i$ , som er givet ved Formel 3.5.16

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (3.5.16)$$

Hvor:

$$\begin{array}{l|l} \theta_0 & \text{Basisværdi } \frac{1}{200} [-] \\ \alpha_h & \text{Reduktionsfaktor for længde eller højde [-]} \\ \alpha_m & \text{Reduktionsfaktor for antallet af konstruktionsdele [-]} \end{array}$$

Reduktionsfaktoren for længde eller højde  $\alpha_h$ , samt reduktionsfaktoren for antallet af konstruktionsdele,  $\alpha_m$ , fastlægges ved hjælp af de nedenstående formler, Formel 3.5.17 og Formel 3.5.18.

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \text{ for } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \quad (3.5.17)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (3.5.18)$$

Hvor:

$$\begin{array}{l|l} l & \text{Længde eller højde [m]} \\ m & \text{Antal af lodrette konstruktionsdele, der bidrager til samlede virkning [-]} \end{array}$$

Definitionen af  $l$  og  $m$  afhænger af den betragtede virkning, hvor der skelnes mellem følgende hovedtilfælde:

- Virkning på enkeltstående konstruktionsdele:  $l =$  konstruktionsdelens faktiske længde,  $m = 1$ .
- Virkninger på afstivende system:  $l =$  bygværketsens højde,  $m =$  antallet af lodrette konstruktionsdele, der bidrager til den vandrette kraft på afstivende system.

- Virkninger på dæk eller tagskiver, der fordeler vandrette laster:  $l$  = etagehøjde,  $m$  = antallet af lodrette konstruktionsdele i etagen eller etager, som bidrager til den samlede vandrette kraft på dækket.

Antages det eksempelvis, at 20 konstruktionsdele bidrager til den vandrette kraft på det afstivende system, og at bygværkets højde er 6,73 m, kan imperfektionshældningen fastsættes ved anvendelse af Formel 3.5.16 til:

$$\theta_i = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{\sqrt{6,73 \text{ m}}} \cdot \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{20}\right)} = 0,0028 = 0,28\%$$

Virksomheden af de geometriske imperfektioner indgår i beregningerne som et bidrag til den horisontale last, der virker på den pågældende flade. Den relevante imperfektion af normalkraften omsættes herved til en horisontal kraft  $H_i$ . Dette indebærer, at de momenter, der opstår som følge af geometriske imperfektioner og den tilhørende excentricitet mellem over og understående vægge, tages i betragtning gennem denne kraft.

Kraften  $H_i$  fastsættes på følgende måder:

- Virkning på afstivende system:  $H_i = \theta_i \cdot (N_b - N_a)$ .
- Virkning på dækskive:  $H_i = \theta_i \cdot \left(\frac{N_b + N_a}{2}\right)$
- Virkning på tagskive:  $H_i = \theta_i \cdot N_a$

Hvor:

$N_a$  og  $N_b$  | Aksialkræfter virkende i pågældende vægge

I henhold til *DS/EN 1992-1-1 Eurocode 2 - Betonkonstruktioner - Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner* og det tilhørende nationale anneks modelleres geometriske imperfektioner for bygværk stabiliseret af dækskiver og stabiliserende vægge som ækvivalente horisontale laster, der angriber dækskivens tyngdepunkt. Derfor anvendes i nærværende projekt følgende udtryk [26]:

$$H_i = \theta_i \cdot \left(\frac{N_b + N_a}{2}\right)$$

### 3.5.6 Ulykkeslaster

#### Påkørselslast

Det undersøges, om nærværende bygværk kan være udsat for påkørsel, og i givet fald hvilken størrelse påkørselslasten vil have. Undersøgelsen udføres i overensstemmelse med *DS/EN 1991-1-7 Eurocode 1 - Last på bærende konstruktioner - Del 1-7: Generelle laster - Ulykkeslast* [13].

Ved at betragte det nærtliggende vejsystem for det imaginære bygværk i overensstemmelse med det aktuelle vejsystem fremgår det af Figur 3.20, at de nærtliggende veje udelukkende udgør indkørsler til parkering samt parkeringsarealer.



Figur 3.20 Bygværkets placering mht. veje og parkeringsarealer. [16]

Området omkring bygværket kan betragtes som et internt færdsels og parkeringsareal uden gennemkørende trafik. På denne baggrund kan området i henhold til normen klassificeres som gårdsplads, hvor køretøjer forventes at have en hastighed på  $v_0 = 15 \frac{\text{km}}{\text{t}}$

Den mindste afstand fra kørearealets kant til bygværkets facade vurderes at være mindst 4,5 m. Der forekommer ingen direkte kørespor eller gennemkørende trafik i umiddelbar nærhed af bygværkets bærende konstruktioner. På baggrund heraf vurderes risikoen for påkørsel af bygværkets bærende konstruktioner at være begrænset. Påkørselslast vurderes derfor ikke at være dimensionsgivende for nærværende bygværk, og der medregnes ikke særskilt ulykkelast fra påkørsel i den videre dimensionering af projektet.

### 3.5.7 Seismisk last

Den seismiske last repræsenterer den last, der medregnes for at sikre konstruktionernes styrke og stabilitet i tilfælde af jordrystelser. Lasten virker vandret og beskriver de minimumskrav, som bygværket skal opfylde for at sikre tilstrækkelig styrke og stabilitet under seismiske påvirkninger. Den seismiske last kan beskrives som en inertikraft, idet jorden, som bygværket er placeret på, sættes i bevægelse, hvilket medfører en forsinket bevægelse i bygværket, kaldet et respons.

Den seismiske last bestemmes i henhold til *DS/EN 1998-1 Eurocode 8 - Konstruktioner i seismiske områder - Del 1: Generelle regler, seismiske påvirkninger og regler for bygninger* [27] med tilhørende nationale annekser. Lasten fastlægges for hver etage i bygværket og påsættes de tilhørende etageadskillelser.

$$F_{seis} = \left( \sum G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \cdot \frac{a_{seis}}{g} \quad (3.5.19)$$

Hvor:

$F_{seis}$	Regningsmæssig værdi af vandret seismisk last pr. etage [-]
$a_{seis}$	Seismisk forskydningsacceleration [ $\frac{m}{s^2}$ ]
$g$	Tyngdeacceleration Fastlands-Danmark 9,82 [ $\frac{m}{s^2}$ ]

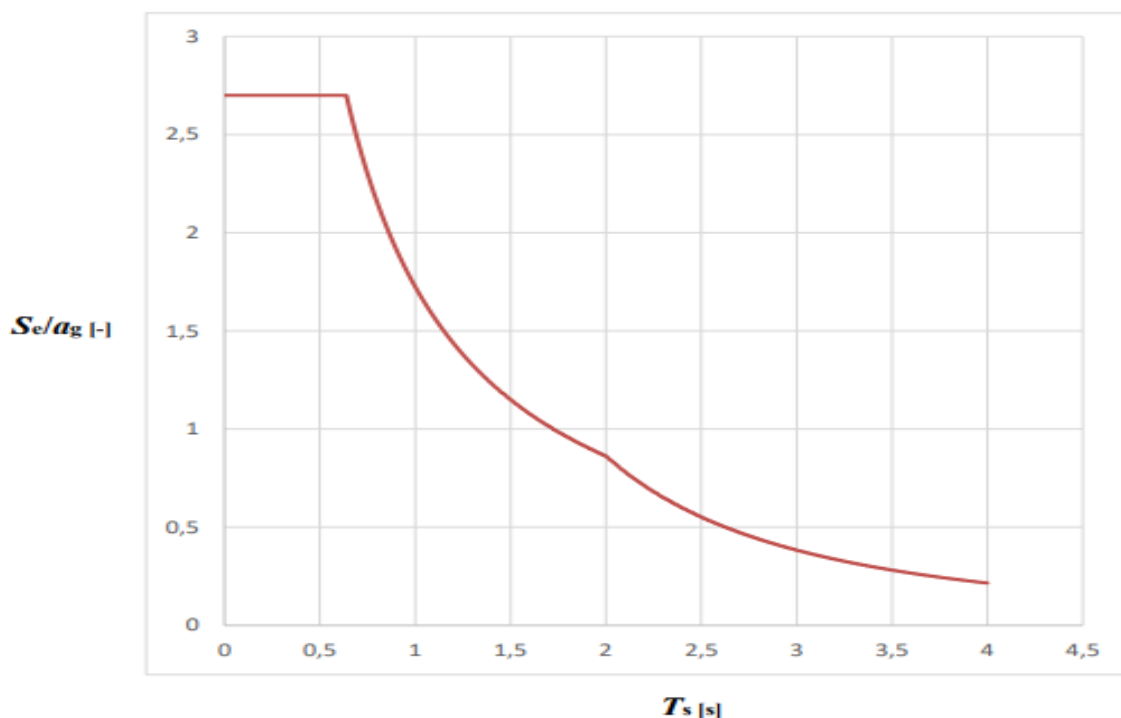
Den seismiske forskydningsacceleration bestemmes af Formel 3.5.20.

$$a_{seis} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{q} \cdot k \cdot \left[ \frac{S_e}{a_g} \right] \cdot a_g \cdot \gamma_I \\ 1,5\% \text{ af } g \end{array} \right. \quad (3.5.20)$$

Hvor:

$q$	Tager hensyn til duktilitet og sættes til 1,5 [-]
$k$	Tager hensyn til at vandrette seismiske last er variende langs bygværket og sættes til 0,5 [-]
$\frac{S_e}{a_g}$	Normaliseret horisontalt respons efter Figur 3.21 [-]
$a_g$	Regningsmæssig grundacceleration efter Figur 3.22 [ $\frac{m}{s^2}$ ]
$\gamma_I$	Seismisk faktor til bygværkets seismiske klasse og sættes til 1,0 for CC2 [-]

Det normaliserede horisontale responsspektrum fremgår af Figur 3.21 og beskriver konstruktionens følsomhed over for jordrustelser. Dette relaterer sig til den tidligere beskrevne forståelse af den seismiske last som en inertikraft. Konstruktioner med kortere egenperioder, som ligger tættere på jordrustelsernes dominerende svingningsperioder, vil generelt udvise et større seismisk respons.



**Figur 3.21** Normaliseret seismisk respons spektrum som funktion af bygværkets egensvingningsperiode. [27]

For bygværk af flere etager kan egensvingningsperioden bestemmes af Formel 3.5.21

$$T_s = \frac{h}{60} [s] \quad (3.5.21)$$

For et bygværk med højden  $h = 6,73$  m og flere etager kan egensvingningsperioden ved anvendelse af Formel 3.5.21 fastsættes til  $T_s = 0,11$  s. Den normaliserede horisontale respons kan herefter aflæses af Figur 3.21 til  $\frac{S_e}{a_g} = 2,7$ .

Værdien af grundaccelerationen for Danmark aflæses af Figur 3.22, hvor det ses at værdien i området hvori Aalborg ligger er  $a_g = 0,16 \frac{m}{s^2}$ .



**Figur 3.22** Værdier af regningsmæssig grundacceleration i Danmark. [27]

Den seismiske forskydningsacceleration kan nu bestemmes af Formel 3.5.20.

$$a_{seis} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{1,5} \cdot 0,5 \cdot 2,7 \cdot 0,16 \frac{m}{s^2} \cdot 1,0 = 0,14 \frac{m}{s^2} \\ 0,015 \cdot 9,82 \frac{m}{s^2} = 0,15 \frac{m}{s^2} \end{array} \right.$$

Den seismiske last bestemmes nu ved Formel 3.5.19.

$$F_{seis} = \left( \sum G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \cdot 0,015$$

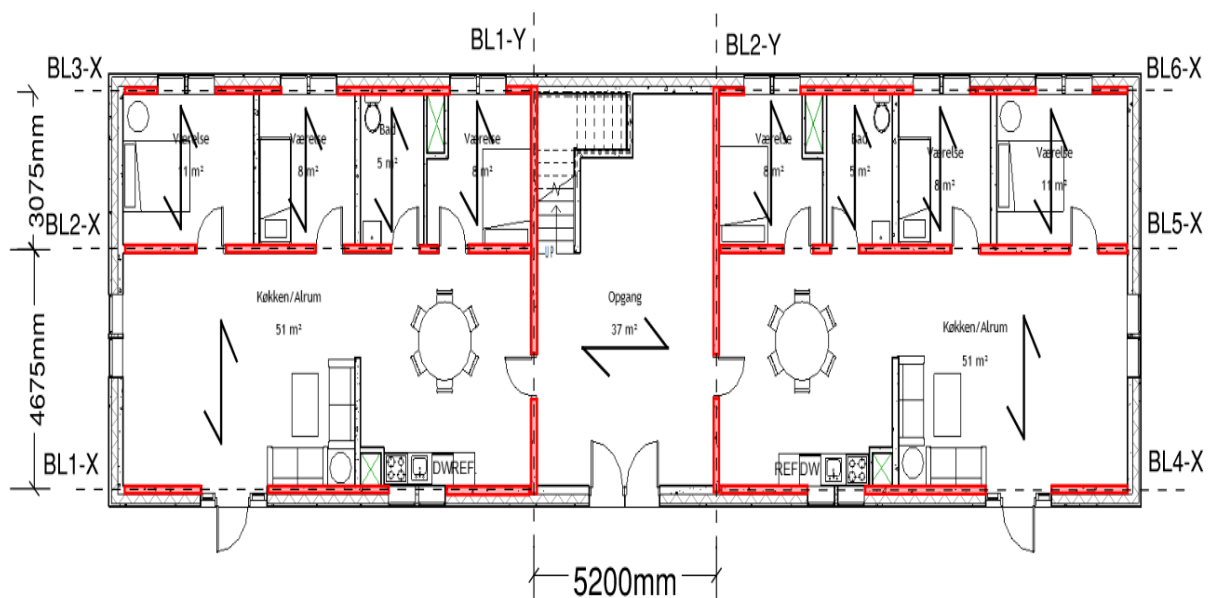
Ovenstående bruges til beregningen af den seismiske last i de enkelte dækniveauer i forbindelse med den vandrette lastføring. Ydermere skal konstruktioner ikke eftervises for samtidsvirkende vind og seismisk last, idet der kun stilles krav for eftervisning af den største af de to laster.

## **A2.1 Statiske beregninger - Bygværk**

## A2.1 STATISKE BEREGNINGER - BYGVÆRK

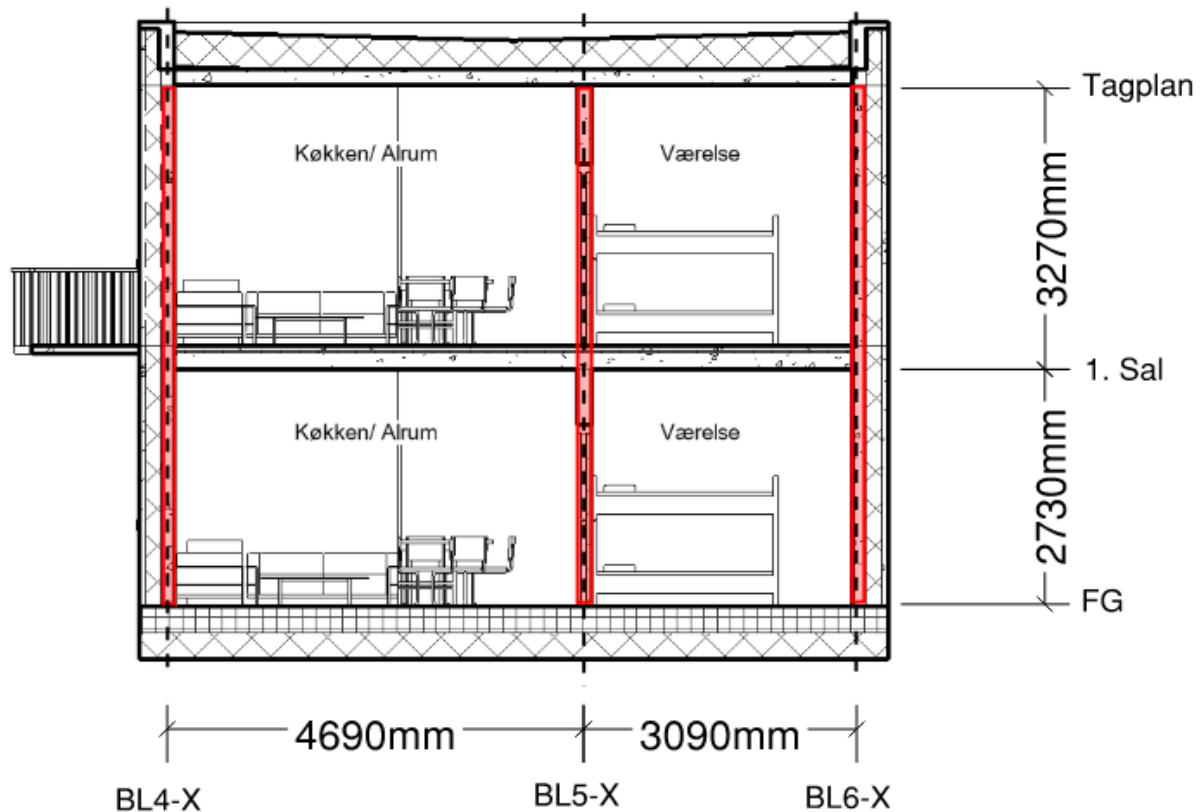
### 4.1 Lodret lastnedføring

I dette afsnit vil der redegøres for den lodrette lastnedføring på baggrund af de tidligere opstillede laster og lastkombinationer. Af Figur 4.1 vil de definerede bærelinjer kunne ses og deres tilhørende lastoplande:



Figur 4.1 Bærelinjer for det bærende system og dertilhørende lastopland.

Af Figur 4.2 fremstår de anvendte niveauhøjder i mm som anvendes til at bestemme den lodrette lastnedføring.



Figur 4.2 Snit gennem gavl af bygværk som viser niveau anvendt ved lastnedføring.

For væggene i bygværket er lastnedføringen foretaget i excelark der er vedlagt som bilag B. Der vil følgende gives et eksempel på beregningsgangen der har fundet sted i excelarket og herefter præsenteres resultaterne der kan forefindes i excelarket.

Fladelasterne, der påvirker dækkene er oplyst af følgende tabel fra excelarket og er opsat på baggrund af værdier fundet i afsnit 3.5. Disse laster anvendes til bestemmelse af den lodrette lastnedføring og kan ses af Figur 4.3

Egen og nyttelaster									
Last ID:	Betydning:	Egenvægt		Nyttelast	Nyttelast	Nyttelast	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
		Bunden	Fri	Kategori	Flade	Punkt	Nyttelast		
		kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>		kN/m <sup>2</sup>	kN			
TAD	Tagdæk	3,36	0	H	0	1,5	0	0	0
ETD1	Etageadskillelse	4,01	0,11	A4	3	2	0,5	0,3	0,2
ETD1	Etageadskillelse	4,01	0,11	A1	1,5	2	0,5	0,3	0,2
ALT	Altan	2,12	0	A5	2,5	2	0,5	0,3	0,2
FAC	Facadevæg	5,25	0	(-)	0	0	0	0	0
INC	Indvendig bærende væg	3,54	0	(-)	0	0	0	0	0
SKV	Skillevægstillæg	0	0	SKV	0,5	0	0,5	0,3	0,2

Figur 4.3 Egen og nyttelaster mht. lodret lastnedføring.

Naturlaster anvendt i beregningerne opsættes ligeledes på følgende vis som set af Figur 4.4:

Naturlaster								
Last ID:	Beskrivelse	Sne/vindlast				$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
		kN/m <sup>2</sup>						
$S_k$	Snelast	0,8				0,3	0,2	0
$W_{enk}$	Vindlast ned	0,11				0,3	0,2	0
$W_{eok}$	Vindlast op	-0,27				0,3	0,2	0

Figur 4.4 Naturlaster mht. lodret lastnedføring.

Afslutningsvist er der i kombination med lasterne anvendt følgende lastkombinationer i Figur 4.5 svarende til dem der er angivet i Tabel 3.10.

Lastkombinationer						
Beskrivelse		$G_k$	$Q_k$	$S_k$	$W_{kn}$	$W_{ko}$
LK1	Dom. Egenlast (STR 6.10a)	$1,2K_{FI}$	0	0	0	0
LK2	Dom. Nyttelast (STR 6.10b)	$1K_{FI}$	$1,5K_{FI}$	$1,5\psi_0K_{FI}$	$1,5\psi_0K_{FI}$	0
LK3	Dom. Snelast (STR 6.10b)	$1K_{FI}$	$1,5\psi_0K_{FI}$	$1,5K_{FI}$	$1,5\psi_0K_{FI}$	0
LK4	Dom. Vind ned (STR 6.10b)	$1K_{FI}$	$1,5\psi_0K_{FI}$	0	$1,5K_{FI}$	0
LK5	Dom. Vind op (STR 6.10b)	0,9	0	0	0	$1,5K_{FI}$

Figur 4.5 Lastkombinationer til lastnedføringen.

For bærelinjer kan oplandene defineres som halvdelen af spændvidden til hhv. højre og venstre side af bærelinjen. Oplandene kan have forskellige nyttelaster på hhv. højre og venstre side af bærelinjen. For nærværende projekt er det antaget at den største af de to virkende nyttelaster vil bruges for begge sider. Dette vil være en konservativ antagelse da det skaber en mere ugunstig lastvirkning og vil ikke komme i konflikt med belastningen til stabilitetsberegningerne. Ydermere kan reduktionsfaktoren for etagebyggeriers nyttelast sættes til  $\alpha_n = 1,0$  betydende at den ikke vil have indvirkning på bygværket. Dette skyldes at der arbejdes med et byggeri i blot 2-etager.

### Eksempel - Bærelinje BL5-X

Følgende eksempel vil tage udgangspunkt i den lodrette lastnedføring for bærelinjen BL5-X til at demonstrere metoden for den lodrette lastnedføring. Eksemplet vil vise LK2 dominerende nyttelast som kan forventes at have den største lodrette last. Med afsæt i Figur 4.5 er lastkombination LK2 givet ved:

$$N_{Rd} = K_{FI} \cdot (\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k + \gamma_S \cdot \psi_0 \cdot S_k + \gamma_w \cdot \psi_0 \cdot W_{kn})$$

Det fremstår af Figur 4.1 at lastoplandet for BL5-X er hhv. 1,54 m til den ene side og 2,34 m til den anden side hvorfor der under tagdæk vil være følgende linjelast:

$$N_{Rd, BL5-x, tag} = 1,0 \cdot (1,0 \cdot 3,36 \frac{kN}{m^2} + 1,5 \cdot 0 + 1,5 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \frac{kN}{m^2} + 1,5 \cdot 0,3 \cdot 0,11 \frac{kN}{m^2}) \cdot (1,54 m + 2,34 m) = 14,62 \frac{kN}{m}$$

Samme fremgangsmåde kan nu udføres ned til under dækvederlag markeret som 1. Sal i Figur 4.2. Dog skal betonvæggens egenlast medregnes og der fås:

$$N_{Rd, BL5-X, 1sal} = 14,62 \frac{kN}{m} + 1,0 \cdot (1,0 \cdot 3,54 \frac{kN}{m^2} \cdot 3,27 m + 1,0 \cdot ((4,01 \frac{kN}{m^2} + 0,11 \frac{kN}{m^2}) + 1,5 \cdot (1,5 \frac{kN}{m^2} + 0,5 \frac{kN}{m^2}))) \cdot (1,54 m + 2,34 m) = 53,82 \frac{kN}{m}$$

Linjelasten ved overkant af færdigt gulv kan nu bestemmes, idet der nu mangler at blive tilføjet egenvægt fra betonvæg i stueetagen og der fås:

$$N_{Rd, BL5-X, FG} = 53,82 \frac{kN}{m} + 1,0 \cdot 1,0 \cdot 3,54 \frac{kN}{m} \cdot 2,73 m = 63,49 \frac{kN}{m}$$

### Resten af bygværket

For de resterende vægge i bygværket som indgår i bærelinjerne vil resultaterne præsenteres nedenfor og vil være udklip fra excelarket vedhæftet som bilag B. Resultater oplystes for de enkelte bærelinjer afhængigt af lastkombination nedenfor:

BL5-X og BL2-X				Opland:	3,88	m
	LK2	LK1	LK3	LK4	LK5	
Etage:	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	
Tagplan	14,63	15,64	17,88	13,68	10,16	
1.Sal	53,83	48,72	51,27	47,06	34,58	
FG	63,49	60,31	60,93	56,72	43,28	

Figur 4.6 Lodrette lastnedføring for BL2-X og BL5-X.

BL3-X og BL6-X				Opland	1,54	m
	LK2	LK1	LK3	LK4	LK5	
Etage:	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	
Tagplan	5,81	6,21	7,10	5,43	4,03	
1.Sal	33,94	34,42	32,92	31,25	25,04	
FG	48,27	51,62	47,25	45,58	37,94	

Figur 4.7 Lodrette lastnedføring for BL3-X og BL6-X.

BL1-Y og BL2-Y				Opland	2,6	m
	LK2	LK1	LK3	LK4	LK5	
Etage:	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	
Tagplan	9,80	10,48	11,98	9,17	6,81	
1.Sal	45,74	37,23	41,10	38,28	26,61	
FG	55,40	48,83	50,76	47,94	35,31	

Figur 4.8 Lodrette lastnedføring for BL1-Y og BL2-Y.

Det skal nævnes at for bærelinjerne BL1-X og BL4-X er altanens medvirken til lodrette last indregnet. Dette er blot som idealiseret linjelast som vil virke langs de 2 bærelinjers strækning. Linje lasten vil indvirke i hhv. egenlast, nyttelast, snelast og vindlast. For at kunne se beregning af denne henvises til bilag A.1 hvortil følgende bidrag til linjelasten fra altaner er bestemt og fremgår af Figur 4.9.

Altan lodrette laster	
Last:	kN/m
Egenlast	1
Nyttelast	0,87
Vind ned	0,23
Vind op	-0,23

Figur 4.9 Lodrette last fra altan.

BL1-X og BL4-X				Opland	2,34 m	
	LK2	LK1	LK3	LK4	LK5	
Etage:	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	
Tagplan	8,82	9,43	10,79	8,25	6,13	
1.Sal	45,06	42,80	43,51	40,56	30,58	
FG	59,39	60,00	57,85	54,90	43,48	

Figur 4.10 Lodrette lastnedføring for BL1-X og BL4-X.

De største ovenstående linjelaster ville senere kunne anvendes i eventuelt afsnit til eftervisning af de bærende elementers lodrette bæreevne. Derudover vil de mindste af de ovenstående linjelaster senere anvendes til stabilitetsberegning.

## 4.2 Vandret lastnedføring

I følgende afsnit eftervises den vandrette lastnedføring for bygværket. Her vurderes det, om den seismiske last eller vindlasten er dimensionsgivende. Den dimensionsgivende last anvendes efterfølgende til stabilitetsberegning på langs og på tværs af bygværket.

De vandrette laster føres gennem facaderne til de overliggende og underliggende dæk, hvorfra de videreføres til de stabiliserende elementer i bygværket. I det følgende antages lasten fra geometriske imperfektioner at virke i samme retning som den pågældende vandrette last.

Den stabiliserende normalkraft for de to tilfælde, brudgrænsetilstanden og ulykkestilfælde, vil ikke have samme partialkoefficienter for egenlast. Det forudsættes at de vandrette laster er ens fordelt på bygværkets etager. Vindlasten vurderes derfor at være dimensionsgivende hvis den overstiger 90 % af den seismiske vandrette kraft.[20]

### 4.2.1 Seismisk last

Beregninger af seismisk last udføres i overensstemmelse med afsnit 3.5.7. Med afsæt i *Bygningsberegninger* af Jensen og Hansen, 3. udgave [20], antages den seismiske last at angribe midt på væggene og at blive fordelt mellem overliggende og underliggende dæk.

Den vandrette seismiske last beregnes ud fra lodretvirkende laster, som omregnes til linjelaster, der skal kunne optages af dækskiverne. Dette gælder både på langs og på tværs af bygværket. Gennemgående beregninger fremgår af bilag B.

Til beregningerne anvendes udtrykket opgivet i afsnit 3.5.7 med værdierne opgivet i samme afsnit:

$$F_{seis} = 0,015 \cdot (\sum G_{k,j} + \sum Q_{k,j} \cdot \Psi_{2,1}) = A_{d,i}$$

Den seismiske last omregnes herefter til en linjelast, som virker på etageadskillelsen. Lasten opdeles i  $A_{d1}$  for 1.sal og  $A_{d2}$  for tagplan. De anvendte laster fremgår af de tilhørende figurer, Figur 4.11 og Figur 4.12:

Tagplan		
Tyngde af etageadskillelse	829,79	kN
Tyngde af facadevægge 1.sal-tagplan	1220,16	kN
Tyngde indvendig bærende vægge 1.sal-tagplan	584,47	kN
Tyngde gulv	0,00	kN
Nyttelast skillevægge	123,48	kN

Figur 4.11 Beregning af egenlast og nyttelast for tagplan.

1.sal		
tyngde af etageadskillelse	990,31	kN
Tyngde af facadevægge FG-1.sal	986,94	kN
Tyngde af indvendig bærende vægge FG-1.sal	479,18	kN
Tyngde gulv	27,17	kN
Nyttelast A5	740,88	kN
Nyttelast skillevægge	123,48	kN

Figur 4.12 Beregning af egenlast og nyttelast for 1.sal.

Værdier indsættes i Formel 3.5.19 og der fås:

$$A_{d1} = 0,015 \cdot (990,31 \text{ kN} + (986,94 \text{ kN} + 479,18 \text{ kN}) \cdot 0,5 + (1220,16 \text{ kN} + 584,47 \text{ kN}) \cdot 0,5 + 27,17 \text{ kN} + 740,88 \text{ kN} \cdot 0,2 + 123,48 \text{ kN} \cdot 0,2) = 42,39 \text{ kN}$$

$$A_{d2} = 0,015 \cdot (829,79 \text{ kN} + 0,5 \cdot (1220,16 \text{ kN} + 584,47 \text{ kN}) + 123,48 \text{ kN} \cdot 0,2) = 26,35 \text{ kN}$$

Stabiliteten på langs og tværs bestemmes på baggrund af bygningsdimensionerne  $b = 8,4 \text{ m}$  i længderetning og  $l = 29,4 \text{ m}$  i tværrretning. Linjelasten beregnes som den seismiske last divideret med bygværkets dimension i den betragtede retning ved brug af Formel 4.2.1

$$w_{m,i} = \frac{A_{d,i}}{b \text{ eller } l} \quad (4.2.1)$$

Hvor:

$$\begin{array}{l} A_{d,i} \quad \left| \quad \text{Regningsmæssigeværdi af vandrette seismiske last [kN]} \\ w_{m,i} \quad \left| \quad \text{Seismisk last omregnet til linjelast på etageadskillelse } \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \end{array}$$

Stabilitet på tværs:

$$w_{m,1} = \frac{42,39 \text{ kN}}{29,4 \text{ m}} = 1,44 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{m,2} = \frac{26,35 \text{ kN}}{29,4 \text{ m}} = 0,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

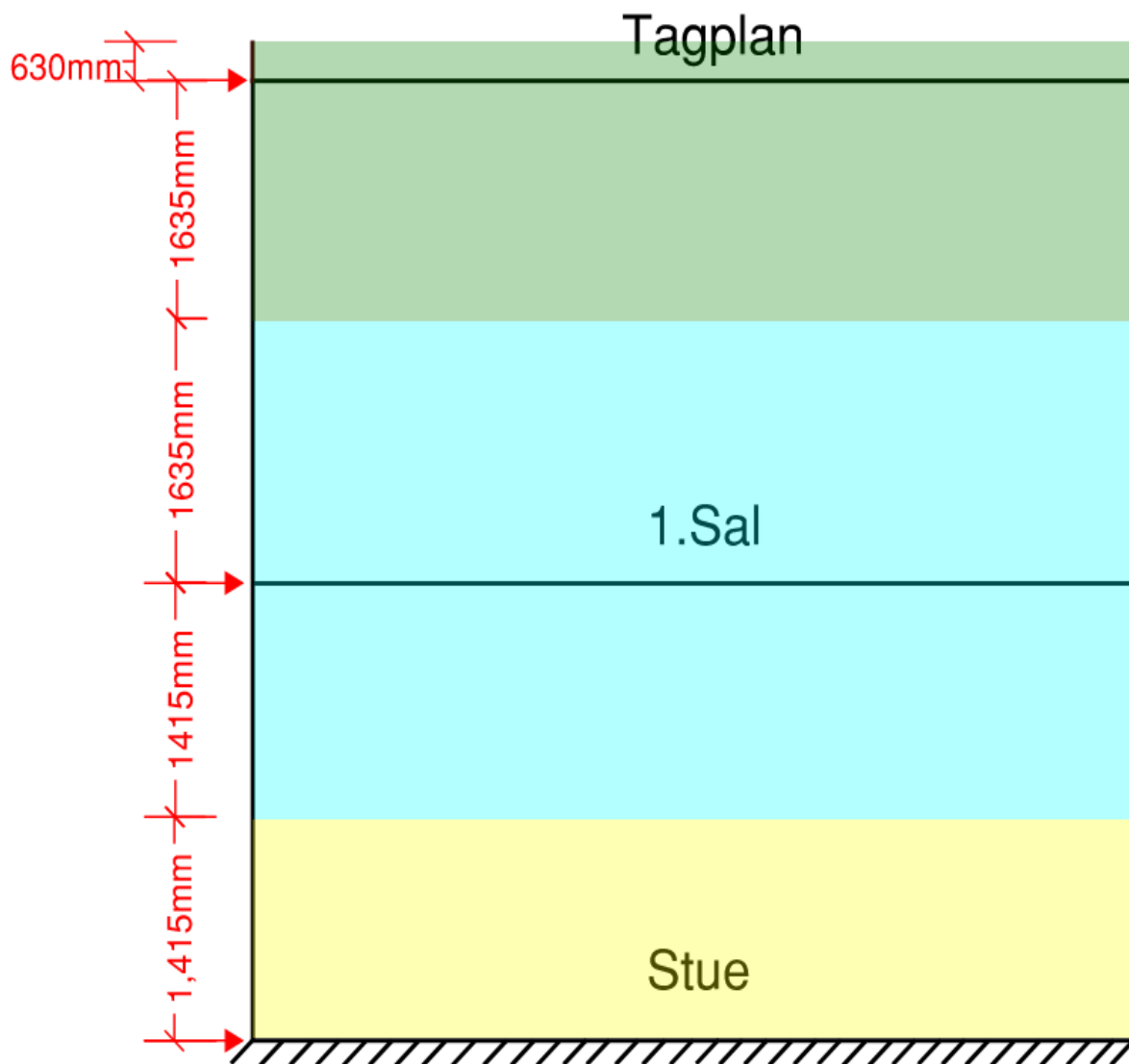
Stabilitet på langs:

$$w_{m,1} = \frac{42,39 \text{ kN}}{8,4 \text{ m}} = 5,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{m,2} = \frac{26,35 \text{ kN}}{8,4 \text{ m}} = 3,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### 4.2.2 Vindlast

Der vil til bestemmelse af vindlastens virkning anvendes laster bestemt i afsnit 3.5.4. Disse vil angribe tag og etagedækket, hvorfor der bestemmes en vindlast per etage  $w_{w1}$  for 1.sal og  $w_{w2}$  for tagplan.



Figur 4.13 Lastopland for facader med mål i mm

Vindlasters tilhørende lastopland er illustreret af Figur 4.13, hvortil vindlasten  $p = (D - E) \cdot \rho$ , tidligere er bestemt af afsnit 3.5.4. Til opsætningen af den vandrette last anvendes den største vindlast på hhv. langs og tværs af bygværket. Hvorfor der på langs af bygværket vil anvendes vindlast fra Vest og for vindlast på tværs vil anvendes vindlast fra Nord.

For stabilitet på tværs af bygværket fås altså:

$$w_{w1} = 0,37 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3,05 \text{ m} = 1,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{w2} = 0,37 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,27 \text{ m} = 0,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Stabilitet på langs:

$$w_{w1} = 0,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3,05 \text{ m} = 1,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{w2} = 0,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,27 \text{ m} = 1,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### 4.2.3 Geometriske imperfektioner

De geometriske imperfektionslaster regnes virkende samtidig med hovedlasten i den pågældende lastkombination.

Den regningsmæssige vandrette last fra geometriske imperfektioner beregnes ved at multiplicere imperfektionshældningen  $\theta_i$  med den lodrette last, som angriber dækskiven, og herefter omregne denne til linjelast.

Ved seismisk påvirkning medtages både egenlast og nyttelast, mens der ved vindlast alene medtages egenlast, hvorfor:

$$w_{imp,i,seis} = \frac{(\sum G_{k,j} + \sum Q_{k,j} \cdot \Psi_{2,1}) \cdot \theta_i}{l} \quad (4.2.2)$$

$$w_{imp,i,vind} = \frac{\sum G_{k,j} \cdot \theta_i}{l} \quad (4.2.3)$$

Imperfektionshældningen er tidligere bestemt til  $\theta_i = 0,28\%$  i afsnit 3.5.5. Dette svarer til en konstruktion med ca 20 bidragende konstruktionsdele til vandret last. Antagelsen vurderes rimelig, da reduktionsfaktoren af Formel 3.5.18 kun ændres marginalt for et antal større end 7.

Virksomheden af imperfektion for den seismiske last på tværs bliver altså:

$$w_{imp1,seis} = \frac{(\sum G_{k,j} + \sum Q_{k,j} \cdot \Psi_{2,1}) \cdot \theta_i}{l} = \frac{2825,72 \text{ kN} \cdot 0,0028}{29,4 \text{ m}} = 0,27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{imp2,seis} = \frac{(\sum G_{k,j} + \sum Q_{k,j} \cdot \Psi_{2,1}) \cdot \theta_i}{l} = \frac{1756,80 \text{ kN} \cdot 0,0028}{29,4 \text{ m}} = 0,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Virksomheden af imperfektion for den seismiske last på langs bliver altså:

$$w_{imp1,seis} = \frac{(\sum G_{k,j} + \sum Q_{k,j} \cdot \Psi_{2,1}) \cdot \theta_i}{l} = \frac{2825,72 \text{ kN} \cdot 0,0028}{8,4 \text{ m}} = 0,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{imp2,seis} = \frac{(\sum G_{k,j} + \sum Q_{k,j} \cdot \Psi_{2,1}) \cdot \theta_i}{l} = \frac{1756,80 \text{ kN} \cdot 0,0028}{8,4 \text{ m}} = 0,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Virksomheden af imperfektion for vindlast på tværs bliver altså:

$$w_{imp,1,vind} = \frac{\sum G_{k,j} \cdot \theta_i}{l} = \frac{2652,85 \text{ kN} \cdot 0,0028}{29,4 \text{ m}} = 0,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{imp,2,vind} = \frac{\sum G_{k,j} \cdot \theta_i}{l} = \frac{1732,10 \text{ kN} \cdot 0,0028}{29,4 \text{ m}} = 0,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Virksomheden af imperfektion for vindlast på langs bliver altså:

$$w_{imp,1,vind} = \frac{\sum G_{k,j} \cdot \theta_i}{l} = \frac{2652,85 \text{ kN} \cdot 0,0028}{8,4 \text{ m}} = 0,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{imp,2,vind} = \frac{\sum G_{k,j} \cdot \theta_i}{l} = \frac{1732,10 \text{ kN} \cdot 0,0028}{8,4 \text{ m}} = 0,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Opsummering

Det er tidligere nævnt at vindlast vil være dimensionerende hvis den overstiger 90% af den seismiske vandrette kraft altså:

$$w_{w,i} + w_{imp,i,vind} \geq (w_{m,i} + w_{imp,i,seis}) \cdot 0,9$$

Resultater fremgår af Tabel 4.1

Stabilitet				
Etage:	Tværs		Langs	
1. Sal	Vind	Seismisk	Vind	Seismisk
	$1,38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$1,71 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,9 = 1,54 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$2,71 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$5,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,9 = 5,39 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Tagplan	Vind	Seismisk	Vind	Seismisk
	$1,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$1,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,9 = 0,96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$1,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$3,73 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,9 = 3,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

**Tabel 4.1** Vandret stabilitets værdier.

Forventeligt grundet bygværkets lave højde og de tunge anvendte konstruktionsmaterialer vil den seismiske last for nærværende projekt være den dominerende for alle på nær stabilitet for tagplan på tværs hvor vind vil være dimensionsgivende. De regningsmæssige laster der skal anvendes til stabilitetsberegningerne opsættes nu med afsæt i lastkombinationerne i Tabel 3.10.

Seismisk tilfælde:

$$H_d = (w_m, i + w_{imp, i, seis}) \cdot l \quad (4.2.4)$$

Vind tilfælde:

$$w_d = 1,5 \cdot K_{FI} \cdot (w_{w, i} + w_{imp, i, vind}) \cdot l \quad (4.2.5)$$

Stabilitet på tværs kan nu bestemmes til:

$$H_{d,1} = 1,71 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 29,4 \text{ m} = 50,30 \text{ kN}$$

$$w_{d,2} = 1,5 \cdot 1,0 \cdot 1,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 29,4 \text{ m} = 44,31 \text{ kN}$$

Stabilitet på langs:

$$H_{d,1} = 5,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8,4 \text{ m} = 50,30 \text{ kN}$$

$$H_{d,2} = 3,73 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8,4 \text{ m} = 31,27 \text{ kN}$$

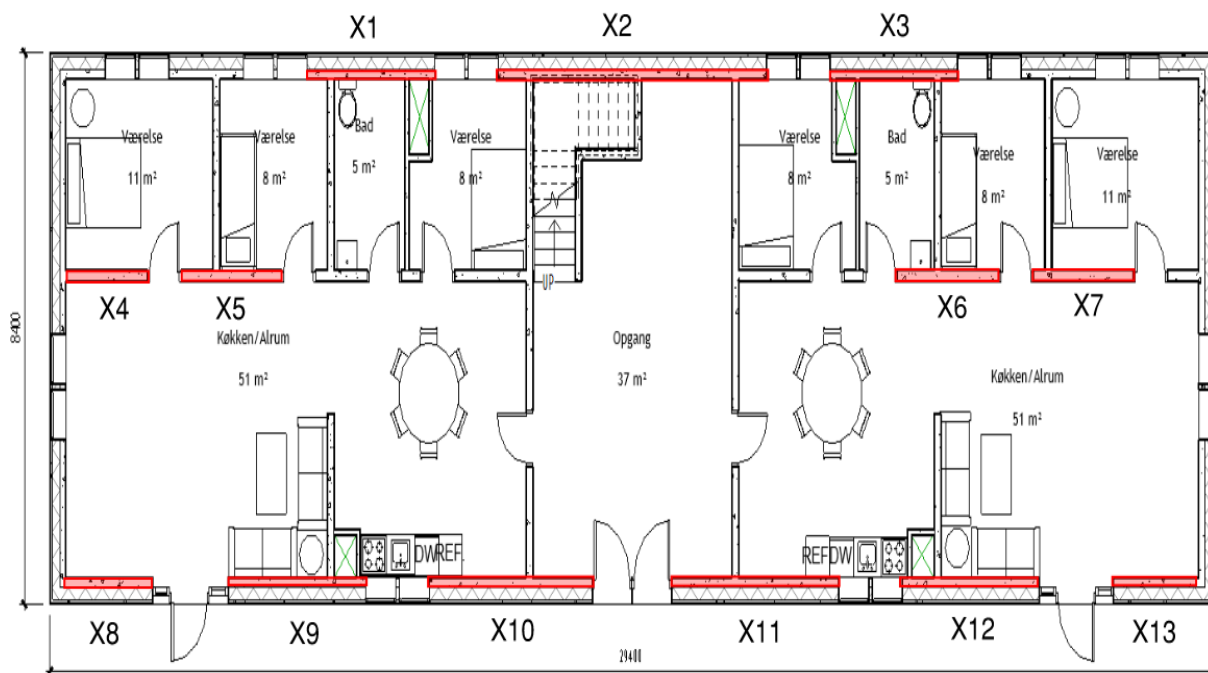
### 4.3 Stabilitet

Bygværkets stabilitet kan defineres som dets evne til at modstå vandrette kræfter uden væltning eller løft som følge af de pågældende laster. I nærværende projekt undersøges stabiliteten med udgangspunkt i en skivemodel baseret på *Bygningsberegninger af Jensen og Hansen, 3. udgave* [20].

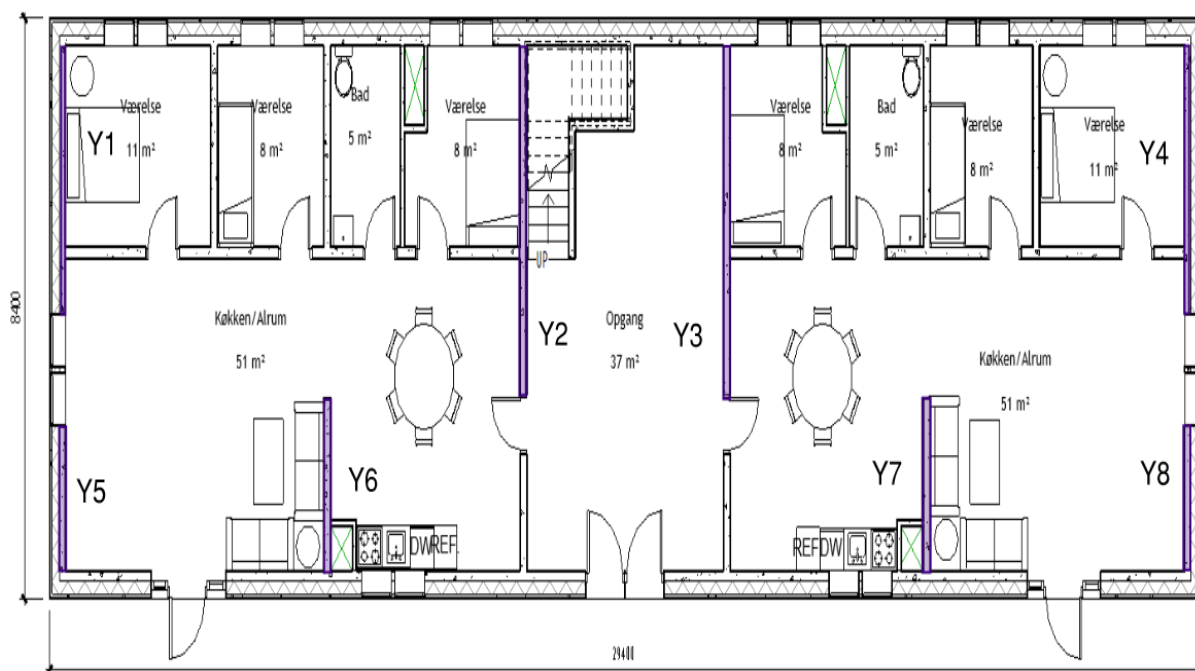
Modellen idealiserer etageadskillelserne som horisontale, stive skiver, der påvirkes af vandrette laster, som overføres via facadevæggene til dækkene. Dækskiverne viderefører herefter lasterne til de stabiliserende vægge, som virker som skiver i plan i de relevante lastretninger.

Lastfordelingen fra dækskiver til vægge fastlægges, hvorefter vægskiverne eftervises for de fire centrale brudformer: glidning, væltning, trykbrud og skiveforskydning.

I det følgende benævnes vægge, der virker stabiliserende i bygværkets længderetning, som X-vægge, mens vægge i tværretningen benævnes Y-vægge. Ikke alle vægfelter er medtaget i beregningerne, idet kun større og gennemgående vægfelter uden åbninger indgår. De stabiliserende vægge fremgår af Figur 4.14 og Figur 4.15



Figur 4.14 Stabiliserende vægge for stabilitet på langs



Figur 4.15 Stabiliserende vægge for stabilitet på tværs

#### 4.3.1 Fordeling af kræfter til stabiliserende vægge

Kraftfordelingen til de stabiliserende vægge bestemmes i nærværende projekt ved en elastisk analyse. Dækskiverne antages at være uendeligt stive i deres plan, mens væggene betragtes som elastiske understøtninger.

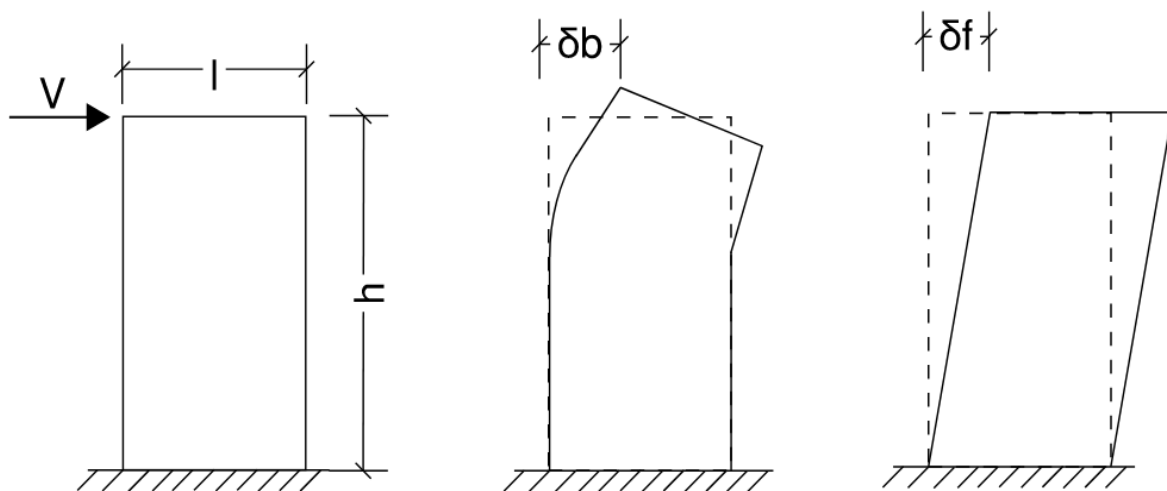
For at kunne anvende en elastisk fordeling bestemmes væggenes indbyrdes stivhed, således at kræfterne kan fordeles proportionalt hermed.[20]

Det kan argumenteres, at en plastisk fordeling også bør undersøges af hensyn til en eventuel optimering af konstruktionen. Da der er tale om et studieprojekt, begrænses analysen her til en elastisk fordeling.

### Udledning af vægstivhed

Dækskiven antages at være uendeligt stiv, hvorfor alle understøttende vægge udsættes for samme vandrette forskydning. En stivere væg vil derfor optage en større kraft end en mindre stiv væg.

Vægskiverne betragtes som udkragede, lodrette bjælker. Udbøjningen i toppen består af bidrag fra både bøjning og forskydning, og kan ses af Figur 4.16.



**Figur 4.16** Deformation af vægskive belastet af en vandret kraft  $V$ . Tegningsgrundlag [20]

For lasten  $V$  på Figur 4.16 kan udbøjningen fra normalspændingerne beskrives ud fra Formel 4.3.1. [20]

$$\delta_b = \frac{1}{3} \cdot \frac{M}{E \cdot I} \cdot h^2 = \frac{1}{3} \cdot \frac{V \cdot h^3}{E \cdot I} \quad (4.3.1)$$

Hvor:

$\delta_b$	Udbøjning fra normalspændinger [mm]
$M$	Moment i vægskive [Nmm]
$E$	Elasticitetsmodul af vægmateriale [MPa]
$I$	Bøjningsinertimoment for væg [mm <sup>4</sup> ]
$h$	Højde af væg [mm]
$V$	Lasten fra etagedæk [kN]

Det kan konstateres af Formel 4.3.1, at for en etage med vægskiver af samme højde og materiale, vil en vægs stivhed kun variere med hensyn til inertimomentet, forudsat at dækket er en uendeligt stiv skive, og hertil at den samme flytning vil opstå i væggene.

For lasten  $V$  på Figur 4.16 kan udbøjningen fra forskydningen beskrives ud fra Formel 4.3.2. [20]

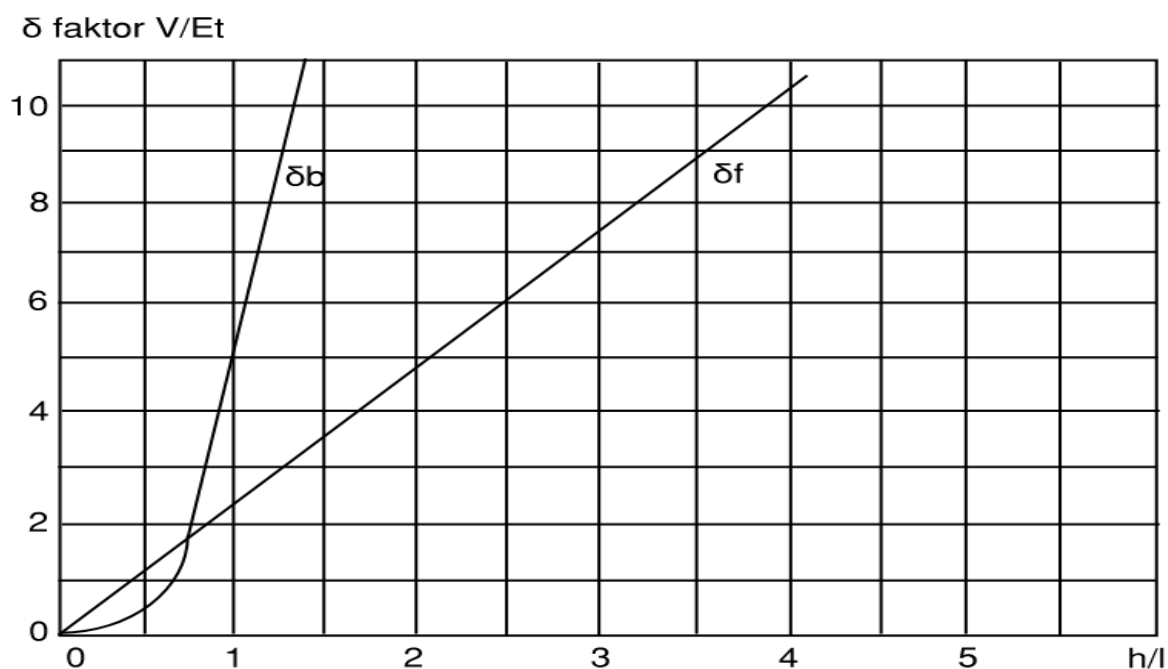
$$\delta_f = C \cdot \frac{V \cdot h}{G \cdot A_k} \quad (4.3.2)$$

Hvor:

$\delta_f$	Udbøjning fra forskydningspændinger [mm]
$C$	Konstant afhængigt af tværsnittets form [-]
$G$	Forskydningsmodul for vægmateriale [MPa]
$A_k$	Kropsareal af tværsnittet [mm <sup>2</sup> ]

Det kan konstateres af Formel 4.3.2 at for en etage med vægskiver af samme højde og materiale at en vægs stivhed kun vil variere mht. kropsareal af tværsnittet forudsat at dækket er en uendeligt stiv skive og hertil at den samme flytning vil opstå i vægge.

Sammenlignes flytningen for de to udbøjningstyper som funktion af et  $h/l$  forhold for rektangulære profiler fås kurven i Figur 4.17.



Figur 4.17 Bøjnings og forskydningsdeformation som funktion af  $h/l$  forholdet.

Det fremgår af Figur 4.17 at ved mindre  $h/l$  forhold vil forskydningspændingerne være dominerende, mens ved de større  $h/l$  forhold vil bøjningspændingerne blive dominerende hvilket vil være forventeligt idet et større  $h/l$  forhold resulterer i et mere slankt element og vil afspejle en bjælke. Det forventes i nærværende projekt at højden og længden af vægskiverne vil være tilnærmelsesvist de samme mål hvorfor der forventes lave  $h/l$  forhold og hertil at forskydningsbidraget vil være dominerende. Altså vil der for nærværende projekt anvendes kropsareal som beskrivelse af vægstivheden.

### Elastisk fordeling

Den elastiske fordelingsmetode tager, som tidligere nævnt, afsæt i, at kræfterne fra den stive dækskive fordeles til de elastiske understøtninger, kraften bestemmes ud fra den enkelte vægstivhed i relation til den samlede stivhed af væggene. Målet er altså at bestemme kraften  $V$  fra Formel 4.3.2, hvortil der isoleres for  $V$ , og laves en omskrivning.

$$\delta_f = C \cdot \frac{V \cdot h}{G \cdot A_k} \Rightarrow V = \frac{G}{C \cdot h} \cdot A_k \cdot \delta_f \Rightarrow k \cdot A_k$$

Det ses, at forholdet mellem forskydningsmodul  $G$  og konstant  $C$  og højden  $h$  og flytningen  $\delta_f$ , kan omskrives til en proportionalitetsfaktor  $k$ , idet det vil forholde sig konstant for den enkelte etage i bygværket

for projektet. Betegnes  $A_k$  nu som stivheden  $S$  og kraften  $V$  som  $P$ . Dette indføres i samspil med de to akser  $x$  og  $y$ , som vægge vil være stabiliserende i, og der fås følgende:

$$P_{y,i} = k \cdot S_{x,i} \quad (4.3.3)$$

$$P_y = k \cdot S_x \quad (4.3.4)$$

Hvor:

$P_{y,i}$	Kraft virkende i top af væg i i y-aksens retning [kN]
$k$	Proportionalitetsfaktor [-]
$S_{x,i}$	Stivhed af væg om y-aksen [mm <sup>2</sup> ]
$P_y$	Samlede vandrette kraft virkende i y-aksens retning [kN]
$S_x$	Samlede stivhed af vægge om y-aksen [mm <sup>2</sup> ]

Isoleres  $k$  i Formel 4.3.4, og indsættes i Formel 4.3.3, fås:

$$P_{y,i} = \frac{P_y}{S_x} \cdot S_{x,i} \quad (4.3.5)$$

og mht. x-aksen fås:

$$P_{x,i} = \frac{P_x}{S_y} \cdot S_{y,i} \quad (4.3.6)$$

Ovenstående beskriver det translationelle bidrag, altså forskydningen af vægskiverne. Ovenstående vil kun optræde alene, hvis de vandrette kræfter angriber systemet af de stabiliserende vægges forskydningscentrum.

Forskydningscentrummet bestemmes ved at indlægge et koordinatsystem et vilkårligt sted på dæk skiven og bestemme de individuelle vægges afstand fra origo af dette koordinatsystem. Herefter multipliceres de indbyrdes afstande med de enkelte vægges stivheder, som summeres, og forhold mellem sum af individuelle vægges stivhed multipliceret med afstand fra origo og den totale stivhed vil beskrive forskydningscentrum for given akse, og er beskrevet:

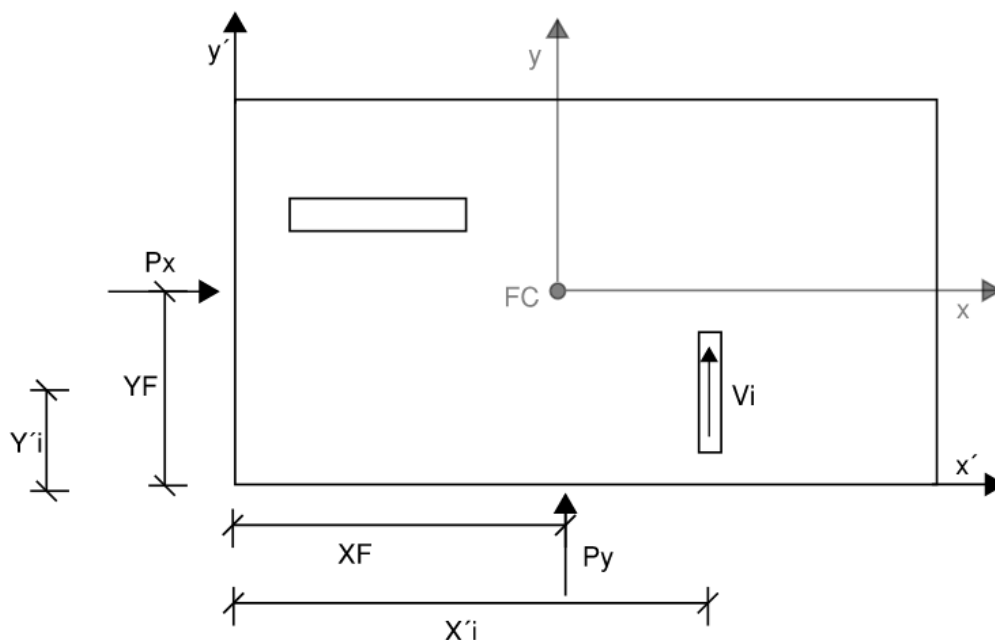
$$X_F = \frac{\sum S_{x,i} \cdot x'_i}{S_x} \quad (4.3.7)$$

$$Y_F = \frac{\sum S_{y,i} \cdot y'_i}{S_y} \quad (4.3.8)$$

Hvor:

$X_F$	Forskydningscentrets x koordinat ud fra det indlagte koordinatsystems origo [m]
$Y_F$	Forskydningscentrets y koordinat ud fra det indlagte koordinatsystems origo [m]
$x'_i$	Afstand fra væg til origo af indlagt koordinatsystem [m]
$y'_i$	Afstand fra væg til origo af indlagt koordinatsystem [m]

Illustration af metode og notationer kan ses af Figur 4.18.



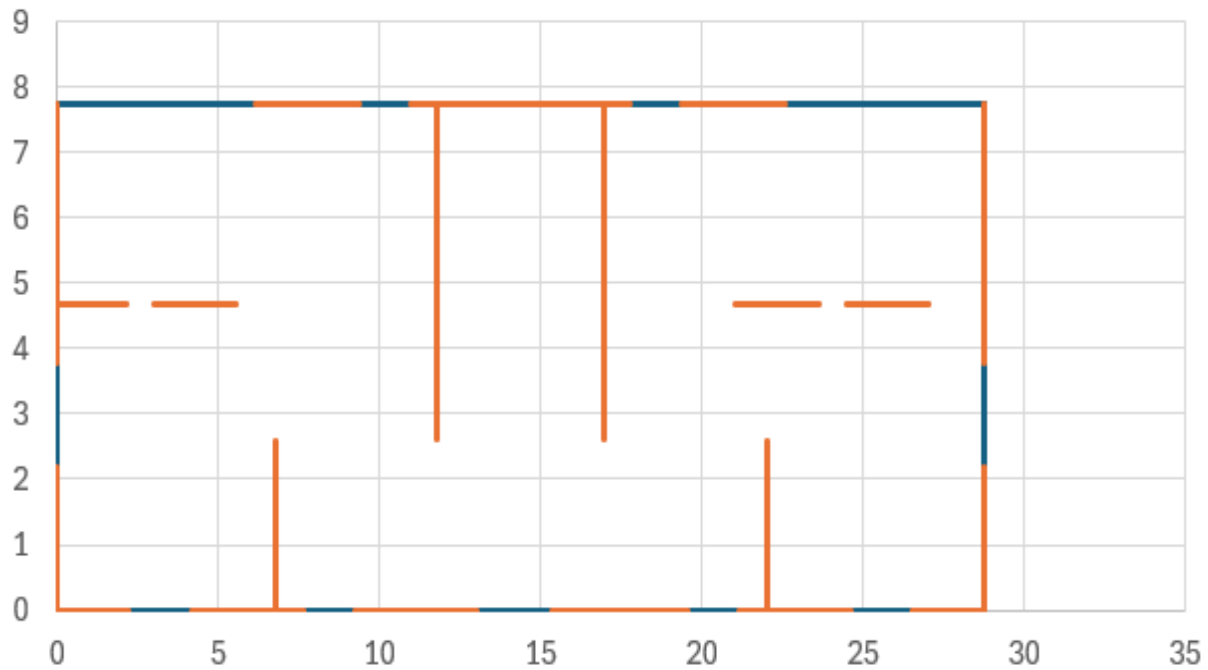
Figur 4.18 Dækskive med eks. på notation til bestemmelse af forskydningscentrum FC.

De stabiliserende vægge, vist på Figur 4.14 og Figur 4.15, defineres ud fra koordinatsættene i Figur 4.19, hvor  $(x_1; y_1)$  benævner væggens start, og  $(x_2; y_2)$  benævner væggens slutning.

Vægge:	$x'1$ [m]	$y'1$ [m]	$x'2$ [m]	$y'2$ [m]
X1	6,163	7,75	9,388	7,75
X2	10,988	7,75	17,763	7,75
X3	19,363	7,75	22,588	7,75
X4	0,075	4,678	2,138	4,678
X5	2,988	4,68	5,525	4,678
X6	21,06	4,678	23,638	4,678
X7	24,488	4,678	27,025	4,678
X8	0,075	0	2,2	0
X9	4,175	0	7,65	0
X10	9,25	0	13,013	0
X11	15,388	0	19,588	0
X12	21,188	0	24,643	0
X13	26,525	0	28,75	0
Y1	0	3,788	0	7,75
Y2	11,763	2,625	11,763	7,75
Y3	16,963	2,625	16,963	7,75
Y4	28,75	3,788	28,75	7,75
Y5	0	0	0	2,188
Y6	6,75	0	6,75	2,575
Y7	22,063	0	22,063	2,575
Y8	28,75	0	28,75	2,188

Figur 4.19 Koordinatsæt for gennemgående vægge for etagerne.

Ovenstående figur udklip er opsat med afsæt i, at det indlagte koordinatsystem er placeret således, origo er i centerlinje, hvor væg X8 og Y5 mødes, hvortil dækkets omfang og vægplacering med koordinater kan ses af Figur 4.20



Figur 4.20 Geometri af dækket og væggenes indplacering.

Med afsæt i koordinaterne, som beskriver væggenes placering mht. det indlagte koordinatsystems origo og væggenes areal, er der foretaget i Excel en beregning af den enkelte vægs stivhed om forholdsvis x-aksen og y-aksen afhængigt af den enkelte vægs orientering, og kan ses i Figur 4.21 og Figur 4.22.

Stivhed om x-aksen							
Vægge:	Længde [m]	Tykkelse [m]	Kropsareal [m <sup>2</sup> ]	$S_{ix}$ [-]	$x'_i$ [m]	$x_i$ [m]	
X1	0,00	0,15	0,00	0,00	7,78	-6,60	
X2	0,00	0,15	0,00	0,00	14,38	0,00	
X3	0,00	0,15	0,00	0,00	20,98	6,60	
X4	0,00	0,15	0,00	0,00	1,11	-13,27	
X5	0,00	0,15	0,00	0,00	4,26	-10,12	
X6	0,00	0,15	0,00	0,00	22,35	7,97	
X7	0,00	0,15	0,00	0,00	25,76	11,38	
X8	0,00	0,15	0,00	0,00	1,14	-13,24	
X9	0,00	0,15	0,00	0,00	5,91	-8,46	
X10	0,00	0,15	0,00	0,00	11,13	-3,24	
X11	0,00	0,15	0,00	0,00	17,49	3,11	
X12	0,00	0,15	0,00	0,00	22,92	8,54	
X13	0,00	0,15	0,00	0,00	27,64	13,26	
Y1	3,96	0,15	0,59	0,59	0,00	-14,38	
Y2	5,13	0,15	0,77	0,77	11,76	-2,61	
Y3	5,13	0,15	0,77	0,77	16,96	2,59	
Y4	3,96	0,15	0,59	0,59	28,75	14,37	
Y5	2,19	0,15	0,33	0,33	0,00	-14,38	
Y6	2,58	0,15	0,39	0,39	6,75	-7,63	
Y7	2,58	0,15	0,39	0,39	22,06	7,69	
Y8	2,19	0,15	0,33	0,33	28,75	14,37	
Sum:	27,70	-	4,16	4,16	-	-	

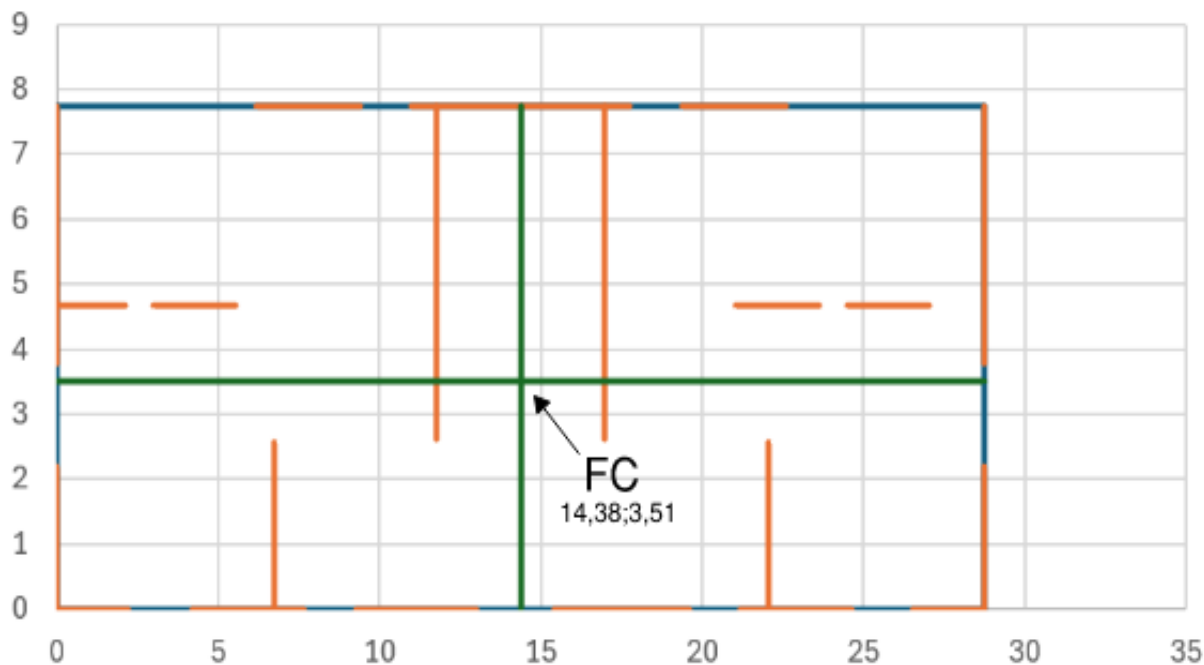
Figur 4.21 Beregning af stivheder om x-aksen på stueplanet.

Stivhed om y-aksen						
Vægge:	Længde [m]	Tykkelse [m]	Kropsareal [m <sup>2</sup> ]	$S_{iy}$ [-]	$y'_i$ [m]	$y_i$ [m]
X1	3,23	0,15	0,48	0,48	7,75	4,24
X2	6,78	0,15	1,02	1,02	7,75	4,24
X3	3,23	0,15	0,48	0,48	7,75	4,24
X4	2,06	0,15	0,31	0,31	4,68	1,17
X5	2,54	0,15	0,38	0,38	4,68	1,17
X6	2,58	0,15	0,39	0,39	4,68	1,17
X7	2,54	0,15	0,38	0,38	4,68	1,17
X8	2,13	0,15	0,32	0,32	0,00	-3,51
X9	3,48	0,15	0,52	0,52	0,00	-3,51
X10	3,76	0,15	0,56	0,56	0,00	-3,51
X11	4,20	0,15	0,63	0,63	0,00	-3,51
X12	3,46	0,15	0,52	0,52	0,00	-3,51
X13	2,23	0,15	0,33	0,33	0,00	-3,51
Y1	0,00	0,15	0,00	0,00	5,77	2,26
Y2	0,00	0,15	0,00	0,00	5,19	1,68
Y3	0,00	0,15	0,00	0,00	5,19	1,68
Y4	0,00	0,15	0,00	0,00	5,77	2,26
Y5	0,00	0,15	0,00	0,00	1,09	-2,41
Y6	0,00	0,15	0,00	0,00	1,29	-2,22
Y7	0,00	0,15	0,00	0,00	1,29	-2,22
Y8	0,00	0,15	0,00	0,00	1,09	-2,41
Sum:	42,18	-	6,33	6,33	-	-

Figur 4.22 Beregning af stivheder om y-aksen på stueplanet.

Forskydningscentret kan nu bestemmes ud fra vægplaceringer og stivhed af Formel 4.3.7 og Formel 4.3.8.

Formel 4.3.7 og Formel 4.3.8 anvendes, og forskydningscentrum bestemmes til (14,38;3,51), og kan aflæses af Figur 4.23.



Figur 4.23 Placering af forskydningscentret i vægsystemet.

Der vil kunne opstå tilfælde, hvor at de vandrette laster ikke vil påvirke vægsystemets forskydningscentrum. Hertil vil der opstå et moment, som vil kunne bestemmes ud fra ekscentriciteten af lasternes angrebspunkt til forskydningscentrum. Det undersøges først, om lasterne vil angribe forskydningscen-

trummet.

Lasterne, virkende på bygværket, defineres på baggrund af den vandrette lastnedføring. Resultaterne fra den vandrette lastnedføring er opgivet i Tabel 4.2, og det fremgår, at der virker de følgende vandrette laster på dækskiverne ved respektive etager. Det skal nævnes, at der ikke vil opstå laster virkende i x-retningen og y-retningen samtidigt, og der vil opsættes lastfordeling for hvert af disse tilfælde.

Last på dækskiver		
Dækskive:	$P_x$ [kN]	$P_y$ [kN]
Tagplan	31,27	44,31
1.Sal	50,30	50,30

**Tabel 4.2** Vandrette laster på bygværk I ALS2 og BGT2.3.

Bygværkets gavle vil besidde identiske dimensioner og ligeledes for bygværkets facader, hvorfor formfaktor vil være ens, og at lasternes angrebslinje kan bestemmes til:

$$y_p = \frac{8,4 \text{ m} - 0,325 \text{ m} \cdot 2}{2} = 3,87 \text{ m}$$

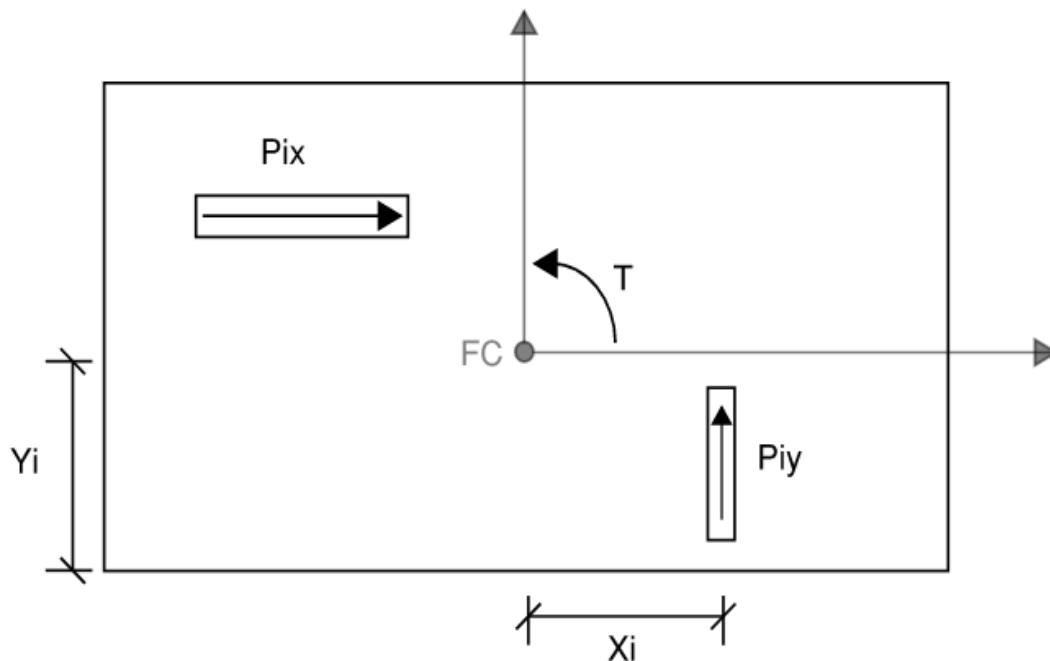
$$x_p = \frac{29,4 \text{ m} - 0,325 \text{ m} \cdot 2}{2} = 14,38 \text{ m}$$

Det skal nævnes, at for det indlagte koordinatsystem, og heraf det bestemte forskydningscentrum, er indlagt i centerlinje af væg, hvorfor angrebslinje med afsæt i total længde og bredde af bygværket vil afvige med 0,325 m, og at der ovenfor er frataget dette. Det ses at angrebslinjen fra lasterne ikke er den samme som forskydningscentrum, og der vil altså opstå et moment.

Der vil altså opstå et vridende moment, som vil medvirke samtidigt med translationsbidraget. Hertil opsættes der momentækvivalens:

$$T = \sum P_{i,y} \cdot x_i - \sum P_{i,x} \cdot y_i \quad (4.3.9)$$

Illustration af metode og notation kan ses af Figur 4.24.



Figur 4.24 Dækskive med eks. på notation ved belastning af moment  $T$  i FC.

for at kunne bestemme bidrag til kraft virkende i top af væggene fra rotationen skal  $P_{i,y}$  og  $P_{i,x}$  af Formel 4.3.9 bestemmes. Det vides at understøtningerne altså væggene vil virke elastiske, hvorfor at kraften må være proportional med understøtninger, hvor deformation er proportional med afstanden fra origo i koordinatsystem med kraftens nulpunkt. Hertil kan kraft beskrives ved:

$$P_{i,y} = k \cdot S_{i,x} \cdot x_i \quad (4.3.10)$$

$$P_{i,x} = -k \cdot S_{i,y} \cdot y_i \quad (4.3.11)$$

Der isoleres for  $k$  og fås:

$$k = \frac{P_{i,y}}{S_{i,x} \cdot x_i} \quad (4.3.12)$$

$$k = -\frac{P_{i,x}}{S_{i,y} \cdot y_i} \quad (4.3.13)$$

Der tages udgangspunkt i at bestemme kraften virkende i toppen af en understøtning kaldet 1 hvortil følgende kan opskrives:

$$k = \frac{P_{1,y}}{S_{1,x} \cdot x_1} \quad (4.3.14)$$

Ved indsættelse af dette i Formel 4.3.12 og isolering af  $P_{i,y}$  fås:

$$P_{i,y} = \frac{S_{i,x} \cdot x_i}{S_{1,x} \cdot x_1} \cdot P_{1,y} \quad (4.3.15)$$

Det samme gøres for  $P_{i,x}$  og indsættes i Formel 4.3.9 og der fås:

$$T = \frac{P_{1,y}}{S_{1,x} \cdot x_1} \sum S_{i,x} \cdot x_i \cdot x_i + \frac{P_{1,y}}{S_{1,x} \cdot x_1} \sum S_{i,y} \cdot y_i \cdot y_i \quad (4.3.16)$$

Der isoleres nu for  $P_{1,y}$  og fås:

$$P_{1,y} = \frac{T}{\sum S_{i,x} \cdot x_i^2 + \sum S_{i,y} \cdot y_i^2} \cdot S_{1,x} \cdot x_1 \quad (4.3.17)$$

Nævneren defineres som systemets vridningsstivhed  $V$  og der fås:

$$P_{1,y} = \frac{T}{V} \cdot S_{1,x} \cdot x_1 \Rightarrow P_{i,y} = \frac{T}{V} \cdot S_{i,x} \cdot x_i \quad (4.3.18)$$

det samme gøres for  $P_{i,x}$  og der fås:

$$P_{i,x} = -\frac{T}{V} \cdot S_{i,y} \cdot y_i \quad (4.3.19)$$

Herefter kan fordelingen af laster ud fra den elastiske fordeling med areal fungerende som stivhed med bidrag fra translationel og vridning fastsættes ved at addere hhv. Formel 4.3.18 med Formel 4.3.5 og Formel 4.3.19 med Formel 4.3.6 og der fås:

$$P_{i,y} = S_{i,x} \left( \frac{P_y}{S_x} + \frac{T}{V} \cdot x_i^t \right) \quad (4.3.20)$$

$$P_{i,x} = S_{i,y} \left( \frac{P_x}{S_y} - \frac{T}{V} \cdot y_i^t \right) \quad (4.3.21)$$

Det vridende moment i dækskiven bestemmes nu med Formel 4.3.22:

$$T = P_y \cdot (x_p - X_F) - P_x \cdot (y_p - Y_F) \quad (4.3.22)$$

Værdier indsættes for tagskiven:

$$T = 44,31 \text{ kN} \cdot (14,38 \text{ m} - 14,38 \text{ m}) - 31,27 \text{ kN} \cdot (3,87 \text{ m} - 3,51 \text{ m}) = -11,44 \text{ kNm}$$

Værdier indsættes for 1. Sal skive:

$$T = 50,30 \text{ kN} \cdot (14,38 \text{ m} - 14,38 \text{ m}) - 50,30 \text{ kN} \cdot (3,87 \text{ m} - 3,51 \text{ m}) = -18,58 \text{ kNm}$$

Med afsæt i Formel 4.3.21 er den elastiske fordeling for væg X1 beregnet, med vridningsstivheden opgivet i bilag B til:

$$1. \text{Sal} : P_{1x,2} = 0,48 \text{ m}^2 \cdot \left( \frac{31,27 \text{ kN}}{6,33 \text{ m}^2} - \frac{-11,44 \text{ kNm}}{510,14 \text{ m}^4} \cdot 4,24 \text{ m} \right) = 2,44 \text{ kN}$$

$$\text{Stue} : P_{1x,1} = 0,48 \text{ m}^2 \cdot \left( \frac{50,30 \text{ kN}}{6,33 \text{ m}^2} - \frac{-18,58 \text{ kNm}}{510,14 \text{ m}^4} \cdot 4,24 \text{ m} \right) = 3,92 \text{ kN}$$

Af Figur 4.25 nedenfor er kræfterne virkende på de stabiliserende vægge i bygværket oplyst og er taget som udklip af Excel arket i bilag B. Det skal siges at de angivne kræfter vil virke i vægtoppen altså for stue vil dette være i snittet mellem stue og 1. Sal.

Vægge:	1.sal				Stue			
	$P_{i,y}$ [kN]	$P_{i,y} \text{ total}$ [kN]	$P_{i,x}$ [kN]	$P_{i,x} \text{ total}$ [kN]	$P_{i,y}$ [kN]	$P_{i,y} \text{ total}$ [kN]	$P_{i,x}$ [kN]	$P_{i,x} \text{ total}$ [kN]
X1	0,00	0,00	2,44	2,44	0,00	0,00	3,92	6,36
X2	0,00	0,00	5,12	5,12	0,00	0,00	8,24	13,35
X3	0,00	0,00	2,44	2,44	0,00	0,00	3,92	6,36
X4	0,00	0,00	1,54	1,54	0,00	0,00	2,47	4,01
X5	0,00	0,00	1,89	1,89	0,00	0,00	3,04	4,93
X6	0,00	0,00	1,92	1,92	0,00	0,00	3,09	5,01
X7	0,00	0,00	1,89	1,89	0,00	0,00	3,04	4,93
X8	0,00	0,00	1,55	1,55	0,00	0,00	2,49	4,04
X9	0,00	0,00	2,54	2,54	0,00	0,00	4,08	6,61
X10	0,00	0,00	2,75	2,75	0,00	0,00	4,41	7,16
X11	0,00	0,00	3,06	3,06	0,00	0,00	4,93	7,99
X12	0,00	0,00	2,52	2,52	0,00	0,00	4,05	6,57
X13	0,00	0,00	1,62	1,62	0,00	0,00	2,61	4,23
Y1	6,53	6,53	0,00	0,00	7,51	14,04	0,00	0,00
Y2	8,24	8,24	0,00	0,00	9,38	17,62	0,00	0,00
Y3	8,15	8,15	0,00	0,00	9,23	17,39	0,00	0,00
Y4	6,15	6,15	0,00	0,00	6,88	13,03	0,00	0,00
Y5	3,61	3,61	0,00	0,00	4,14	7,75	0,00	0,00
Y6	4,19	4,19	0,00	0,00	4,78	8,97	0,00	0,00
Y7	4,05	4,05	0,00	0,00	4,57	8,62	0,00	0,00
Y8	3,39	3,39	0,00	0,00	3,80	7,20	0,00	0,00

Figur 4.25 Resultater af den vandrette lastfordeling.

Der vil udføres en kontrol af regnearket, og der vil hertil tjekkes, om der forefindes ligevægt mellem den fundne kraftfordeling ved summen af reaktioner i vægtoppe og de ydre kræfter, angivet som lasterne på dæksskiver tidligere. Dette kan ses af Figur 4.26 som udklip af bilag B.

Etage:	Lastfordeling:		Ydre kræfter:	
	$\sum P_{i,x}$	$\sum P_{i,y}$	$P_x$	$P_y$
1. Sal	31,27	44,31	31,27	44,31
Stue	50,30	50,30	50,30	50,30

**Figur 4.26** Kraftligevægt i hhv. x og y-retning.

Det ses, at der er ligevægt mellem summen af de fundne reaktioner, som vil virke i vægtoppe, og de ydre laster. Det kan derfor siges, at lastfordelingen er statistisk tilladelig, og at der arbejdes med en nedre værdiløsning. Kræfterne  $P_{total}$  i Figur 4.25 er kræfterne i vægtoppe, som er summeret ned gennem bygværket, og vil anvendes i efterfølgende afsnit til eftervisning af vægstabilitet.

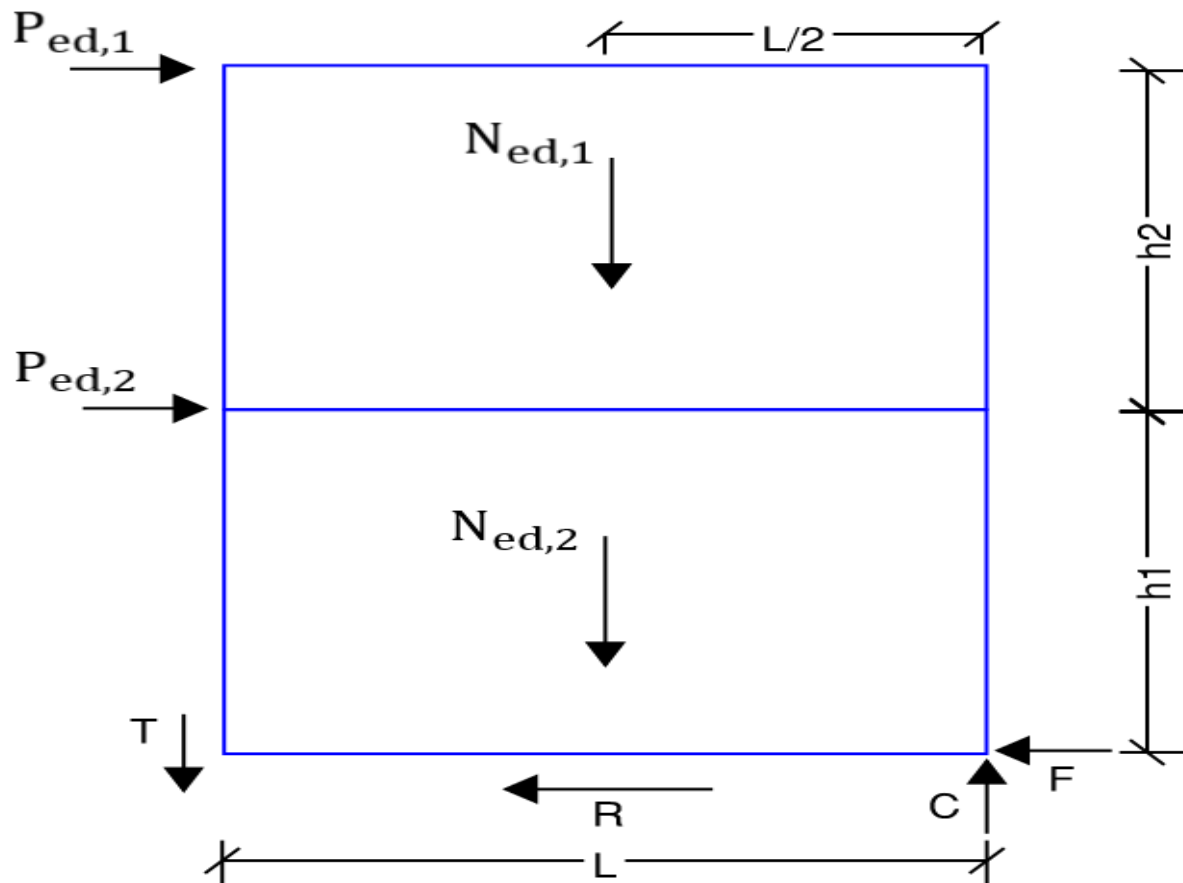
### 4.3.2 Stabilitet af vægge

Ved eftervisning af bygværkets stabilitet skal de stabiliserende vægge kontrolleres for de vandrette belastninger, som er bestemt i foregående afsnit. Kontrollen omfatter eftervisning for følgende fire brudformer: glidning, væltning, trykbrud i skivehjørne og skiveforskydningsbrud.

Stabilitetskontrollerne udføres med udgangspunkt i revnet tværsnit og en forenklet plastisk idealisering af kraftoverførslen.

De anvendte beregningsmetoder er baseret på *Bygningsberegninger* af Jensen og Hansen, 3. udgave [20] og *Betonkonstruktioner* af Jensen, 4. udgave [2].

Som grundlag for de følgende beregninger anvendes Figur 4.27



Figur 4.27 Betegnelser anvendt ved undersøgelse af stabilitet af væggen.

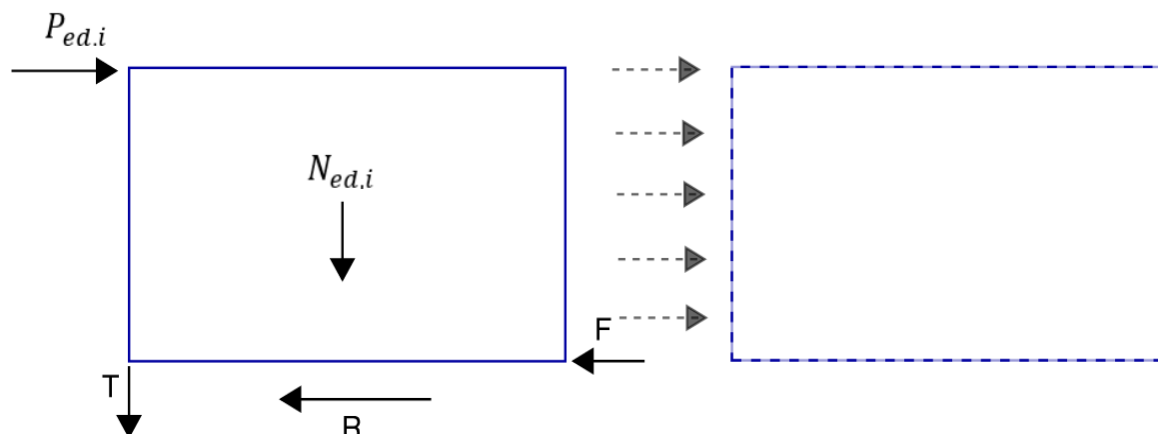
Hvor:

$P_{ed,1}$ og $P_{ed,2}$	Regningsmæssige totale forskydningskræfter i vægtop [kN]
$N_{ed,1}$ og $N_{ed,2}$	Regningsmæssige normalkræfter fra lodret lastnedføring [kN]
$R$	Reaktion mod glidning [kN]
$C$	Trykreaktion ved væltning [kN]
$F$	Mekanisk Forankring mod glidning [kN]
$T$	Trækforankring [kN]
$h1$ og $h2$	Væghøjde af pågældende væg [m]
$L$	Længde af væg [m]

### Kontrol af glidning

Glidning opstår, når vægskiven forskydes parallelt med etageadskillelsen som følge af vandrette laster.

For at sikre stabilitet skal glidningsmodstanden være større end den påførte forskydningskraft. Illustration heraf kan ses af Figur 4.28.



Figur 4.28 Glidning illustreret.

Forskydningsbæreevnen af støbeskel mellem væg og vægfugen kan bestemmes efter følgende udtryk:[2]

$$V_{rd} = \mu \cdot (N + A_s \cdot f_{yd}) \quad (4.3.23)$$

Hvor:

$V_{rd}$	Regningsmæssige forskydningsbæreevne af vægfuge [kN]
$\mu$	Friktionskoefficient afhængigt af typen af støbeskel [-]
$N$	Tryknormalkraft i støbeskel [kN]
$A_s$	Armeringsareal af armering vinkelret på støbeskellet [mm <sup>2</sup> ]
$f_{yd}$	Armeringens regningsmæssige flydespænding [ $\frac{N}{\text{mm}^2}$ ]

For at omskrive Formel 4.3.23 til den anvendte notation i Figur 4.27 fås:

$$V_{rd} = \mu \cdot (N_{ed,i} + T) + F \quad (4.3.24)$$

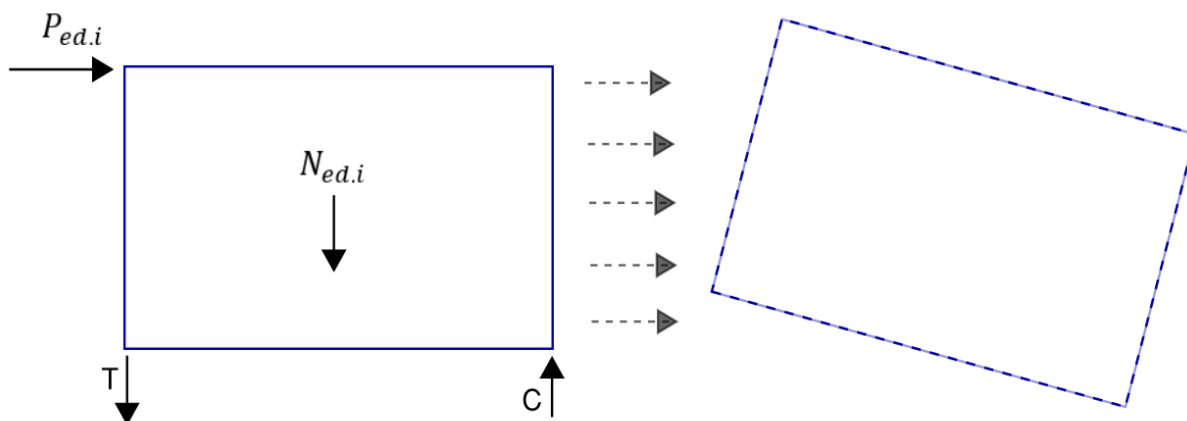
I nærværende projekt undersøges først, om glidningsmodstanden er tilstrækkelig uden bidrag fra de to forankringstyper. Det skal dog nævnes, at der vil være tilstedeværelse af T, idet strittere anvendes til at samle væg og dæk, men dette bidrag ignoreres ved den første gennemregning. Dette giver en konservativ vurdering. Støbeskellet antages konservativt at være glat, hvorfor friktionskoefficienten sættes til  $\mu = 0,5$ .

Kontrolkriteriet for glidning bliver derfor:

$$P_{ed,i} \leq \mu \cdot N_{ed,i} \quad (4.3.25)$$

### Kontrol af væltning

Væltning beskriver vægskivens rotation som følge af vandrette laster, hvilket er illustreret i Figur 4.29



Figur 4.29 Væltning illustreret.

Væltning kontrolleres ved at tage moment omkring rotationspunktet ved trykzonen. Kontrollen udføres først uden inddragelse af forankring.

Det sikres, at den lodrette normalkraft giver et stabiliserende moment, der er større end det væltende moment fra den vandrette last.

Dette vil sikres ved at trykresultantens excentricitet holdes inden for væglængden, således at der forsat holdes kontakt med kontaktheden. Trykresultantens excentricitet vil altså kunne bestemmes med nedenstående formel:

$$e = \frac{M_{ed,i}}{N_{ed,i}} \quad (4.3.26)$$

Hvor:

$M_{ed,i}$  | Væltende moment virkende på væg [kNm]

Det væltende moment bestemmes som:

$$M_{ed,i} = P_{ed,i} \cdot h_i \quad (4.3.27)$$

Hvis excentriciteten ikke overstiger halvdelen af væglængden  $e < L/2$  vil væggen være stabil.

Dette kan omskrives til:

$$P_{ed,i} \leq \frac{0,5 \cdot (N_{ed,i} + T) \cdot L}{h_i} \quad (4.3.28)$$

Der regnes indledningsvist uden bidrag fra forankring:

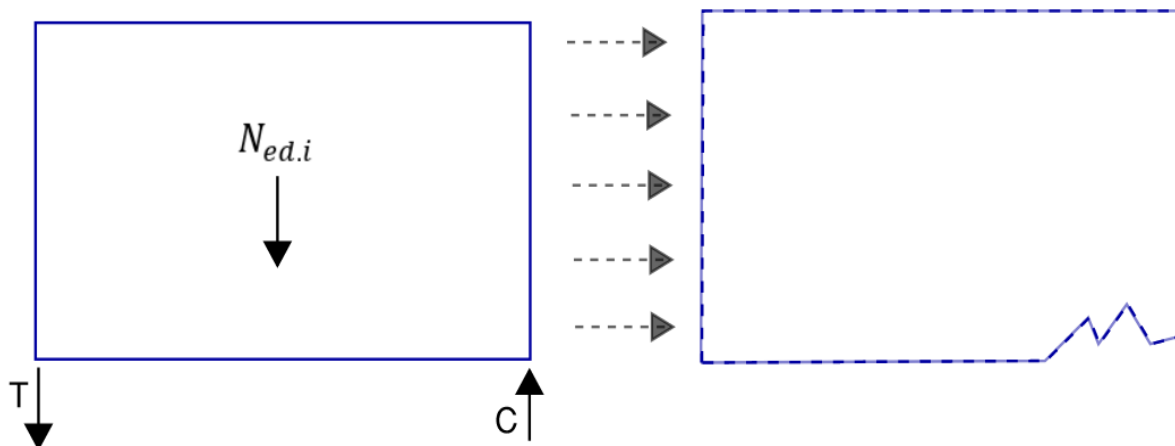
$$P_{ed,i} \leq \frac{0,5 \cdot N_{ed,i} \cdot L}{h_i} \quad (4.3.29)$$

Hvis dette ikke er opfyldt, dimensioneres den nødvendige forankring.

Det antages, at rotationen sker omkring trykreaktionen C. Denne antagelse er kun gyldig, hvis trykzonen ikke overstiger halvdelen af væggenes længde. Hvis den overstiger halvdelen af væggenes længde, vil trykbrud medføre, at rotationspunktet ændrer sig fra det antagne punkt.

### Kontrol af trykbrud i skivehjørne

Trykbrud i skivehjørnet opstår, når trykspændingerne overstiger materialets bæreevne, hvilket er illustreret i Figur 4.30.



**Figur 4.30** Trykbrud i skivehjørne illustreret.

Ved trykbrud kan rotationspunktet forskydes, hvilket reducerer væggen stabilitet mod væltning.

Ved lodret ligevægt af Figur 4.27 fås:

$$C = T + N_{ed,i} \quad (4.3.30)$$

Trykket antages optaget ved en plastisk spændingsfordeling over trykzonen. Arealet af trykzonen bestemmes som:

$$A = t \cdot d \quad (4.3.31)$$

Hvor:

$A$		Arealet af trykzonen [m <sup>2</sup> ]
$t$		Væggens tykkelse [m]
$d$		Længde af trykzonen [m]

Altså må det skulle gælde:

$$C = N_{ed,i} + T < f_{cd} \cdot t \cdot d \quad (4.3.32)$$

Hvor:

$f_{cd}$		Materialets regningsmæssige trykstyrke [MPa]
----------	--	--

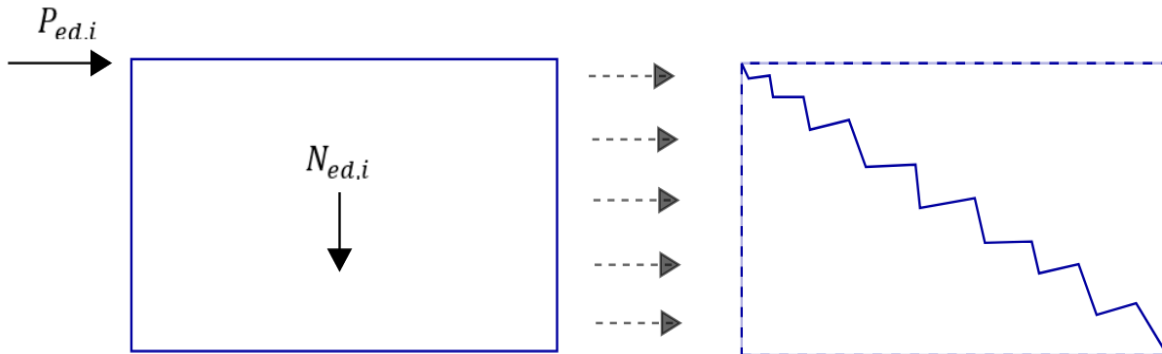
Kravet for trykkontrollen bliver dermed, ved antagelse af at trykzonen ikke må overstige halvdelen af væggen længde til:

$$d = \frac{(N_{ed,i} + T)}{f_{cd} \cdot t} < \frac{L}{2} \quad (4.3.33)$$

I projektet anvendes samme lastkombination som ved glidning og væltning. Det bemærkes dog, at kontrol af trykbrud i praksis bør udføres for den lastkombination, der giver den maksimale normalkraft, hvilket i dette projekt vil variere mellem de forskellige bærelinjer. Af hensyn til projektets omfang er denne variation ikke behandlet yderligere. Resultatet vil derfor forventeligt ikke være kritisk men mere gunstigt end det reelt ville være.

### Kontrol af skiveforskydningsbrud

Skiveforskydningsbrud kan opstå, når forskydningspændingerne overstiger materialets bæreevne og ikke effektivt vil kunne overføres igennem materialet eller eventuelle fuger. Fænomenet kan ses illustreret af Figur 4.31.



Figur 4.31 Skiveforskydningsbrud illustreret.

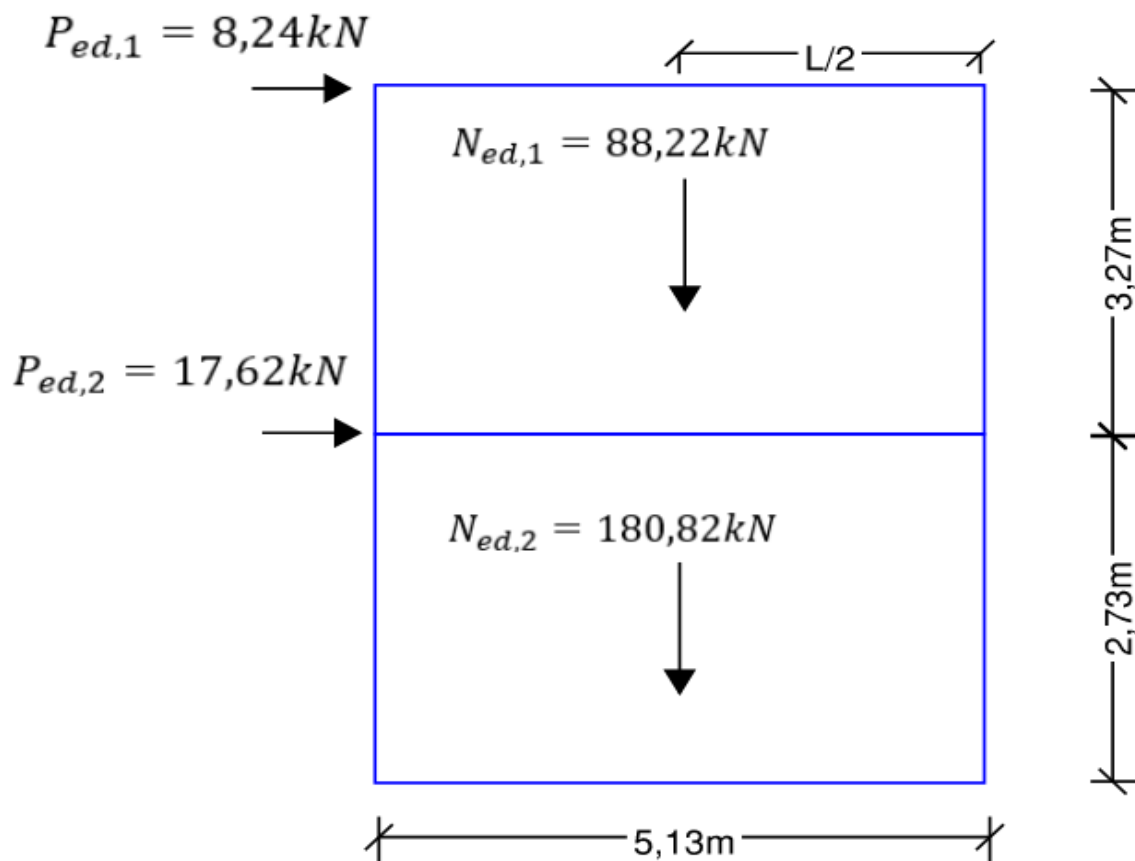
Som en indledende vurdering af risikoen for skiveforskydningsbrud bestemmes den gennemsnitlige forskydningspænding i væggen ved:

$$\tau_{ed,i} = \frac{P_{ed,i}}{t \cdot L} \quad (4.3.34)$$

Beregningen anvendes som en forenklet screening af spændingsniveauet i væggen. På baggrund af de beregnede forskydningspændinger vurderes det efterfølgende, om skiveforskydningsbrud kan anses for ikke-dimensionsgivende, eller om der er behov for en mere detaljeret eftervisning. Dette vil kunne undersøges ved opsættelse af en Stringer-model for at kunne få et virkelighedsnært resultat.

### Beregningseksempel væg Y2

I følgende eksempel gennemgås en kontrol af væg Y2 med afsæt i de 4 brudformer gennemgået ovenfor. Geometrien og lasterne af væggen er, som givet på Figur 4.32. Vandrette laster anvendt kan findes i afsnittet 4.3.1 og lodrette laster der anvendes, kan findes i afsnit 4.1



Figur 4.32 Væg Y2.

### Kontrol af glidning

Vægelementet er placeret i bærelinjen BL1-Y og vil derfor få et lastbidrag fra den lodrette lastnedføring, som vil virke til gunst ved undersøgelse af glidning, hvorfor der vil anvendes lastkombinationen for gunstig egenlast og der fås:

$$N_{ed,1} = 0,9 \cdot \left( \frac{2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{1000} \cdot 9,82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot \frac{150 \text{ mm}}{1000} \cdot 5,13 \text{ m} \cdot 3,27 \text{ m} \right) + 6,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 5,13 \text{ m} = 88,22 \text{ kN} \quad (4.3.35)$$

$$N_{ed,2} = N_{ed,1} + 0,9 \cdot \left( \frac{2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{1000} \cdot 9,82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot \frac{150 \text{ mm}}{1000} \cdot 5,13 \text{ m} \cdot 2,73 \text{ m} \right) + 0,9 \cdot (4,01 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 5,13 \text{ m} \cdot 2,6 \text{ m}) = 180,82 \text{ kN} \quad (4.3.36)$$

Forskydningsbæreevnen af vægfugen bestemmes af Formel 4.3.24 og der fås:

For 1. Sal:

$$V_{rd,1} = 0,5 \cdot 88,22 \text{ kN} = 44,11 \text{ kN}$$

For stuen:

$$V_{rd,2} = 0,5 \cdot 180,82 \text{ kN} = 90,41 \text{ kN}$$

Det ses nu ved brug af Formel 4.3.25 at:

For 1. Sal:

$$P_{ed,1} \leq V_{rd,1} \Rightarrow 8,24 \text{ kN} \leq 44,11 \text{ kN OK!}$$

For stuen:

$$P_{ed,2} \leq V_{rd,2} \Rightarrow 17,62 \text{ kN} \leq 90,41 \text{ kN OK!}$$

Forskydningsbæreevnen af støbeskelet er altså tilstrækkeligt for væg Y2 selv i uarmeret tilstand.

#### Kontrol af væltning

Væltning tjekkes uden bidrag for forankring og i samme lastkombination, som anvendt til kontrol af glidning, hvor egenlast vil være virkende til gunst. Værdier indsættes i Formel 4.3.29 og der fås:

For 1. Sal:

$$P_{ed,1} \leq \frac{0,5 \cdot N_{ed,1} \cdot L}{h_1}$$

$$8,24 \text{ kN} \leq \frac{0,5 \cdot 88,22 \text{ kN} \cdot 5,13 \text{ m}}{3,27 \text{ m}} = 69,13 \text{ kN OK!}$$

For stuen:

$$P_{ed,2} \leq \frac{0,5 \cdot N_{ed,2} \cdot L}{h_2}$$

$$17,62 \text{ kN} \leq \frac{0,5 \cdot 180,82 \text{ kN} \cdot 5,13 \text{ m}}{2,73 \text{ m}} = 169,73 \text{ kN OK!}$$

#### Kontrol af trykbrud i skivehjørne

Til kontrol af trykbrud i skivehjørne vides det, at den bærende del af såvel facadevægge og indevendige bærende vægge er fastlagt til  $t = 0,15 \text{ m}$  med afsæt afsnit 3.5.2. Den regningsmæssige trykstyrke anvendes for understøbningen idet styrken af understøbningen og betonen for bærende del af vægge er ens, men understøbning vil være in-situ støbt uarmeret beton resulterende i en større partialkoefficient, hvorfor understøbningen vil være kritisk. Den regningsmæssige bæreevne af understøbningen er derfor fastsat med afsæt i afsnit 3.4.1 til:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \Rightarrow \frac{35 \text{ MPa}}{1,6} = 21,88 \text{ MPa} \quad (4.3.37)$$

Værdierne indsættes i Formel 4.3.33 og der fås:

For 1. Sal:

$$d = \frac{(N_{ed,1} + T)}{f_{cd} \cdot t} < \frac{L}{2}$$

$$\frac{(88,22 \text{ kN} + 0 \text{ kN})}{21,88 \text{ MPa} \cdot 1000 \cdot 0,15 \text{ m}} < \frac{5,13 \text{ m}}{2} \Rightarrow 0,027 \text{ m} < 2,57 \text{ m OK!}$$

For stuen:

$$d = \frac{(N_{ed,2} + T)}{f_{cd} \cdot t} < \frac{L}{2}$$

$$\frac{(180,82 \text{ kN} + 0 \text{ kN})}{21,88 \text{ MPa} \cdot 1000 \cdot 0,15 \text{ m}} < \frac{5,13 \text{ m}}{2} \Rightarrow 0,055 \text{ m} < 2,57 \text{ m OK!}$$

Trykzonelængden vil altså ikke overskride  $\frac{L}{2}$  for vægskiven på såvel 1. Sal som i stuen. Der ses meget små trykzonelængder som vil kunne forventes i et lavt og tungt bygværk af beton.

### Kontrol af skiveforskydningsbrud

Til vurdering af risikoen for skiveforskydningsbrud bestemmes forskydningspåvirkningen i vægskiven ved brug af Formel 4.3.34, og der fås:

For 1. Sal:

$$\tau_{ed,1} = \frac{P_{ed,1}}{t \cdot L} \Rightarrow \frac{8,24 \text{ kN}}{0,15 \text{ m} \cdot 5,13 \text{ m}} = 0,011 \text{ MPa}$$

For stuen:

$$\tau_{ed,2} = \frac{P_{ed,2}}{t \cdot L} \Rightarrow \frac{17,62 \text{ kN}}{0,15 \text{ m} \cdot 5,13 \text{ m}} = 0,023 \text{ MPa}$$

De beregnede forskydningsspændinger er meget lave. På baggrund deraf vurderes skiveforskydningsbrud ikke at være dimensionsgivende for væggen Y2.

En yderligere detaljeret eftervisning, eksempelvis ved anvendelse af en stringermodel, vurderes derfor heller ikke at være nødvendig.

Samme fremgangsmåde som for væggen Y2 i ovenstående beregningseksempel er blevet udført for alle de stabiliserende vægge i bygværket og kan fremfindes i bilag B og der ses udklip fra omtalte bilag som præsenterer resultaterne nedenfor.

Stabilitet af stabiliserende vægge:									
Væg:									
X1									
<b>Vandret last på vægskive:</b>									
Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"									
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>									
1. Sal									
Stue                      Seismisk									
$P_{1x,1}$ 2,44 kN									
$P_{2x,1}$ 3,92 kN									
Partialkoefficient gunstig egenlast									
0,9									
Styrke, væg $f_{cd}$ 25 [MPa]									
Styrke, understøbning $f_{cd}$ 21,88 [MPa]									
Friktionskoefficient $\mu$ 0,5 [-]									
Nødvendig F									
1. Sal                      0                      kN									
Stue                      0                      kN									
<b>Kontrol</b>									
Niveau:                      Glidning                      Væltning                      Trykbrud                      Forskydning									
1. Sal                      OK!                      OK!                      OK!                      OK!									
Stue                      OK!                      OK!                      OK!                      OK!									
Nødvendig T									
1. Sal                      0                      kN									
Stue                      0                      kN									
<b>Vægprofil:</b>									
L                      t                      H                      Del af bærelinje $\Sigma N_{ed,i}$ $\Sigma P_{ed,i}$ d                      C									
Niveau:                      [m]                      [m]                      [m]                      [m]                      [kN]                      [kN]                      [m]                      [kN]									
1. Sal                      3,23                      0,15                      3,27                      3,23                      46,56                      2,44                      0,014                      46,56									
Stue                      3,23                      0,15                      2,73                      3,23                      92,50                      6,36                      0,028                      92,50									

Figur 4.33 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg X1.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:										
Væg: X2										
<b>Vandret last på vægskive:</b>										
Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"										
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>										
1. Sal	Seismisk									
Stue										
$P_{1,x,2}$	5,12 kN									
$P_{2,x,2}$	8,24 kN									
Partialkoefficient gunstig egenlast 0,9										
Styrke, væg	$f_{cd}$	25		[MPa]	Nødvendig F					
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88		[MPa]	1. Sal	0	kN			
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5		[-]	Stue	0	kN			
<b>Kontrol</b>										
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning	Nødvendig T					
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	1. Sal	0	kN			
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN			
<b>Vægprofil:</b>										
Niveau:	L [m]	t [m]	H [m]	Del af bærelinje [m]	$\Sigma N_{ed,i}$ [kN]	$\Sigma P_{ed,i}$ [kN]			d [m]	C [kN]
1. Sal	6,78	0,15	3,27	1,55	76,74	5,12			0,023	76,74
Stue	6,78	0,15	2,73	1,55	144,20	13,35			0,044	144,20

Figur 4.34 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg X2.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:										
Væg: X3										
<b>Vandret last på vægskive:</b>										
Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"										
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>										
1. Sal	Seismisk									
Stue										
$P_{1x,3}$	2,44 kN									
$P_{2x,3}$	3,92 kN									
Partialkoefficient gunstig egenlast 0,9										
Styrke, væg	$f_{cd}$	25	[MPa]	Nødvendig F						
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88	[MPa]	1. Sal	0	kN				
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5	[-]	Stue	0	kN				
<b>Kontrol</b>										
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning	Nødvendig T					
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	1. Sal	0	kN			
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN			
<b>Vægprofil:</b>										
Niveau:	L [m]	t [m]	H [m]	Del af bærelinje [m]	$\Sigma N_{ed,i}$ [kN]	$\Sigma P_{ed,i}$ [kN]			d [m]	C [kN]
1. Sal	3,23	0,15	3,27	3,23	46,56	2,44			0,014	46,56
Stue	3,23	0,15	2,73	3,23	92,50	6,36			0,028	92,50

Figur 4.35 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg X3.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:										
Væg: X4										
<b>Vandret last på vægskive:</b> Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"										
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>										
1. Sal	Seismisk									
Stue	Seismisk									
$P_{1,x,4}$	1,54 kN									
$P_{2,x,4}$	2,47 kN									
Partialkoefficient gunstig egenlast 0,9										
Styrke, væg	$f_{cd}$	25	[MPa]	Nødvendig F						
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88	[MPa]	1. Sal	0	kN				
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5	[-]	Stue	0	kN				
<b>Kontrol</b>										
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning	Nødvendig T					
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	1. Sal	0	kN			
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN			
<b>Vægprofil:</b>										
Niveau:	L [m]	t [m]	H [m]	Del af bærelinje [m]	$\Sigma N_{ed,i}$ [kN]	$\Sigma P_{ed,i}$ [kN]			d [m]	C [kN]
1. Sal	2,06	0,15	3,27	2,06	42,43	1,54			0,013	42,43
Stue	2,06	0,15	2,73	2,06	89,23	4,01			0,027	89,23

Figur 4.36 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg X4.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:										
Væg: X5										
<b>Vandret last på vægskive:</b>										
Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"										
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>										
1. Sal										
Stue	Seismisk									
$P_{1x,5}$	1,89 kN									
$P_{2x,5}$	3,04 kN									
Partialkoefficient gunstig egenlast 0,9										
Styrke, væg	$f_{cd}$	25	[MPa]	Nødvendig F						
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88	[MPa]	1. Sal	0	kN				
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5	[-]	Stue	0	kN				
<b>Kontrol</b>										
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning	Nødvendig T					
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	1. Sal	0	kN			
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN			
<b>Vægprofil:</b>										
Niveau:	L [m]	t [m]	H [m]	Del af bærelinje [m]	$\Sigma N_{ed,i}$ [kN]	$\Sigma P_{ed,i}$ [kN]	d [m]			C [kN]
1. Sal	2,54	0,15	3,27	2,54	52,18	1,89	0,016			52,18
Stue	2,54	0,15	2,73	2,54	109,74	4,93	0,033			109,74

Figur 4.37 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg X5.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:									
Væg: X6									
<b>Vandret last på vægskive:</b>									
Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"									
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>									
1. Sal	Seismisk								
Stue									
$P_{1x,6}$	1,92 kN								
$P_{2x,6}$	3,09 kN								
Partialkoefficient gunstig egenlast									
0,9									
Styrke, væg	$f_{cd}$	25	[MPa]	Nødvendig F					
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88	[MPa]	1. Sal	0	kN			
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5	[-]	Stue	0	kN			
<b>Kontrol</b>									
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning	Nødvendig T				
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	1. Sal	0	kN		
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN		
<b>Vægprofil:</b>									
Niveau:	L [m]	t [m]	H [m]	Del af bærelinje [m]	$\Sigma N_{ed,i}$ [kN]	$\Sigma P_{ed,i}$ [kN]	d [m]	C [kN]	
1. Sal	2,58	0,15	3,27	2,58	53,02	1,92	0,016	53,02	
Stue	2,58	0,15	2,73	2,58	111,51	5,01	0,034	111,51	

Figur 4.38 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg X6.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:										
Væg: X7										
<b>Vandret last på vægskive:</b>										
Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"										
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>										
1. Sal	Seismisk									
Stue										
$P_{1x,7}$	1,89 kN									
$P_{2x,7}$	3,04 kN									
Partialkoefficient gunstig egenlast 0,9										
Styrke, væg	$f_{cd}$	25	[MPa]	Nødvendig F						
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88	[MPa]	1. Sal	0	kN				
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5	[-]	Stue	0	kN				
<b>Kontrol</b>										
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning	Nødvendig T					
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	1. Sal	0	kN			
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN			
<b>Vægprofil:</b>										
Niveau:	L	t	H	Del af bærelinje	$\Sigma N_{ed,i}$	$\Sigma P_{ed,i}$	d			C
	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[m]			[kN]
1. Sal	2,54	0,15	3,27	2,54	52,18	1,89	0,016			52,18
Stue	2,54	0,15	2,73	2,54	109,74	4,93	0,033			109,74

Figur 4.39 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg X7.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:									
Væg: X8									
<b>Vandret last på vægskive:</b>									
Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"									
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>									
1. Sal									
Stue	Seismisk								
$P_{1x,8}$	1,55 kN								
$P_{2x,8}$	2,49 kN								
Partialkoefficient gunstig egenlast									
0,9									
Styrke, væg	$f_{cd}$	25	[MPa]	Nødvendig F					
Styrke, understøbning	$\bar{f}_{cd}$	21,88	[MPa]	1. Sal	0	kN			
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5	[-]	Stue	0	kN			
<b>Kontrol</b>									
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning	Nødvendig T				
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	1. Sal	0	kN		
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN		
<b>Vægprofil:</b>									
	L	t	H	Del af bærelinje	$\Sigma N_{ed,i}$	$\Sigma P_{ed,i}$			
Niveau:	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	d	C	
1. Sal	2,13	0,15	3,27	2,13	35,13	1,55	0,011	35,13	
Stue	2,13	0,15	2,73	2,13	71,54	4,04	0,022	71,54	

Figur 4.40 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg X8.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:										
Væg: X9										
<b>Vandret last på vægskive:</b> Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"										
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>										
1. Sal	Seismisk									
Stue	Seismisk									
$P_{1x,9}$	2,54 kN									
$P_{2x,9}$	4,08 kN									
Partialkoefficient gunstig egenlast 0,9										
Styrke, væg	$f_{cd}$	25	[MPa]	Nødvendig F						
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88	[MPa]	1. Sal	0	kN				
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5	[-]	Stue	0	kN				
<b>Kontrol</b>										
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning	Nødvendig T					
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	1. Sal	0	kN			
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN			
<b>Vægprofil:</b>										
Niveau:	L [m]	t [m]	H [m]	Del af bærelinje [m]	$\Sigma N_{ed,i}$ [kN]	$\Sigma P_{ed,i}$ [kN]				
1. Sal	3,48	0,15	3,27	3,48	57,45	2,54	d [m]	C [kN]		
Stue	3,48	0,15	2,73	3,48	116,98	6,61	0,018	57,45		
							0,036	116,98		

Figur 4.41 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg X9.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:									
Væg: X10									
<b>Vandret last på vægskive:</b>									
Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"									
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>									
1. Sal									
Stue	Seismisk								
$P_{1x,10}$	2,75 kN								
$P_{2x,10}$	4,41 kN								
Partialkoefficient gunstig egenlast									
0,9									
Styrke, væg	$f_{cd}$	25	[MPa]	Nødvendig F					
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88	[MPa]	1. Sal	0	kN			
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5	[-]	Stue	0	kN			
<b>Kontrol</b>									
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning	Nødvendig T				
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	1. Sal	0	kN		
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN		
<b>Vægprofil:</b>									
Niveau:	L [m]	t [m]	H [m]	Del af bærelinje [m]	$\Sigma N_{ed,i}$ [kN]	$\Sigma P_{ed,i}$ [kN]	d [m]	C [kN]	
1. Sal	3,76	0,15	3,27	2,51	54,55	2,75	0,017	54,55	
Stue	3,76	0,15	2,73	2,51	108,46	7,16	0,033	108,46	

Figur 4.42 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg X10.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:									
Væg: X11									
<b>Vandret last på vægskive:</b>									
Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"									
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>									
1. Sal	Seismisk								
Stue									
$P_{1x,11}$	3,06 kN								
$P_{2x,11}$	4,93 kN								
Partialkoefficient gunstig egenlast									
0,9									
Styrke, væg	$f_{cd}$	25	[MPa]	Nødvendig F					
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88	[MPa]	1. Sal	0	kN			
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5	[-]	Stue	0	kN			
<b>Kontrol</b>									
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning	Nødvendig T				
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	1. Sal	0	kN		
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN		
<b>Vægprofil:</b>									
Niveau:	L [m]	t [m]	H [m]	Del af bærelinje [m]	$\Sigma N_{ed,i}$ [kN]	$\Sigma P_{ed,i}$ [kN]	d [m]	C [kN]	
1. Sal	4,20	0,15	3,27	2,60	59,63	3,06	0,018	59,63	
Stue	4,20	0,15	2,73	2,60	118,07	7,99	0,036	118,07	

Figur 4.43 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg X11.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:									
Væg: X12									
<b>Vandret last på vægskive:</b>									
Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"									
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>									
1. Sal	Seismisk								
Stue	Seismisk								
$P_{1x,12}$	2,52 kN								
$P_{2x,12}$	4,05 kN								
Partialkoefficient gunstig egenlast									
0,9									
Styrke, væg	$f_{cd}$	25		[MPa]	Nødvendig F				
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88		[MPa]	1. Sal	0	kN		
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5		[-]	Stue	0	kN		
<b>Kontrol</b>									
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning	Nødvendig T				
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	1. Sal	0	kN		
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN		
<b>Vægprofil:</b>									
Niveau:	L [m]	t [m]	H [m]	Del af bærelinje [m]	$\Sigma N_{ed,i}$ [kN]	$\Sigma P_{ed,i}$ [kN]	d [m]		C [kN]
1. Sal	3,46	0,15	3,27	3,46	57,12	2,52	0,017		57,12
Stue	3,46	0,15	2,73	3,46	116,31	6,57	0,035		116,31

Figur 4.44 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg X12.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:									
Væg: X13									
<b>Vandret last på vægskive:</b> Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"									
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>									
1. Sal	Seismisk								
$P_{1x,12}$	1,62 kN								
$P_{2x,12}$	2,61 kN								
Partialkoefficient gunstig egenlast 0,9									
Styrke, væg	$f_{cd}$	25		[MPa]	Nødvendig F				
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88		[MPa]	1. Sal	0	kN		
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5		[-]	Stue	0	kN		
<b>Kontrol</b>					Nødvendig T				
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning	1. Sal	0	kN		
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN		
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!					
<b>Vægprofil:</b>									
Niveau:	L [m]	t [m]	H [m]	Del af bærelinje [m]	$\Sigma N_{ed,i}$ [kN]	$\Sigma P_{ed,i}$ [kN]	d [m]	C [kN]	
1. Sal	2,23	0,15	3,27	2,23	36,78	1,62	0,011	36,78	
Stue	2,23	0,15	2,73	2,23	74,90	4,23	0,023	74,90	

Figur 4.45 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg X13.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:										
Væg:										
Y1										
<b>Vandret last på vægskive:</b>										
Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"										
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>										
1. Sal	Vindlast									
Stue	Seismisk									
$P_{1y,1}$	6,53 kN									
$P_{2y,1}$	7,51 kN									
Partialkoefficient gunstig egenlast										
0,9										
Styrke, væg	$f_{cd}$	25	[MPa]	Nødvendig F						
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88	[MPa]	1. Sal	0	kN				
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5	[-]	Stue	0	kN				
<b>Kontrol</b>				Nødvendig T						
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning						
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	1. Sal	0	kN			
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN			
<b>Vægprofil:</b>										
Niveau:	L	t	H	Del af bærelinje	$\Sigma N_{ed,i}$	$\Sigma P_{ed,i}$	d	C		
	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]		
1. Sal	3,96	0,15	3,27	0,00	41,22	6,53	0,013	41,22		
Stue	3,96	0,15	2,73	0,00	75,63	14,04	0,023	75,63		

Figur 4.46 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg Y1.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:										
Væg:										
Y2										
<b>Vandret last på vægskive:</b>										
Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"										
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>										
1. Sal	Vindlast									
Stue	Seismisk									
$P_{1y,2}$	8,24 kN									
$P_{2y,2}$	9,38 kN									
Partialkoefficient gunstig egenlast										
0,9										
Styrke, væg	$f_{cd}$	25		[MPa]	Nødvendig F					
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88		[MPa]	1. Sal	0	kN			
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5		[-]	Stue	0	kN			
<b>Kontrol</b>					Nødvendig T					
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning	1. Sal	0	kN			
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN			
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!						
<b>Vægprofil:</b>										
Niveau:	L	t	H	Del af bærelinje	$\Sigma N_{ed,i}$	$\Sigma P_{ed,i}$			d	C
	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]			[m]	[kN]
1. Sal	5,13	0,15	3,27	5,13	88,22	8,24			0,027	88,22
Stue	5,13	0,15	2,73	5,13	180,82	17,62			0,055	180,82

Figur 4.47 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg Y2.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:									
Væg: Y3									
<b>Vandret last på vægskive:</b>									
Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"									
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>									
1. Sal	Vindlast								
Stue	Seismisk								
$P_{1y,3}$	8,15 kN								
$P_{2y,3}$	9,23 kN								
Partialkoefficient gunstig egenlast									
0,9									
Styrke, væg	$f_{cd}$	25 [MPa]			Nødvendig F				
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88 [MPa]			1. Sal	0	kN		
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5 [-]			Stue	0	kN		
<b>Kontrol</b>					Nødvendig T				
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning	1. Sal	0	kN		
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN		
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!					
<b>Vægprofil:</b>									
Niveau:	L [m]	t [m]	H [m]	Del af bærelinje [m]	$\Sigma N_{ed,i}$ [kN]	$\Sigma P_{ed,i}$ [kN]	d [m]	C [kN]	
1. Sal	5,13	0,15	3,27	5,13	88,22	8,15	0,027	88,22	
Stue	5,13	0,15	2,73	5,13	180,82	17,39	0,055	180,82	

Figur 4.48 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg Y3.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:										
Væg: Y4										
<b>Vandret last på vægskive:</b>										
Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"										
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>										
1. Sal	Vindlast									
Stue	Seismisk									
$P_{1y,4}$	6,15 kN									
$P_{2y,4}$	6,88 kN									
Partialkoefficient gunstig egenlast 0,9										
Styrke, væg	$f_{cd}$	25		[MPa]	Nødvendig F					
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88		[MPa]	1. Sal	0	kN			
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5		[-]	Stue	0	kN			
<b>Kontrol</b>					Nødvendig T					
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning	1. Sal	0	kN			
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN			
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!						
<b>Vægprofil:</b>										
Niveau:	L [m]	t [m]	H [m]	Del af bærelinje [m]	$\Sigma N_{ed,i}$ [kN]	$\Sigma P_{ed,i}$ [kN]			d [m]	C [kN]
1. Sal	3,96	0,15	3,27	0,00	41,22	6,15			0,013	41,22
Stue	3,96	0,15	2,73	0,00	75,63	13,03			0,023	75,63

Figur 4.49 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg Y4.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:										
Væg: Y5										
<b>Vandret last på vægskive:</b> Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"										
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>										
1. Sal	Vindlast									
Stue	Seismisk									
$P_{1y,5}$	3,61 kN									
$P_{2y,5}$	4,14 kN									
Partialkoefficient gunstig egenlast 0,9										
Styrke, væg	$f_{cd}$	25		[MPa]	Nødvendig F					
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88		[MPa]	1. Sal	0	kN			
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5		[-]	Stue	0	kN			
<b>Kontrol</b>					Nødvendig T					
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning						
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	1. Sal	0	kN			
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN			
<b>Vægprofil:</b>										
Niveau:	L [m]	t [m]	H [m]	Del af bærelinje [m]	$\Sigma N_{ed,i}$ [kN]	$\Sigma P_{ed,i}$ [kN]			d [m]	C [kN]
1. Sal	2,19	0,15	3,27	0,00	22,76	3,61			0,007	22,76
Stue	2,19	0,15	2,73	0,00	41,77	7,75			0,013	41,77

Figur 4.50 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg Y5.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:										
Væg: Y6										
<b>Vandret last på vægskive:</b>										
Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"										
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>										
1. Sal	Vindlast									
Stue	Seismisk									
$P_{1y,6}$	4,19 kN									
$P_{2y,6}$	4,78 kN									
Partialkoefficient gunstig egenlast										
0,9										
Styrke, væg	$f_{cd}$	25		[MPa]	Nødvendig F					
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88		[MPa]	1. Sal	0	kN			
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5		[-]	Stue	0	kN			
<b>Kontrol</b>										
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning	Nødvendig T					
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	1. Sal	0	kN			
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN			
<b>Vægprofil:</b>										
Niveau:	L	t	H	Del af bærelinje	$\Sigma N_{ed,i}$	$\Sigma P_{ed,i}$	d			C
	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]		
1. Sal	2,58	0,15	3,27	0,00	26,79	4,19	0,008	26,79		
Stue	2,58	0,15	2,73	0,00	49,16	8,97	0,015	49,16		

Figur 4.51 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg Y6.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:									
Væg: Y7									
<b>Vandret last på vægskive:</b>									
Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"									
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>									
1. Sal	Vindlast								
Stue	Seismisk								
$P_{1y,7}$	4,05 kN								
$P_{2y,7}$	4,57 kN								
Partialkoefficient gunstig egenlast 0,9									
Styrke, væg	$f_{cd}$	25		[MPa]	Nødvendig F				
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88		[MPa]	1. Sal	0	kN		
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5		[-]	Stue	0	kN		
<b>Kontrol</b>					Nødvendig T				
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning					
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	1. Sal	0	kN		
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN		
<b>Vægprofil:</b>									
Niveau:	L	t	H	Del af bærelinje	$\Sigma N_{ed,i}$	$\Sigma P_{ed,i}$	d		C
	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	
1. Sal	2,58	0,15	3,27	0,00	26,79	4,05	0,008	26,79	
Stue	2,58	0,15	2,73	0,00	49,16	8,62	0,015	49,16	

Figur 4.52 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg Y7.

Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Stabilitet af stabiliserende vægge:										
Væg: Y8										
<b>Vandret last på vægskive:</b>										
Se oversigten i fanen "Elastisk fordeling"										
<b>Dimensionsgivende lasttilfælde:</b>										
1. Sal	Vindlast									
Stue	Seismisk									
$P_{1y,8}$	3,39 kN									
$P_{2y,8}$	3,80 kN									
Partialkoefficient gunstig egenlast										
0,9										
Styrke, væg	$f_{cd}$	25		[MPa]	Nødvendig F					
Styrke, understøbning	$f_{cd}$	21,88		[MPa]	1. Sal	0	kN			
Friktionskoefficient	$\mu$	0,5		[-]	Stue	0	kN			
<b>Kontrol</b>										
Niveau:	Glidning	Væltning	Trykbrud	Forskydning	Nødvendig T					
1. Sal	OK!	OK!	OK!	OK!	1. Sal	0	kN			
Stue	OK!	OK!	OK!	OK!	Stue	0	kN			
<b>Vægprofil:</b>										
Niveau:	L [m]	t [m]	H [m]	Del af bærelinje [m]	$\Sigma N_{ed,i}$ [kN]	$\Sigma P_{ed,i}$ [kN]			d [m]	C [kN]
1. Sal	2,19	0,15	3,27	0,00	22,76	3,39			0,007	22,76
Stue	2,19	0,15	2,73	0,00	41,77	7,20			0,013	41,77

Figur 4.53 Forudsætninger, belastninger og resultater for stabilitet af væg Y8.

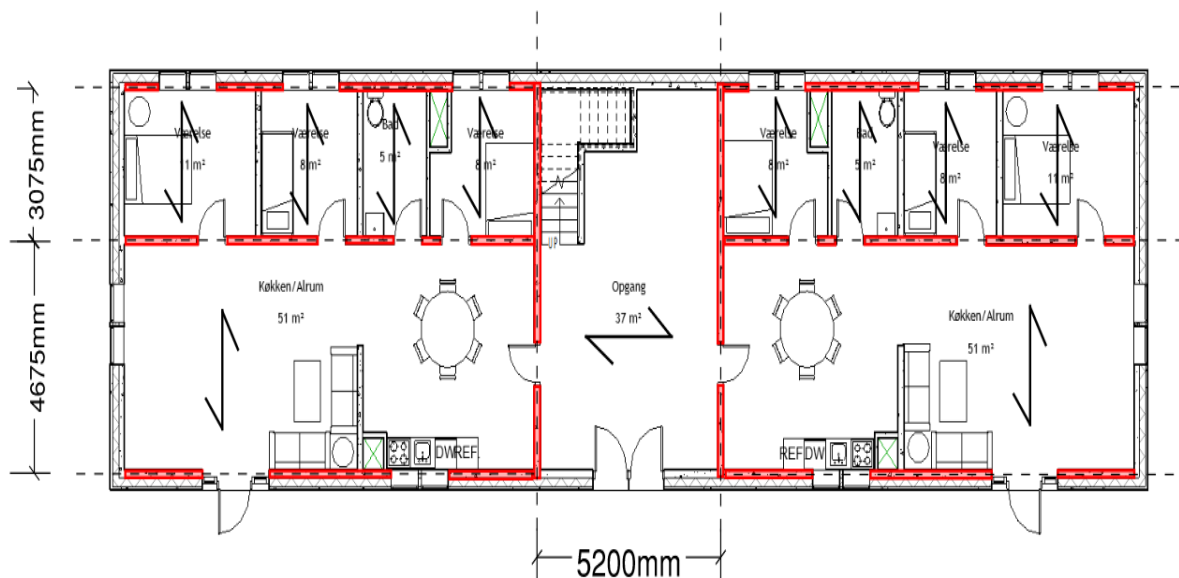
Det vurderes at der ikke er behov for hverken forankrings eller forskydningsbeslag. Det skal ydermere bemærkes, at betegnelsen "OK" for forskydning i figuren ovenfor blot er baseret på en vurdering af spændingsniveauet og ikke en rigtig normativ bæreevneeftervisning.

Det ses altså at for alle vægge overholdes de fire præsenterede brudformer: glidning, væltning, trykbrud i skivehjørne og skiveforskydningsbrud. Det ses endvidere at det overholdes uden at der skal indføres forankring og bidrag herfra.

## 4.4 Robusthed

Robustheden for bygværket undersøges ved anvendelse af de opstillede kriterier og formler i afsnit 3.3.3. Fokus er på dimensioneringen af periferi-, interne og vandrette trækforbindelser, således at robusthedskravene tilgodeses for et traditionelt betonbyggeri med sammenhængende vægge og dækskiver.

Af Figur 4.54 fremgår spændretningen for dækkene samt deres spændvidder. Disse anvendes til beregning af den nødvendige robusthedsarmering, som udgør minimumsarmeringen for konstruktionens robusthed.



Figur 4.54 Spændretning af huldæk og længde af spænd.

Der anvendes for afsnittet armeringsstål af typen Y550 med en karakteristisk flydespænding på  $f_{yk} = 550$  MPa.

Som angivet i afsnit 3.4.1 fås den regningsmæssige flydespænding til:

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

og bliver:

$$f_{yd} = \frac{550 \text{ MPa}}{1,2} = 458,33 \text{ MPa}$$

Armeringsmængden fastlægges på baggrund af den trækraft, som forbindelserne skal kunne optage.

### 4.4.1 Periferi-trækforbindelser

Armeringen langs dækkets periferi, benævnt randarmeringen, bestemmes efter Formel 3.3.1 i afsnit 3.3.3 som:

$$F_{tie,per} = \max \begin{cases} 40 \text{ kN} \\ l_i \cdot q_1 \end{cases}$$

Hvor:

$F_{tie}$	Trækforbindelsens styrke [kN]
$l_i$	Længden af sidste fag [m]
$q_1$	Trækbelastning fra den givne konsekvensklasse [ $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$ ]

Det fag med størst spændvidde i spændretningen og med rand mod facade vælges, da dette giver det højeste krav til randarmeringen. Af Figur 4.54 fremgår det, at  $l_i = 4,68$  m.

Trækbelastningen er tidligere fastsat til  $q_1 = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  i afsnit 3.3.3.

Den nødvendige trækraft for trækforbindelsen bestemmes dermed til

$$F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \Rightarrow 4,68 \text{ m} \cdot 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 35,1 \text{ kN}$$

Da  $F_{tie,per} = 35,1 \text{ kN} < 40 \text{ kN}$ , anvendes minimumskravet på 40 kN til dimensionering

Til at skulle optage kraften anbefales det at anvende to armeringsjern med en diameter på 12 mm, altså Y12, hvorfor dette anvendes som grundlag og til eftervisning af randarmering.[1]

Det nødvendige armeringsareal for de belastede periferier beregnes ved følgende:

$$A_s = \frac{F_{tie,per}}{f_{yd}}$$

Indsættelse af værdier giver:

$$A_s = \frac{40 \text{ kN}}{458,33 \text{ MPa}} = 87,27 \text{ mm}^2$$

Det tjekkes om armeringsarealet af de to Y12 armeringsjern er større end det nødvendige armeringsareal:

$$\pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 \cdot 2 \Rightarrow \pi \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2}\right)^2 \cdot 2 = 226,2 \text{ mm}^2 > 87,27 \text{ mm}^2 \text{ OK!}$$

Det ses at den anbefalede armering er tilstrækkelig for bygværkets randarmering. Randarmeringen skal forbindes om hjørnerne af etageskiven for at skabe kontinuitet, hvorfor randarmering her vil forbindes med L-bøjler af Y12 stål omsluttet af standard Ø6 tværarmering. L-bøjlerne vil udføres med en forankringslængde, hvor det vides at for  $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$  og  $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$  gennem tabel opslag i *Betonkonstruktioner* af Jensen, 4. udgave [2] aflæses en forankringslængde  $\frac{l_b}{\phi} = 39$ . Der tilægges en yderligere stødlængde på 50% idet stødlængden regnes svarende til stød i samme snit [1]. Hvorfor L-bøjler vil udføres med en stødlængde svarende til:

$$l_s = \frac{l_b}{\phi} \cdot \phi \cdot 1,5 \Rightarrow 39 \cdot 12 \text{ mm} \cdot 1,5 = 702 \text{ mm}$$

Hvor:

$l_s$	Stødlængde [mm]
$l_b$	Forankringslængde [mm]
$\phi$	Diamteren af længdearmeringen [mm]

Der vil ved stød kræves tværarmering til optagelse af tværkræfterne, tværarmeringen bestående af Ø6-bøjlerne kan af *Betonkonstruktioner* af Jensen, 4 udgave [2] bestemmes til at bestå af 4xØ6 bøjler langs de respektive stødlængder ud fra tværarmeringen og længdearmeringens diameter.

#### 4.4.2 Interne trækforbindelser

De interne trækforbindelser indplaceres i bygværkets dæk og tagniveau i to indbyrdes vinkelrette retninger og forankres til periferitrækforbindelserne. Kraften som forbindelserne vil skulle optage bestemmes af Formel 3.3.2 i afsnit 3.3.3 som:

$$F_{tie,int} = \max \left\{ \begin{array}{l} 40 \text{ kN} \\ \frac{q_3 \cdot (l_1 + l_2)}{2} \end{array} \right.$$

Hvor:

$F_{tie}$	Trækforbindelsens styrke [kN]
$q_3$	Trækbelastning fra den givne konsekvensklasse [ $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$ ]
$l_1, l_2$	Spændvidde af gulvdæk på hver side af bjælke [m]

Ud fra konstruktionstegningen på Figur 4.54 ses det at maksimale sum af spændvidde er for spændvidder sat til:

$$l_1 = 4,68 \text{ m}, l_2 = 3,08 \text{ m}$$

Trækbelastningen for den givne konsekvensklasse var i afsnit 3.3.3 sat til  $q_3 = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  og ved indsættelse af værdier i Formel 3.3.2 fås:

$$F_{tie,int} = \frac{15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (4,68 \text{ m} + 3,08 \text{ m})}{2} = 58,2 \text{ kN}$$

Idet  $F_{tie,int} = 58,2 \text{ kN} > 40 \text{ kN}$ , vil den beregnede værdi anvendes til dimensionering af armering der vil ligge på tværs af dæksbæreretning altså den tværgående fugearmering idet den overstiger det opstatte minimumskrav.

For armering langs dæksbæreevneretning altså længdefugerne udføres kontrollen pr. huldæksstrimmel med bredde 1,2 m, jf. *Bygningsberegninger* af Jensen og Hansen, 3. udgave. [20] af Formel 3.3.2:

$$l_1 = 1,2 \text{ m}, l_2 = 1,2 \text{ m}$$

og bliver:

$$F_{tie,int} = \frac{15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (1,2 \text{ m} + 1,2 \text{ m})}{2} = 18 \text{ kN}$$

Idet  $F_{tie,int} = 18 \text{ kN} < 40 \text{ kN}$ , vil den beregnede værdi ikke anvendes men den opgivne minimumsværdi på 40 kN til dimensionering af armeringen i længdefugen.

Nødvendige armeringsmængder til brug i interne trækforbindelser, kan nu fastsættes med afsæt i det nødvendige armeringsareal  $A_s$  der findes ved:

$$A_s = \frac{58,2 \text{ kN}}{458,33 \text{ MPa}} = 127 \text{ mm}^2 \text{ Trækforbindelser i tværfugen}$$

$$A_s = \frac{40 \text{ kN}}{458,33 \text{ MPa}} = 87,27 \text{ mm}^2 \text{ Trækforbindelser i længdefugen}$$

Interne trækforbindelser vil som for periferi-trækforbindelser udføres i Y12 stål, hvorfor følgende antal stænger kan bestemmes:

Trækforbindelser i tværfugen:

$$\frac{127 \text{ mm}^2}{\pi \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2}\right)^2} = 1,12$$

Trækforbindelser i længdefugen:

$$\frac{87,27 \text{ mm}^2}{\pi \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2}\right)^2} = 0,77$$

Det fremgår af ovenstående, at tværfuger mellem dæk vil kunne udføres med 2xY12 armeringsjern og længdefuger vil kunne udføres med 1xY12 armeringsjern.

Fugearmeringen skal for at kunne regnes som værende aktiv forankres ved ende af elementet. Dette vil gøres ved at støde U-bøjle vinkelret på randaremringen således randarmeringen vil være omsluttet af

denne U-bøjle. Antallet af U-bøjler for hhv. længde og tværfuger fastsættes til 2xY10 bøjler ved ende af tværfuge og 1xY10 bøjler ved ende af længdefuge. Der anvendes en minimumsforankringslængde af omtalte bøjler på 1,5 m, for at sikre god forankring i tilfælde af brand.[1]

#### 4.4.3 Vandrette trækforbindelser

De vandrette trækforbindelser etableres mellem vægskiver og dækskiver og udføres ved opbøjede strittere fra toppen af vægelementerne, som forankres i dækkonstruktionens randarmering og de indlagte Y10-bøjler i fugerne. Herved sikres kraftoverførsel mellem væg og dækskive i overensstemmelse med robusthedskravet. For væggene er den nødvendige vandrette kraft af afsnit 3.3.3 sat til:

$$F_{tie, fac} = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (4.4.1)$$

Strittere vil for væggene i nærværende projekt udføres som Y8 og vil placeres pr. 600 mm resulterende i et antal strittere pr. løbende meter på:

$$\frac{1000 \text{ mm}}{600 \text{ mm}} = 1,67$$

Der vil altså være 1,67 strittere pr. løbende meter resulterende i et armeringsareal på:

$$A_s = 1,67 \cdot \pi \cdot \left(\frac{8 \text{ mm}}{2}\right)^2 = 83,94 \text{ mm}^2$$

Styrken af armeringsarealet vil herfter kunne bestemmes til:

$$F_{stritter} = A_s \cdot f_{yd} \quad (4.4.2)$$

Hvor:

$$F_{stritter, m} \mid \text{Styrke af vandrette trækforbindelse } \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right]$$

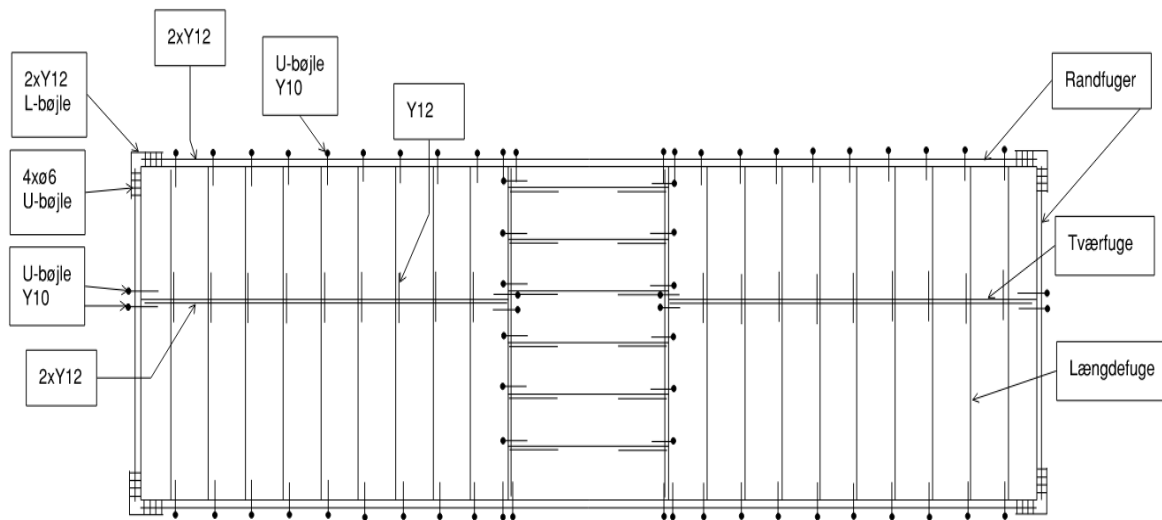
Styrken af den vandrette trækforbindelse kan altså bestemmes til:

$$F_{stritter, m} = 83,94 \text{ mm}^2 \cdot 458,33 \text{ MPa} = 38,47 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Da  $F_{stritter, m} = 38,47 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > F_{tie, fac} = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  er Y8 stritter pr. 600 mm tilstrækkeligt.

#### 4.4.4 Armeringsplan

For at sikre bygværkets robusthed er de nødvendige trækforbindelser etableret i henhold til *DS/EN 1992-1-1 Eurocode 2 - Betonkonstruktioner - Del 1:1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner* med tilhørende nationalt annekst samt relevant lærebogsmateriale. Den samlede armeringsplan fremgår af Figur 4.55.



Figur 4.55 Armeringsplan, angivelse af rand og fugearmering.

#### Placering og dimensionering af trækforbindelser:

- **Periferi-trækforbindelser:** Udført som 2xY12 langs dækskivens rand. Randarmeringen forbindes i hjørnerne med 2xY12 Lbøjler og suppleres med tværarmering bestående af 4xØ6 bøjler langs de respektive stødlængder.
- **Interne trækforbindelser:** Udført som 2xY12 i tværfuger, forankret med 2xY10 U-bøjler vinkelret på randarmeringen. Ved opgangsarealet fungerer tværfugearmeringen som lokal overgang og randarmering for at sikre kontinuitet mellem dæksystemerne. Længdefuger udføres med 1xY12 forankret med 1xY10 U-bøjler.
- **Vandrette trækforbindelser:** Udført som Y8 strittere med cc 600 mm i vægtoppen, forankret i dækkonstruktionens rand- og fugearmering.

Den samlede armering udgør minimumsarmering for robusthed og opfylder opstillede krav til periferi-, interne og vandrette trækforbindelser. Konstruktionen er således dimensioneret, så der etableres kontinuerlige kraftveje, der kan overføre de krævede trækkræfter. Herved sikres, at konstruktionen kan modstå lokale svigt uden risiko for uforholdsmæssigt eller progressivt kollaps.

## **A2.2 Statische beregninger - Konstruktionsafsnit**

## A2.2 BEREGNINGER - KONSTRUKTIONSAFSNIT

---

I det følgende kapitel vil der blive udarbejdet bæreevne og eftervisning af samlinger for udvalgte elementer i bygværket.

### 5.1 Altan

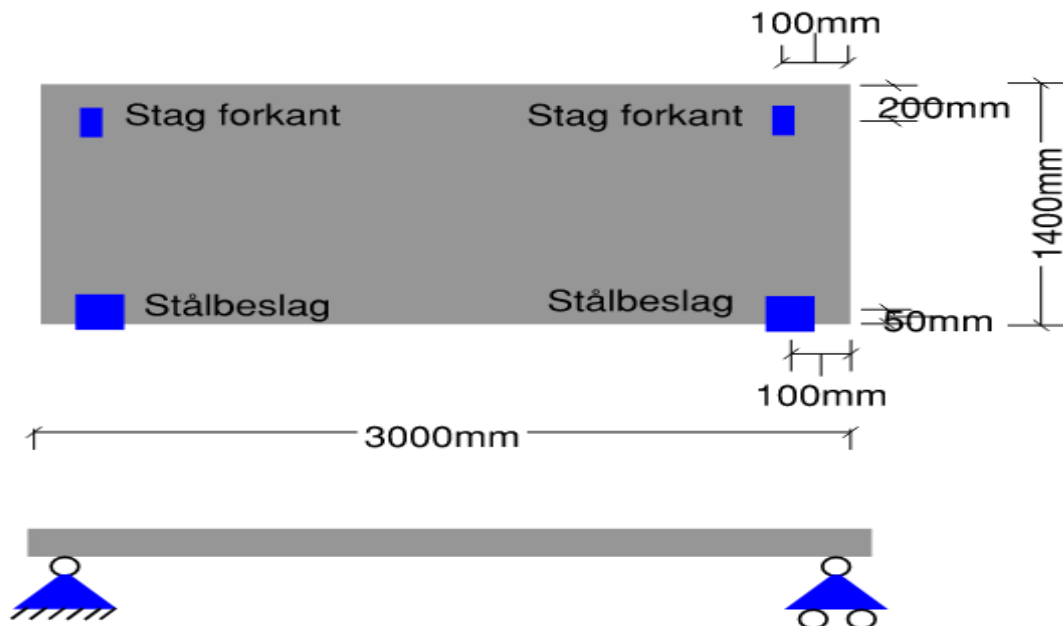
I det følgende afsnit eftervises momentkapaciteten af de præfabrikerede UHPC-altanelementer. Eftervisningen tager udgangspunkt i et dimensionerende moment, bestemt ved den overordnede statistiske analyse af bygværket.

Der udføres alene tværsnittskontrol for moment, mens øvrige dimensioneringsforhold såsom forskydning og spændingsfordelinger med hensyn til revnedannelse ikke behandles nærmere i dette projekt.

#### 5.1.1 Hovedstatik for konstruktionsafsnit

Ud fra beskrivelsen af altanens statiske virkemåde i afsnit 3.3.1 kan det konstateres, at altanpladerne mellem beslagene opfører sig som simpelt understøttede. Altanpladen idealiseres derfor statisk som en repræsentativ 1 m bred strimmel mellem facadebeslagene. Strimlen modelleres som en simpelt understøttet bjælke med en spændvidde på 3 m.

Altanens dybde på 1,4 m er væsentligt mindre end afstanden mellem beslagene. Bøjningsmomenterne i længderetningen vurderes derfor at være dimensionsgivende. Det statiske system for altanpladen er illustreret i Figur 5.1.



Figur 5.1 Statisk system for altaner.

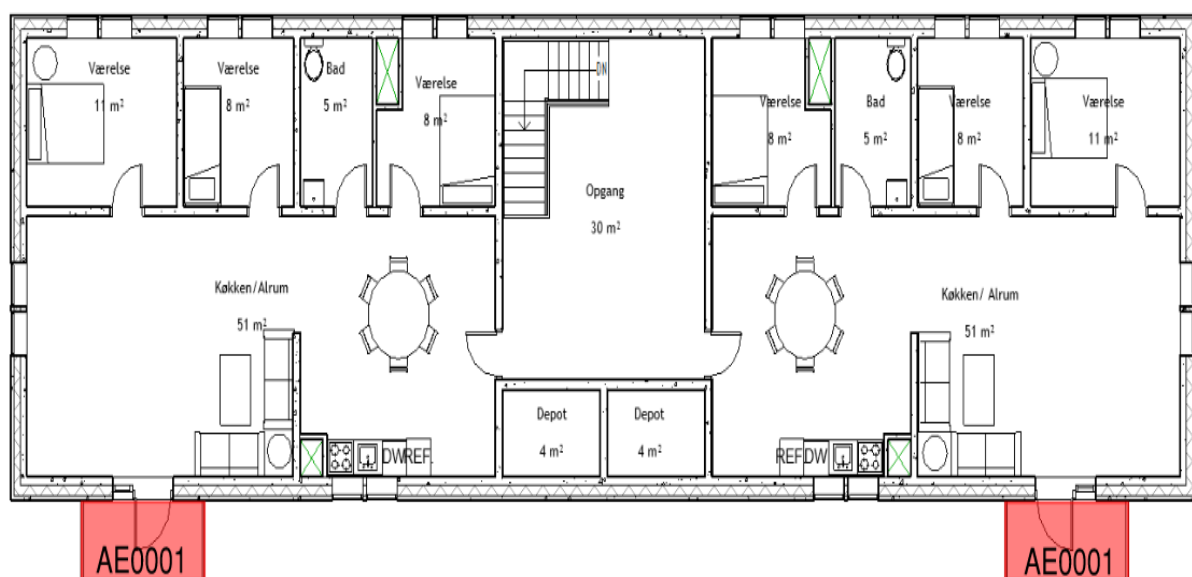
## 5.1.2 Eftervisning af ydeevne

### Grupperinger af konstruktionsdele

Projektet omfatter i alt to altaner med samme geometri og spændvidde. Disse benævnes AE0001. De statiske beregninger omfatter derfor:

- Elementer af typen AE0001 idet de udgør alle elementtyperne og hertil vil besidde de kritiske dimensioner

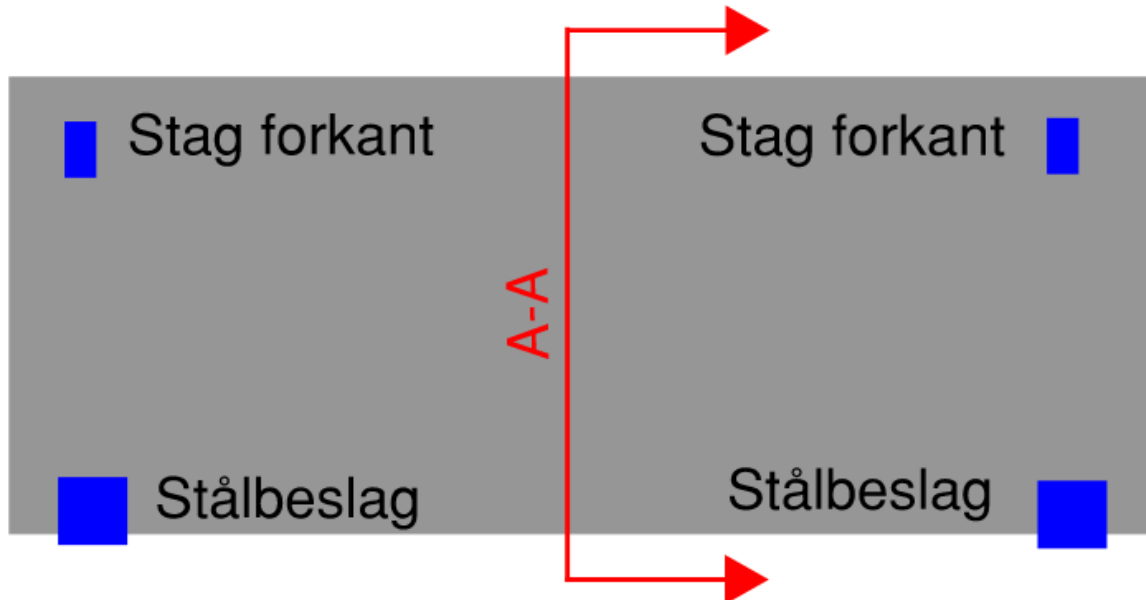
De udvalgte elementer er markeret med rød på etageplanen for 1. sal i Figur 5.2.



Figur 5.2 Altanelementer af typen AE0001 markeret med rød.

### Kritiske snit

For en simpelt understøttet bjælke med jævnt fordelt last optræder det maksimale bøjningsmoment i midten af spændet. Dette snit betragtes derfor som kritisk for dimensioneringen af altanpladen, og tværskitskontrollen udføres i dette snit, benævnt A-A. Snittets placering fremgår af Figur 5.3.



Figur 5.3 Kritiske snit markeret A-A.

### Dimensionerende moment

Det dimensionerende moment bestemmes ved at opstille de relevante lastkombinationer for altanpladen og herefter identificere det største moment. Som tidligere nævnt modelleres altanpladen som en simpelt understøttet bjælke med en repræsentativ bredde på 1 m. Det største moment forventes derfor at optræde i midten af spændet og kan for konstant linjelast bestemmes ved Formel 5.1.1.

$$M_{max} = \frac{1}{8} \cdot q_d \cdot l^2 \quad (5.1.1)$$

Hvor:

$M_{max}$	Dimensionerende moment [kNm]
$q_d$	Regningsmæssige lastvirkning fra lastkombination som linjelast [ $\frac{kN}{m}$ ]
$l$	Længde af spænd [m]

Den regningsmæssige lastvirkning fra lastkombinationen skal således bestemmes. I det følgende opstilles de relevante lastkombinationer med henblik på at identificere den kritiske. De karakteristiske laster for altanen er tidligere bestemt i Bilag A.1 i forbindelse med reaktionsbestemmelse i dybderetningen og følger derfor samme principper. Ved bestemmelse af det dimensionerende moment i det kritiske snit omsættes lasterne til en repræsentativ 1 m bred strimmel i overensstemmelse med den idealiserede bjælke.

### Egenlast

Altanpladen er udført i UHPC med en rumvægt på  $2700 \frac{kg}{m^3}$ . Pladen har en gennemsnitlig tykkelse på 80 mm. Langs altanens rande etableres værn, hvis geometri fremgår af Figur 5.1. Værnet repræsenteres ved en linjelast på  $0,5 \frac{kN}{m}$ . Den karakteristiske egenlast bliver derfor:

$$G_k = 0,08 \text{ m} \cdot \frac{2700 \frac{kg}{m^3} \cdot 9,82 \frac{m}{s^2}}{1000} \cdot 1 \text{ m} + \frac{((3 \text{ m} + 2 \cdot 1,4 \text{ m}) \cdot 0,5 \frac{kN}{m})}{3 \text{ m} \cdot 1,4 \text{ m}} \cdot 1 \text{ m} = 2,81 \frac{kN}{m}$$

Nyttelast

Nyttelasten for altanerne er i afsnit 3.5.3 fastsat til  $q_k = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ , og der er desuden fastsat et moment ved værnets placering på  $m_{kv} = 0,5 \text{ kNm}$ . Den karakteristiske nyttelast bliver derfor:

$$q_k = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1 \text{ m} = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Den vandrette nyttelast på værnet behandles ikke som en del af den globale bøjningslast på altanpladen. Lasten virker i værnets top og medfører primært lokale kræfter og momenter i altanens forkant samt i værnforankringen. I nærværende afsnit behandles alene det globale bøjningsmoment i altanpladen som følge af lodrette laster.

Vindlast ned

I afsnit 3.5.4 er den nedadrettede vindlast bestemt til  $w_e = 0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ . Den karakteristiske vindlast for nedadrettet vind bliver derfor:

$$w_{k,n} = 0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1 \text{ m} = 0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindlast op

I afsnit 3.5.4 er den opadrettede vindlast bestemt til  $w_e = -0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ . Den karakteristiske vindlast for opadrettet vind bliver derfor:

$$w_{k,o} = -0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1 \text{ m} = -0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lastkombinationer

De karakteristiske laster, der er relevante for altanens lastkombinationer, er nu fastlagt. På dette grundlag opstilles fire lastkombinationer med udgangspunkt i Tabel 3.10:

- **Dom. Egenlast (STR 6.10a)**

$$1,2 \cdot K_{FI} \cdot G_k$$

$$1,2 \cdot 1,0 \cdot 2,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 3,37 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- **Dom. Nyttelast (STR 6.10b)**

$$1,0 \cdot K_{FI} \cdot G_k + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot q_k + 1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI} \cdot w_{k,n}$$

$$1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,5 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \cdot 0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 6,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- **Dom. Vind ned (STR 6.10b)**

$$1,0 \cdot K_{FI} \cdot G_k + 1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI} \cdot q_k + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot w_{k,n}$$

$$1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,5 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 4,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- **Dom. Vind op (STR 6.10b)**

$$0,9 \cdot K_{FI} \cdot G_k + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot w_{k,o}$$

$$0,9 \cdot 1,0 \cdot 2,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot -0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 1,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Det ses, at den største regningsmæssige lastvirkning som linjelast optræder ved dominerende nyttelast, hvor  $q_d = 6,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ . Ved indsættelse i Formel 5.1.1 for det maksimale moment fås:

$$M_{max} = \frac{1}{8} \cdot 6,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (3 \text{ m})^2 = 7,71 \text{ kNm}$$

Altså vil det dimensionerende moment være:

$$M_{ed} = M_{max} = 7,71 \text{ kNm}$$

### Regningsmæssig moment bæreevne

Tværsnitkapaciteten bestemmes efter principper i *DS/EN 1992-1-1 Eurocode 2 - Betonkonstruktioner - Del 1:1 Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner* for armerede betontværsnit, hvor materialedata for UHPC er baseret på producentens ETA [15]. Beregningen udføres i brudgrænsetilstand og omfatter kontrol af bøjning i det kritiske snit.

Altaners materialeparametre ses af Tabel 5.1

Materialeparametre								
UHPC					Armering			
$f_{ck}$ [MPa]	$\gamma_c$ [-]	$f_{cd}$ [MPa]	$E_{c0}$ [MPa]	$\epsilon_{cu}$ [%]	$f_{yk}$ [MPa]	$\gamma_s$ [-]	$f_{yd}$ [MPa]	$E_s$ [MPa]
130	1,4	92,9	44000	0,4	550	1,2	458,3	200000

**Tabel 5.1** Materialeparametre for altan

Hvor:

$f_{ck}$	Karakteristiske trykstyrke beton [MPa]
$\gamma_c$	Partialkoefficient for trykstyrke og E-modul i præfabrikeret armeret beton [-]
$f_{cd}$	Regningsmæssige trykstyrke beton [MPa]
$E_{c0}$	Elasticitetsmodul beton [MPa]
$\epsilon_{cu}$	Ultimative tryktøjning for betonen [%]
$f_{yk}$	Karakteristisk flydespænding armeringsstål [MPa]
$\gamma_s$	Partialkoefficient for styrke og E-modul for armeringsstålet [-]
$f_{yd}$	Regningsmæssig flydespænding armeringsstål [MPa]
$E_s$	Elasticitetsmodul armeringsstål [MPa]

Det undersøges, om indlægning af Y6-armeringsnet cc 100 i både overside og underside af altanelementet medfører en tilstrækkelig momentkapacitet.

Y6-net vælges, da dette repræsenterer en typisk minimumsarmering i præfabrikerede betonelementer.

Armering placeres i både over- og underside for at sikre en robust løsning i forhold til produktion og montage, således at utilsigtet forkert placering af armeringen ikke medfører utilstrækkelig bæreevne.

Ved eftervisning af tværsnittets momentkapacitet indgår en konservativ vurdering af armeringens placering. Der regnes med en ugunstig placering, hvor den trækkende armering antages at have reduceret effektiv dybde  $d_i$  (fx pga. tolerancer eller vendt net), hvilket reducerer den interne arm og dermed momentkapaciteten.

Eftervisningen udføres under en konservativ antagelse om ugunstig armeringsplacering (worst case).

Såfremt dette ikke opfylder kravene til momentkapacitet, kan der foretages en supplerende beregning med nominelt placeret armering (best case).

I dette tilfælde forudsættes, at der etableres klare produktionsmæssige procedurer for korrekt orientering og placering af armeringsnettet for de pågældende elementer og eventuelt at øge nettet til Y8.

Tværsnitsdata for et 1 m bredt repræsentativt tværsnit ses af Tabel 5.2

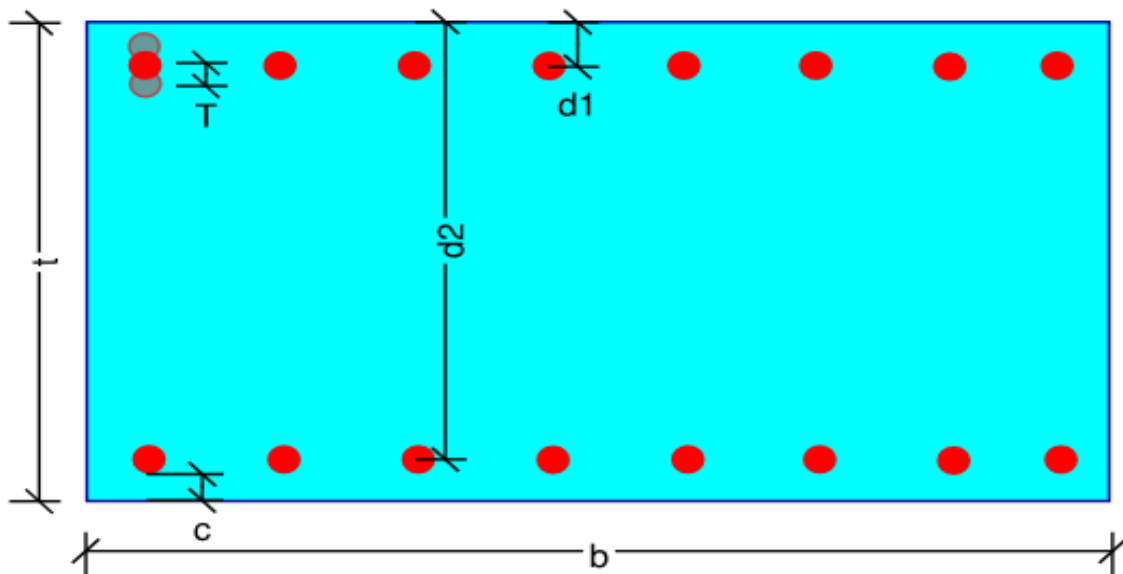
Tværsnitsdata								
$t$	$b$	$c$	$T$	$D_{dir}$	$\lambda$	$\emptyset$	$n$	$\eta$
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]
80	1000	15	5	1,5	0,8	6	10	1

**Tabel 5.2** Tværsnitsdata

Hvor:

$t$	Tværsnittets tykkelse [mm]
$b$	Tværsnittets bredde [mm]
$c$	Dæklag [mm]
$T$	Tolerancetillæg for armeringsplacering [mm]
$D_{dir}$	Faktor for netplacering (0,5 for gunstigt og 1,5 for ugunstigt) [-]
$\lambda$	Faktor for ujævn spændingsfordeling i trykzonen [-]
$\emptyset$	Armeringsdiameter [mm]
$n$	Antal armeringsstænger [-]
$\eta$	Reduktionsfaktor for betonens trykspænding i trykblok [-]

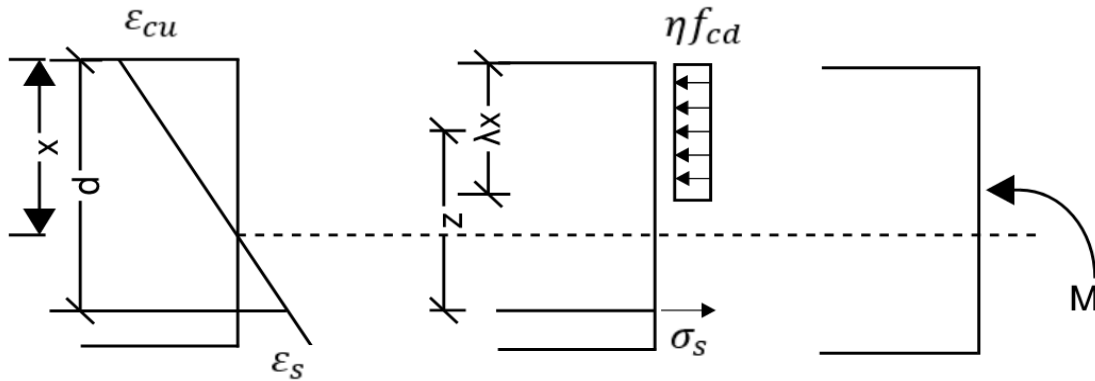
Eksempel på tværsnits notation kan ses af Figur 5.4 nedenfor:



**Figur 5.4** Tværsnitsnotation.

Den efterfølgende tværsnitsanalyse er baseret på klassiske antagelser for armerede betontværsnit i brudgrænsetilstand. Der antages lineær tøjningsfordeling over tværsnittet (plane snit forbliver plane), og betonens trykspændinger modelleres ved en ækvivalent rektangulær trykblok.

Figur 5.5 illustrerer den anvendte tværsnitsmodel, herunder tøjningsfordelingen, neutralaksens placering, den ækvivalente trykblok i betonen samt definitionen af den interne arm mellem tryk- og trækraft.



Figur 5.5 Mekanisk model beregninger bygger på.

Til bestemmelse af tværsnittets momentkapacitet startes der med at bestemme tværsnittets armeringsareal og fastsættes:

$$A_s = n \cdot \frac{\varnothing^2}{4} \cdot \pi \quad (5.1.2)$$

Værdier indsættes:

$$A_s = 10 \cdot \frac{(6 \text{ mm})^2}{4} \cdot \pi = 282,74 \text{ mm}^2$$

Design distancen bestemmes nu fra overkant af tværsnit til centrum af armering. Idet elementet vil have net i oversiden og undersiden vil der for  $d_i$  være  $d_1$  for overside armeringen og  $d_2$  for underside armeringen. fastsættelse af  $d_1$ :

$$d_1 = c + T + \varnothing \cdot (D_{dir} - 1) \quad (5.1.3)$$

Værdier indsættes:

$$d_1 = 15 \text{ mm} + 5 \text{ mm} + 6 \text{ mm} \cdot (1,5 - 1) = 23 \text{ mm}$$

For armeringen i undersiden fastsættes  $d_2$  til:

$$d_2 = t - \varnothing \cdot D_{dir} - c - T \quad (5.1.4)$$

Værdier indsættes:

$$d_2 = 80 \text{ mm} - 6 \text{ mm} \cdot 1,5 - 15 \text{ mm} - 5 \text{ mm} = 51 \text{ mm}$$

Der bestemmes i det følgende to trykzoner, benævnt  $x_{c,statisk}$  og  $x_{lim}$ .

Trykzonehøjden  $x_{c,statisk}$  bestemmes ud fra kraftligevægt under antagelse af, at den trækkende armering når flydespænding altså at:

$$\sigma_s = f_{yd}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$$

Der opstilles ligevægt mellem trækraften i armeringen og trykraften i betonens trykzone. Betonens ikke-lineære trykspændingsfordeling omregnes til en ækvivalent rektangulær spændingsblok ved hjælp af faktoren  $\lambda$ , mens reduktionsfaktoren  $\eta$  er fastsat i overensstemmelse med ETA [15].

Trykzonehøjden bestemmes derved af:

$$\lambda \cdot x_{c,statisk} \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd} = A_s \cdot f_{yd} \quad (5.1.5)$$

Isoleres der for trykzonehøjden  $x_{c,statisk}$  fås:

$$x_{c,statisk} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\lambda \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \eta} \quad (5.1.6)$$

Værdier indsættes:

$$x_{c,statisk} = \frac{282,74 \text{ mm}^2 \cdot 458,3 \text{ MPa}}{0,8 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 92,9 \text{ MPa} \cdot 1} = 1,74 \text{ mm}$$

Til kraftligevægten er der ikke medtaget bidrag fra trykarmering. Dette skyldes, at den beregnede trykzonehøjde er  $x_{c,statisk} = 1,74 \text{ mm}$ , hvilket er væsentligt mindre end afstanden til armeringen i oversiden  $d_1 = 23 \text{ mm}$ . Oversidearmeringen ligger derfor uden for trykzonen og vil ikke være i tryk ved brudgrænsetilstanden. Trykkraften antages dermed alene optaget af betonens trykblø, mens trækraften optages af den trækkende armering.

Der bestemmes herefter en balanceret trykzonehøjde  $x_{lim}$ . Denne trykzonehøjde bestemmes ved at undersøge grænsehøjden af trykzonen når der sikres armeringsflydning men også knusning i betonen. Det er altså grænsen mellem et duktilt eller sprødt brud og anvendes til at verificere om brudform med stål antaget i flydning vil være gældende. Altså om trykzonehøjden ved statisk ligevægt ved antagelse af armering i flydning er fysisk mulig, hvis  $x_{c,statisk} < x_{lim}$ .

Trykzonehøjden  $x_{lim}$  bestemmes af følgende:

$$x_{lim} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} \cdot d_i \quad (5.1.7)$$

Hvor:

$\epsilon_{yd}$  | Stålets regningsmæssige flydetøjning [%]

Den ultimative tryktøjning er ud fra ETA sat til  $\epsilon_{cu} = 0,4\%$ [15] og stålets regningsmæssige flydetøjning findes af:

$$\frac{f_{yd}}{E_s} \Rightarrow \frac{458,3 \text{ MPa}}{200\,000 \text{ MPa}} = 0,23\%$$

Værdier indsættes i Formel 5.1.7 og der fås:

$$x_{lim} = \frac{0,4\%}{0,4\% + 0,23\%} \cdot 51 \text{ mm} = 32,38 \text{ mm}$$

Det ses nu at  $x_{c,statisk} = 1,74 \text{ mm} < x_{lim} = 32,38 \text{ mm}$  hvorfor tværsnittet er underarmeret. Armeringen vil derfor nå flydespændingen før betonknusning, og antagelsen  $\sigma_s = f_{yd}$  er dermed konsistent. Den videre bestemmelse af momentkapaciteten kan derfor foretages under antagelse af flydning i armeringen.

Momentkapaciteten af tværsnittet bestemmes af Formel 5.1.8 ved at tage momentet om trykresultanten af den rektangulære trykblø:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z \quad (5.1.8)$$

Hvor:

$z$  | Tværsnittets interne arm mellem tryk og træk [mm]

Tværsnittets interne arm mellem tryk og træk  $z$  for træk i underside armeringen bestemmes herved af:

$$z = d_2 - \frac{\lambda}{2} \cdot x_{c,statisk} \quad (5.1.9)$$

Værdier indsættes:

$$z = 51 \text{ mm} - \frac{0,8}{2} \cdot 1,74 \text{ mm} = 50,30 \text{ mm}$$

Ved indsættelse i Formel 5.1.8 fås:

$$M_{Rd} = 282,74 \text{ mm}^2 \cdot 458,3 \text{ MPa} \cdot 50,30 \text{ mm} = 6,52 \text{ kNm}$$

Det bemærkes, at den beregnede trykzonehøjde er meget lille sammenlignet med tværsnittets tykkelse. Neutralaksen ligger derfor tæt på tryksiden, hvilket indebærer, at størstedelen af tværsnittet befinder sig i træk. I praksis kan begge armeringsnet derfor befinde sig i træk afhængigt af den præcise tøjningsfordeling og hertil give et lille bidrag til kapaciteten af tværsnittet.

I nærværende tværnsnitskontrol er der regnet konservativt med ét trækarmerslagslag ad gangen afhængigt af momentets fortegn.

### Kontrol

Det kontrolleres nu om tværsnittet armeret med Y6 net har kapacitet nok til at kunne optage designmomentet og der fås:

$$M_{ed} = 7,71 \text{ kNm} > M_{rd} = 6,52 \text{ kNm} \text{ IKKE OK!}$$

Hertil kan armeringsnet vælges at øges til Y8 net som ved hjælp af ovenstående fremviste beregningsgang vil medføre en regningsmæssig moment bæreevne på  $M_{ed} = 10,78 \text{ kNm}$  og hertil ses at:

$$M_{ed} = 7,71 \text{ kNm} < M_{rd} = 10,78 \text{ kNm} \text{ OK!}$$

Tværsnittet armeret med Y8-net opfylder således kravet til momentkapacitet i brudgrænsetilstanden.

## 5.2 Stålbeslag

I dette afsnit dimensioneres stålbeslaget, som forbinder altanen til den bærende væg. Beslaget består af en vægplade, et stag samt en sædeplade, der overfører lasterne fra altanen til væggen. Det skal nævnes at samlingen mellem beslag og væg vil opdeles i to separate beslag en boltgruppe benævnt "nederste boltgruppe" og udgør koncentrationen af de fire nederste bolte i beslaget og den anden boltgruppe benævnt "øverste boltgruppe" bestående af de fire øverste bolte i beslaget. Dette er gjort fordi at forbindelsen mellem de to boltgrupper blot er ment som en "spacer", som gør montagen mere simpel og ikke har til formål at skabe et samlet beslag, men ved samlede og kritiske overvejelser ved bæreevne vil den kunne benævnes "væggruppe".

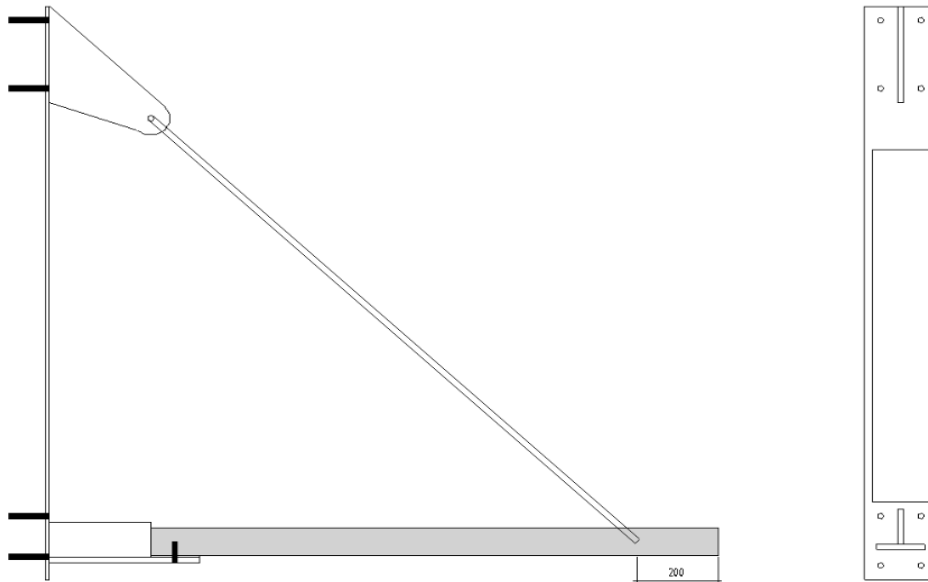
På baggrund af de beregnede reaktioner for altanen bestemmes de dimensionsgivende kræfter i samlingen. Herefter eftervises ståldelene af forbindelsen, herunder bolte og beslagplade, i henhold til *DS/EN 1993-1-8 - Eurocode 3: Stålkonstruktioner - Del 1-8: Samlinger*.

I nærværende projekt eftervises alene ståldelen af samlingen. Fastgørelse til betonvæggen samt lokal bæreevne i betonen behandles ikke, idet fokus er på dimensionering af selve stålbeslaget og dets boltforbindelser.

Først bestemmes de dimensionsgivende laster for ét beslag. Dernæst kontrolleres boltforbindelserne for hulrandsbæreevne, overlappingsbæreevne samt relevante pladebrudformer. Herefter bestemmes kraftfordelingen i boltgruppen ved en elastisk analyse, hvorefter boltforbindelsernes bæreevne sammenholdes med

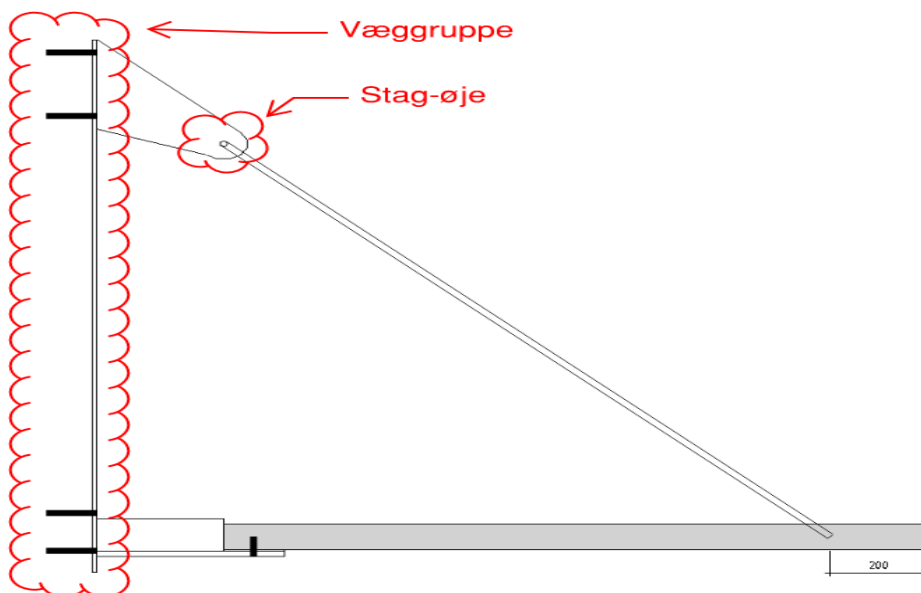
de beregnede boltkræfter.

Beslagets princip og udformning fremgår af Figur 5.6



*Figur 5.6* Beslag set fra siden og forfra.

Samlingerne der undersøges for beslaget er boltesamlingerne som nedenfor er markeret med rød i Figur 5.7.



*Figur 5.7* Boltesamlinger markeret med rød.

Det forudsættes at samlingens bolte er M16 i klasse 8.8 og vil være placeret i såvel væggruppen som stag-øje. Stålbladerne der anvendes har en tykkelse på 15 mm og vil udføres af stål i kvalitet S355, hvor "gaffel" som forbindes til stag-øje forbindelsen vil have en tykkelse på 20 mm. Samlingernes materialeparametre ses oplyst af Tabel 5.3.

Parameter	Symbol	Værdi
<b>Stålplader</b>		
Stålkvalitet	[–]	S355
Flydespænding	$f_y$	355 MPa
Trækstyrke	$f_u$	470 MPa
<b>Bolte</b>		
Boltklasse	[–]	8.8
Trækstyrke	$f_{ub}$	800 MPa

**Tabel 5.3** Materialeparametre for samling.

De i Bilag A.1 bestemte karakteristiske reaktioner er i Tabel 5.4 oplistet.

Lasttype:	$A_x$ [kN]	$A_y$ [kN]	$T$ [kN]
Egenlast [ $G_k$ ]	7,62	3,98	10,78
Nyttelast [ $Q_k$ ]	7,25	2,87	10,25
Vind ned [ $w_{k,n}$ ]	1,55	1,08	2,19
Vind op [ $w_{k,o}$ ]	-1,55	-1,08	-2,19

**Tabel 5.4** Karakteristiske reaktioner gældende for beslag.

Da altanens statiske model er lineær, kan superpositionsprincippet anvendes. De dimensionsgivende reaktioner kan derfor bestemmes ved at kombinere de karakteristiske reaktioner fra de enkelte lasttyper i overensstemmelse med de relevante lastkombinationer.

Lastkombination:	$A_{x,d}$ [kN]	$A_{y,d}$ [kN]	$T_d$ [kN]
Dom. Egenlast (STR 6.10a)	9,14	4,77	12,94
Dom. Nyttelast (STR 6.10b)	19,19	8,77	27,14
Dom. Vind ned (STR 6.10b)	13,21	6,89	18,68
Dom. Vind op (STR 6.10b)	4,53	1,96	6,42

**Tabel 5.5** Regningsmæssige reaktioner.

De i bilag A.1 bestemte reaktioner gælder for altanen som samlet system i dybderetningen. Da altanen bæres af to ens beslag med symmetrisk placering, antages de dimensionsgivende reaktioner fordelt lige- ligt mellem beslagene. Samlingskræfterne for ét beslag bestemmes derfor som halvdelen af de samlede reaktioner.

### 5.2.1 Hulrandsbæreevne

Hulrandsbæreevnen afhænger af boltens randafstande samt deres indbyrdes afstand i pladen og hulrandsbæreevnen beregnes pr. bolt i den belastede plade. Nedenfor vises de absolutte minimumsafstande, som SKAL være overholdt, og de optimale minimumsafstande, som vil resultere i den størst mulige bæreevne. Ligger afstandene et sted imellem disse, kan man interpolere med formler, som introduceres, hvis de skal anvendes.

	Absolutte minimumsafstande	Optimale minimumsafstande
e1	$1,20 \cdot d_0$	$3,00 \cdot d_0$
p1	$2,20 \cdot d_0$	$3,75 \cdot d_0$
e2	$1,20 \cdot d_0$	$1,50 \cdot d_0$
p2	$2,40 \cdot d_0$	$3,00 \cdot d_0$

**Tabel 5.6** Optimale minimumsafstande mellem boltene, hvor  $d_0$  er diameteren af hullerne i pladen jævnfør Tabel 10.2 i [DS/EN 1993][7], samt den udregnede minimumsafstand for boltene.

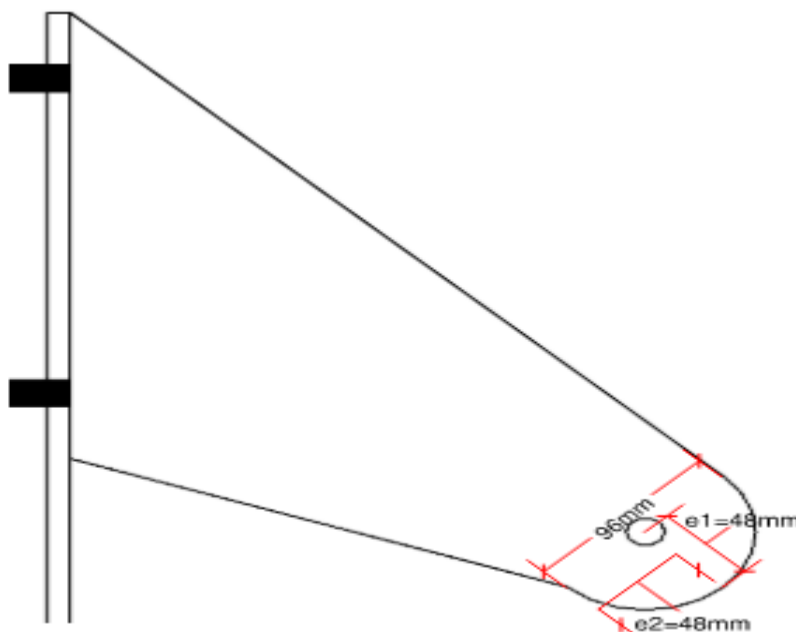
$d_0$  er boltehullets diameter, og da der anvendes M16 bolte og normalhuller så bliver  $d_0 = 16 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$ . De absolutte og optimale minimumsafstande kan ses i Tabel 5.7 for stag-øje og Tabel 5.8 for væggruppen, hvor de egentlige minimumsafstandene er udregnet med afsæt i formlerne fra Tabel 5.6.

### Stag-øje

Staget forbindes til beslagets øjeplade ved en boltet forbindelse med én M16 bolt i styrkeklasse 8.8. Samlingen idealiseres som en leddelt dornforbindelse, hvor staget alene overfører aksialkraft. Samlingen dimensioneres derfor for bolt i forskydning samt pladebrudformer i henhold til *DS/EN 1993-1-8 - Euro-code 3: Stålkonstruktioner - Del 1-8: Samlinger*.

	Afstand stag-øje [mm]	Absolutte minimumsafstande [mm]	Optimale minimumsafstande [mm]
e1	48	21,6	54
e2	48	21,6	27

**Tabel 5.7** Optimale minimumsafstande mellem boltene, hvor  $d_0$  er diameteren af hullerne i pladen jævnfør Tabel 10.2 i [DS/EN 1993], samt den udregnede minimumsafstand for boltene.



**Figur 5.8** Oversigt over boltafstande i samling.

Det kan ses af Tabel 5.7 at afstanden  $e_1$  ikke overholder de optimale minimumafstande, derfor skal Formel 5.2.1 anvendes til at beregne hulrandsbæreevnen

$$F_{b,Rd} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot d \cdot t \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (5.2.1)$$

Hvor:

$F_{b,Rd}$	Hulrandsbæreevne [kN]
$k_1$	Korrektionsfaktorer [-]
$\alpha_b$	korrektionsfaktor [-]
$d$	Boltens diameter [mm]
$t$	Pladens tykkelse [mm]
$f_u$	Stålets trækstyrke [MPa]
$\gamma_{M2}$	Partialkoefficienten for uvarslet brud [-]

Korrektionsfaktorerne  $\alpha_b$  og  $k_1$  kan udregnes som vist herunder i Formel 5.2.2 og 5.2.3.

$$\alpha_b \leq \begin{cases} \frac{e_1}{3 \cdot d_0} & \text{for } 1,2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq 3,0 \cdot d_0 \\ \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25 & \text{for } 2,2 \cdot d_0 \leq p_1 \leq 3,75 \cdot d_0 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} \\ 1,0 \end{cases} \quad (5.2.2)$$

Herunder laves de relevante udregninger for korrektionsfaktor  $\alpha_b$ :

$$\alpha_b = \frac{e_1}{3 \cdot d_0}$$

$$\alpha_b = 0,89$$

$$k_1 \leq \begin{cases} 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 & \text{for } 1,2 \cdot d_0 \leq e_2 \leq 1,5 \cdot d_0 \\ 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 & \text{for } 2,4 \cdot d_0 \leq p_2 \leq 3,0 \cdot d_0 \\ 2,5 \end{cases} \quad (5.2.3)$$

Det ses at de optimale afstande der henføres til  $k_1$  er overholdt, hvorfor optimalværdien på 2,5 kan anvendes:

$$k_1 = 2,5$$

Ved anvendelse af Formel 5.2.1 bestemmes hulrandsbæreevnen til nedenstående. Hulrandsbæreevnen er fundet for pladen ved stag-øje med tykkelse på 15 mm og giver ved indsættelse af værdier:

$$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot 0,89 \cdot 16 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm} \cdot \frac{470 \text{ MPa}}{1,35} = 185,91 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 185,91 \text{ kN}$$

Hulranden vil også forekomme i den omsluttende gaffel der monteres på stag hvorfor denne hulrand også skal eftervises. Gaffelpladerne forudsættes udført med tykkelse 20 mm og randafstande svarende til de absolutte minimumskrav i *DS/EN 1993-1-8 - Eurocode 3: Stålkonstruktioner - Del 1-8: Samlinger*. Dette giver en konservativ vurdering af samlingens bæreevne. Ved indsættelse af værdier i Formel 5.2.2 fås:

$$\alpha_b = \frac{e_1}{3 \cdot d_0}$$

$$\alpha_b = 0,4$$

Og ved indsættelse i Formel 5.2.3:

$$k_1 = 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7$$

$$k_1 = 1,66$$

Ved anvendelse af Formel 5.2.1 bestemmes hulrandsbæreevnen for gaffel til følgende:

$$F_{b,Rd} = 1,66 \cdot 0,4 \cdot 16 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm} \cdot 2 \cdot \frac{470 \text{ MPa}}{1,35} = 147,94 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 147,94 \text{ kN}$$

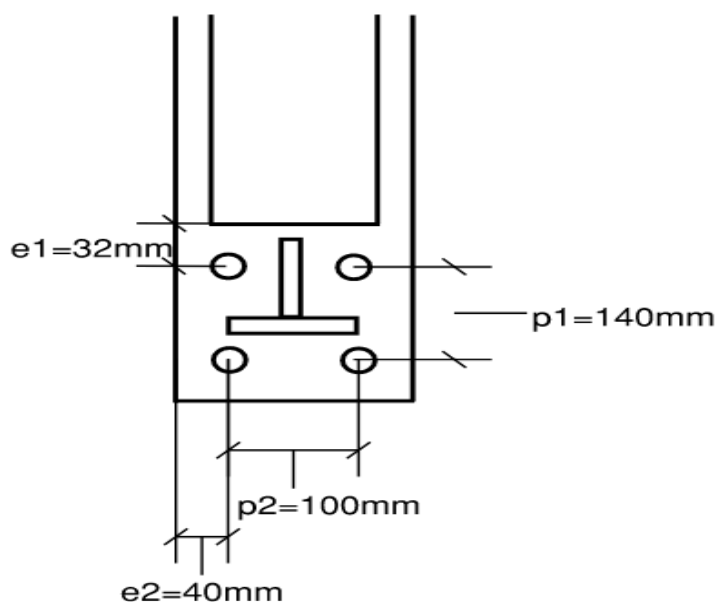
### Væg-gruppe

Væg-gruppen vil følge samme beregningsgang som for stag-øje. Boltgruppen i vægpladen dimensioneres efter samme princip som forbindelsen ved stagøjet, idet boltene overfører kræfter til pladen gennem hulrandsbæreevne. Da de nederste bolte ved sædebeslaget altså den nedre boltgruppe har de mindste rand- og boltindbyrdes afstande, vurderes disse at være dimensionsgivende for kontrollen af hulrandsbæreevnen. Derfor vil nedre boltgruppe være gældende for såvel den øverste boltgruppe som den nederste boltgruppe.

	Afstand Væg-gruppe [mm]	Absolutte minimumsafstande [mm]	Optimale minimumsafstande [mm]
e1	32	21,6	54
p1	140	39,6	67,5
e2	40	21,6	27
p2	100	43,2	54

**Tabel 5.8** Optimale minimumsafstande mellem boltene, hvor  $d_0$  er diameteren af hullerne i pladen jævnfør Tabel 10.2 i [DS/EN 1993], samt den udregnede minimumsafstand for boltene.

Randafstande og boltindbyrdes afstande bestemmes for de nederste fire bolte i væggruppen, som vist i Figur 5.8 Disse bolte har de mest ugunstige geometriske afstande og vurderes derfor at være dimensionerende for kontrollen af minimumsafstande og hulrandsbæreevne.



**Figur 5.9** Oversigt over afstande mellem bolte i samlingen.

hvortil det ses at  $e_1$  ikke overholder de optimale minimumsafstande, derfor skal Formel 5.2.1 anvendes til at beregne hulrandsbæreevnen.

Korrektionsfaktorerne  $k_1$  og  $\alpha_b$  bestemmes som for stag-øje af Formel 5.2.2 og 5.2.3 ved indsættelse af værdier i Formel 5.2.2 fås:

$$\alpha_b = \frac{e_1}{3 \cdot d_0}$$

$$\alpha_b = 0,59$$

Og ved indsættelse i Formel 5.2.3 fås:

$$k_1 = 2,5$$

Ved anvendelse af Formel 5.2.1 bestemmes hulrandsbæreevnen for boltsamling med tykkelse på 15mm op ad væg til:

$$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot 0,59 \cdot 16 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm} \cdot \frac{470 \text{ MPa}}{1,35} = 123,24 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 123,24 \text{ kN}$$

### 5.2.2 Overklipningsbæreevne

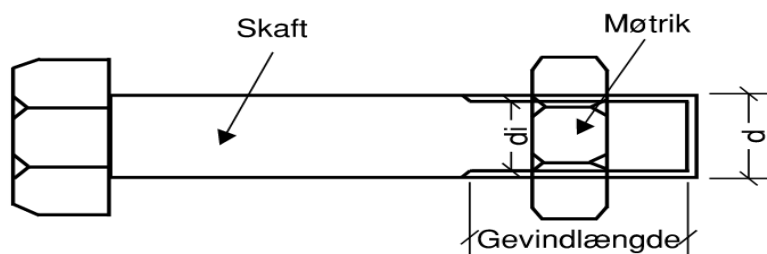
Når kræfter overføres mellem to plader via en boltforbindelse, vil der opstå forskydningspændinger i boltens overklipningsbæreevne. Boltens bæreevne i forskydning bestemmes derfor ved kontrol af boltens overklipningsbæreevne. For at beregne overklipningsbæreevnen skal Formel (5.2.4) anvendes. Overklipningsbæreevnen bestemmes pr. bolt og pr. forskydningsnit og er givet:

$$F_{v,Rd} = \alpha_v \cdot A \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad (5.2.4)$$

Hvor:

$F_{v,Rd}$	Overklipningsbæreevne [kN]
$\alpha_v$	Reduktionsfaktor [-]
$A$	Areal af snittet gennem bolt [mm <sup>2</sup> ]
$f_{ub}$	Boltens trækstyrke [MPa]
$\gamma_{M2}$	Partialkoefficienten for uvarslet brud [-]

Reduktionsfaktoren,  $\alpha_v$ , sættes til 0,6 da boltens styrkeklasse er 8.8, samt at snittet går igennem skaftet, da det er den del af boltens som optager kraften. Af figur 5.10 kan en figur af boltens ses.



Figur 5.10 Illustration af bolte.

For at bestemme arealet af snittet gennem boltens,  $A$ , anvendes formel (5.2.5).

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \quad (5.2.5)$$

Hvor:

$A$	Areal af snittet gennem boltens [mm <sup>2</sup> ]
$d$	Diameter af bolt [mm]

Areal af snittet gennem boltens beregnes.

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot (16 \text{ mm})^2 = 201,06 \text{ mm}^2$$

Boltens trækstyrke er 800 MPa, som er bestemt ud fra styrkeklassen. Partialkoefficienten for uvarslet brud er 1,35. For stagforbindelsen optræder to forskydningsplaner, idet boltens forbinder stagøjet mellem to gaffelplader. For vægpladen optræder der kun ét forskydningsplan.

### Stag-øje

Overklipningsbæreevne kan nu bestemmes, der ganges med 2 fordi der er to snit, og fordi formlen angiver overklipningsbæreevnen per snit.

$$F_{v,Rd} = 2 \cdot 0,6 \cdot 201,06 \text{ mm}^2 \cdot \frac{800 \text{ MPa}}{1,35} = 142,98 \text{ kN}$$

### Væg-gruppe

Overklipningsbæreevne kan nu bestemmes, der ganges med 1 fordi der er et snit, og fordi formlen angiver overklipningsbæreevnen per snit.

$$F_{v,Rd} = 1 \cdot 0,6 \cdot 201,06 \text{ mm}^2 \cdot \frac{800 \text{ MPa}}{1,35} = 71,49 \text{ kN}$$

### 5.2.3 Blokforskydningsbæreevne

Til bestemmelse af samlingens blokforskydningsbæreevne anvendes Formel 5.2.6. Boltgruppen er symmetrisk opbygget, og blokforskydning vurderes for vægpladen ved den mest ugunstige boltgruppe. Da forskydningskraften overføres gennem boltgruppen uden excentricitet i pladens plan, anvendes udtrykket for centralt påvirket blokforskydning. Blokforskydningsbæreevnen bestemmes derfor efter udtrykket for centralt påvirket boltgruppe i *DS/EN 1993-1-8 - Eurocode 3: Stålkonstruktioner - Del 1-8: Samlinger*.

$$V_{eff,1,Rd} = A_{nt} \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot A_{nv} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.2.6)$$

Hvor:

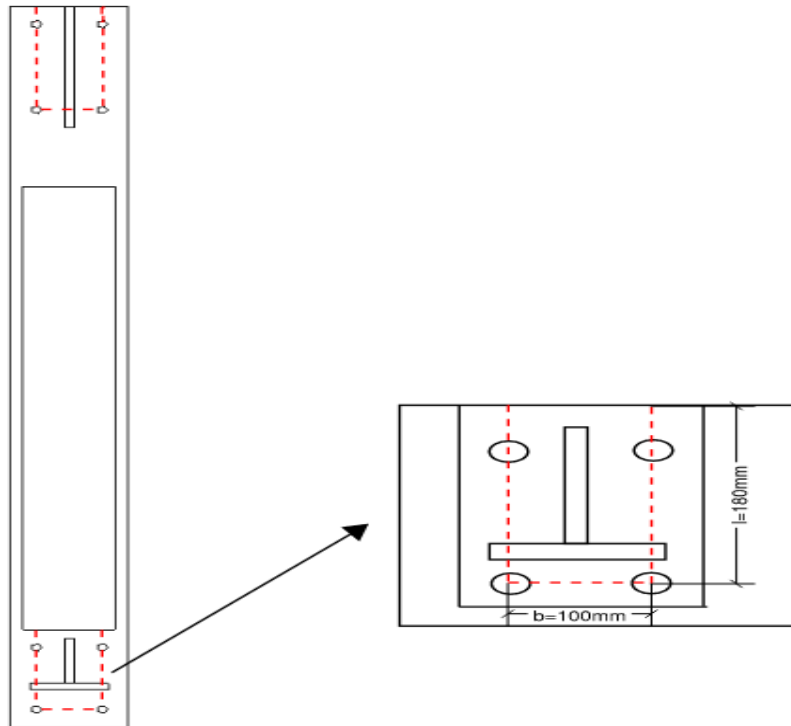
$V_{eff,1,Rd}$	Blokforskydningsbæreevnen [kN]
$A_{nt}$	Trækpåvirket nettoareal [mm <sup>2</sup> ]
$A_{nv}$	Forskydningspåvirket nettoareal [mm <sup>2</sup> ]
$f_u$	Stålets trækstyrke [MPa]
$f_y$	Stålets flydespænding [MPa]
$\gamma_{M2}$	Partialkoefficienten for uvarslet svigt [-]
$\gamma_{M0}$	Partialkoefficienten for brudsvigt [-]

Til bestemmelse af samlingens blokforskydningsbæreevne skal det trækpåvirket- og forskydningspåvirket nettoareal fastlægges. Ovenstående to nettoarealer bestemmes ud fra følgende to formler.

$$A_{nt} = (b - 1 \cdot d_0) \cdot t \quad (5.2.7)$$

$$A_{nv} = 2(l - 1,5 \cdot d_0) \cdot t \quad (5.2.8)$$

Med afsæt i boltgruppens opbygning som set af Figur 5.11, kan to mulige blokforskydningsmekanismer identificeres i vægpladen, henholdsvis ved den øvre og den nedre boltgruppe. Da de nederste bolte har de mest ugunstige geometriske afstande, vurderes den nedre blok at være dimensionsgivende og eftervises derfor og anvendes som den eftervisende bæreevne for såvel den øverste boltgruppe som den nederste boltgruppe.



**Figur 5.11** Illustration af samlingens forventet brud

Trækpåvirket- og forskydningspåvirket nettoareal fastlægges:

$$A_{nt} = (100 \text{ mm} - 1 \cdot 18 \text{ mm}) \cdot 15 \text{ mm} = 1230 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = 2(180 \text{ mm} - 1,5 \cdot 18 \text{ mm}) \cdot 15 \text{ mm} = 4590 \text{ mm}^2$$

Værdier indsættes i Formel 5.2.6 og der fås:

$$V_{eff,1,Rd} = 1230 \text{ mm}^2 \cdot \frac{470 \text{ MPa}}{1,35} + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot 4590 \text{ mm}^2 \cdot \frac{355 \text{ MPa}}{1,1} = 1283 \text{ kN}$$

#### 5.2.4 Trækbæreevne

Momentet i samlingen medfører en træk- og trykfordeling i boltgruppen, hvor de øverste bolte påvirkes i træk, mens de nederste bolte overvejende påvirkes i tryk. Hertil opsættes trækbæreevnen af Formel 5.2.9 pr. bolt.

$$F_{t,Rd} = k_2 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad (5.2.9)$$

Hvor:

$F_{t,Rd}$		Trækbæreevne for bolt [kN]
$k_2$		Korrektionsfaktorer [-]
$A_s$		Spændingsarealet [mm <sup>2</sup> ]
$f_{ub}$		Boltens trækstyrke [MPa]
$\gamma_{M2}$		Partialkoefficienten for uvarslet brud [-]

Bolte forventes ikke undersøgt hvorfor  $k_2 = 0,9$ , derudover er spændingsarealet bestemt af *DS/EN ISO 898-1 - Befæstelselementer - Mekaniske egenskaber for befæstelselementer af kulstofstål og legeret stål - Kvalitetsklasser - Del 1: Bolte, skruer og tapskruer med grov- og fingevind* [10] til  $A_s = 157 \text{ mm}^2$  og ligeledes boltens trækstyrke  $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$ . Indsættelse af værdier i Formel 5.2.9 giver følgende:

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot 157 \text{ mm}^2 \cdot \frac{800 \text{ MPa}}{1,35} = 83,73 \text{ kN}$$

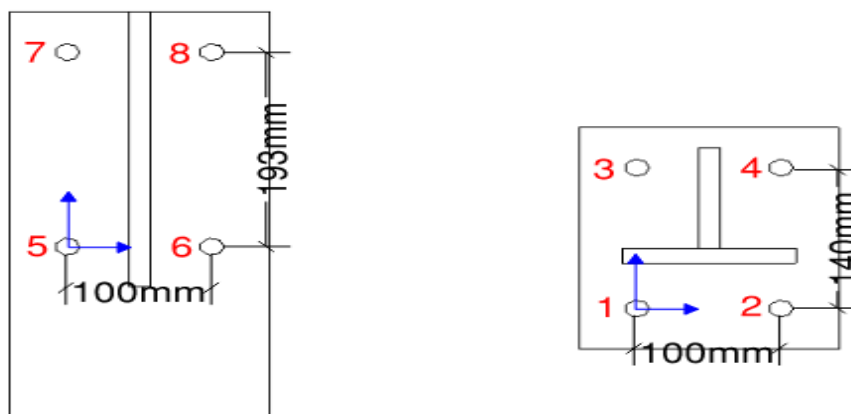
### 5.2.5 Elastisk fordeling

Der vil nu opsættes en elastisk fordeling af kræfterne som vil påvirke boltene i boltgrupperne. Reakti-  
onerne relevant for samlingen var tidligere fastsat af Tabel 5.5, hvoraf det også kan ses at lastkombination  
for Dom. Nyttelast er dimensionsgivende, men det er nu relevant at anvende kræfterne som medfører at  
de reaktioner opstår. Hertil ændres fortegnet blot og reaktionen i stag vil opdeles i komponenterne  $T_x$  og  
 $T_y$  og vil hertil følge fremgangsmåde som fra Bilag A.1. De dimensionsgivende kræfter i Tabel 5.9 gælder  
for hele altanen. da altanen bæres af to identiske beslag, antages kræfterne fordelt ligeligt, hvorefter de  
videre beregninger udføres pr. beslag.

Lastkombination:	$P_{x,d}$ [kN]	$P_{y,d}$ [kN]	$T_{x,d}$ [kN]	$T_{y,d}$ [kN]
Dom. Nyttelast (STR 6.10)	19,19	8,77	19,19	19,19

**Tabel 5.9** Gældende laster for elastisk fordeling.

Det er relevant til bestemmelsen af den elastiske fordeling at kunne bestemme afstanden mellem de  
oplistede kræfter og boltegruppens centrum hvorfor boltegruppens centrum nu bestemmes. Der bruges  
følgende opmålinger set af Figur 5.12 til bestemmelse af det elastiske center for boltgruppen, hvortil det  
bestemmes med afsæt i det indlagte koordinatsystem markeret med blå, som gældende origo.



**Figur 5.12** Opmålinger til bestemmelse af elastiske center.

De elastiske centre bestemmes ved at bruge følgende udtryk:

$$x_c = \frac{\sum x_0}{n} \quad (5.2.10)$$

$$y_c = \frac{\sum y_0}{n} \quad (5.2.11)$$

Hvor:

$x_c$	Elastiske center langs x-aksen [-]
$y_c$	Elastiske center langs y-aksen [-]
$x_0$	Koordinat af bolt i indlagt koordinatsystem [-]
$y_0$	Koordinat af bolt i indlagt koordinatsystem[-]
$n$	antal bolte [-]

Bestemmes de enkelte boltes koordinater som afstand fra origo fås resultater af Tabel 5.10 nedenfor.

Bolt:	$x_0$ [mm]	$y_0$ [mm]	Bolt:	$x_0$ [mm]	$y_0$ [mm]
1	0	0	5	0	0
2	100	0	6	100	0
3	0	140	7	0	193
4	100	140	8	100	193

**Tabel 5.10** Koordinator for boltene.

Hertil vil boltgruppernes elastiske center bestemmes af Formel 5.2.10 og Formel 5.2.11 til:

Øverste boltegruppe

$$x_c = \frac{0 + 100 + 0 + 100}{4} = 50 \text{ mm}$$

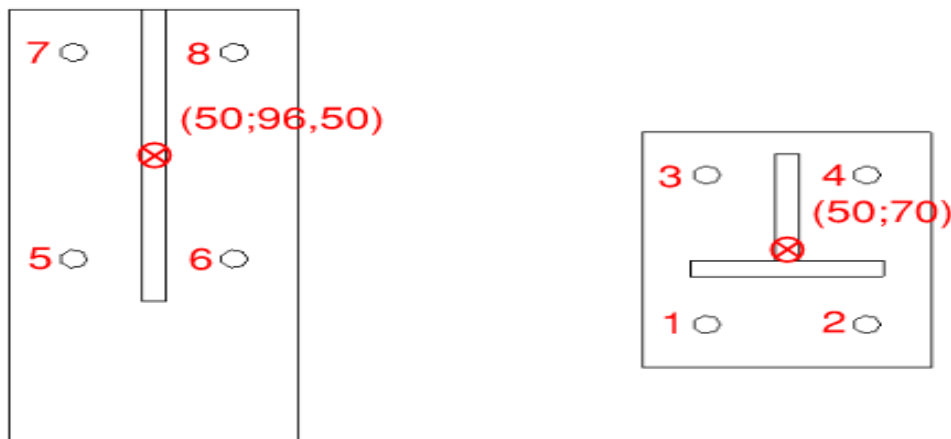
$$y_c = \frac{0 + 0 + 193 + 193}{4} = 96,50 \text{ mm}$$

Nederste boltegruppe

$$x_c = \frac{0 + 100 + 0 + 100}{4} = 50 \text{ mm}$$

$$y_c = \frac{0 + 0 + 140 + 140}{4} = 70 \text{ mm}$$

Altså vil de elastiske centre have koordinaterne (50; 96,50) og (50; 70) og være placeret som set af Figur 5.13.



**Figur 5.13** Placering af elastiske centre.

For de aktuelle samlinger virker de lodrette kræfter gennem boltgruppens elastiske center i x-retningen  $x_c = 50$ . Dette betyder, at der ikke opstår moment i boltgruppens plan. I stedet opstår for den øverste boltgruppe grundet en excentricitet mellem det elastiske center for boltegruppen og kraften fra stagens angrebslinje et moment omkring en akse vinkelret på pladens plan, hvilket medfører en træk- og trykfordeling i boltene proportionalt med deres afstand til boltgruppens center og ligeledes for den nederste boltgruppe. I den efterfølgende analyse regnes derfor med x-retningen som værende vinkelret på pladens

plan. Hvortil kræfterne der påvirker bolte kan fastsættes af Formel 5.2.12 og Formel 5.2.13.

$$F_{ix} = \frac{R_x}{n} - \frac{M_{bolt}}{I_y} \cdot y_i \quad (5.2.12)$$

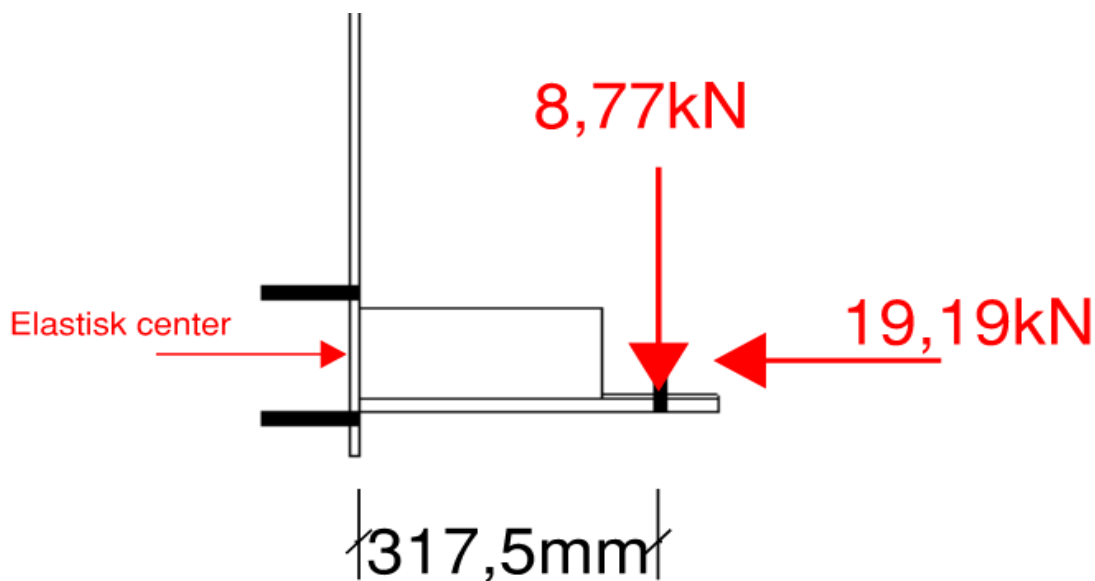
$$F_{iy} = \frac{R_y}{n} \quad (5.2.13)$$

Hvor:

$F_{ix}$	Boltræk/tryk [kN]
$F_{iy}$	Boltforskydning [kN]
$R_x$	Samlede virkning af kræfter i x-retning [kN]
$R_y$	Samlede virkning af kræfter i y-retning [kN]
$n$	antal bolte [-]
$M_{bolt}$	Moment om elastisk center af boltegruppen [kNm]
$I_y$	Andet moment for boltegruppen [mm <sup>2</sup> ]
$y_i$	afstand fra bolt til elastiske center af boltegruppen [mm]

### Nederste boltgruppe

Nedenfor af Figur 5.14 ses opstilling til bestemmelse af  $R_x$ ,  $R_y$  og  $M_{bolt}$ , hvortil excentricitet fra elastisk center er angivet som vil medføre et moment om x-aksen ud af plan. For den nedre boltgruppe vil den vandrette kraft virke centrisk i boltgruppens elastiske center og bidrager derfor alene som direkte normalkraft. Den lodrette kraft virker excentrisk i forhold til boltgruppen og giver derfor anledning til et momentbidrag.



Figur 5.14 Samlings virkende kræfter og deres excentriciteter.

$R_x$ ,  $R_y$  og  $M_{bolt}$  bestemmes af følgende notations retning:

$$\curvearrowright \uparrow \rightarrow +$$

Momentet om det elastiske center bestemmes som:

$$\curvearrowright +: M_{bolt} = 317,5 \text{ mm} \cdot -8,77 \text{ kN} = -2,78 \text{ kNm}$$

$$M_{bolt,pr.beslag} = \frac{M_{bolt}}{2} \Rightarrow \frac{-2,78 \text{ kNm}}{2} = -1,39 \text{ kNm}$$

$R_x$  bestemmes som:

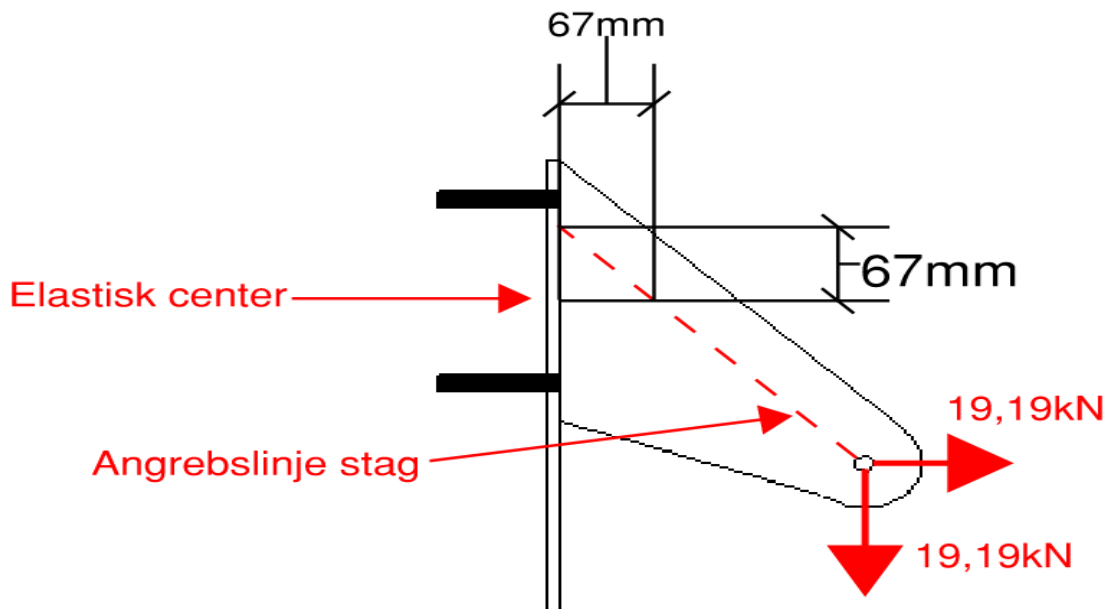
$$\begin{aligned} \rightarrow_+: R_x &= -19,19 \text{ kN} \\ R_{x,pr.beslag} &= \frac{-19,19 \text{ kN}}{2} = -9,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$R_y$  bestemmes som:

$$\begin{aligned} \uparrow_+: R_y &= -8,77 \text{ kN} \\ R_{y,pr.beslag} &= \frac{R_y}{2} \Rightarrow \frac{-8,77 \text{ kN}}{2} = -4,39 \text{ kN} \end{aligned}$$

### Øverste boltgruppe

Nedenfor af Figur 5.15 ses opstilling til bestemmelse af  $R_x$ ,  $R_y$  og  $M_{bolt}$ , hvortil excentricitet fra elastisk center er angivet som vil medføre et moment om x-aksen ud af plan.



Figur 5.15 Samlings virkende kræfter og deres excentriciteter.

$R_x$ ,  $R_y$  og  $M_{bolt}$  bestemmes af følgende notations retning:

$$\curvearrowright \uparrow \rightarrow_+$$

Momentet om det elastiske center bestemmes som:

$$\curvearrowright_+: M_{bolt} = 67 \text{ mm} \cdot -19,19 \text{ kN} + 67 \text{ mm} \cdot -19,19 \text{ kN} = -2,56 \text{ kNm}$$

$$M_{bolt,pr.beslag} = \frac{M_{bolt}}{2} \Rightarrow \frac{-1,28 \text{ kNm}}{2} = -0,64 \text{ kNm}$$

$R_x$  bestemmes som:

$$\begin{aligned} \rightarrow_+: R_x &= 19,19 \text{ kN} \\ R_{x,pr.beslag} &= \frac{19,19 \text{ kN}}{2} = 9,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$R_y$  bestemmes som:

$$\begin{aligned} \uparrow_+: R_y &= -19,19 \text{ kN} \\ R_{y,pr.beslag} &= \frac{R_y}{2} \Rightarrow \frac{-19,19 \text{ kN}}{2} = -9,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momentet om boltgruppens centrum antages at give anledning til normalpåvirkning i boltene. Træk- og trykkrafterne fordeles elastisk proportionalt med boltenes lodrette afstand til boltgruppens centrum. Fordelingsstørrelsen bestemmes derfor som summen af kvadrerede lodrette afstande:

$$I_y = \sum_{i=1}^n (y_i^2) \quad (5.2.14)$$

Hvor:

$$\begin{array}{l|l} I_y & \text{Andet moment for boltgruppen [mm}^2\text{]} \\ y_i & \text{Afstand fra bolt til elastiske center [mm]} \end{array}$$

Der opsættes derfor Tabel 5.11 der viser boltenes indbyrdes afstand fra elastisk center:

Bolt:	$y_0$ [mm]	$y_c$ [mm]	$y_i$ [mm]	Bolt:	$y_0$ [mm]	$y_c$ [mm]	$y_i$ [mm]
1	0	70	-70	5	0	96,5	-96,5
2	0	70	-70	6	0	96,5	-96,5
3	140	70	70	7	193	96,5	96,5
4	140	70	70	8	193	96,5	96,5

**Tabel 5.11** Afstand  $y_i$  bestemt.

Ved indsættelse af værdier i Formel 5.2.14 fås:

$$I_{yn} = 19\,600 \text{ mm}^2$$

$$I_{y\phi} = 37\,249 \text{ mm}^2$$

Værdier indsættes nu i Formel 5.2.12, Formel 5.2.13 og følgende Tabel 5.12 kan opsættes.

Bolt:	$y_i$ [mm]	$F_{ix}$ [kN]	$F_{iy}$ [kN]
1	-70	$\frac{-9,6 \text{ kN}}{4} - \frac{-1,39 \text{ kNm}}{I_{yn}} \cdot -70 \text{ mm} = -7,36 \text{ kN}$	$\frac{-4,39 \text{ kN}}{4} = -1,1 \text{ kN}$
2	-70	$\frac{-9,6 \text{ kN}}{4} - \frac{-1,39 \text{ kNm}}{I_{yn}} \cdot -70 \text{ mm} = -7,36 \text{ kN}$	$\frac{-4,39 \text{ kN}}{4} = -1,1 \text{ kN}$
3	70	$\frac{-9,6 \text{ kN}}{4} - \frac{-1,39 \text{ kNm}}{I_{yn}} \cdot 70 \text{ mm} = 2,56 \text{ kN}$	$\frac{-4,39 \text{ kN}}{4} = -1,1 \text{ kN}$
4	70	$\frac{-9,6 \text{ kN}}{4} - \frac{-1,39 \text{ kNm}}{I_{yn}} \cdot 70 \text{ mm} = 2,56 \text{ kN}$	$\frac{-4,39 \text{ kN}}{4} = -1,1 \text{ kN}$
5	-96,5	$\frac{9,6 \text{ kN}}{4} - \frac{-0,64 \text{ kNm}}{I_{y\phi}} \cdot -96,5 \text{ mm} = 0,74 \text{ kN}$	$\frac{-9,6 \text{ kN}}{4} = -2,4 \text{ kN}$
6	-96,5	$\frac{9,6 \text{ kN}}{4} - \frac{-0,64 \text{ kNm}}{I_{y\phi}} \cdot -96,5 \text{ mm} = 0,74 \text{ kN}$	$\frac{-9,6 \text{ kN}}{4} = -2,4 \text{ kN}$
7	96,5	$\frac{9,6 \text{ kN}}{4} - \frac{-0,64 \text{ kNm}}{I_{y\phi}} \cdot 96,5 \text{ mm} = 4,06 \text{ kN}$	$\frac{-9,6 \text{ kN}}{4} = -2,4 \text{ kN}$
8	96,5	$\frac{9,6 \text{ kN}}{4} - \frac{-0,64 \text{ kNm}}{I_{y\phi}} \cdot 96,5 \text{ mm} = 4,06 \text{ kN}$	$\frac{-9,6 \text{ kN}}{4} = -2,4 \text{ kN}$

**Tabel 5.12** Tabel med kraftfordelingen over forskellige bolte i boltegrupperne.

Det skal nævnes at for Tabel 5.12 at det negative fortegn for boltene 1 og 2 mht. normalpåvirkningen  $F_{ix}$  ikke vil betyde at boltene er i tryk men en værdi for kontaktrykket der vil opstå mellem pladen og væggen opsat som punktlaster svarende til boltplaceringer.

## 5.2.6 Bæreevneeftervisning

Bæreevneeftervisningen kan nu udføres

### Væggruppe

Boltgruppens brudformer i plan vil kunne eftervises af en vilkårlig bolt. Altså vil der for eftervisning af Hulrand, blokforskydning og overlappning anvendes værdien  $F_{iy} = 2,4 \text{ kN}$  og  $R_y = 9,6 \text{ kN}$  af Tabel 5.12.

- **Hulrandsbæreevne**

$$2,4 \text{ kN} < 123,24 \text{ kN OK!}$$

- **Overklipningsbæreevne**

$$2,4 \text{ kN} < 71,49 \text{ kN OK!}$$

- **Blokkforskydningsbæreevne**

$$9,6 \text{ kN} < 1283 \text{ kN OK!}$$

Boltgruppens brudformer vinkelret på plan vil kunne eftervises ved bolt der udsættes for det største træk og hertil vil den dimensionsgivende bolt være bolt 7 eller 8 med  $F_{ix} = 4,06 \text{ kN}$

- **Trækbæreevne**

$$4,06 \text{ kN} < 83,73 \text{ kN OK!}$$

Ydermere skal det nævnes at boltene 3,4,5,6,7 og 8 vil være udsat for såvel træk som forskydning hvorfor de skal overholde kravet for bolt udsat for kombineret træk og forskydning givet ved Formel 5.2.15.

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.2.15)$$

Det er igen bolt 7 eller 8 der er dimensionsgivende for dette krav hvorfor værdier tilhørende disse bolte anvendes.

- **Kombineret træk og forskydning**

$$\frac{2,4 \text{ kN}}{71,49 \text{ kN}} + \frac{4,06 \text{ kN}}{1,4 \cdot 83,73 \text{ kN}} \leq 1,0$$

$$0,07 < 1 \text{ OK!}$$

### Stag-øje

Stag-øjets brudformer vil udelukkende bestå af brudformer i dets plan og vil skulle eftervises af kraften i stag som var blevet bestemt til  $T_d = 27,14 \text{ kN}$  og for et enkelt bærelse til:

$$T_{d,pr.bærelse} = \frac{27,14 \text{ kN}}{2} = 13,57 \text{ kN}$$

Hertil vil brudformerne i planet kunne eftervises til:

- **Hulrandsbæreevne**

$$13,57 \text{ kN} < 147,94 \text{ kN OK!}$$

- **Overklipningsbæreevne**

$$13,57 \text{ kN} < 142,98 \text{ kN OK!}$$

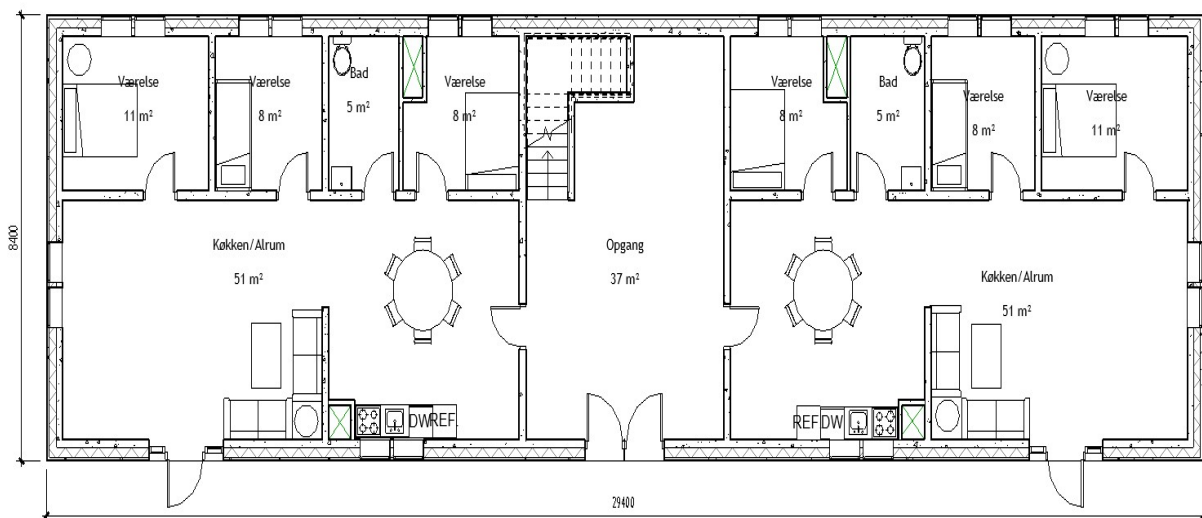
Det kan dermed vurderes at boltesamlingerne har tilstrækkelig bæreevne for de undersøgte brudformer.

## **A3.1 Konstruktionstegninger**

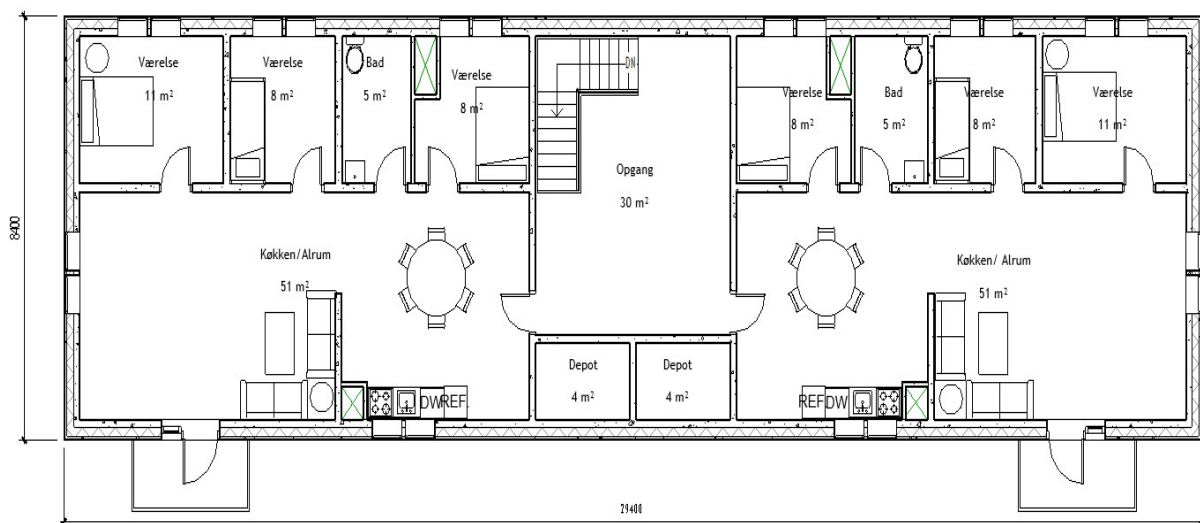
## A3.1 KONSTRUKTIONSTEGNINGER

Det følgende kapitel vil indeholde tegningsmateriale for det opdigtede bygværk, der er opsat af forfatter og ligger til grund for statikken.

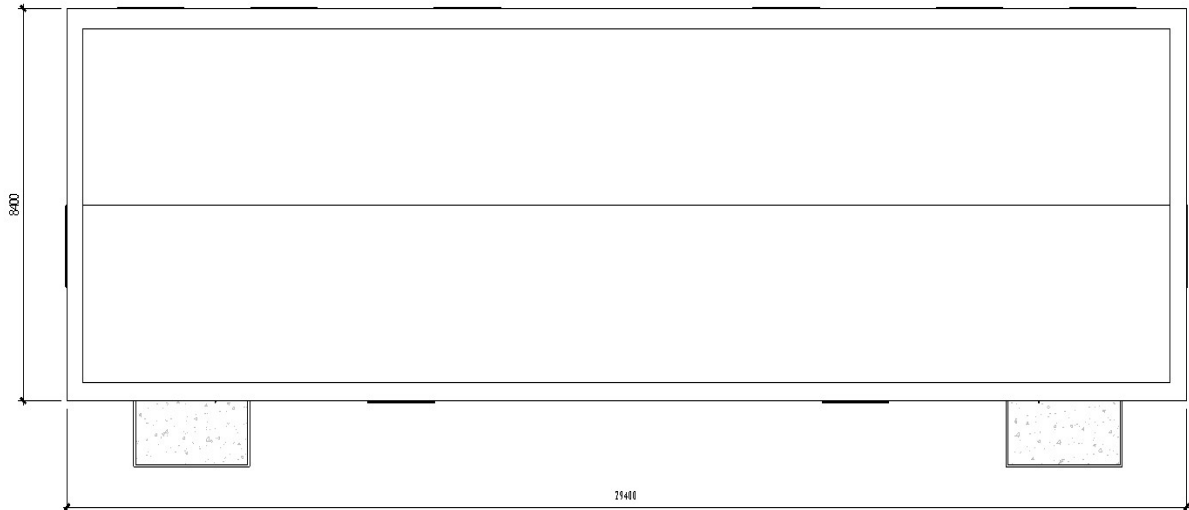
### 6.1 Planer



Figur 6.1 Gulvplan, Stue

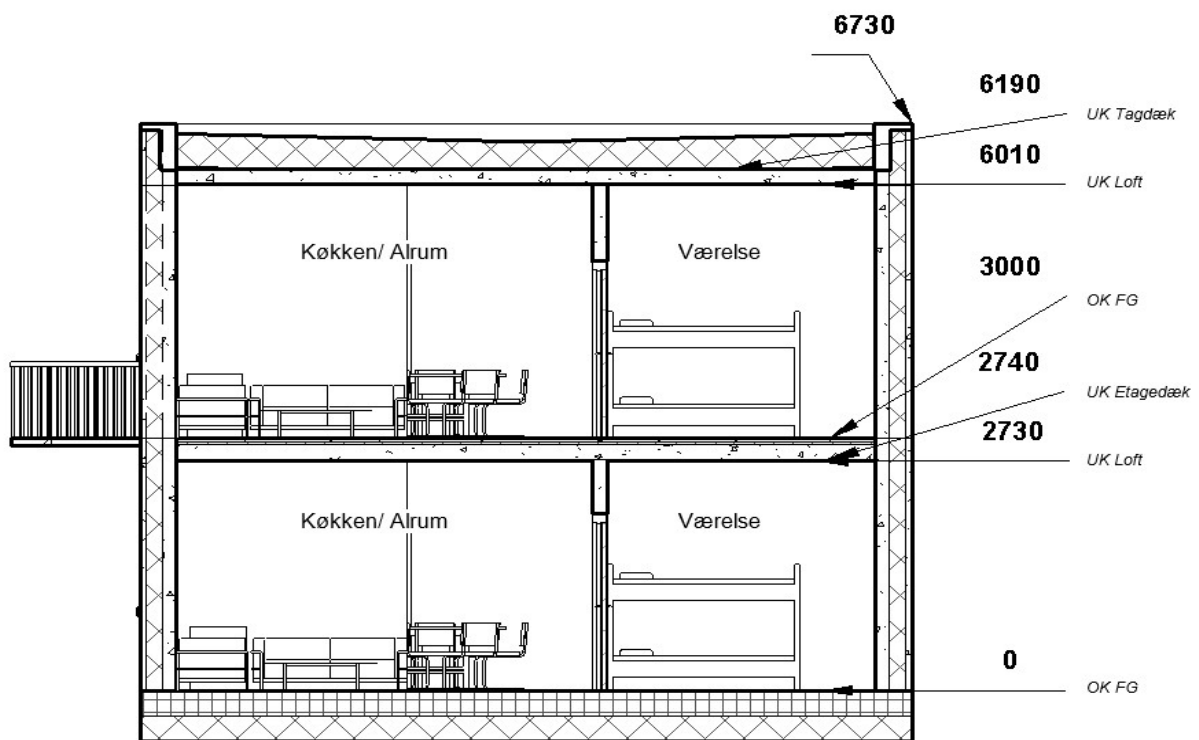


Figur 6.2 Gulvplan, 1. Sal

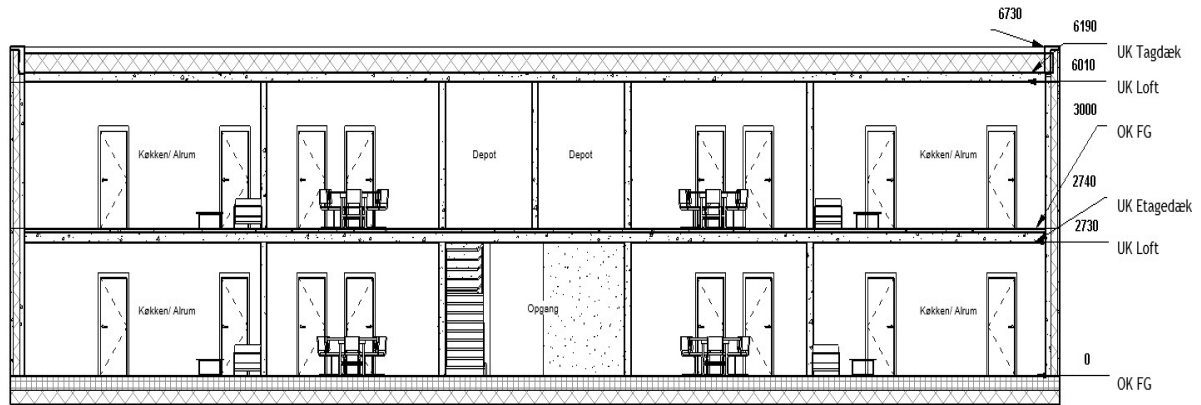


Figur 6.3 Tagplan

## 6.2 Snit



Figur 6.4 Snit i tværetning



*Figur 6.5* Snit i længderetning

---

## KONKLUSION

---

Det kan til at starte overordnet med afsæt i udførte statiske dokumentation konkluderes, at bygværket vil være stabilt overfor de horisontalt virkende belastninger, som bygværket udsættes for. Ydermere at udvalgte konstruktionsdele i bygværket besidder tilstrækkelig bæreevne.

I delrapport A1.1 er grundlaget for de efterfølgende beregninger opstillet, herunder relevante lastscenarier og materialedata til eftervisning af statikken i A.2.1 og konstruktionsafsnittene i A2.2. Lastkombinationerne for bygværket er fastlagt og det er vist, at dimensionsgivende lastkombination for størstedelen af de lodret bærende elementer samt de undersøgte konstruktionsafsnit er dominerende nyttelast.

Lodrette lastnedføring er for projektet blevet opstillet ved at lave en lastfordeling på de respektive etager og herefter føre lasterne ud til de bærende vægge i opsatte bærelinjer, hvor dækelementerne vil have endevederlag. Lasterne vil slutteligt summeres ned gennem etageniveauerne, således at det er muligt at bestemme laster ved overkant af færdigt gulv.

Der er for projektet til bestemmelse af den dimensionsgivende vandrette last opsat en sammenligning mellem vindlasten og den seismiske last. Der er for vindlasten blevet bestemt et maksimalt peakhastighedstryk svarende til vind fra vest på  $0,54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ , hvilket er relativt lavt som følge af bygværkets relativt afskærmede placering. Der er for den seismiske last blevet bestemt en forskydningsacceleration på  $0,15 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$ , som er anvendt til at bestemme påvirkningen af den seismiske last på bygværket, baseret på tilstedeværelsen af egen- og nyttelaster. På baggrund af den vandrette lastnedføring kan det konkluderes, at den seismiske last er dimensionsgivende for stabiliteten i længderetningen ved begge dæk. Stabilitet i tværretningen er lasten dimensionsgivende ved etageadskillelsen, mens vindlasten er dimensionsgivende ved tagdækket. Dette kan forklares ved bygværkets afskærmede placering, den relativt lave højde samt anvendelsen af tunge materialer i konstruktionen.

Bygværkets hovedstabilitet er efterfølgende eftervist med afsæt i dominerende seismiske last samt vindlasten i tværretning ved tagdæk, hvor der alene er blevet medregnet de bundne egenlaster, som stabiliserende last. Der er til lastfordelingen anvendt en elastisk fordelingsmetode med stivheder baseret på kropsarealerne af de stabiliserende vægge. Der blev fundet de største vandrette reaktioner for vægtoppen i længderetningen, men idet de stabiliserende vægge i projektet også indgår som del af bærelinjerne og dermed vil optage de lodrette laster fra huldækkene, vil der opnås betydelig stabiliserende last. Den stabiliserende last medfører, at yderligere forankringer vurderes og eftervises ikke nødvendige.

Bygværkets robusthed er blevet sikret ved, at der blev dimensioneret et system af trækforbindelser i dækskivernes elementfuger. Robusthedsarmeringen blev bestemt til 2xY12 armeringsstænger i randfugerne samt i interne tværfuger over de stabiliserende indre vægge ved endevederlag for huldæk, mens interne længdefuger blev udført med 1xY12 armeringsstænger. De interne trækforbindelser af Y12 stæn-

ger forbindes ved brug af Y10 U-bøjler. Den gennemgående periferiarmring sikres ved, at der i hjørner vil udføres stød mellem de to Y12 stænger ved brug af to Y12 L-stænger, som vil tværrammeres med Y6 bøjler over respektive stødlængder. For at der sikres sammenhæng mellem vægelementerne og dækelementerne er der desuden indsat Y8 strittere pr. 600 mm.

Slutteligt er konstruktionsafsnittene altan og stålbeslag eftervist og dimensioneret på baggrund af de relevante lastscenarier opstillet i A1.1. For altanelementet er der foretaget en beregning af tværsnittets momentkapacitet ved at idealisere pladen som en 1 m bred bjælkestrimmel med et spænd på 3 m, simpelt understøttet. Bæreevnen af et 80 mm tykt UHPC tværsnit er herefter eftervist ved anvendelse af armeringsnet. Resultaterne viser, at altanpladen ved anvendelse af Y8-net har tilstrækkelig kapacitet. Stålbeslaget er eftervist ved undersøgelse af relevante brudformer for en boltesamling påvirket af både forskydning og trækkræfter i og ud af samlingens plan. Resultaterne viser, at boltesamlingen har tilstrækkelig bæreevne i forhold til de optrædende kræfter for de undersøgte brudformer.

---

# LITTERATUR

---

- [1] Boligbeton. Bæreevnetabel. <https://www.boligbeton.dk/Teknisk-specifikation.30.aspx?recordid30=3>, 2022. (Tilgået 21/1/2025).
- [2] Bjarne Chr. *Betonkonstruktioner*. Number 4. Akademisk Forlag, 2022.
- [3] Dansk Standard. Ds/en 1990 - eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner. Technical report, Dansk Standard, 2007.
- [4] Dansk Standard. Ds/en 1991-1-1 - eurocode 1: last på bærende konstruktioner - del 1-1: Generelle laster-densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger. Technical report, Dansk Standard, 2007.
- [5] Dansk Standard. Ds/en 1991-1-3 - eurocode 1: last på bærende konstruktioner - del 1-3: Generelle laster - snelast. Technical report, Dansk Standard, 2007.
- [6] Dansk Standard. Ds/en 1991-1-4 - eurocode 1: last på bærende konstruktioner - del 1-4: Generelle laster - vindlast. Technical report, Dansk Standard, 2007.
- [7] Dansk Standard. Ds/en 1993-1-8 - eurocode 3: Stålkonstruktioner - del 1-8: Samlinger. Technical report, Dansk Standard, 2007.
- [8] Dansk Standard. Ds/en 1992-1-1 - eurocode 2: Betonkonstruktioner - del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner. Technical report, Dansk Standard, 2008.
- [9] Dansk Standard. Armeringsstål til betonkonstruktioner-identifikation og klassificering i henhold til en 10080 og en 10138. Technical report, Dansk Standard, 2011.
- [10] Dansk Standard. Ds/en iso 898-1 - befæstelselementer - mekaniske egenskaber for befæstelselementer af kulstofstål og legeret stål - kvalitetsklasser - del 1: Bolte, skruer og tapskruer med grov- og fingevind. Technical report, Dansk Standard, 2013.
- [11] Dansk Standard. Varmvalsede produkter af konstruktionsstål del 2: Tekniske leveringsbetingelser for ulegerede konstruktionsstål. Technical report, Dansk Standard, 2019.
- [12] Dansk Standard. Ds/en 1993-1-1 dk na:2019 - eurocode 3: Stålkonstruktioner - del 1-1: generelle regler samt for bygningskonstruktioner. Technical report, Dansk Standard, 2019.
- [13] Dansk Standard. Ds/en 1991-1-7 - eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - del 1-7: Generelle laster - ulykkeslast. Technical report, Dansk Standard, 2020.
- [14] Dansk Standard. Ds/en<sub>1</sub>090 - 2 - *udførelseafstål - ogaluminiumskonstruktionerdel2* : *Tekniskekravtilstålkonstruktioner.Technicalreport,DanskStandard,2024.*
- [15] ETA-Danmark A/S. European technical assessment eta-17/0330 of 2020/06/29. Technical report, ETA-Danmark A/S, 2020.
- [16] Google. Google maps. <https://www.google.com/maps>, 2026. (Tilgået 15/1/2025).

- 
- [17] Københavns kommune. Notat vedr.: Opsætning og renovering af altaner på eksisterende bygninger. Technical report, Teknik- og Miljøforvaltningen, 2020.
- [18] Social og Boligstyrelsen. Bygningsreglementet br18. <https://www.bygningsreglementet.dk/>, 2025. (Tilgået 15/1/2025).
- [19] Plan og landdistriktstyrelsen. kort.plandata.dk. <https://kort.plandata.dk/spatialmap>, 2026. (Tilgået 27/1/2025).
- [20] Bjarne Chr. og Svend Ole Hanse. *Bygningsberegninger*. Number 3. Akademisk Forlag, 2022.
- [21] Social- og Boligstyrelsen. Ds/en 1991-1-1 dk na:2024 - eurocode 1: last på bærende konstruktioner - del 1-1: Generelle laster-densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger. Technical report, Social- og Boligstyrelsen, 2023.
- [22] Social- og Boligstyrelsen. Ds/en 1991-1-3 dk na:2024 - eurocode 1: last på bærende konstruktioner - del 1-3: Generelle laster - snelast. Technical report, Social- og Boligstyrelsen, 2023.
- [23] Social- og Boligstyrelsen. Ds/en 1991-1-4 dk na:2024 - eurocode 1: last på bærende konstruktioner - del 1-4: Generelle laster - vindlast. Technical report, Social- og Boligstyrelsen, 2023.
- [24] Social- og Boligstyrelsen. Ds/inf 1990:2024 – projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner – vejledning til anvendelse af ds/en 1990 dk na:2024. Technical report, Dansk Standard, 2024.
- [25] Social- og boligstyrelsen. Ds/en 1990 dk na:2024 - projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner - nationalt anneks. Technical report, Dansk Standard, 2023.
- [26] Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen. Ds/en 1992 dk na:2021 - generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner - nationalt anneks. Technical report, Dansk Standard, 2020.
- [27] Trafik-, bygge og boligstyrelsen. Ds/en 1998-1 dk na:2020 - eurocode 8: Konstruktioner i seismiske områder - del 1: Generelle regler, seismiske påvirkninger og regler for bygninger. Technical report, Trafik-, bygge og boligstyrelsen, 2020.

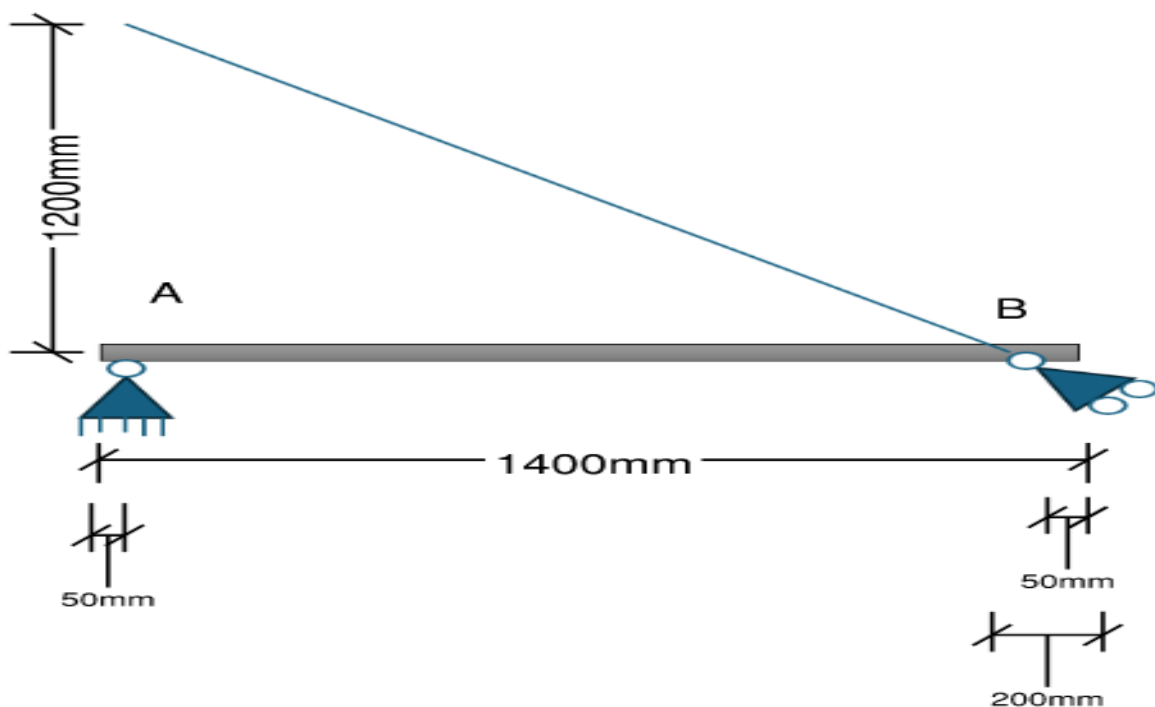
# ALTAN

## A.1 Karakteristiske laster og reaktioner

Dette bilag indeholder beregninger af horisontale og lodrette laster som altanen vil påvirke bærende facadevæg med. Dette til brug ved undersøgelse af den lodrette lastnedføring for bygværket.

### A.1.1 Statiske system

Altanens statiske system set i dybderetningen for altanen på baggrund af beskrivelse i afsnit 3.3 kan fastsættes til nedenstående Figur A.1.



*Figur A.1* Statisk system for altanplade.

Det ses at ved beslag bagkant punkt A vil være en fast-simpelunderstøtning, mens der for Punkt B ved stag vil være en bevægelig simpel understøtning med en kraft  $T$  langs stag. Hertil et statsik bestemt system som nu undersøges således reaktioner til brug af lodret lastnedføring kan findes. Der anvendes følgende mål og vinkler til bestemmelse af reaktioner:

- Væg/beslag til forkant af plade 1,35 m
- Afstand fra A til stag i forkant 1,15 m
- Vinkel mellem stag og plade  $45^\circ$

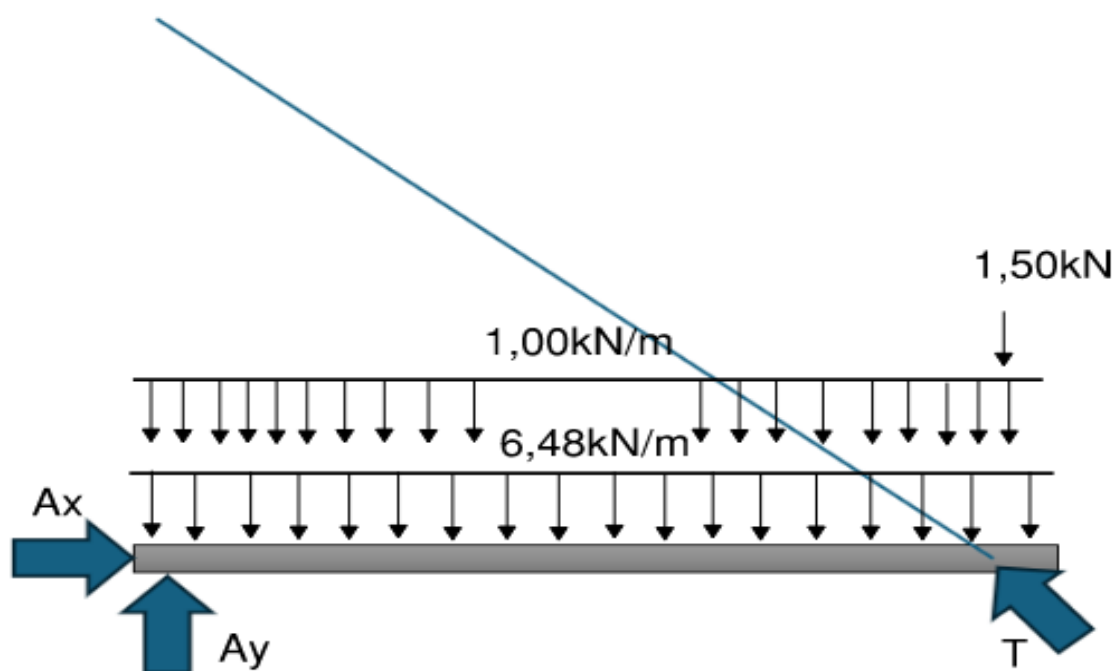
- Altanens bredde 3 m

### A.1.2 Egenlast

Altanpladen er lavet af UHPC som har en rumvægt på  $27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ . Altanpladen har gennemsnitlig tykkelse på 80 mm og en længde på 3 m. Hvorfor linjelast for egenvægt bestemmes til:

$$G_k = 0,08 \text{ m} \cdot 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 3 \text{ m} = 6,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ydermere skal det huskes at medtage værnets last som var fastsat til  $0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ . Hertil vil der i dybde retningen være et tillæg på  $1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ , mens der for længde retning vil være en punktlast virkende på  $3 \text{ m} \cdot 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 1,5 \text{ kN}$ . Det antages at værn monteres 50 mm fra forkant af altan. Der opsættes fritlegeme diagram for tilfælde med egenlast som ses af Figur A.2



Figur A.2 Fritlegeme diagram for egenlast.

Ligevægtsligningerne anvendes nu til at bestemme reaktionerne. der startes med at bestemme moment om punkt A:

$$\begin{aligned} \curvearrow +: \sum M_A &= 0 \\ T_y \cdot 1,15 \text{ m} - \left( \left( 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 6,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) \cdot 1,35 \text{ m} \right) \cdot \frac{1,35 \text{ m}}{2} - 1,5 \text{ kN} \cdot 1,3 \text{ m} &= 0 \end{aligned}$$

Der isoleres for  $T_y$  og fås:

$$T_y = \frac{7,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{(1,35 \text{ m})^2}{2} + 1,5 \text{ kN} \cdot 1,30 \text{ m}}{1,15 \text{ m}} = 7,62 \text{ kN}$$

Der opsættes nu den lodrette ligevægt:

$$\uparrow +: \sum F_y = 0 \tag{A.1.1}$$

Som bliver:

$$A_y + 7,62 \text{ kN} - \left( 6,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) \cdot 1,35 \text{ m} - 1,5 \text{ kN} = 0$$

der isoleres for  $A_y$ :

$$A_y = -7,62 \text{ kN} + 10,10 \text{ kN} + 1,5 \text{ kN} = 3,98 \text{ kN}$$

Der opsættes nu vandret ligevægt:

$$\rightarrow_+: \sum F_x = 0 \quad (\text{A.1.2})$$

som bliver:

$$A_x - T_x = 0$$

altså:

$$A_x = T_x$$

$T_x$  bestemmes nu ved at sige:

$$T = \frac{T_y}{\sin(45^\circ)} = 10,78 \text{ kN}$$

hertil må:

$$T_x = T \cdot \cos(45^\circ) = 7,62 \text{ kN} = A_x$$

Der er nu opsat laster som overføres fra altan til væg med afsæt i egenlast for at anvende det til den lodrette lastnedføring tages der udgangspunkt i de lodretvirkende reaktioner betydende  $T_y + A_y = 11,60 \text{ kN}$  grundet at de er positive betyder det at der er tryk på væg. For at få den til en linjelast divideres det med bærelinjelængden for bærelinjerne BL1-X og BL3-X. Disse bærelinjer har en længde indbyrdes på 11,60 m dette er resulterende i en linjelast på  $1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ .

### A.1.3 Nyttelast

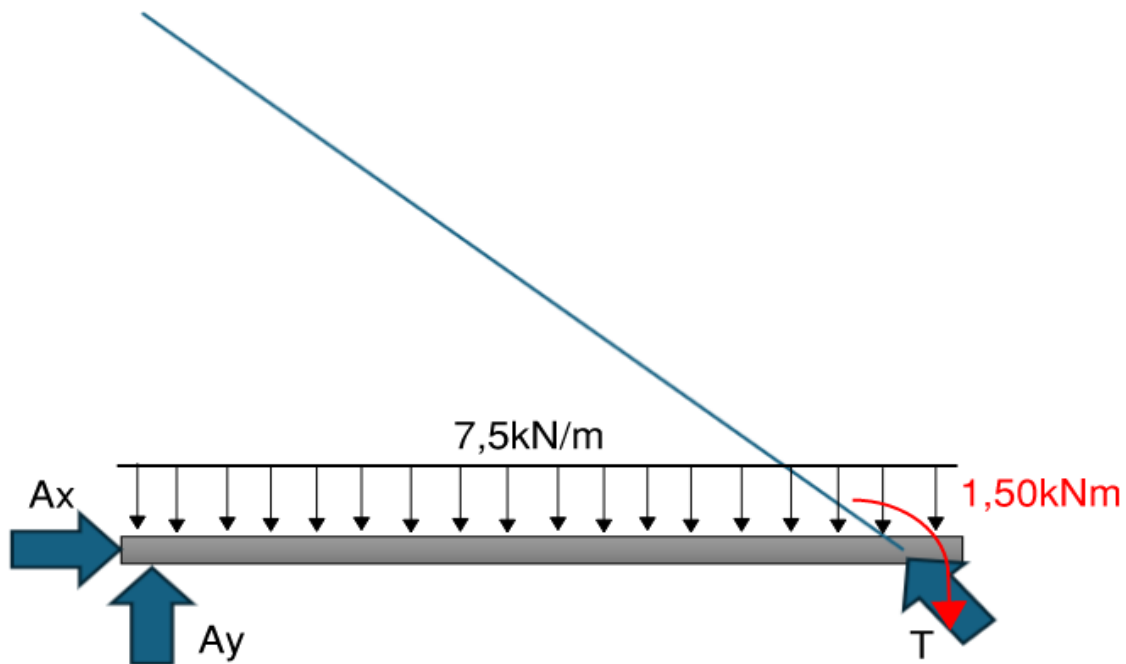
Til bestemmelse af nyttelasten tages der igen udgangspunkt i Figur A.1 mht. det statiske system. I afsnit 3.5.3 blev nyttelasten som fladelast for altanen fastsat til  $q_k = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  og et moment virkende ved værnets placering på  $m_{kv} = 0,5 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$ . Altså en linjelast for nyttelasten svarende til:

$$q_k = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

og et moment der løber med uret og skal forestille en person der skubber på værn svarende til:

$$M_k = 0,5 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \cdot 3 \text{ m} = 1,5 \text{ kNm}$$

Der fås heraf følgende fritlegeme som set af Figur A.3



Figur A.3 Fritlegeme diagram for nyttelast.

Ligevægtsligningerne anvendes nu til at bestemme reaktionerne. Det startes med at bestemme moment om punkt A:

$$\curvearrow_{+}: \sum M_A = 0$$

$$T_y \cdot 1,15 \text{ m} - \left(7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,35 \text{ m}\right) \cdot \frac{1,35 \text{ m}}{2} - 1,5 \text{ kNm} = 0$$

Der isoleres for  $T_y$  og fås:

$$T_y = \frac{7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{(1,35 \text{ m})^2}{2} + 1,5 \text{ kNm}}{1,15 \text{ m}} = 7,25 \text{ kN}$$

Der opsættes nu den lodrette ligevægt:

$$\uparrow_{+}: \sum F_y = 0 \quad (\text{A.1.3})$$

Som bliver:

$$A_y + 7,25 \text{ kN} - 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,35 \text{ m} = 0$$

Der isoleres for  $A_y$ :

$$A_y = -7,25 \text{ kN} + 10,12 \text{ kN} = 2,87 \text{ kN}$$

Der opsættes nu vandret ligevægt:

$$\rightarrow_{+}: \sum F_x = 0 \quad (\text{A.1.4})$$

Som bliver:

$$A_x - T_x = 0$$

Altså:

$$A_x = T_x$$

$T_x$  bestemmes nu ved at sige:

$$T = \frac{T_y}{\sin(45^\circ)} = 10,25 \text{ kN}$$

Hertil må:

$$T_x = T \cdot \cos(45^\circ) = 7,25 \text{ kN} = A_x$$

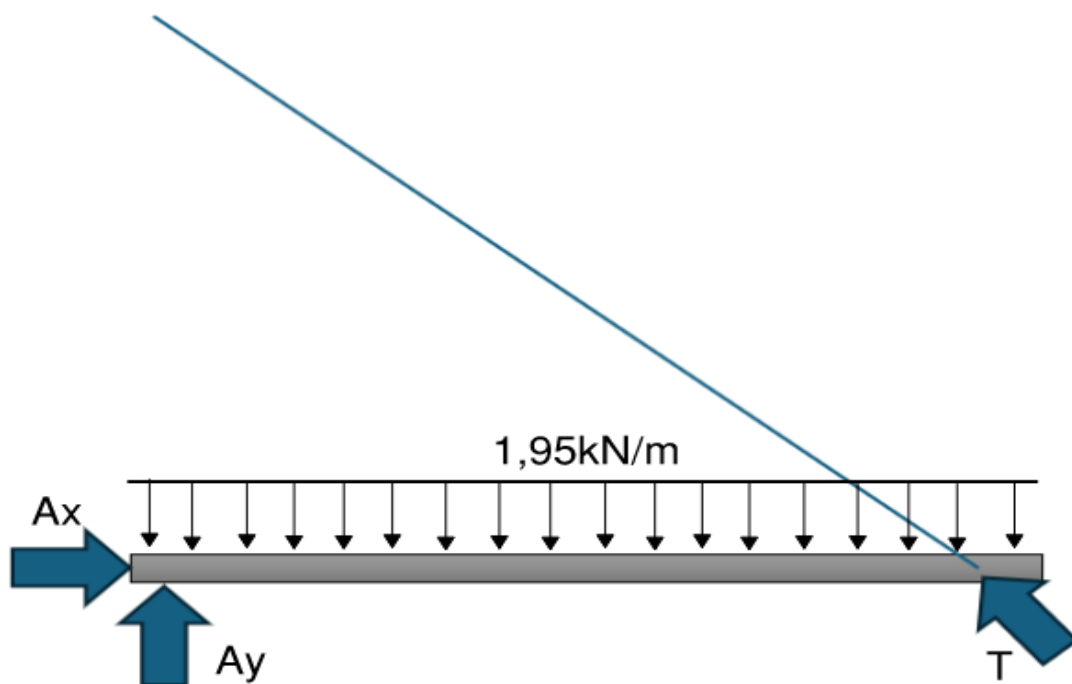
Der er nu opsat laster, som overføres fra altan til væg med afsæt i nyttelasten for at anvende det til den lodrette lastnedføring tages der udgangspunkt i de lodret virkende reaktioner, betydende  $T_y + A_y = 10,12 \text{ kN}$  og grundet at de er positive betyder det at der er tryk på væggen. For at få den til en linjelast divideres det med bærelinjelængden for bærelinjerne BL1-X og BL3-X. Disse bærelinjer her en længde indbyrdes på 11,60 m dette er resulterende i linjelast på  $0,87 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ . Det skal ydermere nævnes at der tages forbehold for noten skrevet til afsnit 3.5.4, hvorefter det er eftervist at nyttelasten for altanen er større end sne. Hertil anvendes blot fundne værdier for nyttelast ved lastkombination med dom. nyttelast og dom. snelast. Snelast og nyttelast vil ikke virke samtidigt på altan.

#### A.1.4 Vind ned

Til bestemmelsen af nedadrettet vind tages der igen udgangspunkt i Figur A.1 mht. det statiske system. I afsnit 3.5.4 blev den nedadrettede vindlast for altanen bestemt og fastsat til  $w_{en} = 0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ . Altså bliver linjelasten for den nedadrettede vind fastsat til:

$$w_{en} = 0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} = 1,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Der fås heraf følgende fritlegeme som set af Figur A.4.



Figur A.4 Fritlegeme diagram for nedadrettet vindlast.

Ligevægtsligningerne anvendes nu til at bestemme reaktionerne. Der startes med at bestemme moment om punkt A:

$$\begin{aligned} \curvearrow_+ : \sum M_A &= 0 \\ T_y \cdot 1,15 \text{ m} - \left(1,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,35 \text{ m}\right) \cdot \frac{1,35 \text{ m}}{2} &= 0 \end{aligned}$$

Der isoleres for  $T_y$  og fås:

$$T_y = \frac{1,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{(1,35 \text{ m})^2}{2}}{1,15 \text{ m}} = 1,55 \text{ kN}$$

Der opsættes nu den lodrette ligevægt:

$$\uparrow_+: \sum F_y = 0$$

Som bliver:

$$A_y + 1,55 \text{ kN} - 1,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,35 \text{ m} = 0$$

Der isoleres for  $A_y$ :

$$A_y = 2,63 \text{ kN} - 1,55 \text{ kN} = 1,08 \text{ kN}$$

Der opsættes nu vandret ligevægt:

$$\rightarrow_+: \sum F_x = 0$$

Som bliver:

$$A_x - T_x = 0$$

Altså:

$$A_x = T_x$$

$T_x$  bestemmes nu ved at sige:

$$T = \frac{T_y}{\sin(45^\circ)} = 2,19 \text{ kN}$$

Hertil må:

$$T_x = T \cdot \cos(45^\circ) = 1,55 \text{ kN} = A_x$$

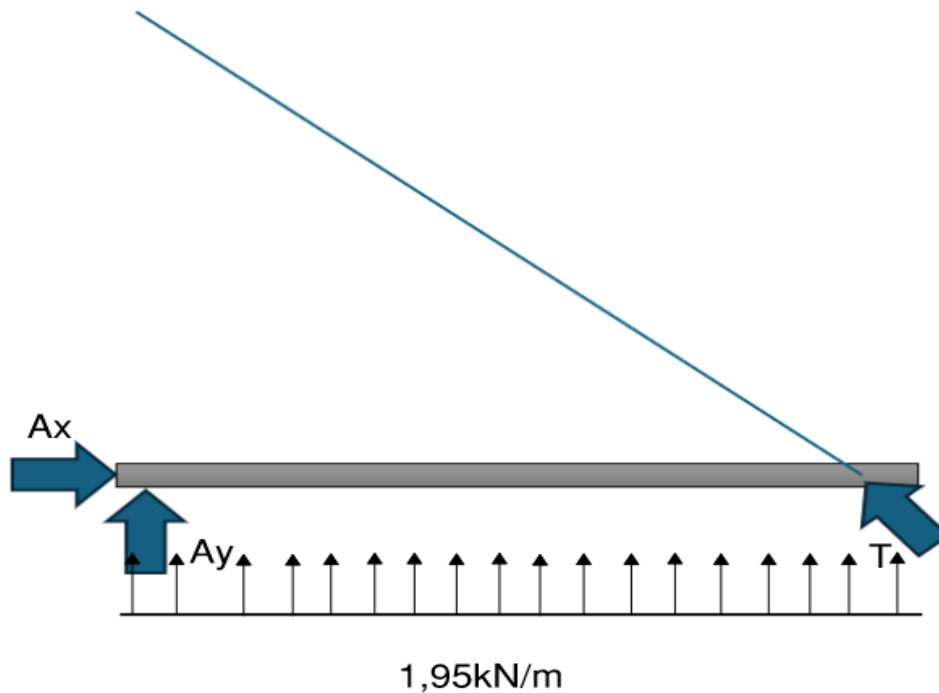
Der er nu opsat laster som overføres fra altan til væg med afsæt i opadrettet vindlast for at anvende det til den lodrette lastnedføring tages der udgangspunkt i de lodret virkende reaktioner, betydende  $T_y + A_y = 2,63 \text{ kN}$  og grundet at de er positive betyder det at der er tryk på væggen. For at få den til en linjelast divideres det med bærelinjelængden for bærelinjerne BL1-X og BL3-X. Disse bærelinjer har en længde indbyrdes på 11,60 m dette er resulterende i linjelast på  $0,23 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ .

### A.1.5 Vind op

Til bestemmelsen af opadrettet vind tages der igen udgangspunkt i Figur A.1 mht. det statiske system. I afsnit 3.5.4 blev den opadrettet vindlast for altanen bestemt og fastsat til  $w_{eo} = -0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ . Altså bliver linjelasten for den opadrettede vind fastsat til:

$$w_{eo} = -0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} = -1,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Der fås heraf følgende fritlegeme som set af Figur A.5.



Figur A.5 Fritlegeme diagram for opadrettet vindlast.

Ligevægtsligningerne anvendes nu til at bestemme reaktionerne. Der startes med at bestemme moment om punkt A:

$$\curvearrowright_+ : \sum M_A = 0$$

$$T_y \cdot 1,15 \text{ m} + \left(1,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,35 \text{ m}\right) \cdot \frac{1,35 \text{ m}}{2} = 0$$

Der isoleres for  $T_y$  og fås:

$$T_y = -\frac{1,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{(1,35 \text{ m})^2}{2}}{1,15 \text{ m}} = -1,55 \text{ kN}$$

Der opsættes nu den lodrette ligevægt:

$$\uparrow_+ : \sum F_y = 0$$

Som bliver:

$$A_y - 1,55 \text{ kN} + 1,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,35 \text{ m} = 0$$

Der isoleres for  $A_y$ :

$$A_y = -2,63 \text{ kN} + 1,55 \text{ kN} = -1,08 \text{ kN}$$

Der opsættes nu vandret ligevægt:

$$\rightarrow_+ : \sum F_x = 0$$

Som bliver:

$$A_x - T_x = 0$$

Altså:

$$A_x = T_x$$

$T_x$  bestemmes nu ved at sige:

$$T = \frac{T_y}{\sin(45^\circ)} = -2,19 \text{ kN}$$

Hertil må:

$$T_x = T \cdot \cos(45^\circ) = -1,55 \text{ kN} = A_x$$

Der er nu opsat laster som overføres fra altan til væg med afsæt i opadrettet vindlast for at anvende det til den lodrette lastnedføring tages der udgangspunkt i de lodret virkende reaktioner, betydende  $T_y + A_y = -2,63 \text{ kN}$  og grundet at de er negative betyder det at der er træk på væggen. For at få den til en linjelast divideres det med bærelinjelængden for bærelinjerne BL1-X og BL3-X. Disse bærelinjer har en længde indbyrdes på 11,60 m dette er resulterende i linjelast på  $-0,23 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ .

EXCEL-ARK

---