



Design of a concrete element construction - Trianglen

A2. Statiske Beregninger

Sandy S. Bato
Bygge- og Anlægskonstruktioner
Aalborg Universitet Esbjerg
Bachelorprojekt

Titelblad

Titel: Projektering af et betonelementbyggeri - Trianglen
Tema: Bachelorprojekt
Institution: Aalborg Universitet Esbjerg
Hovedvejleder: Ole Diget Jensen
Projektperiode: 01/02/2016 - 25/04/2016

Sandy Bato

Sandy S. Bato

Abstract

The Bachelor project deals with the design of a multi-storey building in Strandbygade 16, Esbjerg. The multi-storey consists of departments, basement and business offices. The project describes in detail the overall construction structure, including the structure of the individual parts of the building.

The project basis defines the necessary information for the dimensioning of building elements. This includes all the influencing loads and relevant assumptions related to the design of structures. In addition to all the norms and standards are indicated to ensure that the design complies with the applicable requirements

This part of the project is called "Statistiske Beregninger" and explains the vertical load transmitted. The program "Vertical load transmitted version 3,0" is used to define the loads through the building. After that the multi-storey's head stability has been studied, where the horizontal loads is determined by alpha-method. By the stability calculation of the walls, tipping, grinding and sliding is demonstrated.

In the report there has been made dimensioning of the building parts, including the floors and the roof deck.

To demonstrate the transfer of forces between concrete elements five joints are designed. These joints are chosen to calculate the worst case, therefore the remaining (identical) joints will be performed in the same dimensions.

Sideantal: 85

Afsluttet d. 25. april 2016

Forord

Denne rapport er et resultat af bachelorprojektet udført i perioden 01. februar 2016 til 25. april 2016, ved institut for Byggeri- og Anlægskonstruktioner, Aalborg Universitet Esbjerg, under vejlederen Ole Diget Jensen.

Rapporten beskriver projektering og dimensionering af etagebyggeri, med tilhørende erhverv og kælder, i Strandbygade 16, med en privat bygherrer. Projektet er udarbejdet på baggrund af arkitekt- og ingeniørtegninger.

Formålet med rapporten er at projektere et etagebyggeri på baggrund af de tilhørende normer og standarder der er gældende. Derudover er hensigten med projektet at benytte den indlærte viden igennem hele studieforløbet. Alt dette med henblik på at opfylde målene for viden, færdigheder og kompetencer i studieordningen.

Læsevejledning

Projektering af etagebyggeriet ved Strandbygade 16 er opdelt i forskellige rapporter. Afgangprojektet rapporten er opdelt i 4 rapporter som følgende:

- Projektgrundlag
- Statiske beregninger
- Appendiks
- Tegningsmappe

Projektgrundlaget beskriver således de forudsætninger samt normer og standarder, der går forud for projekteringen af bygværket og de bærende konstruktioner. Samtidig angiver denne projektdel også den statiske virkemåde og de påvirkninger, som bygningen skal kunne optage og videreføre.

Denne del vedrørende de statiske beregninger omhandler diverse dokumentationer for både stabiliteten og robustheden af bygværket. De forskellige konstruktioner eftervises for kravene opstillet i projektgrundlaget, og dimensionering af samlinger udføres. I det statiske beregninger redegøres ved beregningerne at kravene bliver opfyldt.

Til samtlige projektdele medfølger anvendte bilag samt bliver de resterende beregninger vedlagt i en separat appendiksmappe. Derudover vedlægges en tegningsmappe indeholdende konstruktions- og fugearmeringsplan for samtlige etager. I tegningsmappen er samlingsdetaljer ligeledes illustreret.

Indholdsfortegnelse

1. Lodret lastnedføring	10
1.1 Lastspecifikationer.....	11
1.2 Lodret lastnedføring ved vedvarende dimensioneringstilfælde.....	15
1.3 Eksempel – Lastnedføring	16
2. Hovedstabilitet	19
2.4 Laster på tværs af bygningen	21
2.5 Laster på langs af bygningen.....	23
2.6 Opsummering af laster	25
2.7 Reaktioner i stabiliserende vægge.....	26
3. Eftervisning af stabiliserende vægfelt	35
3.1 Eksempel på beregning af et vægfelt.....	37
3.2 Eftervisning af vægge 7y og 4x	48
4. Robusthed	53
4.1 Lodrette trækforbindelser.....	53
4.2 Periferi-trækforbindelser	54
4.3 Interne trækforbindelser.....	55
4.4 Vandrette trækforbindelser	55
4.5 Forankringslængder og stødlængder	56
5. Dimensionering af etagedæk	57
5.1 Eftervisning af huldæksbæreevne	57
5.2 Eksempel på dækberegning.....	58
6. Dimensionering af tagdæk	65
6.1 Eftervisning af huldæksbæreevne	65
6.2 Eksempel på tagdæk beregning.....	66
7. Samlinger	70
7.1 Samling mellem dæk og facade.....	71
7.2 Samling mellem dæk og gavl	74
7.3 Samling mellem stabiliserende vægge	77
7.4 Samling mellem huldæk og stabiliserende væg	81
7.5 Samling mellem stabiliserende væg mod fundament	83
8. Konklusion	84
Bilag 1 - Bæreevnetabel - huldæk 220	85

Figurer

1.1	Oversigt over bærelinjer.....	10
1.2	Eksempel på nøgleplan for 7-2 sal.	10
1.13	Oversigt over bærelinje BL1Y med tilhørende opland	17
2.1	Skitse af bygning med tilhørende facadelængder og gavllængder	19
2.2	Laster optrædende på tværs af bygningen	21
2.3	Laster optrædende på langs af bygningen.....	23
2.5	Plan af dækskive med stabiliserende vægge	27
2.8	Dækskiven med tilhørende rotationspunkt	28
2.9	Vridningsmomenterne virkende på skiven	29
3.1	x-vægge.....	35
3.4	Opstalt af væg 1y	37
3.6	Opstalt af væg 7y	48
3.11	Opstalt af væg 4x	50
4.1	Det korrugerede rør	54
5.1	Opdelte dækskiver.....	57
5.2	Tværsnit huldæk 220	57
5.3	Statisk system af dækskive 8.....	58
5.4	Momentarm	60
5.5	Forskydningsfelter	61
5.6	Hjørnejern.....	62
6.1	Opdeling af dækskiver i tagdækket	65
6.3	Det statiske system for dækskive 1 i tagdækket	66
7.1	Placering af samlinger i byggeriet	70
7.2	Samling mellem huldæk og facaden	71
7.3	Samling mellem huldæk og gavl	74
7.4	Samling mellem væggene 5x og 3y	77
7.5	Tværsnit af støbeskel med angivne mål	78
7.6	Fortanding i støbeskel	79
7.7	Samling mellem huldæk og stabiliserende væg	81

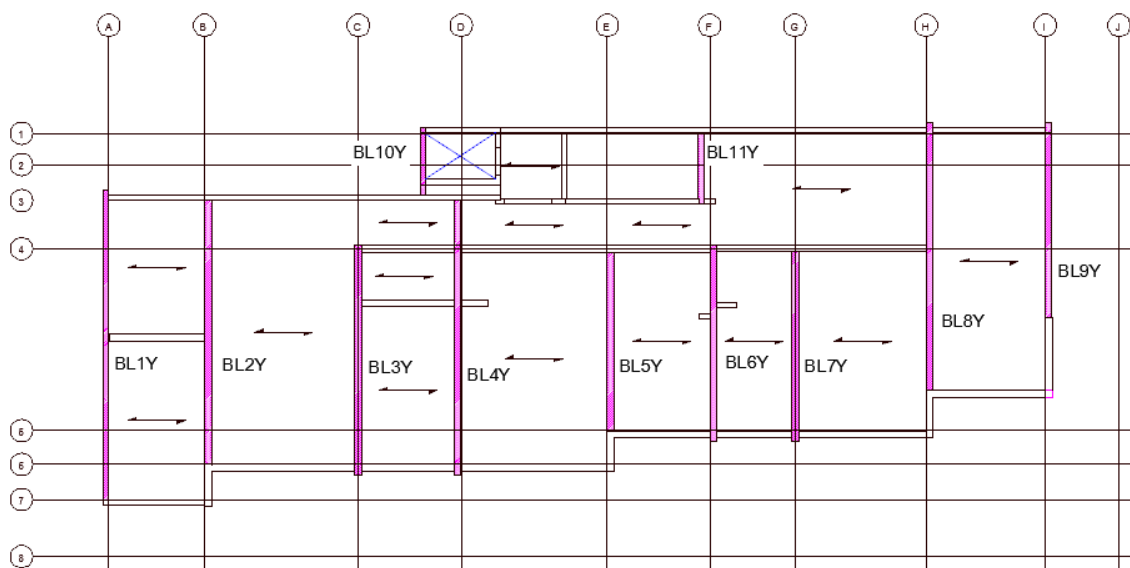
Tabeller

1.3	Lastspecifikation – tag	11
1.4	Lastspecifikationer – Boligareal	11
1.5	Lastspecifikation – Altan (7-2 sal.)	12
1.6	Lastspecifikation – Terrasse (8. sal & 1. sal).....	12
1.7	Lastspecifikation – Fællesadgangsvej (8-2 sal + kælder).....	13
1.8	Lastspecifikationer – Fællesadgangsvej (1. sal og stueplan)	13
1.9	Lastspecifikationer – Bolig (1. sal).....	14
1.10	Lastspecifikationer – Butikslokaler (stueplan).....	14
1.11	Lastspecifikationer – Lager (kælder).....	14
1.12	Laster og koefficienter for lodret lastnedføring.	17
1.14	Resultater af lastnedføring for bærelinje BL1Y.	17
2.4	Opsamling af dimensionsgivende last.	25
2.6	Væg stivheder i x-retningen.....	27
2.7	Væg stivheder i y-retningen.....	28
2.10	Reaktion i vægge (niveau 0).	32
2.11	Reaktion i vægge (niveau 1).	33
2.12	Reaktion i vægge (niveau 2)	33
2.13	Reaktion i vægge (niveau 3).	34
2.14	Reaktion i vægge (niveau 4).	34
3.2	Dimensionsgivende x-væg.....	35
3.3	Dimensionsgivende y-væg.....	36
3.5	Laster virkende på væg 1y samt tykkelsen af væggen.....	37
3.7	Laster virkende på væg 7y samt tykkelsen af væggen.....	48
3.8	Væltningundersøgelse for væg 7y.....	49
3.9	Knusningsundersøgelse for væg 7y.....	49
3.10	Glidningsundersøgelse for væg 7y	49
3.12	Laster virkende på væg ,4x samt tykkelsen af væggen.....	50
3.13	Væltningundersøgelse for væg 4x.....	51
3.14	Knusningsundersøgelse for væg 4x.....	51
3.15	Glidningsundersøgelse for væg 4x.	51
4.2	Minimumsværdier ved anvendelse af Y16 korrugeret rør.	54
6.2	Eftervisning af huldæk 220.....	66

1. Lodret lastnedføring

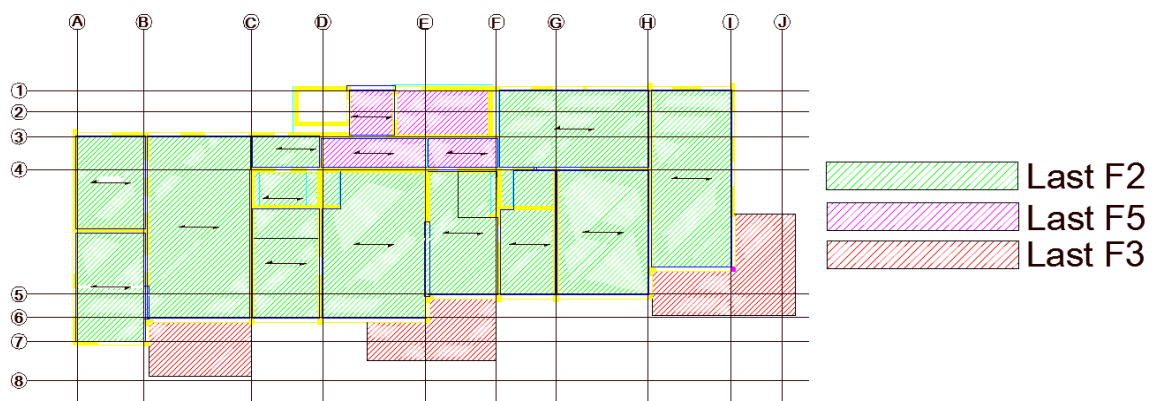
I dette afsnit redegøres for den lodrette lastnedføring fra tagkonstruktionen gennem bygningens 10 etager inkl. Stueplan og kælder til fundamentet.

Tagdækket påvirkes af lodrette laster herunder vindlast, snelast, egenlast og nytte-last. Bygningens øvrige dæk påvirkes blot af egenlast og nyttelast. Lasterne føres fra dæk til bærelinjerne på etagerne og videre via de bærende konstruktioner ned i fundamentet.



Figur 1.1 Oversigt over bærelinjer

De lodrette laster på dækkene varierer fra etage til etage og fra område til område i bygningen. Dette er defineret vha. nøgleplaner. På nedenstående figur ses nøgleplanen for 7. – 2. sal. øvrige nøgle planer findes i *appendiksmappen afsnit 2*.



Figur 1.2. Eksempel på nøgleplan for 7-2 sal.

Nøglerne refererer til lastspecifikationskemaer, der angiver lasterne i det pågældende område. Specifikationerne varierer på baggrund af den overfladelast,

der påvirker de forskellige brugsområder på etagen. Bygværkets 9 lastspecifikationer fremgår i kommende afsnit.

1.1 Lastspecifikationer

Lastspecifikation nr.: F1			
<i>Lodrette laster – karakteristiske laster</i>			
Bunden, permanent last			
	Egenlast, dækelement	3,36	kN/m ²
	Egenlast, tagkonstruktion	0,71	kN/m ²
		4,07	kN/m ²
Fri, permanent last			
	Gulvopbygning	-	
	Lette skillevægge	-	
	Installationer	0,15	kN/m ²
	Nedhængt loft	0,10	kN/m ²
	Tagopbygning mv.		
		0,25	kN/m ²
Nyttelast, kategori H			
	Fladelast	-	
	Punktlast	1,5	kN
Naturlast			
	Snelast	0,80	kN/m ²
	Vindlast (sug)	-	

Tabel 1.3. Lastspecifikation – tag

Lastspecifikation nr.: F2			
<i>Lodrette laster – karakteristiske laster</i>			
Bunden, permanent last			
	Egenlast, dækelement	3,36	kN/m ²
	Egenlast, tagkonstruktion	-	
		3,36	kN/m ²
Fri, permanent last			
	Gulvopbygning	0,11	kN/m ²
	Lette skillevægge	0,80	kN/m ²
	Installationer	0,10	kN/m ²
	Nedhængt loft	0,15	kN/m ²
	Tagopbygning mv.		
		1,16	kN/m ²
Nyttelast, kategori A			
	Fladelast	1,5	kN/m ²
	Punktlast	2,0	kN
Naturlast			
	Snelast	-	
	Vindlast (sug)	-	

Tabel 1.4. Lastspecifikationer – Boligareal

Lastspecifikation nr.: F3			
<i>Lodrette laster – karakteristiske laster</i>			
Bunden, permanent last			
	Egenlast, Beton	2,52	kN/m ²
	Egenlast, tagkonstruktion	-	
		2,52	kN/m ²
Fri, permanent last			
	Gulvopbygning	-	
	Vægflade, beton	2,40	kN/m ²
	Installationer	-	
	Nedhængt loft	-	
	Tagopbygning mv.	-	
		2,40	kN/m ²
Nyttelast, kategori A (A5)			
	Fladelast	2,5	kN/m ²
	Punktlast	2,0	kN
Naturlast			
	Snelast	-	
	Vindlast (sug)	-	

Tabel 1.5. Lastspecifikation – Altan (7-2 sal.)

Lastspecifikation nr.: F4			
<i>Lodrette laster – karakteristiske laster</i>			
Bunden, permanent last			
	Egenlast, dækelement	3,36	kN/m ²
	Egenlast, tagkonstruktion	-	
		3,36	kN/m ²
Fri, permanent last			
	Gulvopbygning	0,14	kN/m ²
	Lette skille vægge	-	
	Installationer	0,10	kN/m ²
	Nedhængt loft	0,15	kN/m ²
	Tagopbygning mv.	-	
		0,39	kN/m ²
Nyttelast, kategori A (A5)			
	Fladelast	2,5	kN/m ²
	Punktlast	2,0	kN
Naturlast			
	Snelast	-	
	Vindlast (sug)	-	

Tabel 1.6. Lastspecifikation – Terrasse (8. sal & 1. sal)

Lastspecifikation nr.: F5			
<i>Lodrette laster – karakteristiske laster</i>			
Bunden, permanent last			
	Egenlast, dækelement	3,36	kN/m ²
	Egenlast, tagkonstruktion	-	

		3,36	kN/m ²
Fri, permanent last			
	Gulvopbygning	0,11	kN/m ²
	Lette skillevægge	-	
	Installationer	0,10	kN/m ²
	Nedhængt loft	0,15	kN/m ²
	Tagopbygning mv.	-	
		0,36	kN/m ²
Nyttelast, kategori B-D (B-C1)			
	Fladelast	5,0	kN/m ²
	Punktlast	4,0	kN
Naturlast			
	Snelast	-	
	Vindlast (sug)	-	

Tabel 1.7. Lastspecifikation – Fællesadgangsvej (8-2 sal + kælder)

Lastspecifikation nr.: F6			
<i>Lodrette laster – karakteristiske laster</i>			
Bunden, permanent last			
	Egenlast, dækelement	3,36	kN/m ²
	Egenlast, tagkonstruktion	-	
	Egenlast, beton	2,40	
		5,76	kN/m ²
Fri, permanent last			
	Gulvopbygning	0,11	kN/m ²
	Lette skillevægge	-	
	Installationer	0,10	kN/m ²
	Nedhængt loft	0,15	kN/m ²
	Tagopbygning mv.	-	
		0,36	kN/m ²
Nyttelast, kategori B-D (B-C1)			
	Fladelast	5,0	kN/m ²
	Punktlast	4,0	kN
Naturlast			
	Snelast	-	
	Vindlast (sug)	-	

Tabel 1.8. Lastspecifikationer – Fællesadgangsvej (1. sal og stueplan)

Lastspecifikation nr.: F7			
<i>Lodrette laster – karakteristiske laster</i>			
Bunden, permanent last			
	Egenlast, dækelement	3,36	kN/m ²
	Egenlast, tagkonstruktion	-	
	Egenlast, beton	2,40	
		5,76	kN/m ²
Fri, permanent last			
	Gulvopbygning	0,11	kN/m ²
	Lette skillevægge	0,80	kN/m ²

	Installationer	0,10	kN/m ²
	Nedhængt loft	0,15	kN/m ²
	Tagopbygning mv.	-	
		1,16	kN/m ²
Nyttelast, kategori A			
	Fladelast	1,5	kN/m ²
	Punktlast	2,0	kN
Naturlast			
	Snelast	-	
	Vindlast (sug)	-	

Tabel 1.9. Lastspecifikationer – Bolig (1. sal)

Lastspecifikation nr.: F8			
<i>Lodrette laster – karakteristiske laster</i>			
Bunden, permanent last			
	Egenlast, dækelement	3,36	kN/m ²
	Egenlast, tagkonstruktion	-	
	Egenlast, beton	2,40	
		5,76	kN/m ²
Fri, permanent last			
	Gulvopbygning	0,11	kN/m ²
	Lette skillevægge	0,80	kN/m ²
	Installationer	0,10	kN/m ²
	Nedhængt loft	0,15	kN/m ²
	Tagopbygning mv.	-	
		1,16	kN/m ²
Nyttelast, kategori D			
	Fladelast	4,0	kN/m ²
	Punktlast	4,0	kN
Naturlast			
	Snelast	-	
	Vindlast (sug)	-	

Tabel 1.10. Lastspecifikationer – Butikslokaler (stueplan)

Lastspecifikation nr.: F9			
<i>Lodrette laster – karakteristiske laster</i>			
Bunden, permanent last			
	Egenlast, dækelement	3,36	kN/m ²
	Egenlast, tagkonstruktion	-	
		3,36	kN/m ²
Fri, permanent last			
	Gulvopbygning	0,11	kN/m ²
	Lette skillevægge	0,80	kN/m ²
	Installationer	0,10	kN/m ²
	Nedhængt loft	0,15	kN/m ²
	Tagopbygning mv.	-	
		1,16	kN/m ²
Nyttelast, kategori E			

	Fladelast	7,5	kN/m ²
	Punktlast	7,0	kN
Naturlast			
	Snelast	-	
	Vindlast (sug)	-	

Tabel 1.11. Lastspecifikationer – Lager (kælder)

1.2 Lodret lastnedføring ved vedvarende dimensioneringstilfælde

Kombinationen af de forskellige laster foretages i henhold til DS/EN 1990 og DS/EN 1991.

Når en dominerende nyttelast virkende på flere etageadskillelse kan henføres til samme kategori, kan der foretages en reduktion af den samlede lastpåvirkning iht. DS/EN 1991 *projektgrundlag afsnit nyttelast* (såfremt nyttelasten ligger i kategori A-D). Dette er taget hensyn til i programmet *Lastnedføring vers. 3*. Hvor der er påført fuldt nyttelast på et etagedæk og nyttelast på de resterende etager er reduceret med faktoren ψ_0 .

Laster fra dæk og højreliggende dæk

Ved lastnedføring udregnes tre værdier for hver bærelinje på samtlige etager. De minimale, reducerede og maksimale værdier bestemmer med henblik på at fastlægge den farligste lastkombination.

De maksimale værdier redegør for den dominerende lastpåvirkning. Ved reducerede lastværdier reduceres lasten med lastkombinationsfaktoren ψ_0 i henhold til gældende regler i DS/EN 1990. For minimale lastværdier medtages kun bunden last.

Den lodrette last inddeles i tre bidrag.

- n_0 er last fra overliggende etager inklusiv væggen i det pågældende snit
- n_v er last fra venstre dæk umiddelbart væggen.
- n_h er last fra højre dæk umiddelbart over væggen

Programmet regner følgende lastnedføring.

- Maksimale værdier, hvor der bliver påført fuld nyttelast.
- Reducerede værdier, hvor nyttelasten er reduceret.
- Minimale værdier, hvor kun egenlasten er medregnet.

Egenlasten er i programmet reduceret med en faktor 0,9.

Maksimalværdier:

$$n = K_{FI} \cdot (\xi \cdot (g_k + g_{fri,k}) \cdot \gamma_{G,sup} + q_k \cdot \gamma_Q) \cdot 0,5 \cdot L + K_{FI} \cdot (\xi \cdot (G_k + G_{fri,k}) \cdot \gamma_{G,sup} + Q_k \cdot \gamma_Q) \cdot \frac{L-s}{L}$$

Reducerede værdier:

$$n = K_{FI} \cdot (\xi \cdot (g_k + g_{fri,k}) \cdot \gamma_{G,sup} + q_k \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0) \cdot 0,5 \cdot L + K_{FI} \cdot (\xi \cdot (G_k + G_{fri,k}) \cdot \gamma_{G,sup} + Q_k \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0) \cdot \frac{L-s}{L}$$

Minimale værdier:

$$n = g_k \cdot \gamma_{G,inf} \cdot 0,5 \cdot L + G_k \cdot \gamma_{G,inf} \cdot \frac{L-s}{L}$$

hvor:

- L er dækkets spændvidde
- S er afstanden fra en linjelast til bærelinjen
- g og q er fladelaster
- G og Q er linjelaster

Maksimalværdier, n_0 :

For maksimalværdier bestemmes lasten fra overliggende etager som tidligere nævnt ved at påføre fuld last på én etage og reducere på øvrige i samme kategori.

Når den samlede maksimallast n_0 bestemmes skal to dimensioneringstilfælde undersøges:

Dominerende snelast

$$n_{0,max} = \xi \cdot K_{FI} \cdot \gamma_{Gj,sup} \cdot G_{kj,sup} + K_{FI} \cdot \gamma_{sne} \cdot Q_{k,sne} + K_{FI} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,nytte,i}$$

Dominerende nyttelast

$$n_{0,max} = \xi \cdot K_{FI} \cdot \gamma_{Gj,sup} \cdot G_{kj,sup} + K_{FI} \cdot \gamma_{sne} \cdot \psi_{0,sne} \cdot Q_{k,sne} + K_{FI} \cdot \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,nytte,1} + K_{FI} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,nytte,i}$$

Reducerede og minimale værdier, n_0 :

Last fra overliggende etager bestemmes ved er summere last fra dæk på de enkelte etager og egenvægt i bærelinjer

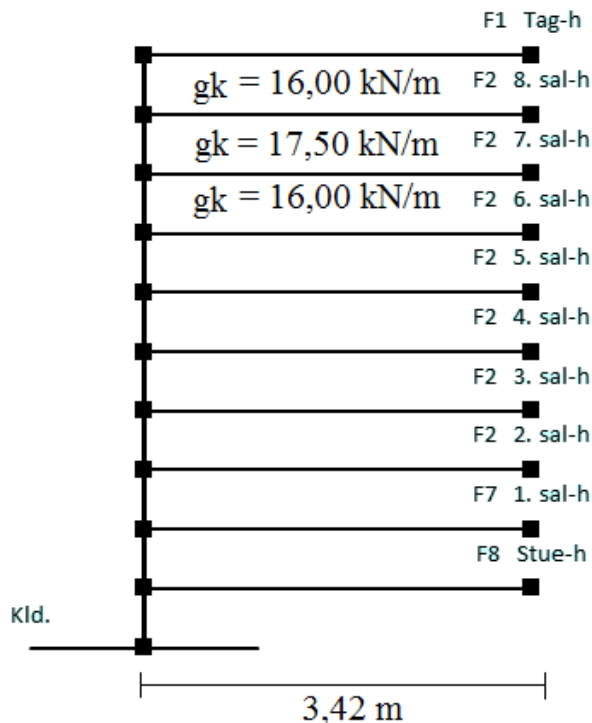
1.3 Eksempel – Lastnedføring

Beregningseksemplet omfatter et udsnit af den samlede beregning for den lodrette lastnedføring. Der benyttes laster svarende til lastspecifikationer og nøgleplan i afsnit 1. Figur 1.12 viser en sammenfatning.

Egenvægt, $\gamma_{g,sup} = 1,00$ $\gamma_{g,inf} = 0,90$		Konsekvensklasse: $K_{FI} = 1,10$					
Fladelaste		g_k [kN/m ²]	$g_{fri,k}$ [kN/m ²]	q_k [kN/m ²]	γ_q	ψ_0	Kategori
F1	Tagflade	4,07	0,25	0,8	1,5	0,3	H
F2	Boligarealer	3,36	1,16	1,5	1,5	0,5	A
F3	Altan	2,52	2,40	2,5	1,5	0,5	A
F4	Terrasse	3,36	0,39	2,5	1,5	0,5	A
F5	Fællesadgangsveje	3,36	0,36	5,0	1,5	0,6	B
F6	Fællesadgangsveje	5,76	0,36	5,0	1,5	0,6	B
F7	Boligareal (beton)	5,76	1,16	1,5	1,5	0,5	A
F8	Butikarealer	5,76	1,16	4,0	1,5	0,6	D
F9	Terrasse	3,36	0,39	2,5	1,5	1,0	E

Tabel 1.12 - Laster og koefficienter for lodret lastnedføring.

Bærelinje BL1Y betragtes. Det vælges at fokusere på 6. sals bærende konstruktioner. De øvrige lastpåvirkninger bestemmes vha. beregningsprogrammet *lastnedføring version 3,0*, angivet i *appendiksmappen afsnit 4*. På nedenstående figur vises geometrien af lastoplandet, samt hvilke laster etagerne er belastet med, og egenlasten i bærelinjen. Derudover fremgår det af figuren, at bærelinje BL1Y kun belastes til højre side, og derfor indgår kun beregninger for denne del.



Figur 1.13. Oversigt over bærelinje BL1Y med tilhørende opland

Maksimale værdier

$$n_{h,\max} = 1,10 \cdot \left(1,0 \cdot \left(3,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 1,0 + 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,5 \right) \cdot 0,5 \cdot 3,42\text{m} = 12,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\begin{aligned} n_{0,\max} &= 1,10 \cdot \left(1,0 \cdot \left(4,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 1,0 + 0,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,5 \cdot 0,3 \right) \cdot 0,5 \cdot 3,42\text{m} + 1,10 \\ &\quad \cdot \left(1,0 \cdot \left(3,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 1,0 + 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,5 \right) \cdot 0,5 \cdot 3,42\text{m} + 1,10 \cdot 1,0 \cdot 3 \\ &\quad \cdot 16,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,0 = 76,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Reducerede værdier

$$n_{h,\text{red}} = 1,10 \cdot \left(1,0 \cdot \left(3,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 1,0 + 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,5 \cdot 0,5 \right) \cdot 0,5 \cdot 3,42\text{m} = 10,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\begin{aligned} n_{0,\text{red}} &= 1,10 \cdot \left(1,0 \cdot \left(4,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 1,0 + 0,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,5 \cdot 0,3 \right) \cdot 0,5 \cdot 3,42\text{m} + 1,10 \\ &\quad \cdot \left(1,0 \cdot \left(3,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 1,0 + 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,5 \cdot 0,5 \right) \cdot 0,5 \cdot 3,42\text{m} + 1,10 \\ &\quad \cdot 1,0 \cdot 3 \cdot 16,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,0 = 73,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Minimale værdier

$$n_{h,\min} = 3,36 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 3,42\text{m} = 5,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\begin{aligned} n_{0,\min} &= 4,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 3,42\text{m} + 3,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 3,42\text{m} + 3 \cdot 16,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,9 \\ &= 56,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

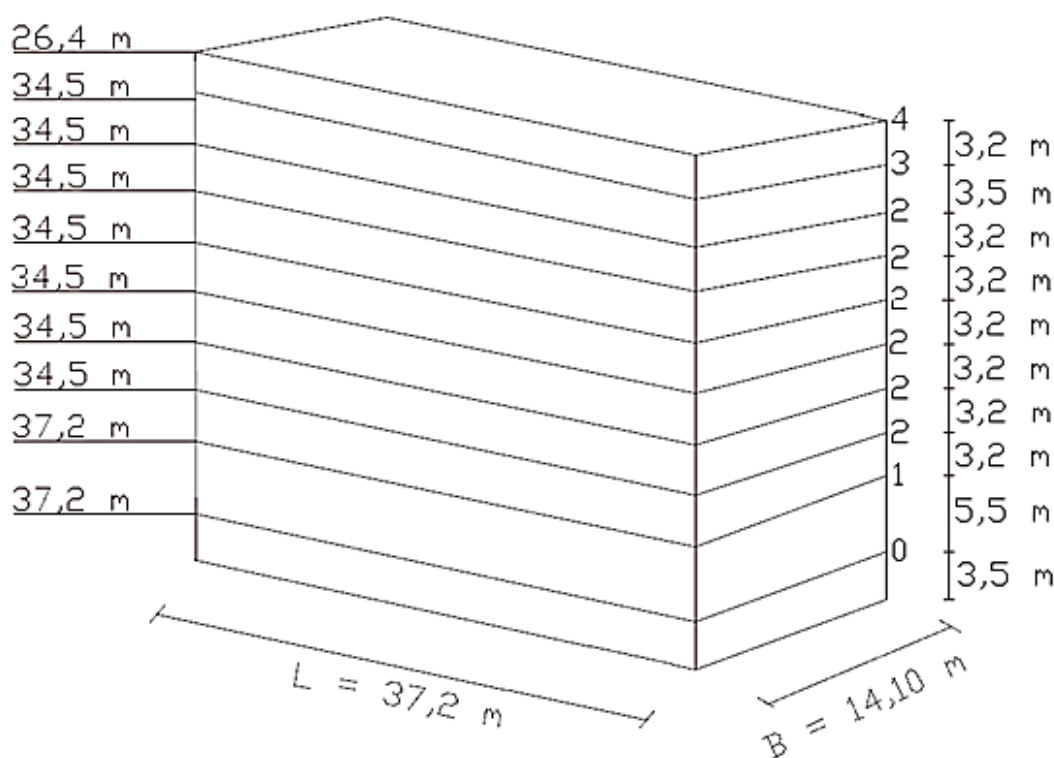
Opsamling af de beregnede værdier fremgår af nedenstående figur.

Etage	Maksimalværdier		Reducerede værdier		Minimalværdier	
	n_0 [kN/m]	n_h [kN/m]	n_0 [kN/m]	n_h [kN/m]	n_0 [kN/m]	n_h [kN/m]
Tag	17,6	10,4	19,6	8,8	14,4	6,3
Etage 8	47,2	12,7	45,7	10,6	36,4	5,2
Etage 7	76,0	12,7	73,9	10,6	56,0	5,2
Etage 6	104,2	12,7	102,1	10,6	75,6	5,2
Etage 5	132,4	12,7	130,3	10,6	35,1	5,2
Etage 4	160,6	12,7	158,5	10,6	114,7	5,2
Etage 3	188,9	12,7	186,8	10,6	134,3	5,2
Etage 2	217,1	12,7	215,0	10,6	153,8	5,2
Etage 1	257,9	17,2	255,8	15,1	183,8	8,9
Stueetage	292,3	24,3	290,2	19,8	208,4	8,9
Kælder	-	-	-	-	-	-
Fundament	316,6		310,0		217,2	

Tabel 1.14. - Resultater af lastnedføring for bærelinje BL1Y

2. Hovedstabilitet

Det følgende kapitel omhandler hovedstabiliteten af bygværket. Enhver bygning skal være stabil over for alle forekommende kombinationer af lodrette og vandrette belastninger. I afsnit 1 er det beskrevet, hvordan de lodrette laster føres fra angrebspunkt til fundament. I følgende afsnit vil der forekomme beskrivelser og beregninger af den vandrette lastoptagelse. Vandrette kræfter kan optages i stabiliserende vægge vinkelret på kraften. Etagedækkene fører ved skivevirkning vandrette laster videre til stabiliserende vægge. For at kunne bestemme reaktionen i de stabiliserende vægge og eftervise disse, bestemmes størrelsen af de optrædende vandrette laster. De vandrette belastninger på bygningen tæller vindlast, masselast og imperfektioner. På nedenstående figur ses bygningens geometri. Nummereringen i figurens højre side anvendes til at holde styr på, hvilken dækskive der betragtes. Dækskiverne på 7-2 sal. har lige store facadeareal, derfor er de nummereret ens.



Figur 2.1. Skitse af bygning med tilhørende facadelængder og gavllængder

2.1 Vindlast på bygningen

I følgende afsnit bestemmes det samlede vandrette vindtryk på facaden (vest) og gavlen (syd/nord), da dette er de største vindtryk *jf. Projektgrundlaget afsnit 7.5*. Samlet formfaktoren c_{pe} på gavlen bestemmes ved at addere trykket på den nordlige gavl med suget på den sydlige gavl. Det samme gøres også for vindtryk på facaden, der har vi forskellige sug pga. forskellige højder, men der tages den største sug, og det er for en $=h$. Denne er en konservativ betragtning, da vi har forskellige peakhastigheder for vind i vest, som beregnet i afsnit *vindlast jf. Projektgrundlag*, Der ses bort fra indvendige vindtryk, idet de ikke giver nogen resulterende vandret belastning.

Vind på facaden:

$$w_{w,k} = \left(0,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \cdot 0,85 \cdot 1,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1,81 \text{ kN/m}^2$$

Vind på gavlen:

$$w_{w,k} = \left(0,79 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \cdot 0,58 \cdot 1,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,93 \text{ kN/m}^2$$

2.2 Vandret masselast

Bygningens lodrette egen- og nyttelast er beregnet for hver etage/vægge i *appendiks mappen afsnit 3*. Masselasten fra tunge vægge, etageadskillelser, lette vægge og nyttelast bliver følgende iht. *Formel (7.25). Projektgrundlaget*.

$$w_{m,0} = \frac{1,5}{100} \cdot (3110,9 \text{ kN} + 4825,2 \text{ kN} + 282 \text{ kN}) = 123,3 \text{ kN}$$

$$w_{m,1} = \frac{1,5}{100} \cdot (3346,1 \text{ kN} + 3524,7 \text{ kN} + 170,4 \text{ kN}) = 105,6 \text{ kN}$$

$$w_{m,2} = \frac{1,5}{100} \cdot (2259,5 \text{ kN} + 3711,0 \text{ kN} + 147,4 \text{ kN}) = 91,8 \text{ kN}$$

$$w_{m,3} = \frac{1,5}{100} \cdot (2023,3 \text{ kN} + 3679,8 \text{ kN} + 121,9 \text{ kN}) = 87,4 \text{ kN}$$

$$w_{m,4} = \frac{1,5}{100} \cdot (1147,7 \text{ kN} + 1776,4 \text{ kN}) = 43,9 \text{ kN}$$

2.3 Geometriske imperfektioner

Imperfektionerne virkende på det afstivede system kan nu bestemmes uf fra *formel (7.22) i projektgrundlaget*. På samme måde som ved vandret masselast ganges den lodrette egen- og nyttelast fra hver etage med hældningen af imperfektionerne, der i grundlaget er regnet til $\theta_i = 0,0025$.

$$H_{i,0} = 0,0025 \cdot (3110,9 \text{ kN} + 4825,2 \text{ kN} + 282 \text{ kN}) = 20,54 \text{ kN}$$

$$H_{i,1} = 0,0025 \cdot (3346,1 \text{ kN} + 3524,7 \text{ kN} + 170,4 \text{ kN}) = 17,6 \text{ kN}$$

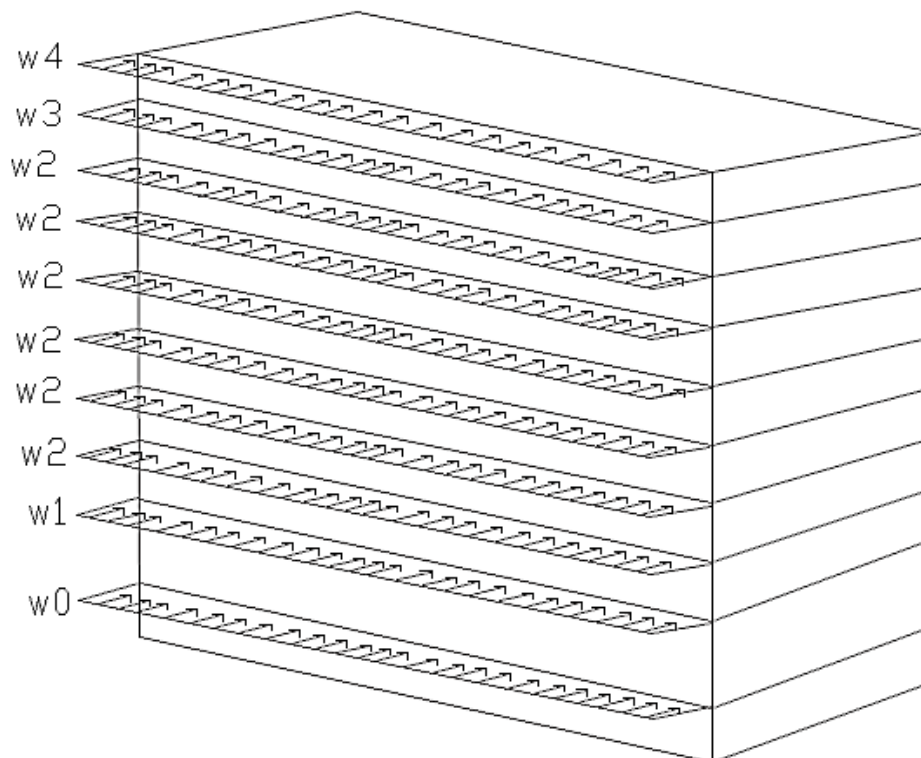
$$H_{i,2} = 0,0025 \cdot (2259,5 \text{ kN} + 3711,0 \text{ kN} + 147,4 \text{ kN}) = 15,3 \text{ kN}$$

$$H_{i,3} = 0,0025 \cdot (2023,3 \text{ kN} + 3679,8 \text{ kN} + 121,9 \text{ kN}) = 14,6 \text{ kN}$$

$$H_{i,4} = 0,0025 \cdot (1147,7 \text{ kN} + 1776,4 \text{ kN}) = 7,3 \text{ kN}$$

2.4 Laster på tværs af bygningen

I kommende afsnit beregnes vindlast, masselast og imperfektioner som linjelaster på tværs af bygningen. Disse beregnes ud fra forrige bestemte laster. På nedenstående figur vises linjelasterne virkende på tværs, samt arealet af facaderne.



Figur 2.2. Laster optrædende på tværs af bygningen

2.4.1 Vandret masselast på tværs af bygningen

Masselasten omregnes til linjelast på etageadskillelserne ved at dividere med etageadskillelsernes længder. Disse længder er angivet på ovenstående figur.

$$w_{m,0} = \frac{123,3 \text{ kN}}{37,2 \text{ m}} = 3,31 \text{ kN/m}$$

$$w_{m,1} = \frac{105,6 \text{ kN}}{37,2 \text{ m}} = 2,84 \text{ kN/m}$$

$$w_{m,2} = \frac{91,8 \text{ kN}}{34,5 \text{ m}} = 2,66 \text{ kN/m}$$

$$w_{m,3} = \frac{87,4 \text{ kN}}{34,5 \text{ m}} = 2,53 \text{ kN/m}$$

$$w_{m,4} = \frac{43,9 \text{ kN}}{26,4 \text{ m}} = 1,66 \text{ kN/m}$$

2.4.2 Imperfektioner på tværs af bygningen

Imperfektionerne omregnes ligeledes til linjelaster på etageadskillelserne ved at dividere med etageadskillelsens længde.

$$w_{i,0} = \frac{20,54 \text{ kN}}{37,2 \text{ m}} = 0,55 \text{ kN/m}$$

$$w_{i,1} = \frac{17,6 \text{ kN}}{37,2 \text{ m}} = 0,47 \text{ kN/m}$$

$$w_{i,2} = \frac{15,3 \text{ kN}}{34,5 \text{ m}} = 0,44 \text{ kN/m}$$

$$w_{i,3} = \frac{14,6 \text{ kN}}{34,5 \text{ m}} = 0,42 \text{ kN/m}$$

$$w_{i,4} = \frac{7,3 \text{ kN}}{26,4 \text{ m}} = 0,28 \text{ kN/m}$$

2.4.3 Vindlast

Vi vil nu finde ud af hvor meget kN vindtryk der er på hver etageadskillelse, dette gøres, ved at multiplicerer den karakteristiske vindtryk i *tabel 2.2* med facadens areal inkl. altan, målene er vist i ovenstående figur. Herunder vælges der kun at beregne for vindlasten fra vest, da den er den farligste.

$$w_{w,0} = 1,81 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \cdot 5,50 \text{ m} = 4,98 \text{ kN/m}$$

$$w_{w,1} = 1,81 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,5 \cdot 5,50 \text{ m} + 0,5 \cdot 3,2 \text{ m}) = 7,87 \text{ kN/m}$$

$$w_{w,2} = 1,81 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,2 \text{ m} = 5,79 \text{ kN/m}$$

$$w_{w,3} = 1,81 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,5 \cdot 3,5 \text{ m} + 0,5 \cdot 3,2 \text{ m}) = 6,06 \text{ kN/m}$$

$$w_{w,4} = 1,81 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \cdot 3,2 \text{ m} = 2,90 \text{ kN/m}$$

2.4.4 Dimensionsgivende last

Den farligste vandrette last fås ved at se på forholdet mellem den vandrette og lodrette last i de to tilfælde. Som følge af de tilhørende partialkoefficienter skal der regnes med vindlast når:

$$1,5 \cdot K_{FI} \cdot \frac{w_w}{0,9 \cdot G} > \frac{w_m}{G} \rightarrow 1,67 \cdot K_{FI} \cdot w_w > w_m$$

$$1,67 \cdot 1,10 \cdot 7,87 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,47 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > 3,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$14,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > 3,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ved stabilitet på tværs er vindlasten den dimensionsgivende.

2.4.5 Regningsmæssige lastresultanter

Ved en dimensionerende vindlast anvendes følgende formel, for at gøre den karakteristiske vind, fundet i *afsnit 2.4.3.* til regningsmæssig og addere med geometrisk imperfektioner.

$$W_{y,d} = (1,5 \cdot K_{FI} \cdot w_w + w_i) \cdot l \quad (2.1)$$

Nu kan de regningsmæssige lastresultanter bestemmes, for hver af etagerne.

$$w_{y,0,d} = (1,5 \cdot 1,10 \cdot 4,98 \text{ kN/m} + 0,55 \text{ kN/m}) \cdot 37,2 \text{ m} = 326,13 \text{ kN}$$

$$w_{y,1,d} = (1,5 \cdot 1,10 \cdot 7,87 \text{ kN/m} + 0,47 \text{ kN/m}) \cdot 37,2 \text{ m} = 500,55 \text{ kN}$$

$$w_{y,2,d} = (1,5 \cdot 1,10 \cdot 5,79 \text{ kN/m} + 0,44 \text{ kN/m}) \cdot 34,5 \text{ m} = 344,78 \text{ kN}$$

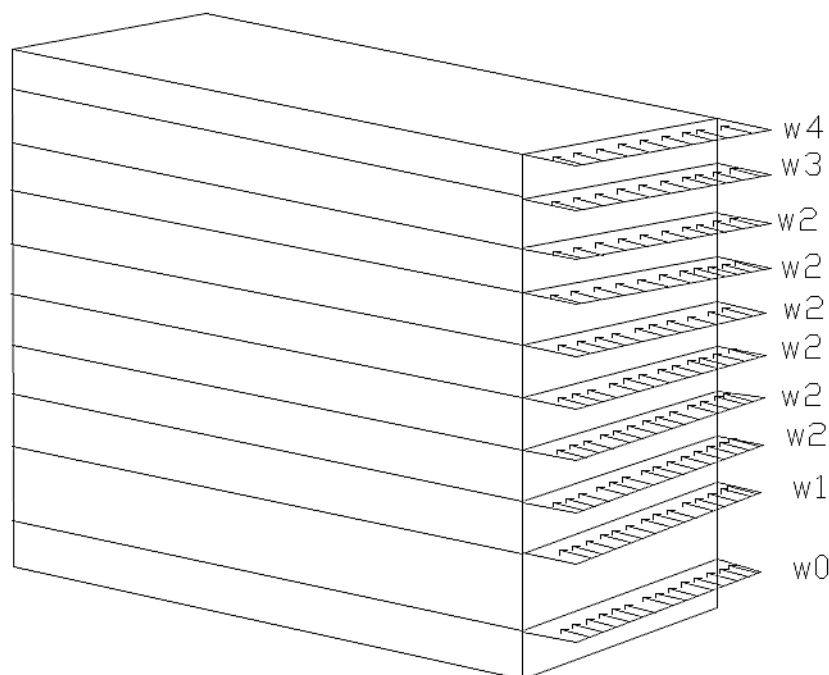
$$w_{y,3,d} = (1,5 \cdot 1,10 \cdot 6,06 \text{ kN/m} + 0,42 \text{ kN/m}) \cdot 34,5 \text{ m} = 359,46 \text{ kN}$$

$$w_{y,4,d} = (1,5 \cdot 1,10 \cdot 2,90 \text{ kN/m} + 0,28 \text{ kN/m}) \cdot 26,4 \text{ m} = 133,72 \text{ kN}$$

Disse lastresultanter er for den højeste peakhastighed for vind i vest. I denne sammenhæng er hele byggeriets højde betragtet som $z = h$, hvor i princippet det midterste etage har $z = strip$ og de nederste etager $z = b$. Dette ville have givet mindre lastresultanter på etageadskillelserne, ved last på tværs.

2.5 Laster på langs af bygningen

I kommende afsnit beregnes vindlast, masselast og imperfektioner som linjelaster på langs af bygningen på samme måde som ved på tværs. På nedenstående figur illustreres lasterne virkende på langs af bygningen samt arealet af gavlen.



Figur 2.3. Laster optrædende på langs af bygningen

2.5.1 Vandret masselast på langs af bygningen

Masselasten omregnes til linjelast på etageadskillelserne ved at dividere med etageadskillelsernes bredde. Disse længder er angivet på ovenstående figur.

$$w_{m,0} = \frac{123,3 \text{ kN}}{14,1 \text{ m}} = 8,74 \text{ kN/m}$$

$$w_{m,1} = \frac{105,6 \text{ kN}}{14,1 \text{ m}} = 7,49 \text{ kN/m}$$

$$w_{m,2} = \frac{91,8 \text{ kN}}{14,1 \text{ m}} = 6,51 \text{ kN/m}$$

$$w_{m,3} = \frac{87,4 \text{ kN}}{14,1 \text{ m}} = 6,20 \text{ kN/m}$$

$$w_{m,4} = \frac{43,9 \text{ kN}}{14,1 \text{ m}} = 3,11 \text{ kN/m}$$

2.5.2 Imperfektioner på langs af bygningen

Imperfektionerne omregnes ligeledes til linjelaster på etageadskillelserne ved at dividere med etageadskillelsens bredde.

$$w_{i,0} = \frac{20,54 \text{ kN}}{14,1 \text{ m}} = 1,46 \text{ kN/m}$$

$$w_{i,1} = \frac{17,6 \text{ kN}}{14,1 \text{ m}} = 1,25 \text{ kN/m}$$

$$w_{i,2} = \frac{15,3 \text{ kN}}{14,1 \text{ m}} = 1,09 \text{ kN/m}$$

$$w_{i,3} = \frac{14,6 \text{ kN}}{14,1 \text{ m}} = 1,04 \text{ kN/m}$$

$$w_{i,4} = \frac{7,3 \text{ kN}}{14,1 \text{ m}} = 0,52 \text{ kN/m}$$

2.5.3 Vindlast

Vindlasten optrædende på de forskellige dækskiver beregnes ved at multiplicere fladelasten med etagedækkens lodrette lastopland.

$$w_{w,0} = 0,93 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \cdot 5,50 \text{ m} = 2,56 \text{ kN/m}$$

$$w_{w,1} = 0,93 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,5 \cdot 5,50 \text{ m} + 0,5 \cdot 3,2 \text{ m}) = 4,05 \text{ kN/m}$$

$$w_{w,2} = 0,93 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,2 \text{ m} = 2,98 \text{ kN/m}$$

$$w_{w,3} = 0,93 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,5 \cdot 3,5 \text{ m} + 0,5 \cdot 3,2 \text{ m}) = 3,11 \text{ kN/m}$$

$$w_{w,4} = 0,93 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \cdot 3,2 \text{ m} = 1,49 \text{ kN/m}$$

2.5.4 Dimensionsgivende last

Den farligste vandrette last fås ved at se på forholdet mellem den vandrette og lodrette last i de to tilfælde. Som følge af de tilhørende partialkoefficienter skal der regnes med vindlast når:

$$1,5 \cdot K_{FI} \cdot \frac{w_w}{0,9 \cdot G} > \frac{w_m}{G} \rightarrow 1,67 \cdot K_{FI} \cdot w_w > w_m$$

$$1,67 \cdot 1,10 \cdot 4,05 \text{ kN/m} + 1,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > 8,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,46 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$8,69 \frac{\text{kN}}{\text{m}} < 10,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ved stabilitet på langs er masselasten den dimensionsgivende.

2.5.5 Regningsmæssige lastresultanter

Ved en dimensionerende vindlast anvendes følgende formel, for at gøre den karakteristiske vind, fundet i *afsnit 2.4.3.* til regningsmæssig og addere med geometrisk imperfektioner.

$$W_{x,d} = (w_m + w_i) \cdot l \quad (2.2)$$

Nu kan de regningsmæssige lastresultanter bestemmes, for hver af etagerne.

$$w_{x,0,d} = (8,74 \text{ kN/m} + 1,46 \text{ kN/m}) \cdot 14,10 \text{ m} = 143,82 \text{ kN}$$

$$w_{x,1,d} = (7,49 \text{ kN/m} + 1,25 \text{ kN/m}) \cdot 14,10 \text{ m} = 123,23 \text{ kN}$$

$$w_{x,2,d} = (6,51 \text{ kN/m} + 1,09 \text{ kN/m}) \cdot 14,10 \text{ m} = 107,16 \text{ kN}$$

$$w_{x,3,d} = (6,20 \text{ kN/m} + 1,04 \text{ kN/m}) \cdot 14,10 \text{ m} = 102,08 \text{ kN}$$

$$w_{x,4,d} = (3,11 \text{ kN/m} + 0,52 \text{ kN/m}) \cdot 14,10 \text{ m} = 51,18 \text{ kN}$$

Da bygningens vægge indretning er anderledes dvs. at der kun er langsgående vægge i den øverste del af bygningen som vist i nedenstående figur, så vil vindlasten på gavlen have et momentbidrag der skal optages af tværgående vægge. Bjælken regnes som udkraget bjælke og moment regnes af følgende.

2.6 Opsummering af laster

Lasterne er hermed fastlagt, og resultaterne er angivet på tabel 2.4.

	Regningsmæssig last (tværs-facade) (W_y)	Regningsmæssig last (langsgavl) (W_x)
Kælder	326,13kN	143,82 kN
Stueetage	500,55 kN	123,24 kN
1. sal	344,78 kN	107,16 kN
2. sal	344,78 kN	107,16 kN
3. sal	344,78 kN	107,16 kN
4. sal	344,78 kN	107,16 kN
5. sal	344,78 kN	107,16 kN
6. sal	344,78 kN	107,16 kN
7. sal	359,46 kN	102,08 kN
8. sal	133,72 kN	51,18 kN

Tabel 2.4. Opsamling af dimensionsgivende last

2.7 Reaktioener i stabiliserende vægge

I de kommende afsnit er det hensigten at videreføre lasten fra etagedækkene til de stabiliserende vægge. For at gøre dette benyttes α – metoden (alpha-metoden) i de kommende beregninger. Metoden går ud på at tildele hver enkelt væg en stivhed og derpå finde reaktionerne i væggene. Nedenstående beregninger er for Niveau 2. Reaktioener for øvrige tilfælde opgives i tabelform. For beregningerne af disse henvises til appendiksmappen afsnit 5.

2.7.1 Eksempel reaktioener i vægge – Niveau 2

Etageadskillelserne virker som stive skiver, der fører de vandrette kræfter videre til de stabiliserende vægge. Reaktioenerne i den enkelte væg bestemmes ud fra nedenstående formler.

$$R_{xi} = \frac{\alpha_i}{\sum \alpha_i} \cdot W_x - \frac{M_w}{I_w} \cdot (y_i - y_0) \cdot \alpha_i \quad (2.3)$$

$$R_{yj} = \frac{\alpha_j}{\sum \alpha_j} \cdot W_y - \frac{M_w}{I_w} \cdot (x_j - x_0) \cdot \alpha_j \quad (2.4)$$

hvor:

R_{xi}	Er reaktioener i x-vægge
R_{yj}	Er reaktioener i y-vægge
α	Er væggenes stivhed
W_x	Er lasten i x-retningen
W_y	Er lasten i y-retningen
M_w	Er det vridende moment om rotationscentrum
I_w	Er vridningsstivhed
x_j	Er afstanden i x-retningen fra vægtyngdepunktet
y_i	Er afstanden i y-retningen fra vægtyngdepunktet
x_j	Er afstanden i x-retningen fra vægtyngdepunktet
x_0	Er rotationspunktet, hvor det vridende moment virker i x-retningen
y_0	Er rotationspunktet, hvor det vridende moment virker i y-retningen

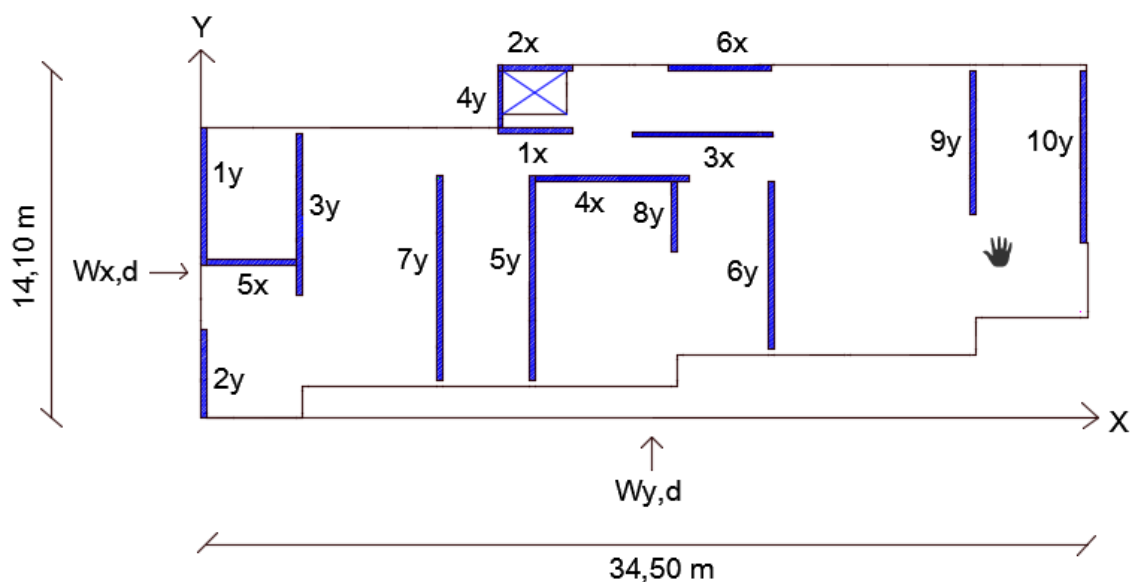
Det første trin er at fastlægge stivhederne til de stabiliserende vægge. Dette gøres ved at skønne en stivhed, denne kan efterfølgende korrigeres, for at fordele lasterne nogenlunde ens imellem væggene. De skønnede stivheder kan jf. *Betonelementbyggeriers statik* bestemmes ved følgende formel:

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

hvor:

α_i	Er stivheden af væggen
------------	------------------------

- α_0 Er en korrektionsfaktor, der tager hensyn til hvorvidt væggen er bærende eller ej
- l Er væggens længde
- h Er højden af væggen



Figur 2.5. Plan af dækskive med stabiliserende vægge

Stivheder af x-vægge (Niveau 2)		
Væg nr.	α_i	y_i [m]
1x	1,83	11,32
2x	1,81	13,72
3x	4,31	11,32
4x	6,71	9,49
5x	2,28	6,31
6x	2,23	13,72
$\sum \alpha_i = 19,17$		

Tabel 2.6. Væg stivheder i x-retningen

Stivheder af y-vægge (Niveau 2)		
Væg nr.	α_j	x_j [m]
1y	4,88	0,53
2y	2,46	0,53
3y	5,61	4,09
4y	1,48	11,77
5y	5,64	13,00
6y	8,51	22,25
7y	5,64	9,45
8y	2,10	18,46

9y	7,75	29,89
10y	3,88	34,12
$\sum \alpha_j = 47,95$		

Tabel 2.7. Væg stivheder i y-retningen

Bestemmelse af rotationscentrum

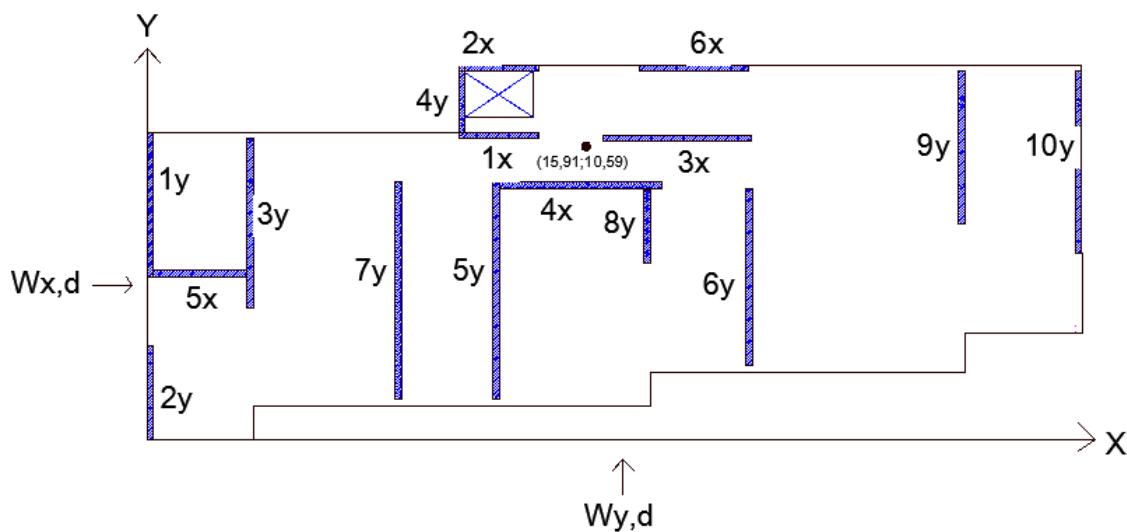
Ved bestemmelse af rotationscentrum skal væggenes stivheder samt afstandene i x- og y-retningen til vægtyngdepunkterne benyttes. Rotationscentrum betegnes med koordinatsættet $(x_0 ; y_0)$. Disse bestemmes ved følgende formel.

$$x_0 = \frac{\sum \alpha_j \cdot x_j}{\sum \alpha_j} = 15,91\text{m}$$

$$y_0 = \frac{\sum \alpha_i \cdot y_i}{\sum \alpha_i} = 10,59\text{m}$$

Rotationscentrum, hvor vridningsmomentet har følgende koordinatsæt.

$$(15,91 ; 10,59)$$



Figur 2.8. Dækskiven med tilhørende rotationspunkt

Rotationscentrum helt derop kan skyldes der ikke er x-vægge i den nederste del er bygningen... den ligger imellem x-væggene.

Vridnings stivhed

Vridningsstivheden bestemmes ud fra følgende formel.

$$I_w = \sum \alpha_i \cdot (y_i - y_0)^2 + \sum \alpha_j \cdot (x_j - x_0)^2 = 6078,26 \text{ m}^2$$

Vridningsmoment

Det vridende moment virker om rotationscentret og er afhængig af de regningsmæssige laster både i x- og y-retningen. Når lastresultanterne ($W_{x,d}$; $W_{y,d}$) virker med en afstand til vridningscentrum, vil bygningen blive udsat for et vridende moment.

Det vridende moment ved last i x-retningen bliver:

$$M_{w,x} = W_{x,d} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot B_{\text{gavl}} - y_0 \right)$$

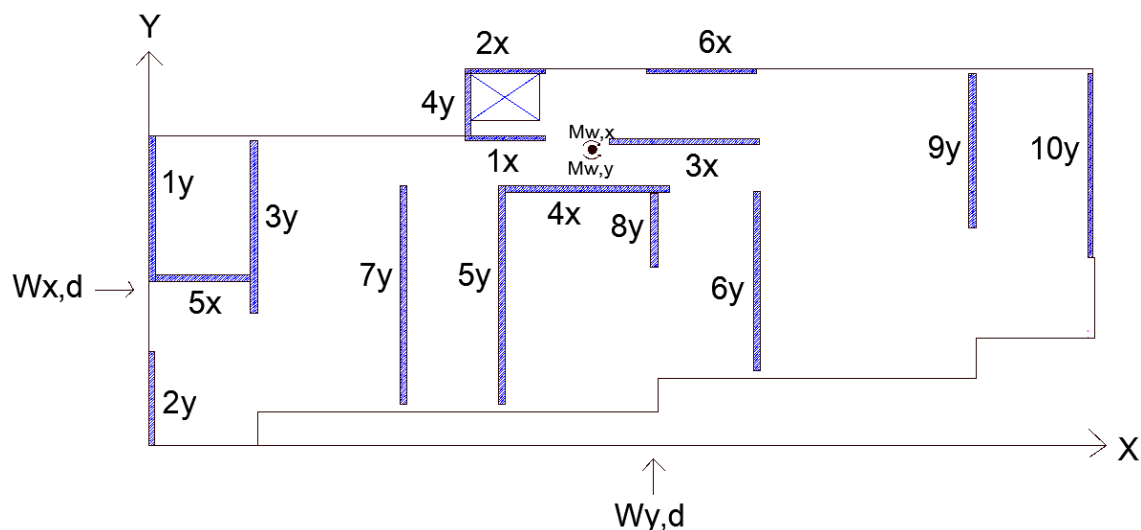
$$M_{w,x} = 107,16 \text{ kN} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 14,10\text{m} - 10,59\text{m} \right) = -379,35 \text{ kNm}$$

Det vridende moment ved last i y-retningen bliver:

$$M_{w,y} = W_{y,d} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot B_{\text{facade}} - x_0 \right)$$

$$M_{w,y} = 344,78 \text{ kN} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 34,50\text{m} - 15,91\text{m} \right) = 462,01 \text{ kNm}$$

Momentet vil grundet rotationspunktet placering virke således:



Figur 2.9. Vridningsmomenterne virkende på skiven

Reaktioner

Reaktionen på de stabiliserende vægge fra hvert etagedæk findes nu ud fra formlerne (2.3) og (2.4) angivet i afsnit 2.7.1. I følgende afsnit beregnes reaktionerne i niveau 2.

Reaktioner i x-vægge for last i x-retningen er følgende

$$R_{x,1} = \frac{1,83}{19,17} \cdot (107,16 \text{ kN}) - \frac{-379,35 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (0,73) \cdot 1,83 = 10,31 \text{ kN}$$

$$R_{x,2} = \frac{1,81}{19,17} \cdot (107,16 \text{ kN}) - \frac{-379,35 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (3,13) \cdot 1,81 = 10,47 \text{ kN}$$

$$R_{x,3} = \frac{4,31}{19,17} \cdot (107,16 \text{ kN}) - \frac{-379,35 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (0,73) \cdot 4,31 = 24,29 \text{ kN}$$

$$R_{x,4} = \frac{6,71}{19,17} \cdot (107,16 \text{ kN}) - \frac{-379,35 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (-1,10) \cdot 6,71 = 37,05 \text{ kN}$$

$$R_{x,5} = \frac{2,28}{19,17} \cdot (107,16 \text{ kN}) - \frac{-379,35 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (-4,28) \cdot 2,28 = 12,14 \text{ kN}$$

$$R_{x,6} = \frac{2,23}{19,17} \cdot (107,16 \text{ kN}) - \frac{-379,35 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (3,13) \cdot 2,23 = 12,90 \text{ kN}$$

$$\sum R_{x_i} = 107,16 \text{ kN} = W_{x,d} \rightarrow \text{ligevægt}$$

Reaktion i x-vægge ved last i y-retningen

$$R_{x,1} = -\frac{462,01 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (0,73) \cdot 1,83 = -0,10 \text{ kN}$$

$$R_{x,2} = -\frac{462,01 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (3,13) \cdot 1,81 = -0,43 \text{ kN}$$

$$R_{x,3} = -\frac{462,01 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (0,73) \cdot 4,31 = -0,24 \text{ kN}$$

$$R_{x,4} = -\frac{462,01 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (-1,10) \cdot 6,71 = 0,56 \text{ kN}$$

$$R_{x,5} = -\frac{462,01 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (-4,28) \cdot 2,28 = 0,74 \text{ kN}$$

$$R_{x,6} = -\frac{462,01 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (3,31) \cdot 2,23 = -0,53 \text{ kN}$$

$$\sum R_{x_i} = 0,00 \text{ kN} \rightarrow \text{ligevægt}$$

Reaktioner i y-vægge for last i y-retningen

$$R_{y_j} = \frac{\alpha_j}{\sum \alpha_j} \cdot W_y - \frac{M_w}{I_w} \cdot (x_j - x_0) \cdot \alpha_j$$

$$R_{y,1} = \frac{4,88}{47,95} \cdot (344,78 \text{ kN}) - \frac{462,01 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (-15,38) \cdot 4,88 = 50,05 \text{ kN}$$

$$R_{y,2} = \frac{2,46}{47,95} \cdot (344,78 \text{ kN}) - \frac{462,01 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (-15,38) \cdot 2,46 = 25,23 \text{ kN}$$

$$R_{y,3} = \frac{5,61}{47,95} \cdot (344,78 \text{ kN}) - \frac{462,01 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (-11,82) \cdot 5,61 = 55,68 \text{ kN}$$

$$R_{y,4} = \frac{1,48}{47,95} \cdot (344,78 \text{ kN}) - \frac{462,01 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (-4,14) \cdot 1,48 = 13,63 \text{ kN}$$

$$R_{y,5} = \frac{5,64}{47,95} \cdot (344,78 \text{ kN}) - \frac{462,01 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (-2,91) \cdot 5,64 = 21,29 \text{ kN}$$

$$R_{y,6} = \frac{8,51}{47,95} \cdot (344,78 \text{ kN}) - \frac{462,01 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (6,34) \cdot 8,51 = 70,05 \text{ kN}$$

$$R_{y,7} = \frac{5,64}{47,95} \cdot (344,78 \text{ kN}) - \frac{462,01 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (-6,46) \cdot 5,64 = 53,15 \text{ kN}$$

$$R_{y,8} = \frac{2,10}{47,95} \cdot (344,78 \text{ kN}) - \frac{462,01 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (2,55) \cdot 2,10 = 18,03 \text{ kN}$$

$$R_{y,9} = \frac{7,75}{47,95} \cdot (344,78 \text{ kN}) - \frac{462,01 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (13,98) \cdot 7,75 = 58,27 \text{ kN}$$

$$R_{y,10} = \frac{3,88}{47,95} \cdot (344,78 \text{ kN}) - \frac{462,01 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (18,21) \cdot 3,88 = 27,64 \text{ kN}$$

$$\sum R_{y_i} = 423,01 \text{ kN} = W_{y,d} \rightarrow \text{ligevægt}$$

Reaktioner i y-vægge for last x-retningen

$$R_{y,1} = -\frac{-379,35 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (-15,38) \cdot 4,88 = -4,68 \text{ kN}$$

$$R_{y,2} = -\frac{-379,35 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (-15,38) \cdot 2,46 = -2,36 \text{ kN}$$

$$R_{y,3} = -\frac{-379,35 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (-11,82) \cdot 5,61 = -4,14 \text{ kN}$$

$$R_{y,4} = -\frac{-379,35 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (-4,14) \cdot 1,48 = -0,38 \text{ kN}$$

$$R_{y,5} = -\frac{-379,35 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (-2,91) \cdot 5,64 = -1,03 \text{ kN}$$

$$R_{y,6} = -\frac{-379,35 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (6,34) \cdot 8,51 = 3,37 \text{ kN}$$

$$R_{y,7} = -\frac{-379,35 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (-6,46) \cdot 5,64 = -2,27 \text{ kN}$$

$$R_{y,8} = -\frac{-379,35 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (2,55) \cdot 2,10 = 0,33 \text{ kN}$$

$$R_{y,9} = -\frac{-379,35 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (13,98) \cdot 7,75 = 6,76 \text{ kN}$$

$$R_{y,10} = -\frac{-379,35 \text{ kNm}}{6078,26 \text{ m}^2} \cdot (18,21) \cdot 3,88 = 4,41 \text{ kN}$$

$$\sum R_{y_i} = 0,00 \text{ kN} \rightarrow \text{ligevægt}$$

2.7.2 Resultatopgørelse af reaktioner

De følgende resultater er fundet ved samme fremgangsmåde som ovenstående eksempel. De er angivet i appendiks som Excel ark. Værdierne er angivet i nedenstående tabeller.

Niveau 0 (kælderetage)		
Væg nr.	For $W_{x,d}$	For $W_{y,d}$
1x	9,87 kN	-0,06 kN
2x	10,17 kN	-0,46 kN
3x	34,83 kN	-0,21 kN
4x	35,84 kN	0,91 kN
5x	17,26 kN	1,45 kN
6x	35,84 kN	-1,62 kN
<hr/>		
1y	35,07 kN	-6,66 kN
2y	12,24 kN	-2,33 kN
3y	33,11 kN	-5,16 kN
4y	7,06 kN	-0,47 kN
5y	52,43 kN	-2,62 kN
6y	32,36 kN	3,49 kN
7y	56,07 kN	-5,40 kN
8y	50,34 kN	1,79 kN
9y	27,49 kN	8,32 kN
10y	19,95 kN	9,04 kN

Tabel 2.10. Reaktion i vægge (niveau 0)

Niveau 1 (stuetage)		
Væg nr.	For $W_{x,d}$	For $W_{y,d}$
1x	6,03	-0,16
2x	6,19	-0,53
3x	21,65	-0,58
4x	30,87	0,63
5x	10,81	1,17
6x	11,47	-0,99
7x	14,33	-0,39

8x	6,49	0,55
9x	15,39	0,30
1y	68,66	-4,56
2y	34,61	-2,30
3y	65,88	-3,54
4y	12,42	-0,29
5y	50,03	-0,88
6y	48,35	1,34
7y	25,68	-0,84
8y	7,17	0,06
9y	12,75	0,93
10y	10,93	1,11
11y	34,17	-1,16
12y	52,82	1,34
13y	12,75	0,93
14y	64,35	7,86

Tabel 2.11. Reaktion i vægge (niveau 1)

Niveau 2 (2 -6 etage)		
Væg nr.	For $W_{x,d}$	For $W_{y,d}$
1x	10,31 kN	-0,10 kN
2x	10,47 kN	-0,43 kN
3x	24,29 kN	-0,24 kN
4x	37,05 kN	0,56 kN
5x	12,14 kN	0,74 kN
6x	12,90 kN	-0,53 kN
1y	40,78 kN	-4,68 kN
2y	20,56 kN	-3,36 kN
3y	45,37 kN	-4,14 kN
4y	11,11 kN	-0,38 kN
5y	41,80 kN	-1,03 kN
6y	57,10 kN	3,37 kN
7y	43,32 kN	-2,27 kN
8y	14,69 kN	0,33 kN
9y	47,51 kN	6,76 kN
10y	22,54 kN	4,41 kN

Tabel 2.12. Reaktion i vægge (niveau 2)

Niveau 3 (7. etage)		
Væg nr.	For $W_{x,d}$	For $W_{y,d}$
1x	9,82 kN	-0,13 kN
2x	10,07 kN	-0,54 kN
3x	23,14 kN	-0,30 kN
4x	35,18 kN	0,70 kN
5x	11,57 kN	0,93 kN
6x	12,30 kN	-0,66 kN
1y	46,42 kN	-4,32 kN
2y	23,44 kN	-2,18 kN

3y	51,47 kN	-3,80 kN
4y	12,52 kN	-0,34 kN
5y	47,02 kN	-0,87 kN
6y	31,72 kN	1,66 kN
7y	48,92 kN	-2,05 kN
8y	16,44 kN	0,35 kN
9y	52,11 kN	6,49 kN
10y	29,41 kN	5,05 kN

Tabel 2.13. Reaktion i vægge (niveau 3)

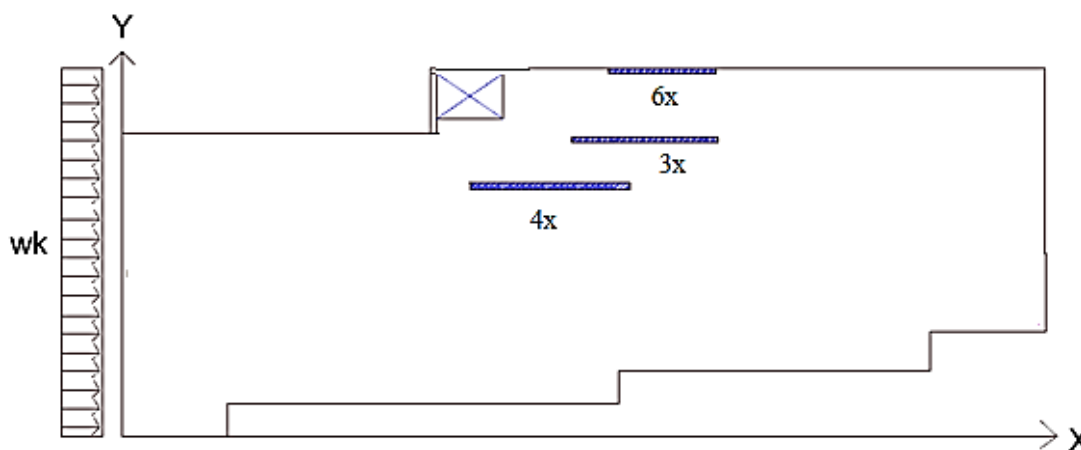
Niveau 4 (8. etage)		
Væg nr.	For $W_{x,d}$	For $W_{y,d}$
1x	4,18 kN	-0,23 kN
2x	11,50 kN	-4,54 kN
3x	14,78 kN	-0,81 kN
4x	20,72 kN	5,58 kN
1y	44,51 kN	-4,74 kN
2y	27,65 kN	-2,95 kN
3y	35,78 kN	-2,49 kN
4y	10,26 kN	0,77 kN
5y	9,35 kN	1,07 kN
6y	6,17 kN	8,34 kN

Tabel 2.14. Reaktion i vægge (niveau 4)

3. Eftervisning af stabiliserende vægfelt

Bestemmelse af dimensionsgivende vægge

Ved bestemmelse af den farligste x-væg betragtes alle etage niveau jf. figur 2.3. Som tidligere beregnet er ved last på langs af bygningen masselasten den dimensionsgivende. I denne sammenhæng opfattes dækskiven som uendeligt stiv dæk. På den måde, kan den dimensionsgivende væg bestemmes ved at kigge på stivheden i de enkelte vægge samt længden af væggene. Ved en uendeligt dækskive vil der opstå moment samt excentricitet dette skyldes lastresultanten. Dette er illustreret i nedenstående tegning.



Figur 3.1. x-vægge

I nedenstående tabel, vil 3 x-vægge blive betragtet, og lasten på væggene vil blive beregnet i kN/m. Da det ikke er væggen med den største stivhed eller den længste væg der vil være dimensionsgivende.

	Niveau 0	Niveau 1	Niveau 2	Niveau 3	Niveau 4
Væg					
3x	7,41 kN/m	4,60 kN/m	5,17 kN/m	4,92 kN/m	3,14 kN/m
4x	7,44 kN/m	3,14 kN/m	6,32 kN/m	6,00 kN/m	3,54 kN/m
6x	7,64 kN/m	2,45 kN/m	3,82 kN/m	3,64 kN/m	-

Tabel 3.2. Dimensionsgivende x-væg

Ud fra tabellen, kan det ses at væg 4x er dimensionsgivende i 3 niveauer. Derfor vil denne væg blive eftervist for stabilitet i kommende afsnit.

	Niveau 0	Niveau 1	Niveau 2	Niveau 3	Niveau 4
Væg					
1y	4,45 kN/m	13,73 kN/m	8,16 kN/m	9,28 kN/m	6,36 kN/m
2y	-	-	-	-	8,40 kN/m
3y	4,21 kN/m	10,8 kN/m	5,99 kN/m	6,79 kN/m	5,29 kN/m
5y	6,90 kN/m	11,02 kN/m	5,50 kN/m	6,19 kN/m	-

6y	4,90 kN/m	7,32 kN/m	8,65 kN/m	4,81 kN/m	-
7y	7,38 kN/m	8,05 kN/m	5,7 kN/m	6,44 kN/m	-
8y	6,39 kN/m	4,03 kN/m	5,48 kN/m	6,13 kN/m	-

Tabel 3.3. Dimensionsgivende y-væg

Y-væggene er hermed tjekket for størst last. De fleste niveauer har væg 1y, som den dimensionsgivende last. Derfor regnes stabilitet for væg 1y samt væg 7y.

Efter have fundet de dimensionsgivende vægge gennemgås et eksempel på eftervisningen af et enkelt vægfeltets stabilitet. Vægfeltet undersøges for væltning, knusning og glidning. De resterende 2 vægge er angivet i tabelform.

Reaktionerne bestemt i *afsnit 2.7.1.* påføres vægfeltet som de væltende kræfter. Væggenes egenvægt virker som stabiliserende kræfter. Tilstødende konstruktions egenvægt kan ligeledes regnes stabiliserende såfremt samlingen mellem disse eftervises for de kræfter der overføres.

Styrkeparametre

Betons trykstyrke: $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
 Forankringernes flydespænding: $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$

Regningsmæssige værdier

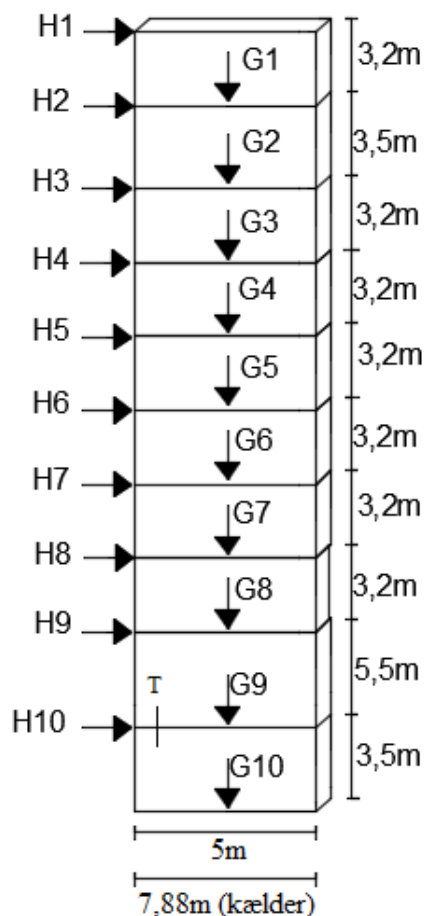
Regningsmæssige betontrykstyr og regningsmæssig flydespænding beregnes.

$$f_{cd} = \frac{40 \text{ MPa}}{1,40 \cdot 1,0} = 28,57 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{550 \text{ MPa}}{1,20 \cdot 1,0} = 458,33 \text{ MPa}$$

3.1 Eksempel på beregning af et vægfelt

Dette eksempel på beregning af et vægfelt, tager udgangspunkt i væg 1y. Reaktio-
nerne for denne væg er beregnet vha. alfa-metoden som svarer til den vandrette
kraft på væggen (H-H) vist i nedenstående figur. Disse reaktioner medfører et
væltende moment i væggen. Ud over dette er væggen belastet af kræfter fra egenla-
sterne (G-G) disse kræfter virker som stabiliserende på væggen.



Figur 3.4. Opstalt af væg 1y

Væg	G [kN]	H [kN]	b [mm]
1	377,09	44,51	200
2	412,4	46,42	200
3	377,09	40,78	200
4	377,09	40,78	200
5	377,09	40,78	200
6	377,09	40,78	200
7	377,09	40,78	200
8	377,09	40,78	200
9	648,62	68,66	200
10	650,02	35,07	200

Tabel 3.5. Laster virkende på væg 1y samt tykkelsen af væggen

3.1.1 Eftervisning af væg 1y i 8. sal

Væltningsundersøgelse

$$M_{\text{vælt}} = 44,51 \text{ kN} \cdot 3,2 \text{ m} = 142,43$$

$$M_{\text{stab}} = 377,09 \text{ kN} \cdot \frac{5 \text{ m}}{2} = 942,73 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab}} > M_{\text{vælt}}$$

Væltning OK.

Knusningsundersøgelse

Effektiv bredde

$$b_{\text{eff}} = \frac{(M_{\text{stab}} - M_{\text{vælt}})}{G_1} = \frac{(942,73 \text{ kNm} - 142,43 \text{ kNm})}{377,09 \text{ kN}} = 2,12 \text{ m}$$

Trykstyrken

$$\sigma = \frac{G_1}{b_{\text{eff}} \cdot b} = \frac{377,09 \cdot 10^3 \text{ N}}{2120 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma < f_{\text{cd}} = 28,57 \text{ MPa}$$

Knusning OK.

Glidningsundersøgelse

Friktionskoefficient for beton mod beton er $\mu = 0,5$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot G_1$$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot 377,09 \text{ kN} = 188,55 \text{ kN} > H_1 = 44,51 \text{ kN}$$

Glidning OK.

3.1.2 Eftervisning af væg 1y i 7. sal

Væltningsundersøgelse

$$M_{\text{vælt}} = 44,51 \text{ kN} \cdot 6,7 \text{ m} + 46,42 \text{ kN} \cdot 3,2 = 460,69 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab}} = (377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}) \cdot \frac{5 \text{ m}}{2} = 1973,73 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab}} > M_{\text{vælt}}$$

Væltning OK.

Knusningsundersøgelse

Effektiv bredde

$$b_{\text{eff}} = \frac{(M_{\text{stab}} - M_{\text{vælt}})}{G_1 + G_2} = \frac{4252,39 \text{ kNm} - 921,79 \text{ kNm}}{377,09 \text{ kN} + 412,4 \text{ kN}} = 1,92 \text{ m}$$

Trykstyrken

$$\sigma = \frac{G_1 + G_2}{b_{\text{eff}} \cdot b} = \frac{(377,09 \text{ kN} + 412,4 \text{ kN}) \cdot 10^3 \text{ N}}{1920 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 2,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma < f_{\text{cd}} = 28,57 \text{ MPa}$$

Knusning OK.

Glidningsundersøgelse

Friktionskoefficient for beton mod beton er $\mu = 0,5$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot (G_1 + G_2)$$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot (377,09 \text{ kN} + 412,4 \text{ kN}) = 394,75 \text{ kN} > H_1 + H_2 = 90,93 \text{ kN}$$

Glidning OK.

3.1.3 Eftervisning af væg 1y i 6. sal

Væltningsundersøgelse

$$M_{\text{vælt}} = 44,51 \text{ kN} \cdot 9,9 \text{ m} + 46,42 \text{ kN} \cdot 6,4 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 3,2 \text{ m} = 882,16 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab}} = (2 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}) \cdot \frac{5 \text{ m}}{2} = 2916,45 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab}} > M_{\text{vælt}}$$

Væltning OK.

Knusningsundersøgelse

Effektiv bredde

$$b_{\text{eff}} = \frac{(M_{\text{stab}} - M_{\text{vælt}})}{2 \cdot G_1 + G_2} = \frac{2916,45 \text{ kNm} - 882,16 \text{ kNm}}{2 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}} = 1,74 \text{ m}$$

Trykstyrken

$$\sigma = \frac{G_1 + 2 \cdot G_2}{b_{\text{eff}} \cdot b} = \frac{(2 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}) \cdot 10^3 \text{ N}}{1740 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 3,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma < f_{\text{cd}} = 28,57 \text{ MPa}$$

Knusning OK.

Glidningsundersøgelse

Friktionskoefficient for beton mod beton er $\mu = 0,5$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot (2 \cdot G_1 + G_2)$$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot (2 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}) = 583,29 \text{ kN} > H_1 + H_2 + H_3 \\ = 131,71 \text{ kN}$$

Glidning OK.

3.1.4 Eftervisning af væg 1y i 5. sal

Væltningsundersøgelse

$$M_{\text{vælt}} = 44,51 \text{ kN} \cdot 13,1 \text{ m} + 46,42 \text{ kN} \cdot 9,6 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 6,4 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 3,2 \text{ m} \\ = 1434,13 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab}} = (3 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}) \cdot \frac{5 \text{ m}}{2} = 3859,18 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab}} > M_{\text{vælt}}$$

Væltning OK.

Knusningsundersøgelse

Effektiv bredde

$$b_{\text{eff}} = \frac{(M_{\text{stab}} - M_{\text{vælt}})}{3 \cdot G_1 + G_2} = \frac{3859,18 \text{ kNm} - 1434,13 \text{ kNm}}{(3 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN})} = 1,57 \text{ m}$$

Trykstyrken

$$\sigma = \frac{3 \cdot G_1 + G_2}{b_{\text{eff}} \cdot b} = \frac{(3 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}) \cdot 10^3 \text{ N}}{1570 \text{ mm} \cdot 25 \text{ mm}} = 4,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma < f_{\text{cd}} = 28,57 \text{ MPa}$$

Knusning OK.

Glidningsundersøgelse

Friktionskoefficient for beton mod beton er $\mu = 0,5$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot (3 \cdot G_1 + G_2)$$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot (3 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}) = 771,84 \text{ kN} > H_1 + H_2 + 2 \cdot H_3 \\ = 172,5 \text{ kN}$$

Glidning OK.

3.1.5 Eftervisning af væg 1y i 4. sal

Væltningsundersøgelse

$$M_{\text{vælt}} = 44,51 \text{ kN} \cdot 16,3 \text{ m} + 46,42 \text{ kN} \cdot 12,8 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 9,6 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 6,4 \text{ m} \\ + 40,78 \text{ kN} \cdot 3,2 \text{ m} = 2116,59 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab}} = (4 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}) \cdot \frac{5 \text{ m}}{2} = 4801,90 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab}} > M_{\text{vælt}}$$

Væltning OK.

Knusningsundersøgelse

Effektiv bredde

$$b_{\text{eff}} = \frac{(M_{\text{stab}} - M_{\text{vælt}})}{4 \cdot G_1 + G_2} = \frac{10362,22 \text{ kNm} - 4405,44 \text{ kNm}}{(4 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN})} = 1,40 \text{ m}$$

Trykstyrken

$$\sigma = \frac{4 \cdot G_1 + G_2}{b_{\text{eff}} \cdot b} = \frac{(4 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}) \cdot 10^3 \text{ N}}{1400 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 6,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma < f_{\text{cd}} = 28,57 \text{ MPa}$$

Knusning OK.

Glidningsundersøgelse

Friktionskoefficient for beton mod beton er $\mu = 0,5$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot (4 \cdot G_1 + G_2)$$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot ((4 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN})) = 960,38 > H_1 + H_2 + 3 \cdot H_3 \\ = 213,3 \text{ kN}$$

Glidning OK.

3.1.6 Eftervisning af væg 1y i 3. sal

Væltningsundersøgelse

$$M_{\text{vælt}} = 44,51 \text{ kN} \cdot 19,5 \text{ m} + 46,42 \text{ kN} \cdot 16 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 12,8 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 9,6 \text{ m} \\ + 40,78 \text{ kN} \cdot 6,4 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 3,2 \text{ m} = 2929,55 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab}} = (5 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}) \cdot \frac{5 \text{ m}}{2} = 5744,63 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab}} > M_{\text{vælt}}$$

Væltning OK.

Knusningsundersøgelse

Effektiv bredde

$$b_{\text{eff}} = \frac{(M_{\text{stab}} - M_{\text{vælt}})}{5 \cdot G_1 + G_2} = \frac{5744,63 \text{ kNm} - 2929,55 \text{ kNm}}{(5 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN})} = 1,23 \text{ m}$$

Trykstyrken

$$\sigma = \frac{5 \cdot G_1 + G_2}{b_{\text{eff}} \cdot b} = \frac{(5 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}) \cdot 10^3 \text{ N}}{1230 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 9,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma < f_{\text{cd}} = 28,57 \text{ MPa}$$

Knusning OK.

Glidningsundersøgelse

Friktionskoefficient for beton mod beton er $\mu = 0,5$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot (5 \cdot G_1 + G_2)$$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot (5 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}) = 1148,93 \text{ kN} > H_1 + H_2 + 4 \cdot H_3 \\ = 254,1 \text{ kN}$$

Glidning OK.

3.1.7 Eftervisning af væg 1y i 2. sal

Væltningsundersøgelse

$$M_{\text{vælt}} = 44,51 \text{ kN} \cdot 22,7 \text{ m} + 46,42 \text{ kN} \cdot 19,2 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 16 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 12,8 \text{ m} \\ + 40,78 \text{ kN} \cdot 9,6 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 6,4 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 3,2 \text{ m} = 3873,01 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab}} = (6 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}) \cdot \frac{5 \text{ m}}{2} = 6687,35 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab}} > M_{\text{vælt}}$$

Væltning OK.

Knusningsundersøgelse

Effektiv bredde

$$b_{\text{eff}} = \frac{(M_{\text{stab}} - M_{\text{vælt}})}{6 \cdot G_1 + G_2} = \frac{6687,35 \text{ kNm} - 3873,01 \text{ kNm}}{(6 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN})} = 1,05 \text{ m}$$

Trykstyrken

$$\sigma = \frac{6 \cdot G_1 + G_2}{b_{\text{eff}} \cdot b} = \frac{(6 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}) \cdot 10^3 \text{ N}}{1050 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 12,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma < f_{\text{cd}} = 28,57 \text{ MPa}$$

Knusning OK.

Glidningsundersøgelse

Friktionskoefficient for beton mod beton er $\mu = 0,5$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot (6 \cdot G_1 + G_2)$$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot (6 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}) = 1337,47 \text{ kN} > H_1 + H_2 + 5 \cdot H_3 \\ = 294,83 \text{ kN}$$

Glidning OK.

3.1.8 Eftervisning af væg 1y i 1. sal

Væltningsundersøgelse

$$M_{\text{vælt}} = 44,51 \text{ kN} \cdot 25,9 \text{ m} + 46,42 \text{ kN} \cdot 22,7 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 19,2 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 16 \text{ m} \\ + 40,78 \text{ kN} \cdot 12,8 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 9,6 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 6,4 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \\ \cdot 3,2 \text{ m} = 4946,96 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab}} = (7 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}) \cdot \frac{5 \text{ m}}{2} = 7630,08 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab}} > M_{\text{vælt}}$$

Væltning OK.

Knusningsundersøgelse

Effektiv bredde

$$b_{\text{eff}} = \frac{(M_{\text{stab}} - M_{\text{vælt}})}{7 \cdot G_1 + G_2} = \frac{7113,68 \text{ kNm} - 4021,59 \text{ kNm}}{(7 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN})} = 0,88 \text{ m}$$

Trykstyrken

$$\sigma = \frac{7 \cdot G_1 + G_2}{b_{\text{eff}} \cdot b} = \frac{(7 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}) \cdot 10^3 \text{ N}}{880 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 17,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma < f_{\text{cd}} = 28,57 \text{ MPa}$$

Knusning OK.

Glidningsundersøgelse

Friktionskoefficient for beton mod beton er $\mu = 0,5$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot (7 \cdot G_1 + G_2)$$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot (7 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN}) = 1577,33 \text{ kN} > H_1 + H_2 + 6 \cdot H_3 \\ = 335,61$$

Glidning OK.

3.1.9 Eftervisning af væg 1y i stueetage

Væltningsundersøgelse

$$M_{\text{vælt}} = 44,51 \text{ kN} \cdot 31,4 \text{ m} + 46,42 \text{ kN} \cdot 28,2 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 24,7 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 21,5 \text{ m} \\ + 40,78 \text{ kN} \cdot 18,3 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 15,1 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 11,9 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 8,7 \text{ m} + 68,66 \text{ kN} \cdot 5,5 \text{ m} = 7170,44 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab}} = (7 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN} + 648,62 \text{ kN}) \cdot \frac{5 \text{ m}}{2} = 9251,63 \text{ kNm}$$

M_{stab} er i dette tilfælde større, men der vil opstå prolemmer med knusning, derfor forankres den med 100 kN liggende 0,3m

$$M_{\text{stab}} = (7 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN} + 648,62 \text{ kN}) \cdot \frac{5 \text{ m}}{2} + (100 \text{ kN}) \cdot (5 \text{ m} - 0,3 \text{ m}) \\ = 9721,63 \text{ kNm}$$

Væltning OK.

Knusningsundersøgelse

Effektiv bredde

$$b_{\text{eff}} = \frac{(M_{\text{stab}} - M_{\text{vælt}})}{7 \cdot G_1 + G_2 + G_9}$$

$$b_{\text{eff}} = \frac{7170,44 \text{ kNm} - 9721,63 \text{ kNm}}{(7 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN} + 648,62 \text{ kN} + 100 \text{ kN})} = 0,67 \text{ m}$$

Trykstyrken

$$\sigma = \frac{7 \cdot G_1 + G_2 + G_9 + 100 \text{ kN}}{b_{\text{eff}} \cdot b} \\ = \frac{(7 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN} + 648,62 \text{ kN} + 100 \text{ kN}) \cdot 10^3 \text{ N}}{670 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 28,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma < f_{\text{cd}} = 28,57 \text{ MPa}$$

Knusning OK.

Glidningsundersøgelse

Friktionskoefficient for beton mod beton er $\mu = 0,5$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot (7 \cdot G_1 + G_2 + G_9 + 100 \text{ kN})$$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot (7 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN} + 648,62 \text{ kN} + 100 \text{ kN}) = 1900,33 \\ > H_1 + H_2 + 6 \cdot H_3 + H_9 = 404,3 \text{ kN}$$

Glidning OK.

3.1.10 Eftervisning af væg 1y i kælderen

Væltningsundersøgelse

$$M_{\text{vælt}} = 44,51 \text{ kN} \cdot 34,9 \text{ m} + 46,42 \text{ kN} \cdot 31,7 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 28,2 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 25 \text{ m} \\ + 40,78 \text{ kN} \cdot 21,8 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 18,6 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \cdot 15,4 \text{ m} + 40,78 \text{ kN} \\ \cdot 12,2 \text{ m} + 68,66 \text{ kN} \cdot 9 \text{ m} + 35,07 \text{ kN} \cdot 3,5 \text{ m} = 8708,13 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab}} = (7 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN} + 648,62 \text{ kN}) \cdot \frac{5 \text{ m}}{2} + (650,01 \text{ kN}) \cdot \left(7,88 \text{ m} - \frac{5 \text{ m}}{2}\right) \\ = 12748,68 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab}} > M_{\text{vælt}}$$

Væltning OK.

Knusningsundersøgelse

Effektiv bredde

$$b_{\text{eff}} = \frac{(M_{\text{stab}} - M_{\text{vælt}})}{7 \cdot G_1 + G_2 + G_9 + G_{10}}$$

$$b_{\text{eff}} = \frac{12748,68 \text{ kNm} - 8708,13 \text{ kNm}}{(7 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN} + 648,62 \text{ kN} + 650,01 \text{ kN})} = 0,93 \text{ m}$$

Trykstyrken

$$\sigma = \frac{7 \cdot G_1 + G_2 + G_9 + G_{10}}{b_{\text{eff}} \cdot b}$$

$$= \frac{(7 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN} + 648,62 \text{ kN} + 650,01 \text{ kN}) \cdot 10^3 \text{ N}}{930 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 23,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma < f_{\text{cd}} = 28,57 \text{ MPa}$$

Knusning OK.

Glidningsundersøgelse

Friktionskoefficient for beton mod beton er $\mu = 0,5$

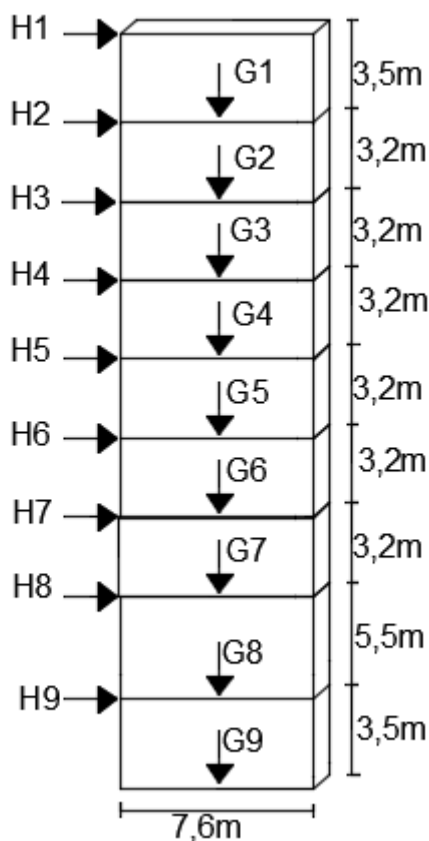
$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot (7 \cdot G_1 + G_2 + G_9 + G_{10})$$

$$V_{\text{Rd}} = 0,5 \cdot (7 \cdot 377,09 \text{ kN} + 412,40 \text{ kN} + 648,62 \text{ kN} + 650,01 \text{ kN}) \\ = 2175,3 \text{ kN} > H_1 + H_2 + 6 \cdot H_3 + H_9 + H_{10} = 439,34 \text{ kN}$$

Glidning OK.

3.2 Eftervisning af vægge 7y og 4x

I nedenstående vil vægge 7y og 4x blive eftervist for stabiliteten. Det er tidligere nævnt at disse vægge er dimensionsgivende. Beregnings fremgangsmåde er den samme som forrige beregning af væg 1y. Derfor er resultatet i tabelform.



Figur 3.6. Opstalt af væg 7y

Væg	G [kN]	H [kN]	b [mm]
1	583,1	48,92	250
2	535,95	43,32	250
3	535,95	43,32	250
4	535,95	43,32	250
5	535,95	43,32	250
6	535,95	43,32	250
7	535,95	43,32	250
8	487,08	25,68	300
9	583,1	56,07	250

Tabel 3.7. Laster virkende på væg 7y samt tykkelsen af væggen

Opsummering af resultater for væg 7y

Væltningsundersøgelse

Væg	$M_{\text{vælt}}$ [kNm]	M_{stab} [kNm]
1	171,22	2215,78
2	466,39	4252,39
3	900,18	6289,00
4	1472,60	8325,61
5	2183,64	10362,22
6	3033,30	12398,83
7	4021,59	14504,75
8	5861,45	16355,69
9	18571,36	7228,51

Tabel 3.8. Væltningsundersøgelse for væg 7y

$$M_{1-9,\text{stab}} > M_{1-10,\text{vælt}}$$

Knusningsundersøgelse

Væg	σ [MPa]	$f_{c,d}$ [MPa]
1	0,67	28,57
2	1,32	28,57
3	2,44	28,57
4	2,31	28,57
5	3,65	28,57
6	4,55	28,57
7	5,55	28,57
8	8,82	28,57
9	8,43	28,57

Tabel 3.9. Knusningsundersøgelse for væg 7y

$$\sigma_{1-9} < f_{c,d}$$

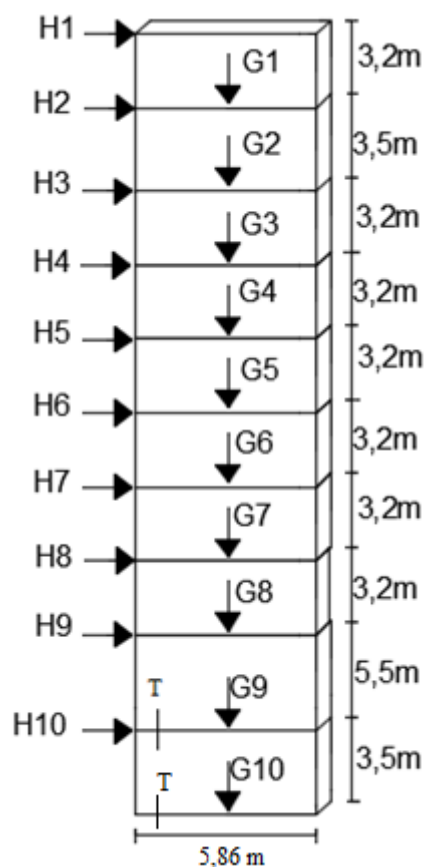
Glidningsundersøgelse

Væg	H_{total} [kN]	$V_{R,d}$ [kN]
1	48,22	291,5
2	91,64	559,53
3	134,96	827,50
4	178,28	1095,48
5	221,60	1363,45
6	264,92	1631,43
7	308,24	1908,52
8	333,92	2152,07
9	389,9	2443,60

Tabel 3.10. Glidningsundersøgelse for væg 7y

$$\text{Egenvægt}_{1-9} < \text{Glidning}$$

Opsummering af resultater for væg 4x



Figur 3.11. Opstalt af væg 4x

Væg	G [kN]	H [kN]	T [kN]	b [mm]
1	193,67	20,72	-	250
2	208,20	35,18	-	250
3	197,19	37,05	-	250
4	197,19	37,05	-	250
5	197,19	37,05	-	250
6	197,19	37,05	-	250
7	197,19	37,05	-	250
8	239,67	37,05	-	250
9	366,43	30,87	50	250
10	208,21	35,84	195	250

Tabel 3.12. Laster virkende på væg ,4x samt tykkelsen af væggen

Væltningundersøgelse

Væg	$M_{\text{vælt}}$ [kNm]	M_{stab} [kNm]
1	66,30	567,45
2	261,95	1177,48
3	559,39	1755,25

4	975,39	2333,02
5	1509,95	2910,78
6	2163,07	3488,55
7	2934,75	4066,32
8	3824,99	4768,55
9	5524,88	6120,19
10	6732,06	7536,44

Tabel 3.13. Væltningsundersøgelse for væg 4x

$$M_{1-10,stab} > M_{1-10,vælt}$$

Knusningsundersøgelse

Væg	σ [MPa]	$f_{c,d}$ [MPa]
1	0,30	28,57
2	0,71	28,57
3	1,20	28,57
4	1,86	28,57
5	2,82	28,57
6	4,29	28,57
7	6,77	28,57
8	11,22	28,57
9	28,19	28,57
10	28,20	28,57

Tabel 3.14. Knusningsundersøgelse for væg 4x

$$\sigma_{1-10} < f_{cd}$$

Glidningsundersøgelse

Væg	H_{total} [kN]	$V_{R,d}$ [kN]
1	20,72	96,84
2	55,9	200,94
3	92,95	299,53
4	130	398,13
5	167,05	496,72
6	204,1	595,32
7	241,15	693,91
8	278,20	813,75
9	309,07	1021,96
10	344,91	2175,33

Tabel 3.15. Glidningsundersøgelse for væg 4x

$$Egenvægt_{1-10} < \text{Glidning}$$

Opsummering af væg stabilitet

Som det ses af beregningerne af væggenes stabilitet, så skal nogle af væggene forankres i stueetagen og kælderetagen, i afsnittet med samlinger er der redegjort for hvad man kan anvende ved lodrette forankringer af vægelementer. Bygningen er henført til en høj konsekvensklasse (CC3) derfor skal alle vægge på de forskellige etager forankres, hvor lodrette trækforbindelser ifølge *Bygningens beregninger* skal kunne optage en last på 30 kN/m iht. robusthedskravet.

4. Robusthed

I denne afsnit vil kravene til trækforbindelser gennemgås, der skal opfylde kravet til robusthed. Disse krav tager udgangspunkt i DS/EN 1992-1-1 samt ”Bygningsberegninger”. Da byggeriet er henvist til konsekvensklasse CC3 (højkonsekvensklasse) skal der dokumenteres for robusthed, hvor et af tre kriterier skal være opfyldt. Herunder kan eftervisning af robusthed ske ved at indføre ekstra sikkerhed på nøgleelementer. Dette sker ved at benytte en materialepartialkoefficient, der er øget med faktoren 1,2. Dette er dog afgrænset fra, men kravene til trækkræfter der skal optages er fordoblet ved CC3.

4.1 Lodrette trækforbindelser

Som nævnt tidligere så skal kravet til robusthed være opfyldt ved lodrette trækforbindelser. I bygninger på over 5 etager skal bør der kontinuerte lodrette trækforbindelser i hele vægges højde. Dette begrænser nedstyrtning af en etageadskillelse, hvis en understøttende væg falder. Der er ikke sat specielle krav til den lodrette trækforbindelse, men ifg. Lærebogen *Bygningsberegning* havde man en krav i Danmark at den lodrette trækforbindelse skal være i stand til at optage en karakteristisk last på 30 kN/m.

For denne byggeri anvendes korrugerede rør til de lodrette trækforbindelser. Som forankring til væggene anvendes Y16 og B550 armering.

Materialeforudsætninger

$$f_{yk} = 550 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (16\text{mm})^2 = 201 \text{ mm}^2$$

Herunder bestemmes forankringskraft for en Y16.

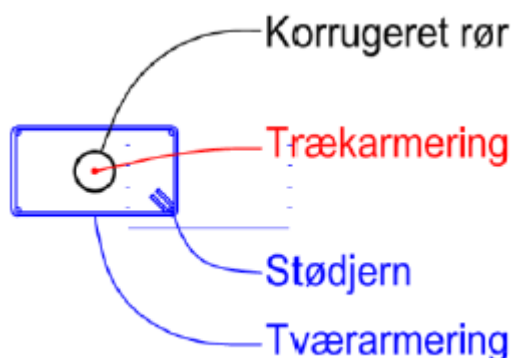
$$P_{Y16} = f_{yk} \cdot A = 550 \text{ MPa} \cdot 201\text{mm}^2 = 110,6 \text{ kN}$$

Derefter bestemmes længden af en væg, som en Y16 overholder robusthedskravet for.

$$L_{væg} = \frac{P}{30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = \frac{110,6 \text{ kN}}{30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 3,7\text{m}$$

Dette vil sige at der max må være 3,7 m mellem de lodrette trækforbindelser i væggene, for at kunne opfylde robusthedskravet for lodrette trækforbindelser.

For en Y16 trækarmoring der bruges i byggeriet er der anført minimumsværdier angivet i nedenstående tabel.



Figur 4.1. Det korrugerede rør

Y16	
Trækstang i tolerancetillæg	28 mm
Omstøbnings plads	10 mm
Minimums rørs indre dimension	60 mm
Minimums vægtykkelse	200 mm

Tabel 4.2. Minimumsværdier ved anvendelse af Y16 korrugeret rør

4.2 Periferi-trækforbindelser

I hver etageadskillelse skal der etableres en kontinuert periferi-trækforbindelse også kaldet randarmoring. Randarmoring langs gavle, facader og skakte skal kunne optage følgende kraft.

$$F_{\text{tie,per}} = \max \left\{ \begin{array}{l} q_1 \cdot l \\ 80 \text{ kN} \end{array} \right. \quad (4.1)$$

hvor:

q_1 er (15 kN/m)

l er længden af sidste fag (herunder længde af gavlen 11,82 m)

Trækkraften som randarmoringen skal kunne optage beregnes.

$$F_{\text{tie,per}} = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 11,82 \text{ m} = 177,3 \text{ kN}$$

Dvs. dækskiverne skal kunne optage en trækkraft på 177,3 kN

Dimensionering af armeringsstænger

Det nødvendige armeringsareal bestemmes ved følgende.

$$A_{s,\text{nød}} = \frac{F_{\text{tie,per}}}{f_{yd}} = \frac{177,3 \cdot 10^3 \text{ N}}{458 \text{ MPa}} = 387,1 \text{ mm}^2$$

Der benyttes derfor 2 Y 16 med et armeringsareal på 402 mm².

4.3 Interne trækforbindelser

Alle etageadskillelser armeres vinkelret på hinanden med kontinueret armering, der forankres til randarmeringen i hver ende. De interne trækforbindelser udformes som og har til formål at forbinde de enkelte huldækselementer. Kraften der skal optages af interne trækforbindelser er følgende.

$$F_{\text{tie}} = \max \left\{ \begin{array}{l} q_3 \cdot (l_1 + l_2) \\ 80 \text{ kN} \end{array} \right. \quad (4.2)$$

hvor:

q_3 er 30 kN/m

l_1 og l_2 er spændvidden af dækket på hver side af bjælken/væggen. Største spændvidder findes ved BL5Y.

Trækraften som fugearmeringen skal kunne optage beregnes.

$$F_{\text{tie}} = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{(5,22 \text{ m} + 3,44 \text{ m})}{2} = 130 \text{ kN}$$

Fugearmeringen skal altså kunne optage en trækraft på 130 kN.

Dimensionering af armeringsstænger

Det nødvendige armeringsareal bestemmes ved følgende.

$$A_{s,\text{nød}} = \frac{F_{\text{tie}}}{f_{y,d}} = \frac{130 \cdot 10^3 \text{ N}}{458 \text{ MPa}} = 283,8 \text{ mm}^2$$

Der benyttes derfor 1 Y 20 med et armeringsareal på 314 mm².

4.4 Vandrette trækforbindelser

Der skal sikres vandret forbindelse mellem dækket og vægge samt randsøjler ved hver etageadskillelse. Trækraften der skal optages af vandrette trækforbindelser bestemmes af følgende formel.

$$F_{\text{tie,fac}} = f_{\text{tie,fac}} \cdot l_i \quad (4.3)$$

hvor:

$f_{\text{tie,fac}}$ er 30 kN/m

l_i er huldækselementets bredde (1,2 m).

$$F_{\text{tie,fac}} = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,2 \text{ m} = 36 \text{ kN}$$

Bøjlerne skal kunne optage en kraft på 36 kN.

Dimensionering af armeringsstænger

Det nødvendige armeringsareal bestemmes ved følgende.

$$A_{s,nød} = \frac{F_{tie, fac}}{f_{yd}} = \frac{36 \cdot 10^3 \text{ N}}{458 \text{ MPa}} = 78,6 \text{ mm}^2$$

Der benyttes derfor 1 Y 12 U-bøjle med et armeringsareal på 113 mm². U-bøjlerne placeres bøjet om randarmeringen i hver fuge.

4.5 Forankringslængder og stødlængder

Forankringslængden bestemmes af tekniskståbi 23 udgave tabel 5.8. For insitu-beton er følgende parametre gældende $f_{ck} = 35\text{MPa}$ og $f_{yk} = 550\text{MPa}$ gælder $\eta = 1,0$.

$$\begin{aligned} \text{Y10:} \quad l_b &= 39 \cdot 10\text{mm} = 390\text{mm} \\ l_0 &= 1,5 \cdot 390\text{mm} = 585\text{mm} \end{aligned}$$

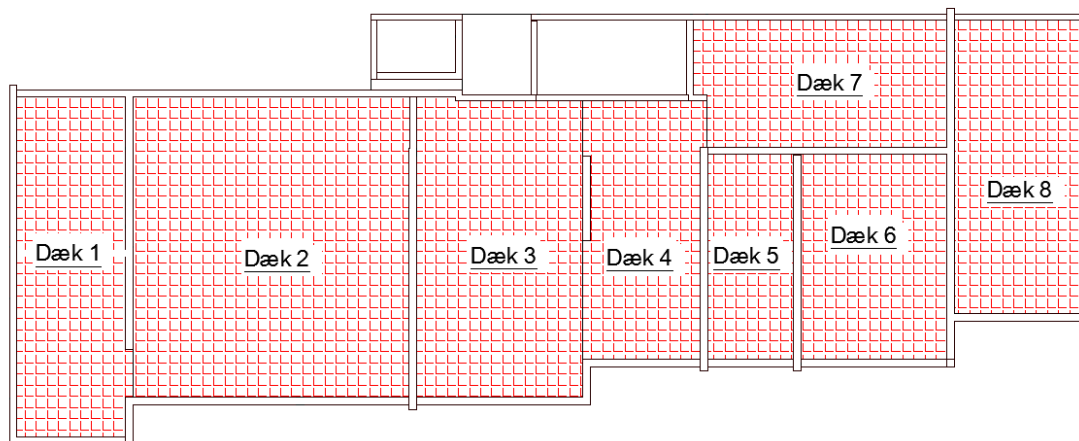
$$\begin{aligned} \text{Y12:} \quad l_b &= 39 \cdot 12\text{mm} = 468\text{mm} \\ l_0 &= 1,5 \cdot 468\text{mm} = 702\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Y16:} \quad l_b &= 39 \cdot 16\text{mm} = 624\text{mm} \\ l_0 &= 1,5 \cdot 624\text{mm} = 936\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Y20:} \quad l_b &= 39 \cdot 20\text{mm} = 780\text{mm} \\ l_0 &= 1,5 \cdot 780\text{mm} = 1170\text{mm} \end{aligned}$$

5. Dimensionering af etagedæk

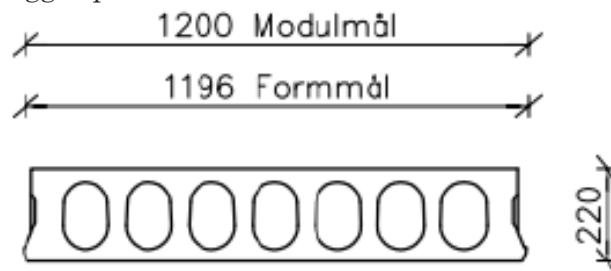
I følgende afsnit regnes etagedækket som 8 dækskiver, hvor de yderste dækskiver betragtes som simpelt understøttet bjælke, mens de inderste dækskiver betragtes som indspændt bjælke. Dækelementets evne til at videreføre egen- og nyttelasten eftervises. De følgende dækskiver er illustreret i nedenstående figur.



Figur 5.1. Opdelte dækskiver

5.1 Eftervisning af huldæksbæreevne

I dette afsnit eftervises der, om huldækkene kan optage belastningen fra nyttelasten samt egenlasten. I dette sammenhæng vælges der huldæk fra Spæncom af typen 220mm. Der kigges på dækskive 8.



Figur 5.2. Tværsnit huldæk 220

Det værste tilfælde findes på niveau 0, da vi her har den største nyttelast mellem bærelinje BL8Y og BL9Y.

$$l = 9200 \text{ mm}$$

$$g_k = 1,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_k = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lastkombination.

$$q_d = \gamma_{G,\text{sup}} \cdot g_k \cdot K_{FI} + \gamma_Q \cdot q_k \cdot K_{FI} = 1,0 \cdot 1,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,10 + 1,5 \cdot 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,10 = 13,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

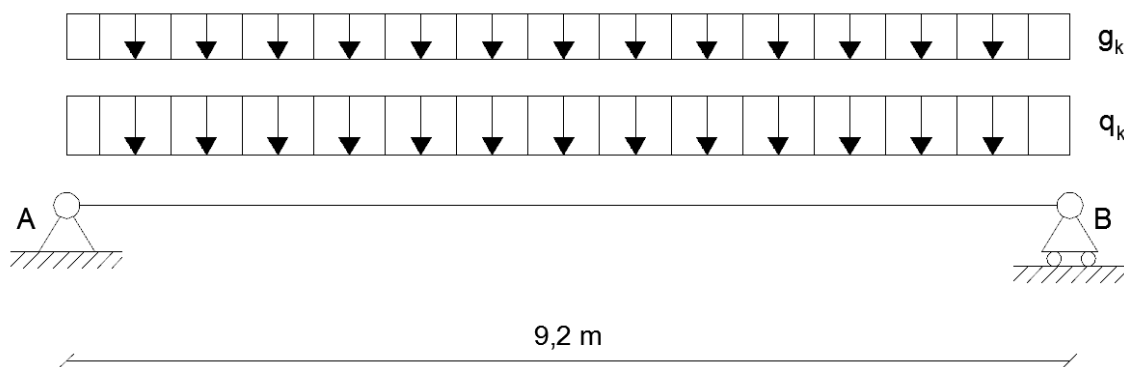
Det regningsmæssige moment bestemmes.

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot q_d \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 13,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1\text{m} \cdot (9,2\text{m})^2 = 144,42 \text{ kNm}$$

Det aflæses af bilag 1, at momentbæreevnen for en huldæk 220 er 213,71kNm > 144,42 kNm.

5.2 Eksempel på dækberegning

I dette eksempel regnes der udelukkende for egen- og nyttelasten på etagedækket. Dækskiven regnes for en simpelt understøttet bjælke med en jævnt fordelt last fra egen- og nyttelast. Til dette eksempel er der valgt dækskive 8 illustreret i nedenstående figur. Beregningerne er inspireret fra *Betonelementbyggeriers Statik*.



Figur 5.3. Statisk system af dækskive 8

5.2.1 Lastdata

Dækskiven påvirkes af en jævnt fordelt last fra egenlast og nyttelast. Den specifikke tyngde for normalbeton inklusiv armering er 25 kN/m³. Det farligste tilfælde er i niveau 0 hvor vi har den største nyttelast. Minimumslasten på dækskiven svarer til egenlasten, mens den maksimale last er både egenlasten- og nytteasten. De karakteristiske laster er hermed.

$$g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,22\text{m} = 5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_k = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Regningsmæssige laster

$$p_{\min,d} = g_k \cdot K_{FI} \cdot \gamma_{Gj,\text{sup}} = 5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,10 \cdot 1,0 = 6,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\max,d} = p_{\min} + \gamma_{Q,\text{sup}} \cdot q_k \cdot K_{FI} = 6,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,5 \cdot 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,10 = 18,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

5.2.2 Beregningsforudsætninger

I det følgende redegøres for de beregningsforudsætninger, der gør sig gældende i de kommende beregninger.

$$\begin{aligned}
 h &= 4000 \text{ mm} \\
 h_{\text{int}} &= d = 0,9 \cdot 4000 \text{ mm} = 3600 \text{ mm} \\
 l &= 9200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Materialeparametre

Sikkerhedsklasse	Normal
Miljøklasse	Passiv
Tolerancetillæg	10 mm

Styrkeparametre

For beton støbt på stedet i styrkeklasse C35 kan den regningsmæssige trykstyrke bestemmes af følgende formel.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma_3} = \frac{35 \text{ MPa}}{1,40 \cdot 1,0} = 25 \text{ MPa}$$

For armeringsklasse C og styrkeklasse B550 kan den regningsmæssige flydespænding bestemmes af følgende.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot \gamma_3} = \frac{550 \text{ MPa}}{1,2 \cdot 1,0} = 458 \text{ MPa}$$

Betons enaksede middeltrækstyrke beregnes med henblik på senere beregning af minimumsarmeringsgraden.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 \cdot (35 \text{ MPa})^{\frac{2}{3}} = 3,21 \text{ MPa}$$

Det regningsmæssige flyde- og brudtøjning er følgende.

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{yd} &= 2,29 \text{ ‰} \\
 \varepsilon_{cu} &= 3,5 \text{ ‰}
 \end{aligned}$$

For at tværsnittet er normalarmeret skal armeringsgraden ligge mellem ω_{min} og ω_{bal} . Dette bestemmes.

$$\omega_{min} = \max \left\{ \begin{aligned} &0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,26 \cdot \frac{3,21 \text{ MPa}}{550 \text{ MPa}} \cdot \frac{458 \text{ MPa}}{25 \text{ MPa}} = 0,028 \\ &0,0013 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,0013 \cdot \frac{458 \text{ MPa}}{25 \text{ MPa}} = 0,024 \end{aligned} \right.$$

$$\omega_{bal} = 0,8 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0,8 \cdot \frac{3,5 \text{ ‰}}{3,5 \text{ ‰} + 2,29 \text{ ‰}} = 0,483$$

For at tværsnittet er normalarmeret skal følgende udtryk være opfyldt $\omega_{min} < \omega < \omega_{bal}$.

Momentfordelingen bestemmes af følgende formel.

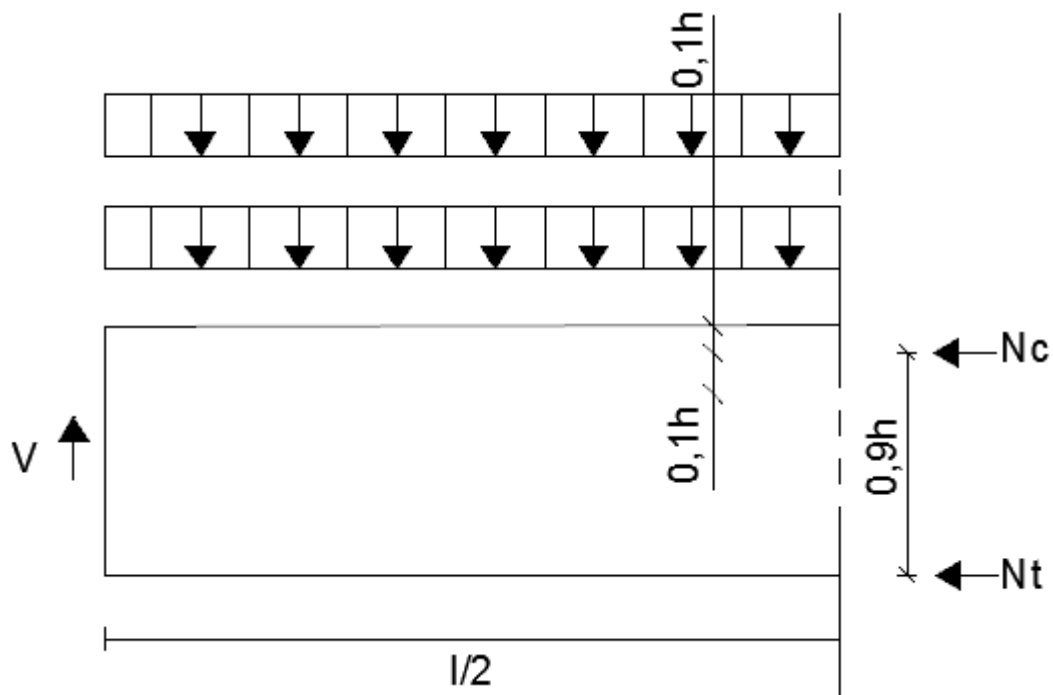
$$M_{\max} = \frac{1}{8} \cdot q_{\max} \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 18,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (9,2\text{m})^2 = 194 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Forskydning bestemmes ved følgende formel.

$$V_{\text{Ed,max}} = \frac{q_{\max} \cdot l}{2} = \frac{18,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 9,2 \text{ m}}{2} = 84,78 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

5.2.3 Optagelse af moment

Der indlægges armering i alle fuger, så der etableres gennemgående trækforbindelser.



Figur 5.4. Momentarm

Trækkræft i facadefugen.

Facadefugen skal kunne optage trækkræft svarende til momentet ved centrum delt med momentarmen i hver af randstringerne.

$$N_c = N_t = \frac{M_{\max}}{h_{\text{int}}} = \frac{194 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}}{3,6\text{m}} = 53,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

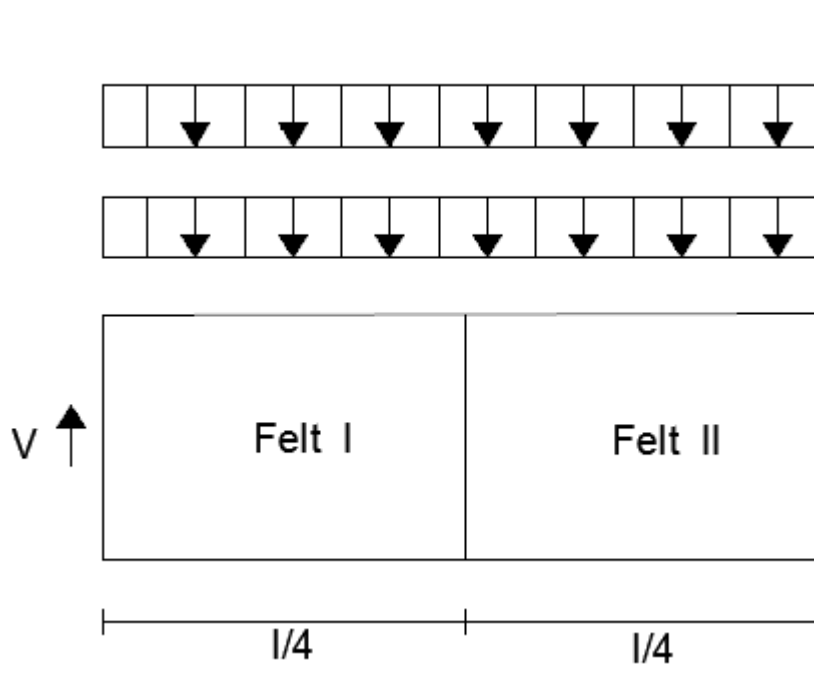
Armeringsareal bestemmes.

$$A_s = \frac{N_c}{f_{\text{yd}}} = \frac{53,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{458 \text{ MPa}} = 117,5 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

I randarmeringen var der benyttet 2 Y 16 med et armeringsareal på $402 \text{ mm}^2 > 117,5 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$.

5.2.4 Optagelse af forskydning

For at kunne bestemme forskydningen i hvert felt, deles dækskiven i 4 lige store dele. Der beregnes kun for 2 felter, da de resterende 2 ville være symmetri.



Figur 5.5. Forskydningsfelter

Forskydningskraften i felt I og II bestemmes fra følgende formel.

$$V_I = V_{Ed,max} = \frac{1}{2} \cdot 18,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 9,2 \text{ m} = 84,78 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{II} = V_{Ed,max} = \frac{1}{4} \cdot 18,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 9,2 \text{ m} = 42,39 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Forskydningen er i dette tilfælde størst i den yderste instans af delt I.

Fugearmeringen i felt I skal kunne optage en trækraft pr. længdeenhed i et snit parallelt med facaden. Efter betonnormen dimensioneres forskydningsarmeringen efter diagonaltrykmetoden. Der anvendes $\cot\theta = 1$.

$$n_{t,1} = \frac{V_I}{h_{int} \cdot \cot\theta} = \frac{q_{max} \cdot l}{h_{int} \cdot 1} = \frac{84,78 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{3,6 \text{ m} \cdot 1} = 23,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

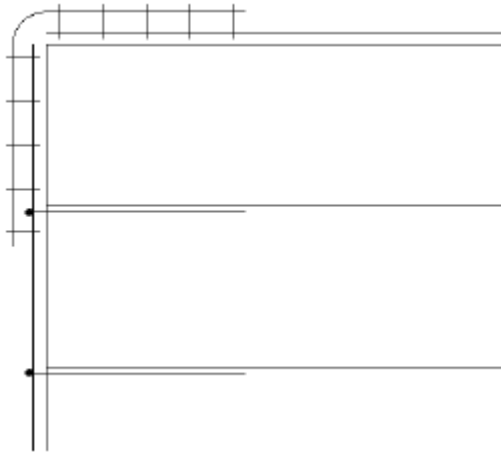
Fugearmeringsarealet pr. dækfuge bestemmes.

$$A_{t,1} = \frac{q_{max} \cdot l \cdot b}{2 \cdot h_{int} \cdot f_{yd}} = \frac{18,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 9,2 \text{ m} \cdot 1,2 \text{ m}}{2 \cdot 3,6 \text{ m} \cdot 458 \text{ MPa}} = 61,70 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Felt II vil kræve halv så meget armering som felt I. Herunder vil hver fuge armeres med minimumsarmering på Y10 svarende til et armeringsareal på $A_{fugearmering} = 79 \text{ mm}^2 > 61,70 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$.

I fugeenderne placeres Y10 bøjler, der omslutter randstringeren og føres 1,5 meter ind i fugen.

$$A_{bøjler} = 157 \text{ mm}^2 > A_t$$



Figur 5.6. Hjørnejern

5.2.5 Randarmering ved gavlen tjekkes

Dæskiven vil også blive påvirket af et sug fra gavlen i den ene side, derfor skal der tillægges en kraft til armeringsarealet.

$$A'_s = \frac{h \cdot q_{\max}}{2 \cdot f_{yd}} = \frac{4,0 \text{ m} \cdot 18,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{2 \cdot 458 \text{ MPa}} = 80,48 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Dette tværsnitsareal der er fundet, tillægges armeringsarealet for den maksimale forskydning.

$$A_s = \frac{V_{Ed, \max}}{f_{yd}} = \frac{84,78 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{458 \text{ MPa}} = 185,1 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A'_s + A_s = 80,48 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} + 185,1 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 265,6 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$265,6 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} < 402 \text{ mm}^2$$

5.2.6 Nedbøjningsundersøgelse

Herunder undersøges dæskivens nedbøjning, for at undgå forringelse af udseendet og anvendeligheden krævet til nedbøjning er følgende.

$$u_{\max} = \frac{l}{500} = \frac{9200 \text{ mm}}{500} = 18,4 \text{ mm}$$

Ved nedbøjningsundersøgelse benyttes de karakteristiske værdier for egen- og nyttelasten.

$$p_k = g_k + q_k = 5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Der regnes for nedbøjningen i kortids- og langtidstilstanden. I langtidstilstanden skønnes det at en syvende del af nyttelasten er udnyttet. Den kvasipermanente last på bjælken bliver følgende.

$$q_1 = g_k + \psi_2 \cdot q_k = 5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,7 \cdot 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 10,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Korttidslasten er defineret som den last, der overskrider den kvasipermanente last.

$$q_0 = p_k - p_1 = 13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - 10,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pladens udbøjning forårsaget af korttidstilstanden bestemmes.

$$u_{max} = \frac{1}{10} \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_c}{E_s \cdot x} \cdot l^2$$

Korttidstilstand

Det maksimale moment bestemmes.

$$M_0 = M_{max} \cdot \frac{p_0}{p_{max,d}} = 194 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \cdot \frac{2,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{18,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 23,68 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Pladens armeringsforhold bestemmes.

For beton C35 under korttidstilstand gælder, at $\alpha = 5,9$ ifl. DS/EN 1992.

$$\alpha \rho = \frac{\alpha \cdot A_s}{b_w \cdot h_{in}} = \frac{5,9 \cdot 402 \text{mm}^2}{220 \text{mm} \cdot 3600 \text{mm}} = 0,0029$$

$$\beta = \alpha \rho \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha \rho}} - 1 \right) = 0,0029 \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{0,0029}} - 1 \right) = 0,076$$

$$\varphi_b = \frac{1}{6} \cdot \beta \cdot (3 - \beta) = \frac{1}{6} \cdot 0,076 \cdot (3 - 0,076) = 0,037$$

Nu bestemmes de maksimale betonspændinger.

$$\sigma_c = \frac{M_{max}}{\varphi_b \cdot b_w \cdot (h_{int})^2} = \frac{194 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}}{0,037 \cdot 220 \text{mm} \cdot (3600 \text{mm})^2} = 0,90 \text{ MPa}$$

$$x = \beta \cdot h_{int} = 0,076 \cdot 3600 \text{mm} = 273,6 \text{ mm}$$

Den maksimale udbøjning forårsaget af korttidspåvirkningen bestemmes fra forrige formel.

$$u_{max} = \frac{1}{10} \cdot 5,9 \cdot \frac{0,90 \text{ MPa}}{2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 273,6 \text{mm}} \cdot (9,2 \text{m})^2 = 0,82 \text{mm} < 18,4 \text{mm}$$

Langtidstilstand

Det maksimale moment i langtidstilstanden beregnes.

$$M_{\infty} = M_{\max} \cdot \frac{q_1}{p_{\max,d}} = 194 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \cdot \frac{10,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{18,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 113,16 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Pladens armeringsforhold bestemmes.

For beton C35 under langtidstilstanden gælder, at $\alpha = 27$ ifl. DS/EN 1992.

$$\alpha\rho = \frac{\alpha \cdot A_s}{b_w \cdot h_{in}} = \frac{27 \cdot 402 \text{mm}^2}{220 \text{mm} \cdot 3600 \text{mm}} = 0,014$$

$$\beta = \alpha\rho \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha\rho}} - 1 \right) = 0,014 \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{0,014}} - 1 \right) = 0,17$$

$$\varphi_b = \frac{1}{6} \cdot \beta \cdot (3 - \beta) = \frac{1}{6} \cdot 0,17 \cdot (3 - 0,17) = 0,080$$

Nu bestemmes de maksimale betonspændinger.

$$\sigma_c = \frac{M_{\max}}{\varphi_b \cdot b_w \cdot (h_{int})^2} = \frac{113,16 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}}{0,080 \cdot 220 \text{mm} \cdot (3600 \text{mm})^2} = 0,50 \text{ MPa}$$

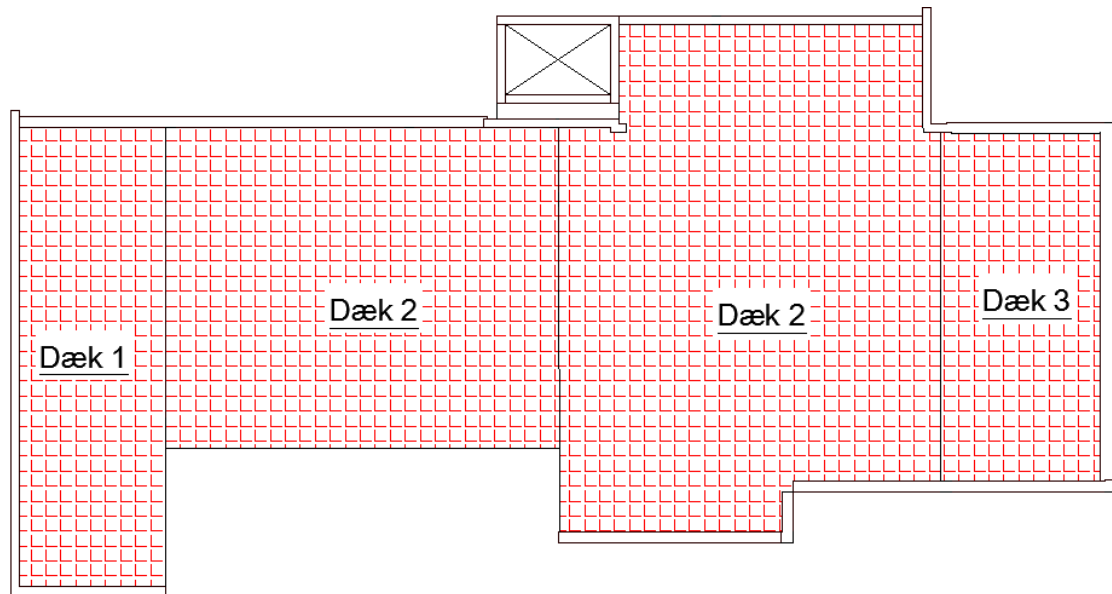
$$x = \beta \cdot h_{int} = 0,17 \cdot 3600 \text{mm} = 612 \text{ mm}$$

Den maksimale udbøjning forårsaget af korttidspåvirkningen bestemmes fra forrige formel.

$$u_{\max} = \frac{1}{10} \cdot 27 \cdot \frac{0,50 \text{ MPa}}{2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 612 \text{mm}} \cdot (9,2 \text{m})^2 = 0,93 \text{mm} < 18,4 \text{mm}$$

6. Dimensionering af tagdæk

I følgende afsnit regnes tagdækket som 4 dækskiver, hvor de yderste dækskiver betragtes som simpelt understøttet bjælke, mens de inderste dækskiver betragtes som indspændt bjælke. Dækelementets evne til at videreføre egen- snelast samt vindlast eftervises. De følgende dækskiver er illustreret i nedenstående figur.



Figur 6.1. Opdeling af dækskiver i tagdækket

6.1 Eftervisning af huldæksbæreevne

I dette afsnit eftervises der, om huldækkene kan optage belastningen fra snelasten, egenlaste og vindlasten. I dette sammenhæng vælges der huldæk fra Spæncom af typen 220mm.

Der kigges på bærelinje BL1Y og BL2Y svarende til dæk 1.

$$l = 11000 \text{ mm}$$

$$g_k = 0,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$s_k = 0,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_k = 1,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

	Lastkombination	Last
Egenlast	g_k	$0,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Vindlast	w_k	$1,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Snelast	s_k	$0,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
	$\psi_2 = 0,0$	$2,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Langtidslast	$p_\infty = g_k + \psi_2 \cdot w_k + \psi_2 \cdot s_k$	$0,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Karakteristisk last	$p_k = g_k + w_k + s_k$	$2,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Regningsmæssiglast	$q_d = \gamma_{G,\text{sup}} \cdot g_k \cdot K_{\text{FI}} + \gamma_{w_k} \cdot w_k \cdot K_{\text{FI}} + \gamma_{s_k} \cdot s_k \cdot K_{\text{FI}}$	$4,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Tabel 6.2. Eftervisning af huldæk 220

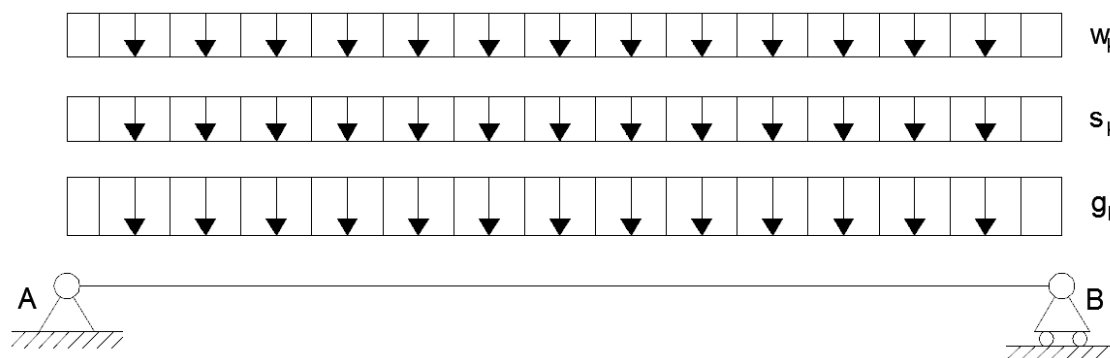
Ifølge producenten Spæncom, skal følgende kriterier være opfyldt for at eftervise huldækket i tagdækket.

1. Den regningsmæssige bæreevne skal være $< q_{\text{ud}}$
2. Den karakteristiske last skal være $< q_{\text{rev}}$
3. Langtidslasten skal være $< q_{\text{bal}}$

Fra bilag 1, kan vi se at dette opfylder kriterierne dermed er huldæk 220 eftervist.

6.2 Eksempel på tagdæk beregning

I dette eksempel regnes der udelukkende for egen- snelast og vindlast på tagdækket. Der regnes for dækskive 1 for en simpelt understøttet bjælke med en jævnt fordelt last egen-sne og vindlast. Det statiske system er illustreret i nedenstående.



Figur 6.3. Det statiske system for dækskive 1 i tagdækket

6.2.1 Lastdata

Dækskiven påvirkes af en jævnt fordelt last fra egenlast og nyttelast. Den specifikke tyngde for normalbeton inklusiv armering er 25 kN/m^3 . Minimumslasten på tagdækket svarer til egenlasten, mens den maksimale last er både egenlasten, snelasten samt vindlasten. De karakteristiske laster er hermed.

$$g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,22\text{m} = 5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$s_k = 0,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_k = 1,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Regningsmæssige laster

$$p_{\min,d} = g_k \cdot K_{FI} \cdot \gamma_{G,\text{sup}} = 5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,10 \cdot 1,0 = 6,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\max,d} = p_{\min} + \gamma_{S,\text{sup}} \cdot s_k \cdot K_{FI} + \gamma_{W,\text{sup}} \cdot w_k \cdot K_{FI}$$

$$p_{\max,d} = 6,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,5 \cdot 0,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,10 + 1,5 \cdot 1,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,10 = 10,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

6.2.2 Beregningsforudsætninger

I det følgende redegøres for de beregningsforudsætninger, der gør sig gældende i de kommende beregninger.

$$h = 3400 \text{ mm}$$

$$h_{\text{int}} = d = 0,9 \cdot 3400 \text{ mm} = 3060 \text{ mm}$$

$$l = 11000 \text{ mm}$$

Materialeparametre

Sikkerhedsklasse	Normal
Miljøklasse	Passiv
Tolerancetillæg	10 mm

Styrkeparametre

For beton støbt på stedet i styrkeklasse C35 kan den regningsmæssige trykstyrke bestemmes af følgende formel.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma_3} = \frac{35 \text{ MPa}}{1,40 \cdot 1,0} = 25 \text{ MPa}$$

For armeringsklasse C og styrkeklasse B550 kan den regningsmæssige flydespænding bestemmes af følgende.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot \gamma_3} = \frac{550 \text{ MPa}}{1,2 \cdot 1,0} = 458 \text{ MPa}$$

Betons enaksede middeltrækstyrke beregnes med henblik på senere beregning af minimumsarmeringsgraden.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 \cdot (35 \text{ MPa})^{\frac{2}{3}} = 3,21 \text{ MPa}$$

Det regningsmæssige flyde- og brudtøjning er følgende.

$$\varepsilon_{yd} = 2,29 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$$

For at tværsnittet er normalarmeret skal armeringsgraden ligge mellem ω_{min} og ω_{bal} . Dette bestemmes.

$$\omega_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,26 \cdot \frac{3,21 \text{ MPa}}{550 \text{ MPa}} \cdot \frac{458 \text{ MPa}}{25 \text{ MPa}} = 0,028 \\ 0,0013 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,0013 \cdot \frac{458 \text{ MPa}}{25 \text{ MPa}} = 0,024 \end{array} \right.$$

$$\omega_{bal} = 0,8 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0,8 \cdot \frac{3,5 \text{ ‰}}{3,5 \text{ ‰} + 2,29 \text{ ‰}} = 0,483$$

For at tværsnittet er normalarmeret skal følgende udtryk være opfyldt $\omega_{min} < \omega < \omega_{bal}$.

Momentfordelingen bestemmes af følgende formel.

$$M_{max} = \frac{1}{8} \cdot q_{max} \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 10,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (11 \text{ m})^2 = 156,70 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Forskydning bestemmes ved følgende formel.

$$V_{Ed,max} = \frac{q_{max} \cdot l}{2} = \frac{10,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 11 \text{ m}}{2} = 56,98 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

6.2.3 Nedbøjningsundersøgelse

Herunder undersøges dækskivens nedbøjning, for at undgå forringelse af udseendet og anvendeligheden krævet til nedbøjning er følgende.

$$u_{max} = \frac{l}{500} = \frac{11000 \text{ mm}}{500} = 22 \text{ mm}$$

Ved nedbøjningsundersøgelse benyttes de karakteristiske værdier for egen- og nyttelasten.

$$p_k = g_k + s_k + w_k = 5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 8,11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Der regnes for nedbøjningen i kortidstilstanden. Korttidslasten er defineret som den last, der overskrider den kvasipermanente last.

$$q_0 = p_k - p_1 = 8,11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - 0 = 8,11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pladens udbøjning forårsaget af kortidstilstanden bestemmes.

$$u_{max} = \frac{1}{10} \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_c}{E_s \cdot x} \cdot l^2$$

Korttidstilstand

Det maksimale moment bestemmes.

$$M_0 = M_{max} \cdot \frac{p_0}{p_{max,d}} = 156,70 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \cdot \frac{8,11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{10,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 122,67 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Pladens armeringsforhold bestemmes.

For beton C35 under korttidstilstand gælder, at $\alpha = 5,9$ ifl. DS/EN 1992.

$$\alpha \rho = \frac{\alpha \cdot A_s}{b_w \cdot h_{in}} = \frac{5,9 \cdot 402 \text{mm}^2}{220 \text{mm} \cdot 3060 \text{mm}} = 0,0035$$

$$\beta = \alpha \rho \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha \rho}} - 1 \right) = 0,0035 \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{0,0035}} - 1 \right) = 0,084$$

$$\varphi_b = \frac{1}{6} \cdot \beta \cdot (3 - \beta) = \frac{1}{6} \cdot 0,084 \cdot (3 - 0,084) = 0,041$$

Nu bestemmes de maksimale betonspændinger.

$$\sigma_c = \frac{M_{max}}{\varphi_b \cdot b_w \cdot (h_{int})^2} = \frac{156,70 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}}{0,041 \cdot 220 \text{mm} \cdot (3060 \text{mm})^2} = 1,85 \text{ MPa}$$

$$x = \beta \cdot h_{int} = 0,084 \cdot 3060 \text{mm} = 257,04 \text{ mm}$$

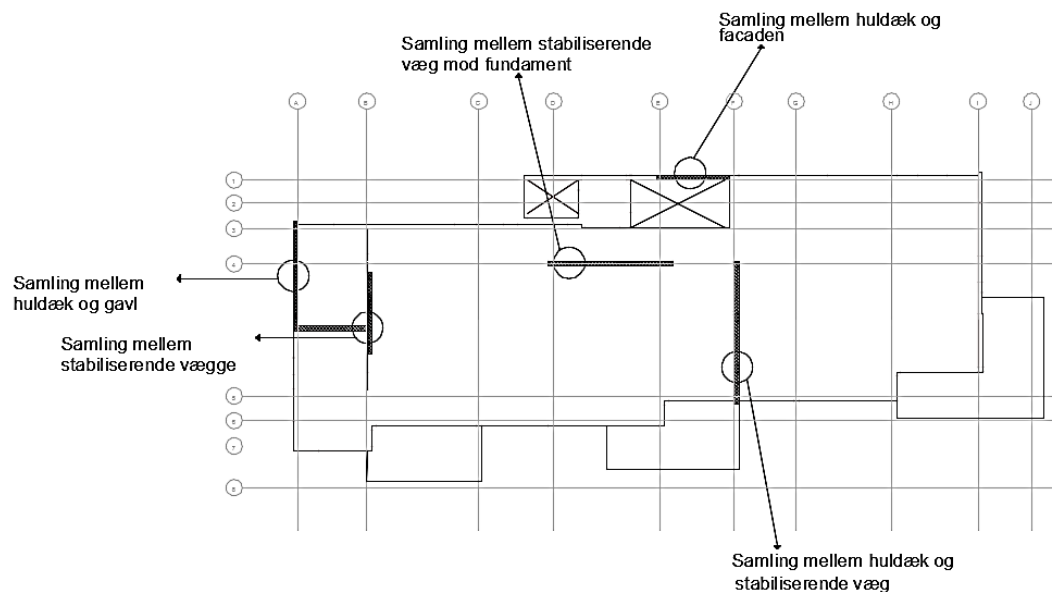
Den maksimale udbøjning forårsaget af korttidspåvirkningen bestemmes fra forrige formel.

$$u_{max} = \frac{1}{10} \cdot 5,9 \cdot \frac{1,85 \text{ MPa}}{2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 257,04 \text{mm}} \cdot (11 \text{m})^2 = 2,57 \text{mm} < 22 \text{mm}$$

7. Samlinger

I denne afsnit eftervises det, at bygningens samlinger kan overføre kræfterne der er mellem de enkelte konstruktionsdele. Projektet Trianglen består af flere forskellige samlinger, men der er valgt for dette byggeri at tage udgangspunkt i 5 detaljer som er følgende.

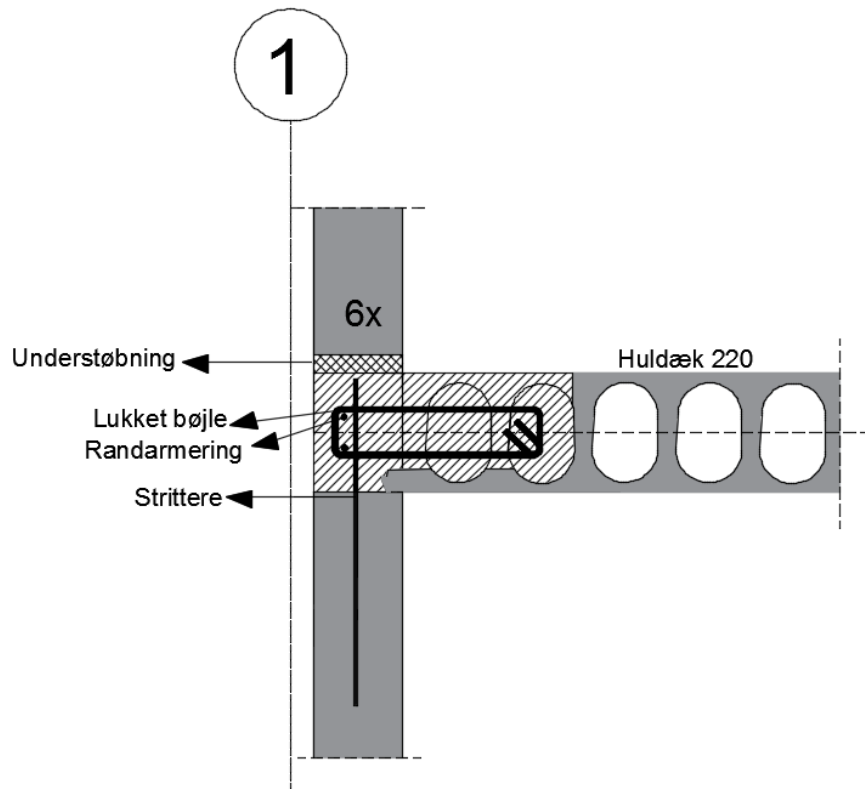
- Samling mellem huldæk og facaden
- Samling mellem huldæk og gavl
- Samling mellem stabiliserende vægge
- Samling mellem huldæk og stabiliserende væg
- Samling mellem stabiliserende væg mod fundament



Figur 7.1. Placering af samlinger i byggeriet

7.1 Samling mellem dæk og facade

I denne afsnit dimensioneres samlingen mellem huldæksselement og facaden der er beliggende i østsiden i modullinje 1, se nedenstående figur. Samlingen skal kunne optage trækraft der medføres af vindsuget på facaden. Samtidig skal den også optage den vandrette reaktion der rammer den stabiliserende væg. Udover dette skal kravet til robusthed være overholdt, for vandrette trækforbindelser er 30 kN/m.



Figur 7.2. Samling mellem huldæk og facaden

7.1.1 Dimensionsgivende last

Ved sug på facaden vil der opstå trækraft i bøjlen. Vindlasten bestemmes i projektgrundlaget afsnit 7.5.7., hvor den største vindsug forekommer i zone A.

$$w_d = K_{FI} \cdot \gamma_Q \cdot (Q_{vindsug} + Q_{vind,indvendigt}) \cdot h$$

$$w_d = 1,1 \cdot 1,5 \cdot \left(1,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 5,5\text{m} = 19,87 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kravet til robusthed er herunder den dimensionsgivende på 30 kN/m for træk. Trækraften svarende til robusthedskravet bestemmes ud fra væggen 6x længde.

$$F_{tie} = f_{tie, fac} \cdot l_{væg, 6x} = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 3,38 \text{ m} = 101,4 \text{ kN}$$

Vandret last på facaden

Det er bestemt i *afsnit 2.7.2*, at når en byggeri påvirkes af en vandret last på langs af bygningen, så vil dækket ved skivevirkning overføre en kraft til den stabiliserende væg herunder væg 6x. Reaktionen i den stabiliserende væg er følgende.

$$R_{6x} = 137,01 \text{ kN}$$

Denne reaktion er den dimensionsgivende for forskydning.

7.1.2 Eftervisning af strittere

I de kommende beregninger bestemmes bæreevnen i hver stritter, hvor det så er muligt at bestemme antal af strittere, samt forankringslængden. Ved anvendelse af strittere benyttes følgende parametre.

- Y8 kamstål
- $A_{\text{armeringsareal}} = 50 \text{ mm}^2$
- $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$
- $f_{yd} = 458 \text{ MPa}$

Forskydningsbæreevne

Forskydningsbæreevnen for hver stritter bestemmes af DS/EN 1993-1-1 og er udtrykt ved følgende formel.

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} \quad (7.1)$$

Partialkoefficienten er følgende.

$$\gamma_{M0} = 1,1 \cdot \gamma_3$$

γ_3 er 1,0 for bygninger i normalkontrolklasse. En stritters bæreevne bliver følgende.

$$V_{c,Rd} = \frac{50 \text{ mm}^2 \cdot \frac{458 \text{ MPa}}{\sqrt{3}}}{1,1 \cdot 1,0} = 12,02 \text{ kN}$$

Bestemmelse af antal stritter

Herunder kan det nødvendige antal stritter beregnes.

$$n_{\text{antal, stritter}} = \frac{R_{6x}}{V_{c,Rd}} = \frac{137,01 \text{ kN}}{12,02 \text{ kN}} = 11,4 \quad (7.2)$$

Der skal herunder som minimum bruges 11 stritter i væggen 6x. Afstanden mellem disse strittere bestemmes af følgende.

$$\text{Stritter}_{\text{afstand}} = \frac{l_{6x}}{n_{\text{antal, stritter}}} = \frac{3,38 \text{ m}}{11} = 0,31 \text{ m} \quad (7.3)$$

Stritterne indstøbes med en afstand på 310 mm.

7.1.3 Forankring af stritter

Forankringslængden af stritterne bestemmes. Forankringslængden afhænger af betonkvaliteten og armerings karakteristiske flydespænding. For beton C35 og $f_{yk} = 550$ MPa bliver forankringslængden følgende ifl. Teknisk ståbi tabel 5.8.

$$\frac{l_b}{\varnothing} = 39 \rightarrow l_b = 39 \cdot \varnothing = 39 \cdot 8\text{mm} = 312\text{mm}$$

Forankringslængden bliver hermed 312 mm i facaden.

7.1.4 Eftervisning af udsparring

Facaden skal holdes fast af armering, når der opstår vindsug. Armeringen vælges herunder til Y16 lukket bøjler med et armeringsareal på $A_s = 402$ mm². Bøjlernes trækbæreevne bestemmes ud fra DS/EN 1993-1-1 til følgende.

$$N_{t,Rd} = f_{yd} \cdot A_s = 458 \text{ MPa} \cdot 402 \text{ mm}^2 = 184,1 \text{ kN} \quad (7.4)$$

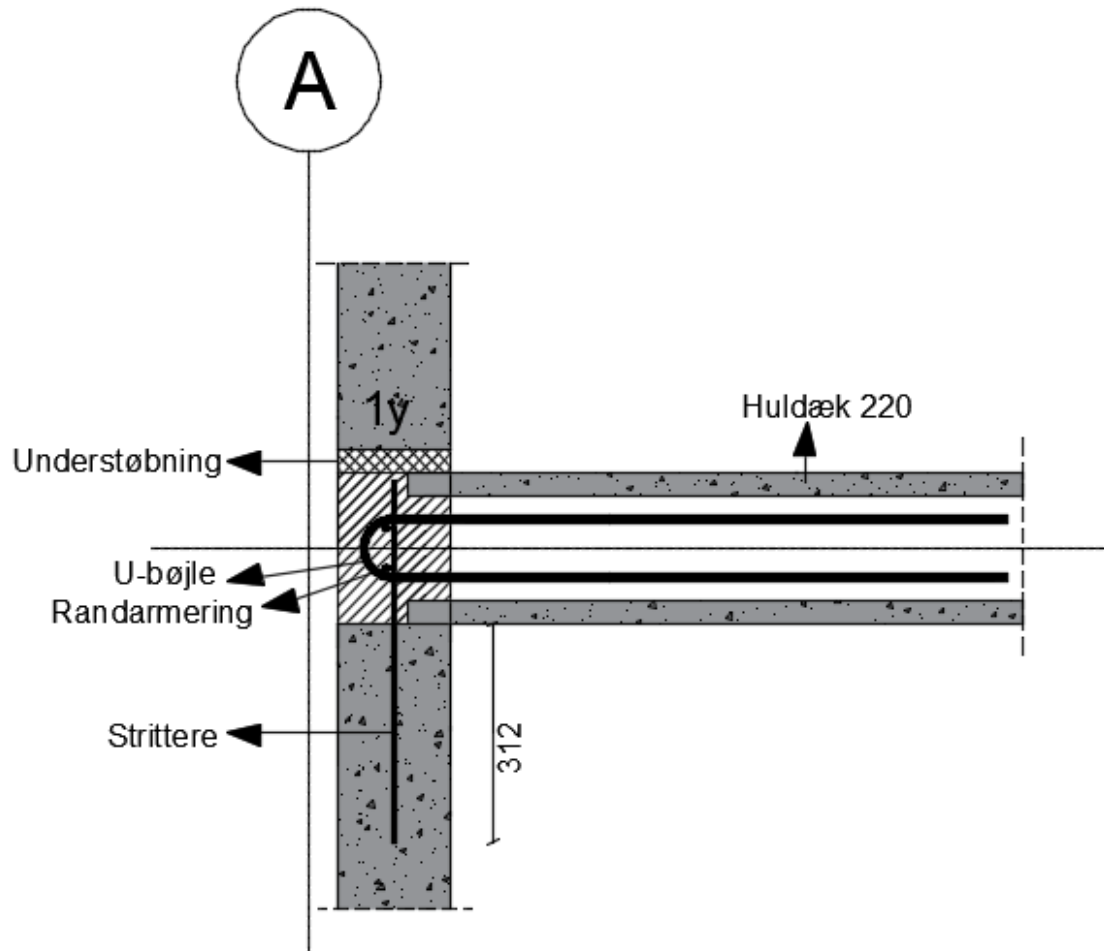
En udsparring kan optage en kraft på 184,1 kN. Herunder kan antal bøjler bestemmes.

$$n_{\text{antal,bøjler}} = \frac{F_{\text{tie}}}{N_{t,Rd}} = \frac{101,4 \text{ kN}}{184,1 \text{ kN}} = 1,0 \quad (7.5)$$

Der skal bruges 1 bøjle i væggen.

7.2 Samling mellem dæk og gavl

I denne afsnit dimensioneres samlingen mellem huldækselement og gavlen der er beliggende i sydsiden i modullinje I, se nedenstående figur. Samlingen skal kunne optage trækraft der medføres af vindsuget på gavlen. Samtidig skal den også optage den vandrette reaktion der rammer den stabiliserende væg. Udover dette skal kravet til robusthed være overholdt, for vandrette trækforbindelser er 30 kN/m.



Figur 7.3. Samling mellem huldæk og gavl

7.2.1 Dimensionsgivende last

Ved sug på gavlen vil der opstå trækraft i bøjlen. Vindlasten bestemmes i projektgrundlaget afsnit 7.5.7., hvor den største vindsug forekommer i zone A.

$$w_d = K_{FI} \cdot \gamma_Q \cdot (Q_{\text{vindsug}} + Q_{\text{vind, indvendigt}}) \cdot h$$

$$w_d = 1,1 \cdot 1,5 \cdot \left(1,51 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 5,5\text{m} = 15,97 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kravet til robusthed er herunder den dimensionsgivende på 30 kN/m for træk. Trækraften svarende til robusthedskravet bestemmes ud fra væggen 1y længde.

$$F_{tie} = f_{tie, fac} \cdot l_{væg, 1y} = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 5 \text{ m} = 150 \text{ kN}$$

Kravet til robusthed er herunder den dimensionsgivende.

Vandret last på facaden

Reaktionen i den stabiliserende væg 1y er følgende.

$$R_{1y} = 439,34 \text{ kN}$$

Denne reaktion er den dimensionsgivende for forskydning.

7.2.2 Eftervisning af strittere

I de kommende beregninger bestemmes bæreevnen i hver stritter, hvor det så er muligt at bestemme antal af strittere, samt forankringslængden. Ved anvendelse af strittere benyttes følgende parametre.

- Y8 kamstål
- $A_{armeringsareal} = 50 \text{ mm}^2$
- $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$
- $f_{yd} = 458 \text{ MPa}$

Forskydningsbæreevne

Forskydningsbæreevnen bestemmes af formelen (7.1). Hvor en stritters bæreevne bliver følgende.

$$V_{c, Rd} = \frac{50 \text{ mm}^2 \cdot \frac{458 \text{ MPa}}{\sqrt{3}}}{1,1 \cdot 1,0} = 12,02 \text{ kN}$$

Bestemmelse af antal stritter

Herunder kan det nødvendige antal stritter beregnes af formel (7.2).

$$n_{\text{antal, stritter}} = \frac{439,34 \text{ kN}}{12,02 \text{ kN}} = 36,5$$

Der skal herunder som minimum bruges 36 stritter i væggen 1y. Afstanden mellem disse strittere bestemmes af formel (7.3)

$$\text{Stritter}_{\text{afstand}} = \frac{5 \text{ m}}{36,5} = 0,14 \text{ m}$$

Stritterne indstøbes med en afstand på 140mm.

7.2.3 Forankring af stritter

Forankringslængden af stritterne bestemmes. For beton C35 og $f_{yk} = 550$ MPa.

$$\frac{l_b}{\varnothing} = 39 \rightarrow l_b = 39 \cdot \varnothing = 39 \cdot 8 \text{ mm} = 312 \text{ mm}$$

Forankringslængden bliver hermed 312 mm i gavlen.

7.2.4 Eftervisning af udsparring

Gavlen skal holdes fast af armering, når der opstår vindsug. Bøjlernes træk bæreevne bliver følgende. Formel (7.5).

$$N_{t,Rd} = 458 \text{ MPa} \cdot 402 \text{ mm}^2 = 184,1 \text{ kN}$$

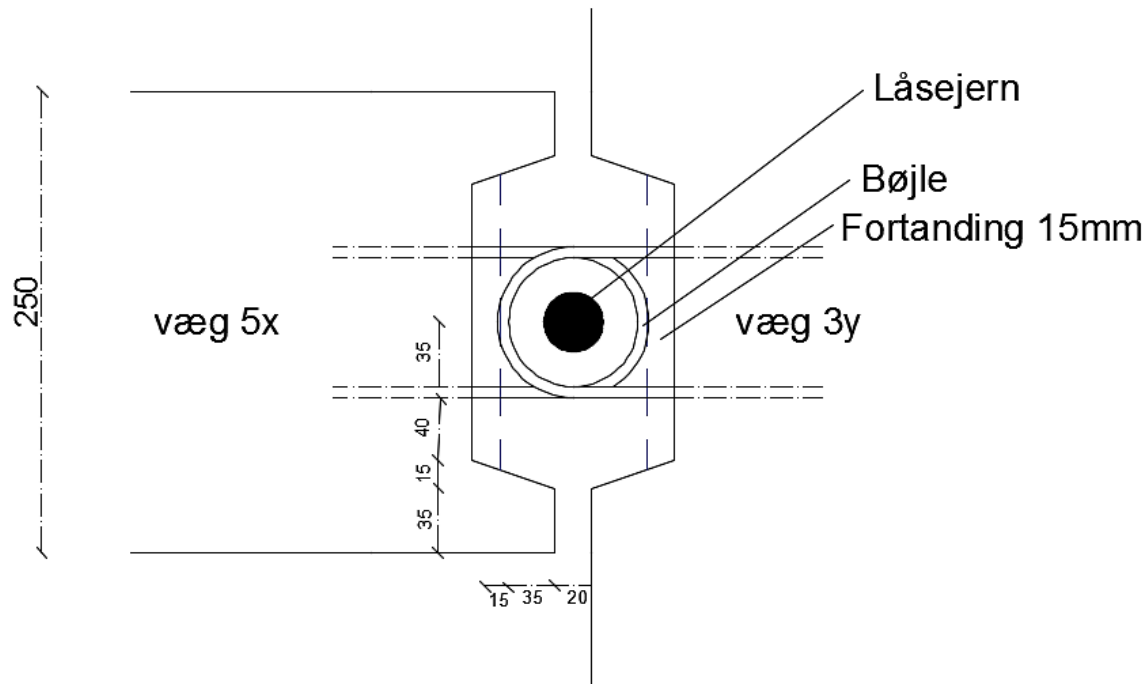
En bøjle kan optage en kraft på 184,1 kN. Herunder bestemmes træk bæreevnen.

$$\frac{184,1 \text{ kN}}{1,2 \text{ m}} = 153,42$$

Træk bæreevnen er OK.

7.3 Samling mellem stabiliserende vægge

I denne afsnit vil samling mellem to stabiliserende vægge blive eftervist. Herunder er der tale om samlingen mellem vægge 5x og 3y. Disse vægge er dimensioneret så de kan optage de kræfter de bliver udsat for. Denne største last mellem disse vægge er 129,83 kN. Denne last skal optages af låsene. I nedenstående figur kan ses figur af samlingen.



Figur 7.4. Samling mellem væggene 5x og 3y

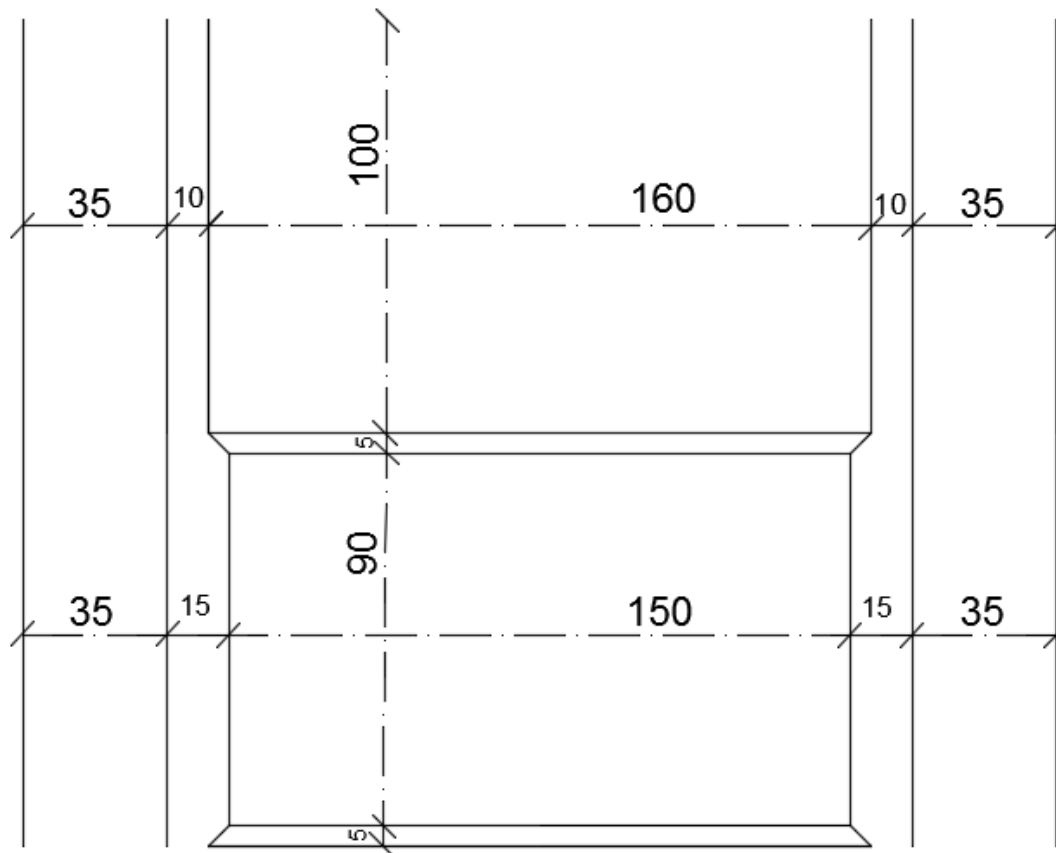
Ifølge illustrationen etableres der bøjler i begge vægge. Igennem bøjlerne etableres der et låsejern, der har til formål at holde væggene sammen. Ifølge figuren er støbeskellet udformet med fortændinger.

7.3.1 Fortanding

Ifølge Eurocode DS/EN 1992-1-1 skal følgende kriterier være gældende for en fortandet støbeskel. I nedenstående bestemmes om fugen kan regnes fortandet.

$$d \geq 5\text{mm}$$

$$\beta \leq 30^\circ$$



Figur 7.5. Tværsnit af støbeskel med angivne mål

Af ovenstående figur ses det at.

$$d = 10\text{mm} \geq 5\text{mm}$$

$$\beta = \arctan\left(\frac{5}{15\text{mm}}\right) = 18,43^\circ \geq 30^\circ$$

Da kravene er opfyldt kan støbeskellet regnes fortdanet.

7.3.2 Beregnings forudsætninger

I følgende afsnit afsættes de beregningsforudsætninger der er gældende for beregningerne.

Materialeparametre

- Vægelement C35
- Mørtelfugen $f_{ck} = C30$

Styrkeparametre

Armereret beton støbt på stedet, trykstyrke gælder følgende for en C30.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma_3} = \frac{30 \text{ MPa}}{1,45 \cdot 1,0} = 20,69 \text{ MPa}$$

Armeret beton støbt på stedet, trækstyrke gælder følgende for C30.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 \cdot (30 \text{ MPa})^{\frac{2}{3}} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctm}}{\gamma_c \cdot \gamma_3} = \frac{2,90 \text{ MPa}}{1,7 \cdot 1,0} = 1,71 \text{ MPa}$$

Armering bestemmes af følgende formel. Armerings styrkeklasse B550.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot \gamma_3} = \frac{550 \text{ MPa}}{1,2 \cdot 1,0} = 458 \text{ MPa}$$

7.3.3 Eftervisning af samling

Låsejern

Låsejernet dimensioneret og det nødvendige armeringsareal bestemmes.

$$A_{nød} = \frac{V_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{129,83 \cdot 10^3 \text{ N}}{458 \text{ MPa}} = 283,47 \text{ mm}^2$$

Ud fra det nødvendige armeringsareal vælges låsejernet til 1Y20 der har et armeringsareal på 314mm².

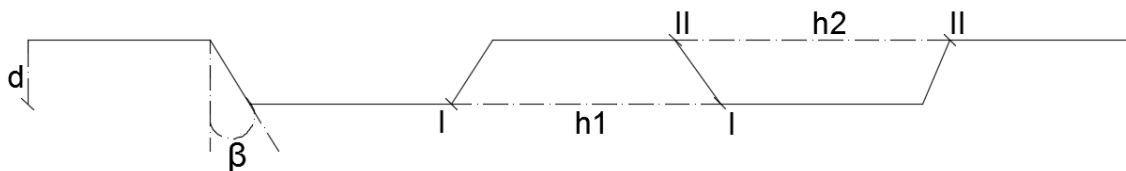
Bøjler

Bøjlerne sættes med en afstand på 600mm dette svarer til at der bliver bøjler i hver 3. fortanding. Ud fra dette vælges der 6 bøjler svarende til Y6 i hver væg. Bøjlernes Armeringsarealet bliver følgende.

$$A_s = \frac{d^2}{4} \cdot \pi \cdot 2 \cdot \text{antal bøjler} = \frac{(6\text{mm})^2}{4} \cdot \pi \cdot 2 \cdot 12 = 678,59 \text{ mm}^2$$

7.3.4 Beregning af støbeskellet

Det er tidligere beregnet at støbeskellet kan beregnes fortandet, da den opfylder de fornødne krav til dette. Ifølge Eurocode DS/EN 1992-1-1, skal der i støbeskellet kun beregnes arealet af fortandingen, da det er dette areal der brydes i tilfælde af brud. Støbeskellet areal er defineret i nedenstående figur.



Figur 7.6. Fortanding i støbeskel

Ifølge figuren er tandarealet defineret af 2 tværsnitsareal. Understøbeskellet tværsnit I-I og over støbeskellet tværsnit II-II. Kravet til tværsnits længden er $l \leq 10d$.

Bestemmelse af længderne.

$$h_1 = 90 \text{ mm} + 5 \text{ mm} + 5 \text{ mm} = 100 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm}$$

$$h_1 = 100\text{mm} + 5\text{mm} + 5\text{mm} = 110\text{mm} \leq 150\text{mm}$$

For en fortandet støbeskel gælder følgende parametre iflg. DS/EN 1992-1-1.

$$c = 0,50 \text{ (kohæsionen)}$$

$$\mu = 0,90 \text{ (friktionskoefficient)}$$

Den regningsmæssige forskydningsbæreevne er følgende.

$$\tau_{Rd} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot (\rho \cdot f_{yd} + \sigma_n) \leq \frac{1}{2} \cdot v_v \cdot f_{cd} \quad (7.6)$$

Armeringsforholdet bestemmes af følgende.

$$\rho = \frac{A_s}{A_f} \quad (7.7)$$

Støbeskellets areal bestemmes af følgende.

$$A_f = \eta_k \cdot h \cdot t \quad (7.8)$$

hvor

$$\eta_k = 0,25 \text{ (fortandingsgrad)}$$

$$h = 5,5\text{m} \text{ (højden)}$$

$$t = 250\text{mm} \text{ (tykkelsen)}$$

Nu kan armeringsforholdet bestemmes af formel (7.8), hvor $A_s = 678,59\text{mm}^2$.

$$\rho = \frac{678,59\text{mm}^2}{0,25 \cdot 5500\text{m} \cdot 250\text{mm}} = 0,00197$$

Derefter beregnes effektivitetsfaktoren ifl. DS/EN 1992-1-1 DK NA-2013. For C30.

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0,7 - \frac{30\text{MPa}}{200} = 0,55$$

Den øvre grænse er følgende.

$$\tau_{Rdi,max} = \frac{1}{2} \cdot 0,55 \cdot 20,69 \text{ MPa} = 5,69\text{MPa}$$

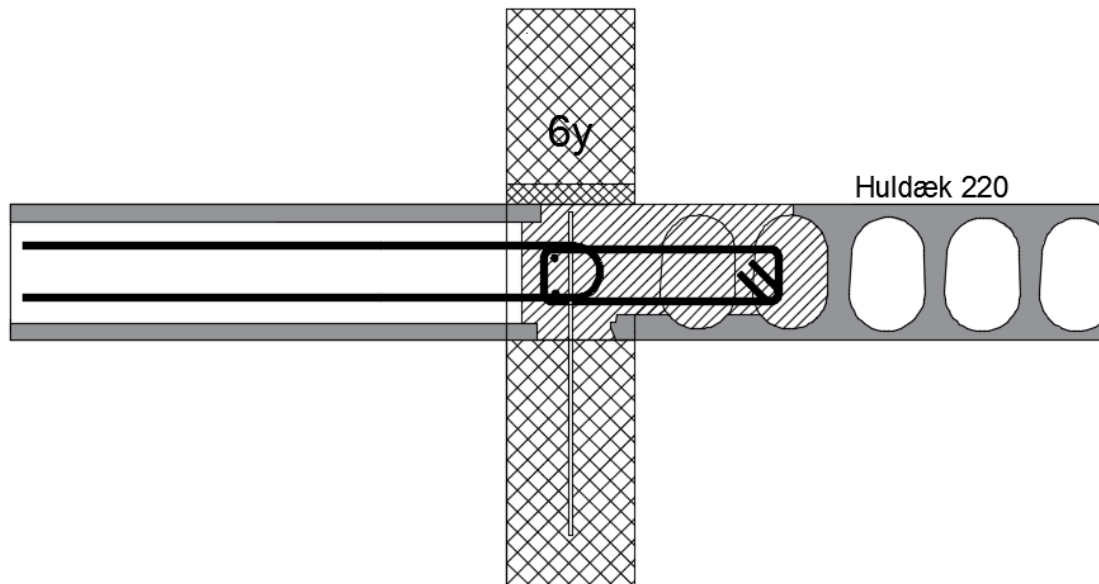
Nu bestemmes forskydningsbæreevnen fra formel (7.7).

$$\tau_{Rd} = 0,50 \cdot 1,18 \text{ MPa} + 0,9 \cdot (0,00197 \cdot 458 \text{ MPa}) = 1,40 \text{ MPa}$$

Da $\tau_{Rd} \leq \tau_{Rdi,max}$ er τ_{Rd} den regningsmæssige bæreevne for denne samling.

7.4 Samling mellem huldæk og stabiliserende væg

I denne samling vil dækskiven aflevere den vandrette kraft til den stabiliserende væg. Det er denne forskydningskraft samlingen skal kunne optage. Samtidig skal kravet til robusthed være overholdt.



Figur 7.7. Samling mellem huldæk og stabiliserende væg

Forskydningskraften som samlingen skal kunne optage er hermed reaktionen fra den stabiliserende væg *6y afsnit 2.7.2*.

$$6y = 461,2 \text{ kN}$$

Væggens længde er 6,60 m derfor bestemmes linjelasten på væggen $6y$.

$$6y = \frac{461,2 \text{ kN}}{6,60 \text{ m}} = 69,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Bøjlerne skal dermed eftervises for trækraften svarende til robusthedskravet som er på 30 kN/m.

$$F_{\text{tie}} = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6,60 \text{ m} = 198 \text{ kN}$$

7.4.1 Eftervisning af stritter

En stritter bestående af kamstål Y8 kan optage en kraft på 12,03 kN, som udregnet tidligere. Herunder kan bestemmes hvor mange stritter der skal anvendes i væggen.

$$n_{\text{antalstritter}} = \frac{461,2 \text{ kN}}{12,03 \text{ kN}} = 38,34$$

Der skal som minimum benyttes 38 stritter i væggen 6y. Afstanden mellem disse strittere bestemmes.

$$n_{\text{afstand}} = \frac{6,60\text{m}}{38} = 0,174\text{m}$$

Stritterne indstøbes med en afstand på 174 mm.

7.4.2 Forankring af stritter

Forankringslængden af stritterne bestemmes. For beton C35 og $f_{yk} = 550$ MPa. Den bliver det samme som afsnit 7.2.3.

$$l_b = 312\text{mm}$$

7.4.3 Hammerhoveder

Som tidligere nævnt benyttes Y25 som fugearmering med et armeringsareal på 491mm^2 . Trækkræftbæreevnen bliver bestemt af formel 7.5.

$$N_{t,Rd} = 458 \text{ MPa} \cdot 491 \text{ mm}^2 = 224,88 \text{ kN}$$

En bøjle kan optage følgende kraft. Antal bøjler bestemmes

$$n_{\text{antal,bøjler}} = \frac{F_{\text{tie}}}{N_{t,Rd}} = \frac{198 \text{ kN}}{224,88 \text{ kN}} = 0,9$$

Dette svarer til at der placeres 1 bøjle i hvert støbeskel, kan bøjlerne optage følgende kraft.

$$\frac{224,88\text{kN}}{1,2\text{m}} = 187,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Trækbæreevnen er OK.

7.4.4 Forskydningsbæreevne

Forskydningsbæreevnen bestemmes af formelen (7.1). med armeringsareal 491mm^2 . Hvor en stritters bæreevne bliver følgende.

$$V_{c,Rd} = 118,03 \text{ kN}$$

Der placeres en armeringsstang i hver støbeskel kraften der skal optage bliver følgende.

$$\frac{118,03\text{kN}}{1,2\text{m}} = 98,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Forskydningsbæreevnen er OK.

7.5 Samling mellem stabiliserende væg mod fundament

I afsnittet omkring eftervisning af væg stabiliteten, var det nødvendigt at medregne en forankringskraft for at sikre stabiliteten af væggen. Derfor er det nødvendigt at lave en lodret sammenkobling mellem væg og fundament. Dette kan gøres ved stigsøjler, armering indstøbt i korrugerede rør og armering indstøbt i samlinger mellem vægelementer.

For denne byggeri, vælges at indstøbe armering i korrugerede rør Ø60, for at sikre stabiliteten. Ved korrugerede rør kan man opnå større bæreevner end ved anvendelse af stigsøjlesamlinger. Væggen 4x skal forankres i stueetagen samt i kælderetagen. I nedenstående beregnes det nødvendige armeringsareal i rørene.

7.5.1 Forankring af stueetagen

Det nødvendige armeringsareal bestemmes idet forankringskraften er $T = 50 \text{ kN}$.

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{50 \cdot 10^3 \text{ N}}{458 \text{ MPa}} = 109,2 \text{ mm}^2$$

Der anvendes 1Y16 med et armeringsareal på 201 mm^2 .

Det korrugerede rør udstøbes med C35 samt $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$. Forankringslængden bliver følgende.

$$\frac{l_b}{\emptyset} = 39 \rightarrow l_b = 39 \cdot \emptyset = 39 \cdot 8 \text{ mm} = 312 \text{ mm}$$

Forankringslængden bliver hermed 312 mm .

7.5.2 Forankring af kælderetagen

Det nødvendige armeringsareal bestemmes idet forankringskraften er $T = 195 \text{ kN}$.

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{195 \cdot 10^3 \text{ N}}{458 \text{ MPa}} = 425,8 \text{ mm}^2$$

Der anvendes 1Y25 med et armeringsareal på 491 mm^2 .

Det korrugerede rør udstøbes med C35 samt $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$. Forankringslængden bliver følgende.

$$\frac{l_b}{\emptyset} = 39 \rightarrow l_b = 39 \cdot \emptyset = 39 \cdot 25 \text{ mm} = 975 \text{ mm}$$

Forankringslængden bliver hermed 975 mm .

8. Konklusion

Denne projektdel handler om de statistiske beregninger ved projektering af betonelementbyggeriet ved Strandbygade 16, Esbjerg. Bygværkets etagedæk/tagdæk samt alle de anvendte samlinger er udført så de overholder de gældende normer og standarder.

Der er i denne del af projektet, redegjort for lodrette lastnedføring, samt er der i programmet Lodret Lastnedføring, bestemt laster igennem bygningen fra angrebepunkt til fundaments overkant. Efter dette er bygværkets hovedstabilitet blevet undersøgt, hvor de vandrette laster er bestemt ved hjælp af alfa-metoden. Efterfølgende er der valgt nogle enkelte farlige x/y-vægge og dermed er stabiliteten beregnet for disse vægge. Ved stabilitetsberegning af vægge er der eftervist for væltning, knusning samt glidning.

Ved afsnittet for robusthed er der bestemt de forskellige trækforbindelser, som bygværket bliver udsat for, samt er den nødvendige mængde armering blevet bestemt, med henblik på at overholde kravene til robusthed samt CC3 bygning.

I rapporten er der foretaget dimensionering af byggeriets dele, herunder etagedæk samt tagdæk. Derudover er der foretaget en eftervisning af det valgte huldæk, samt foretaget en nedbøjningsundersøgelse.

For at eftervise overførslen af kræfter mellem betonelementer, er der for dette projekt dimensioneret i alt 5 samlinger. For samlinger er der valgt at beregne for de værste beregningstilfælde, derfor vil de resterende (identiske) samlinger blive udført i samme dimensioner.

På baggrund af ovenstående kan det konkluderes, at det i projektet er dokumenteret at sikkerheden og anvendelsen af de udvalgte konstruktioner i byggeriet er i overensstemmelse med normer og standarder, der er beskrevet i EuroCode og de nationale annekser.

Bilag 1 - Bæreevnetabel - huldæk 220

Bæreevnetabel - EX 22



egv i kN excl. fugebeton		Bæreevner udover egenvægt i kN/m ² ifl. EN1992:2010 + NA:2013 samt EN1168 + A3:2011													Red forspændingskraft					
		Pr. plade	15,6	17,9	20,1	22,3	24,6	26,8	29,0	31,2	33,5	35,7	37,9	40,2	42,4	44,6	46,9	49,1		
9 L12,5	M _{red}	Spændvidde	-	-	45,6	36,3	29,5	24,2	20,2	17,0	14,3	12,2	10,5	9,0	7,7	6,7	5,7	-		
	V _{red}	213,71 kNm	Q _{red}	-	-	26,1	23,2	20,8	18,8	17,1	15,6	14,4	13,3	12,3	11,4	10,7	10,0	9,3	-	
	MmREI60	190,64 kNm	qmREI60	-	-	40,3	32,1	25,9	21,3	17,6	14,8	12,5	10,6	9,0	7,7	6,5	5,6	4,8	-	
	MmAbnFak0,02	139,25 kNm	Q _{red} Abn0,02	-	-	28,6	22,5	18,1	14,7	12,0	9,9	8,2	6,8	5,7	4,7	3,9	3,2	2,6	-	
	MmAbnFak0,04	167,33 kNm	Q _{red} Abn0,04	-	-	35,0	27,7	22,4	18,3	15,1	12,6	10,5	8,9	7,5	6,3	5,3	4,5	3,8	-	
	MmAbnFak0,06	186,14 kNm	Q _{red} Abn0,06	-	-	39,3	31,2	25,2	20,7	17,2	14,3	12,1	10,2	8,7	7,4	6,3	5,4	4,6	-	
	Vbrand	63,83 kN	Q _{brand}	-	-	16,5	14,5	12,9	11,5	10,4	9,4	8,6	7,8	7,2	6,6	6,1	5,6	5,2	-	
	MmREI120	77,70 kNm	qmREI120	-	-	14,5	11,1	8,7	6,8	5,3	4,1	3,2	2,4	1,7	1,2	-	-	-	-	
	MmREI120*	160,40 kNm	qmREI120*	-	-	33,4	26,5	21,3	17,4	14,3	11,9	10,0	8,4	7,0	5,9	5,0	4,2	3,5	-	
	Mrev	163,08 kNm	q _{rev}	-	-	34,0	27,0	21,7	17,7	14,6	12,2	10,2	8,6	7,2	6,1	5,1	4,3	3,6	-	
	Mbal	78,08 kNm	q _{bal}	-	-	14,6	11,2	8,7	6,8	5,3	4,1	3,2	2,4	1,8	1,2	0,8	0,4	0,0	-	
	Rev i mm		f _{sp}	-	-	16,6	19,5	22,2	24,7	26,7	28,2	29,9	28,6	27,3	24,5	20,2	14,1	9,0	-	
	fet i mm		f _t	-	-	0,5	0,8	1,1	1,6	2,1	2,9	3,8	4,9	6,3	7,9	9,8	12,0	14,6	-	
Egensvingning	Hz	f ₁	-	-	13	12	10	9	8	8	7	6	6	5	5	5	4	-		