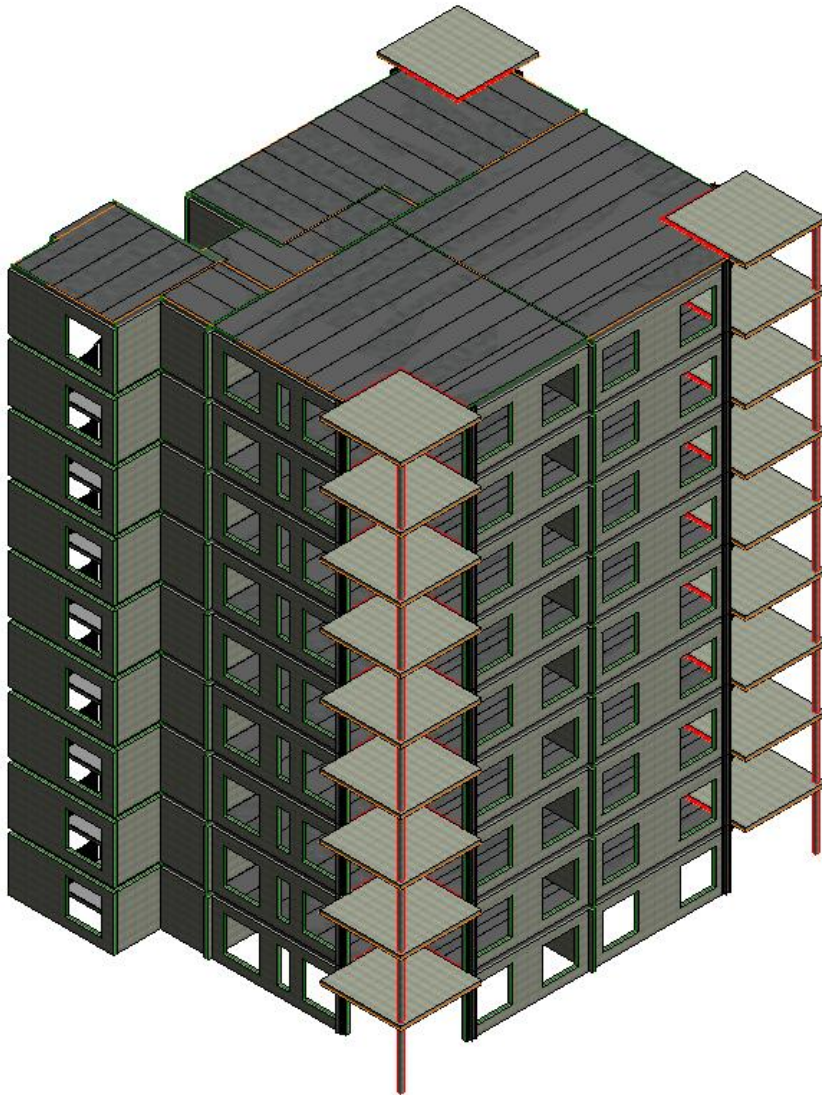




AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT



MULTI STOREY BUILDINGS IN PRECAST CONCRETE ELEMENTS. STABILITY, ROBUSTNESS AND ALTERNATIVE SOLUTIONS

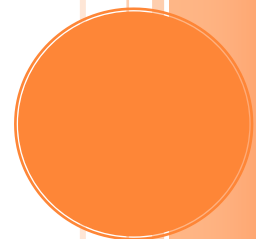
PROJEKTGRUNDLAG

PETER KASOZI

AALBORG UNIVERSITET ESBJERG

INGENIØRGRUPPEN VARDE AS

DIPLOMPROJEKT





AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT

Diplomprojekt



Diplomprojekt

Titelblad

Tema: Diplomprojekt
Titel: Etagebyggeri i beton, stabilitet og robusthed
Studieretning: Byggeri og anlæg
Projektperiode: 30/10-15 – 07/01-16
Sted: Aalborg universitet, Esbjerg
Vejleder: Niels Dollerup
Forfatter:
Peter Kasozi _____
Dato: _____

Synopsis

The project is based on a multi-storey building primarily for housing located at Gl. Arvadvej 1 7330 in Brande Denmark. The project includes 9 floors where the structural design consists of precast concrete elements.

A Multi storey buildings stability and robustness can be very difficult to ensure. To ensure sufficient stability against horizontal actions, the buildings supporting structure is dimensioned to withstand stresses produced by the loads. Furthermore the constructions robustness is taken into account by providing necessary reinforcement in joints between supporting structures.

In this project the two topics are addressed, where the required reinforcement to ensure stability and robustness is determined.

In addition the supporting structural parts are dimensioned according to existing National/ Euro standards.



Diplomprojekt

Forord

Dette afgangsprøjsjekt er udarbejdet af ingeniørstuderende Peter Kasozi i perioden 30/10/2015 til 07/01/2015. Projektarbejdet er foregået delvist hos Ingeniørgruppen Varde AS og på Aalborg Universitet Esbjerg under vejledning af Niels Dollerup.

Der skal lyde en stor tak til firmaet Ingeniørgruppen Varde As samt projektvejleder Niels Dollerup for et godt samarbejde.

Læsevejledning

Projektet omfatter 2 rapportdele med tilhørende bilag, som indeholder hhv. et projektgrundlag og de statiske beregninger. Bilag og rapporttegninger er anført i hhv. bilagsmappe og tegningsmappe. Der er ikke udarbejdet en separat bilagsmappe til hvert bilag, men derimod en enkelt bilagsmappe, hvor alle bilag er anført. Bilag, figurer og tabelnumre svarer til afsnitsnumre.



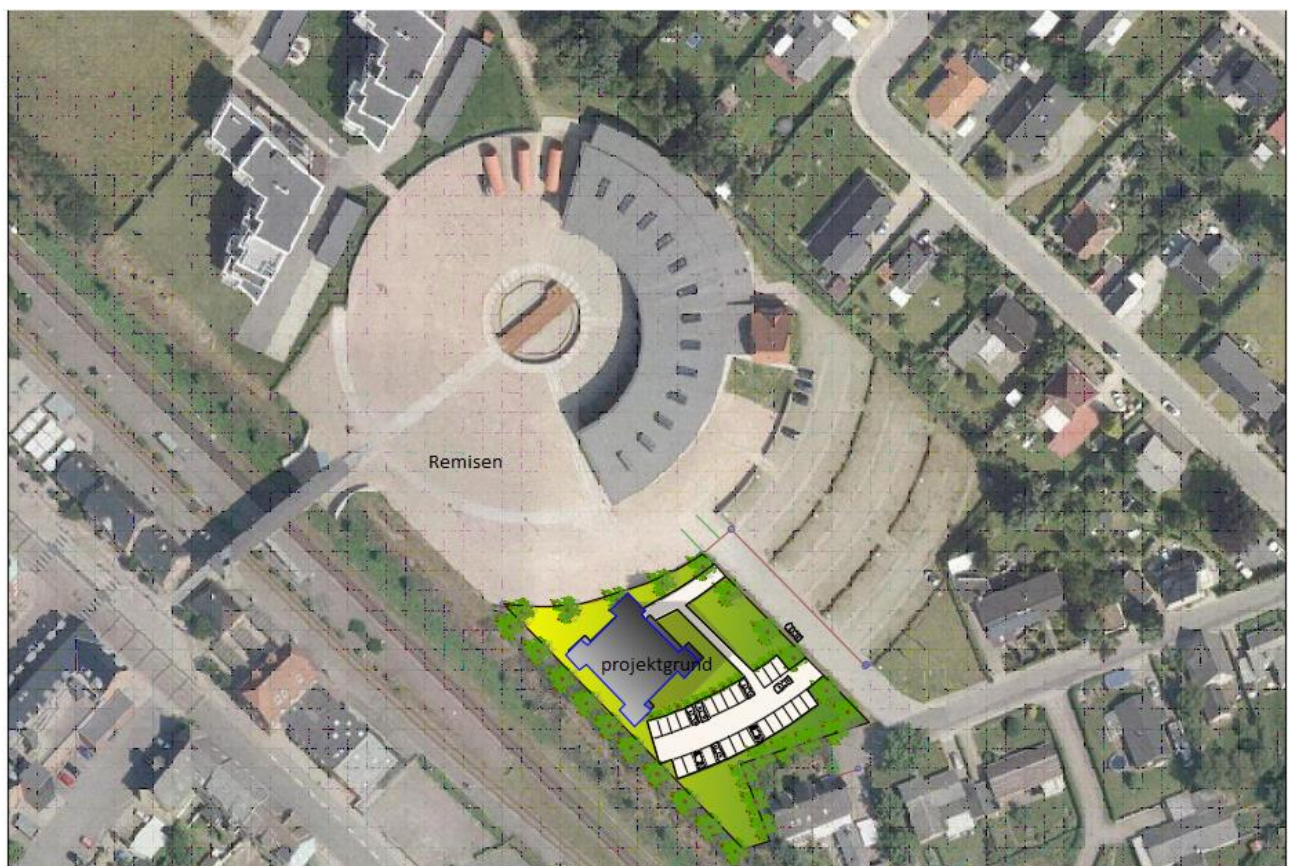
Indholdsfortegnelse

1 Indledning.....	5
1.2 Afgrænsning.....	6
2 Bygværket	6
Konstruktions udformning og art.....	6
3 Grundlag.....	11
3.1 Normer og standarder	11
3.2 Anvendt faglitteratur	12
3.3 Anvendt Software	13
4 Sikkerhed.....	13
5 Forundersøgelser	13
6 Konstruktioner.....	14
6.1 Statiskvirkemåde.....	14
6.2 Robusthed	17
6.3 Funktionskrav	17
6.4 Brand.....	17
7 Konstruktionsmaterialer	18
8 Lastopgørelse	19
8.1 Egenlast.....	19
8.2 Nyttelast	20
8.3 Snelast.....	21
8.4 Vindlast.....	22
8.4.1 Indvendig vindlast.....	23
9. Stabilitetslast.....	23
9.1 vandret masselast	23
9.2 Vindlast.....	24
10 Konklusion	27



1 Indledning

Projektet tager udgangspunkt i et etagebyggeri, udelukkende med boliger, som skal opføres på Gl. Arvadvej 1, 7330 Brande. Byggeriet omfatter 9 etager, hvor de bærende konstruktioner hovedsageligt består af præfabrikerede betonelementer. Projekt er beliggende ved den gamle remisegrund i Brande. Projektets beliggenhed er vist på *figur 1.1*.



Figur 1.1 – Projektets beliggenhed

Bygherren til projektet har et ønske om at opføre et etagebyggeri til boligformål i præfabrikerede betonelementer som den bærende konstruktion. Med udgangspunkt i bygherrens ønske og udfordringer der er forbundet med projektering af et etagebyggeri i præfabrikerede elementer, kan der opstilles følgende problemformulering.

- *Hvordan dimensioneres og udformes den bærende/stabiliserende betonelementkonstruktion i etageboligprojektet på Gl. Arvadvej 1, Brande, med henblik på at sikre den fornødne stabilitet, styrke samt robusthed?*



Diplomprojekt

- *Hvilke alternative løsninger kan komme på tale, når såvel hovedstabilitet som robusthed er tilgodeset?*

På baggrund af problemformuleringen udarbejdes en statisk dokumentation med tilhørende tegninger.

1.2 Afgrænsning

Der ses bort fra den brandtekniske dokumentation i projektet, brandinddækning af bærende konstruktionsdele og hertil hørende krav omtales ikke.

Projektet er udelukkende statisk, der omtales derfor ikke installationer.

Trapperne samt trappeskakt dimensioneres ikke i rapporten, stabilitet og lodretlastnedføring sikres på samme måde som resten af byggeriet.

Dimensionering af elementernes armering overlades til leverandør, og undersøges dermed ikke nærmere. Derudover udarbejdes ikke et elementprojekt og dertil hørende tegninger.

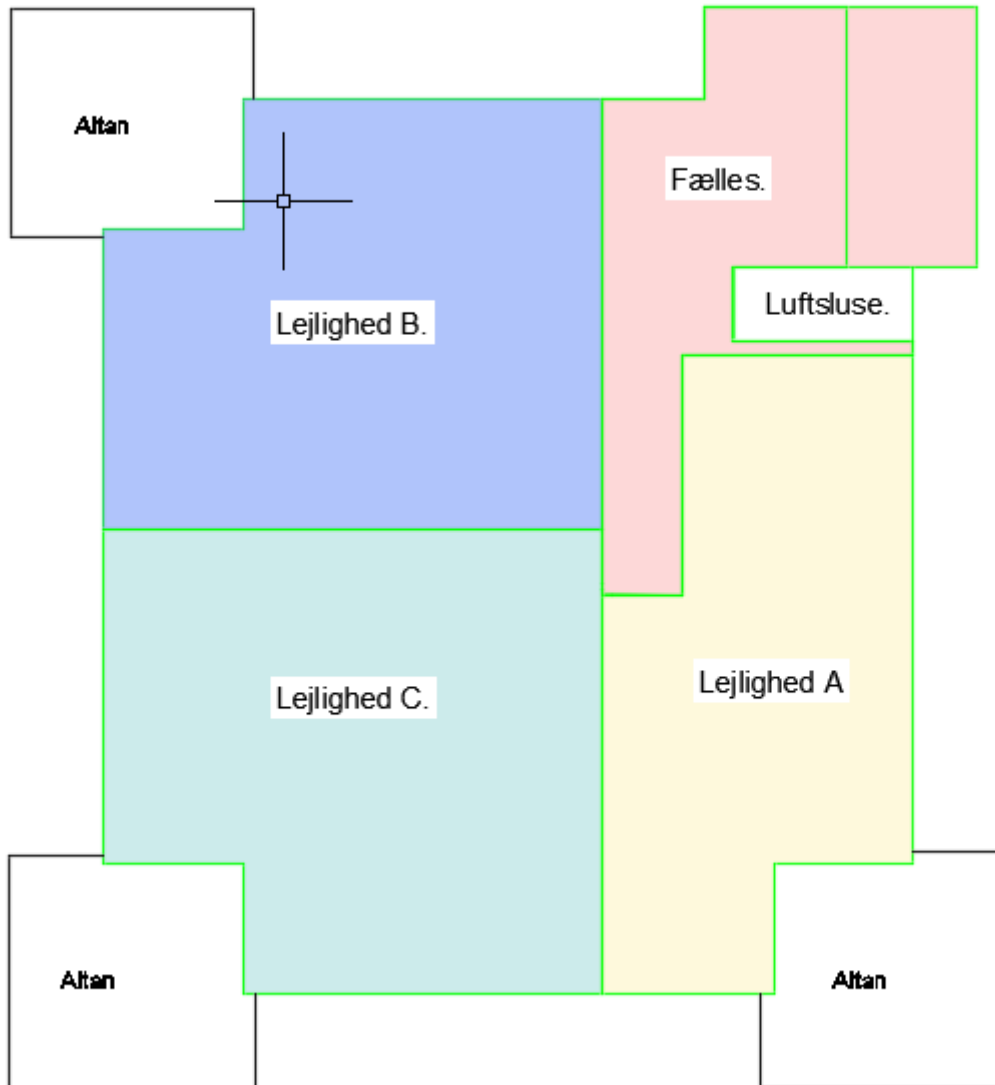
Ifølge geoteknisk rapport vil der ikke forekomme betydende sætninger, hvis der tilføres den fornødne armering i fundamenterne. Der ses derfor bort fra sætningsberegninger i projektet.

2 Bygværket

Konstruktions udformning og art

I følgende afsnit beskrives konstruktions udformning samt de anvendte bygningsmaterialer fra bund til top.

Etagebyggeriet består af 9 etager, som skal anvendes udelukkende til boligerne. Der er i alt 3 lejemål på hver etage fordelt på et bruttoetageareal på 310 kvadratmeter eksklusiv altaner. Se *figur 2.1*

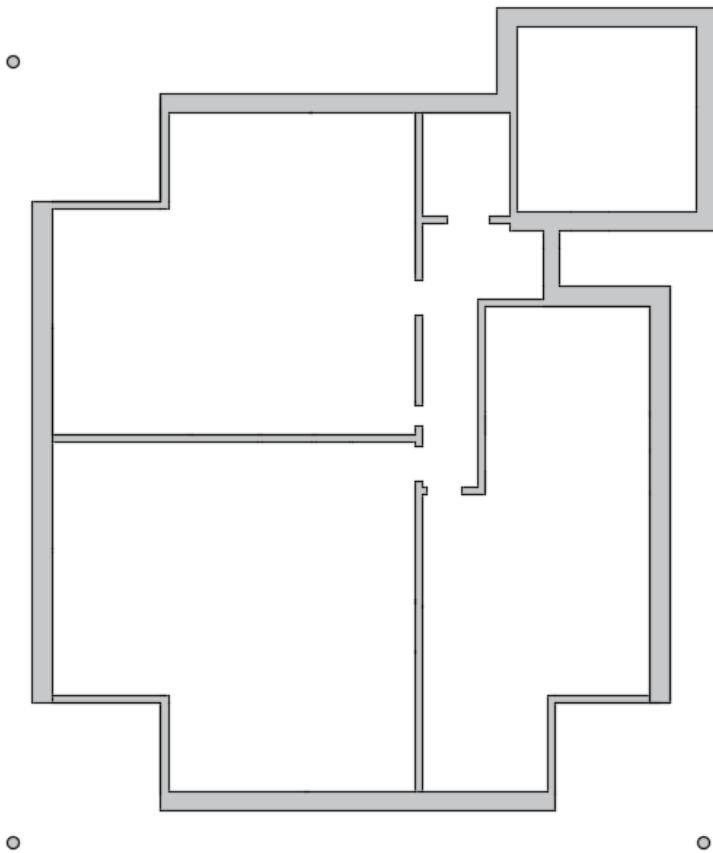


Figur 2.1 – Projektets udformning

Konstruktionen er udformet som en rektangulær bygning med altaner på 3 af hjørnerne. På det sidste hjørne er trappe- samt elevatorskakt lokaliseret. Altanerne er understøttet 4 steder i konstruktionen på hhv. en betonsøjle og tre stålkonsolsamlinger.

Fundamenter

Fundamenter danner basis for hele konstruktionen og de er dimensioneret efter de aktuelle belastninger. Der forekommer fundermenter under alle bærende/stabiliserende vægge i stueetagen. Plantegninger over fundamentene er vist i *figur 2.2*.



Figur 2.2 – plantegninger over fundamenter

Inder-og ydervægge

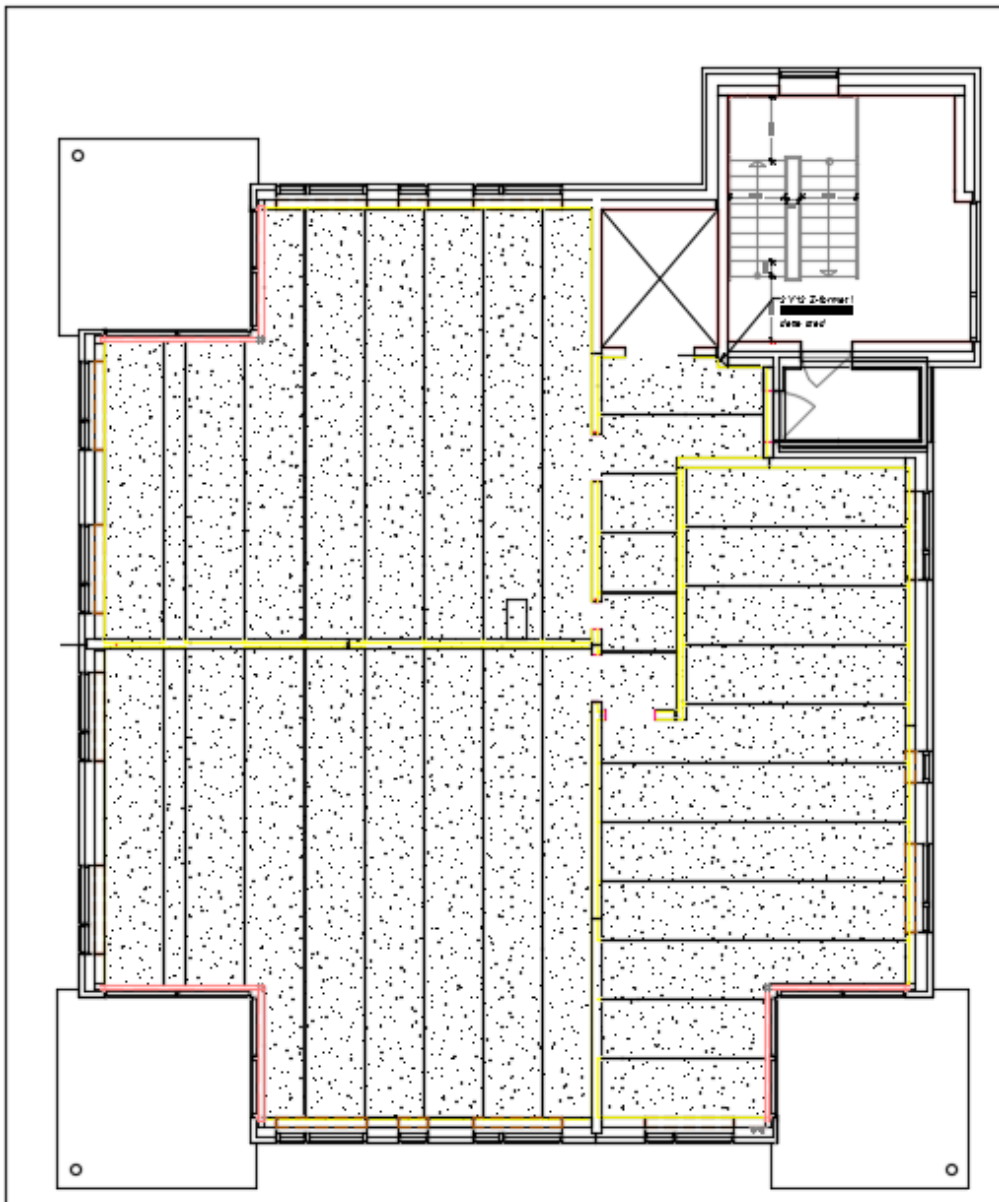
De indvendige vægge i konstruktion omfatter både lette-og tungeindervægge. De lette indervægge er opbygget som 100 millimeter enkeltvæg med stålskelet beklædt med gips, hvor de tunge indervægge består af 200 millimeter præfabrikerede betonelementer. Konstruktionens ydervægge er opbygget som en 528 mm hulmur bestående af 200mm bagmur i præfabrikerede betonelementer, 220 millimeter isolering og 110 millimeter teglsten. Inder- og ydrevægge er vist *figur 2.3*.



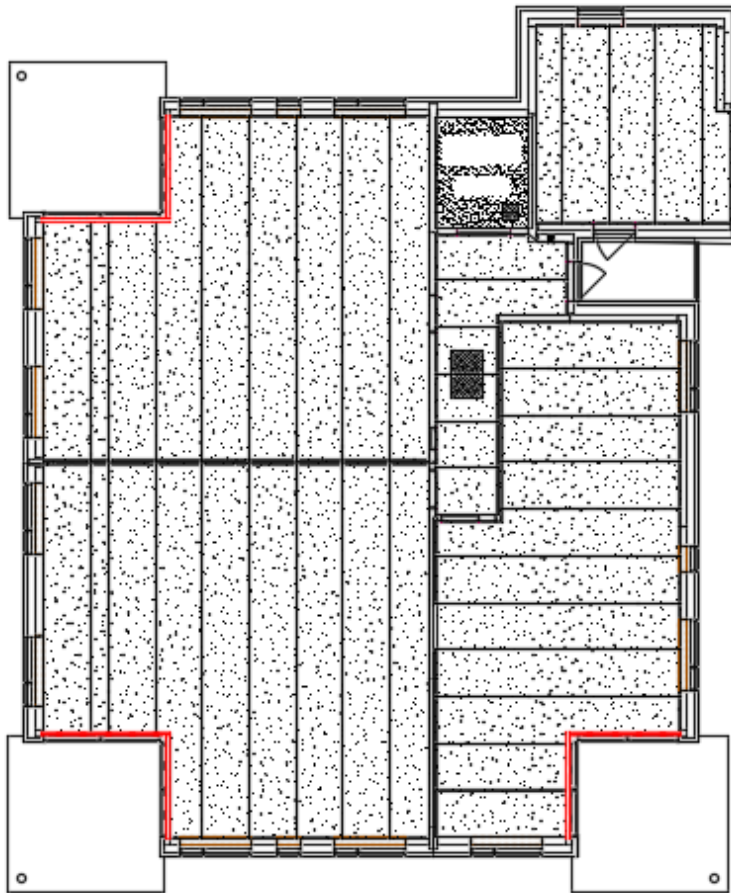
Figur 2.3 - Inder- og ydrevægge

Etagedæk og tagdæk

Etagedæk samt tagdæk består af præfabrikerede huldækkeelementer, tagdæk danner basis for tagopbygning, hvilket omfatter kileskåret hårdisolering og tagpap. Dækplaner for henholdsvis etageadskillelsen og tagdækket er vist i *figurer 2.3 og 2.4*.



Figur 2.4 – Dækplan for etageadskillelsen



Figur 2.5 – Dækplan for taget.

3 Grundlag

3.1 Normer og standarder

Beregninger er baseret på følgende dansk/europæiske konstruktionsnormer:

- **Eurocode 0 – Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner**

DS/EN 1990 - Forkortet udgave af Eurocode 0, 2013

DS/EN 1990 DK NA:2013 – Nationalt Anneks til Eurocode 0:

Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner

- **Eurocode 1 – Last på bærende konstruktioner**

DS/EN 1991 – Forkortet udgave af Eurocode 1, 2010

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

Del 1-3: Generelle laster – Snelast

Del 1-4: Generelle laster – Vindlast

Del 3: Last fra kraner og maskiner



Diplomprojekt

DS/EN-1991 1-3 DK NA: 2012 – National Anneks til Eurocode 1: Last på bygværker – del 1-3: Generelle laster – Snelast

- **Eurocode 2 – Betonkonstruktioner**
DS/EN 1992 – Forkortet udgave af Eurocode 2, 2014

DS/EN 1992-1-1 DK NA: 2014 – National anneks til: Eurocode 2: Betonkonstruktioner – Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner

- **Eurocode 3 – Stålkonstruktioner**
DS/EN 1993-1-1 + AC 2007 – Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner

DS/EN 1993-1-1 DK NA: 2013 – Nationalt Anneks til Eurocode 3: Stålkonstruktioner – Del 1-1 Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner

DS/EN 1993-1-8 + AC 2007 – Samlinger

DS/EN 1993-1-8 DK NA: 2013 – Nationalt Anneks til Eurocode 3: Stålkonstruktioner – Del 1-8 Samlinger

- **Eurocode 7 – Geoteknik**
DS/EN 1997-1 2007 – Generelle regler

3.2 Anvendt faglitteratur:

- Bygningsreglement 1 udgave 2010 *Bjarne Chr. Jensen og Svend Ole Hansen*, Nyt Teknisk Forlag 2010, ISBN: 978-87-571-2724-9
- Beton Element Byggeriers Statik 1 udgave, 1 oplag 2010 redigeret af *Jesper Frøbert Jensen* Polyteknisk forlag ISBN13: 978-87-502-0995-9
- Teknisk Ståbi 22. udgave, Nyt Teknisk Forlag 2013, ISBN: 978-87-571-2775-1
- Betonkonstruktioner 2. udgave af *Bjarne Chr. Jensen*, Nyt Teknisk forlag 2008, 2012, ISBN: 978-87-571-2766-9



Diplomprojekt

- Lærebog i geoteknik 2. udgave af *Niels Krebs Ovesen, Leif Fuglsang, Gunnar Bagge, Anette Krogsbøl m.fl.*, Polyteknisk Forlag 2012, ISBN13: 978-87-502-1042-9
- Gældende SBI-anvisninger
- Diverse leverandørkataloger

3.3 Anvendt Software:

- Robot Structural Analysis FEM-program 2016
- Betonelementforeningens program for lodret lastnedføring
- Diverse regneark
- Mathcad 14 Regneprogram
- AutoCAD 16 og Revit 2016 tegningsprogrammer

4 Sikkerhed

Bygningskonstruktionerne henregnes, hvor andet ikke er nævnt i detailberegninger til konsekvensklasse CC3, idet højden til gulvet i øverste etage er mere end 12 meter over terræn. Dermed bliver lastreguleringsfaktor $KFI=1,1$

Bygningskonstruktionerne henregnes, hvor andet ikke er nævnt i detailberegninger beliggende i moderat miljøklasse. Derudover henregnes bygningskonstruktionen udført i normalkontrolklasse, hvor andet ikke er nævnt i detailberegninger.

Nyttelasterne på terrændæk og belægninger fastsættes svarende til lastkategori A, areal til boligformål og tilsvarende. Lastkombinationsfaktorerne er derfor for de forekommende nyttelaster som følger:

Kategori	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	
Nyttelast på etagedæk	0,5	0,3	0,2	
Snelast	0,3	0,2	0,0	dog alle 0,0 ved dominerende vindlast
Vindlast	0,3	0,2	0,0	

Tabel 4.1 – Lastkombinationsfaktorer

Partialkoefficienterne γ på lasterne er som følger:

- Egenlast 1,0
- Nyttelast 1,5
- Vindlast 1,5

5 Forundersøgelser

Bebyggelsen placeres på en grund, der hidtil har været en del af remisen i Brande.

Geotekniske undersøgelser viser, at der kan funderes direkte på sandlaget, når fyld -og muldjord er afrømmet. Derudover kan gulvet opbygges som terrændæk efter afrømning.



Diplomprojekt

Anlægsarbejdet kan udføres indtil 2,2 meter under terræn uden væsentlige gener fra grundvand.

Bygningens funderingsforhold henregnes under normal funderingsklasse.

Geoteknisk rapport er anført som *bilag 4*.

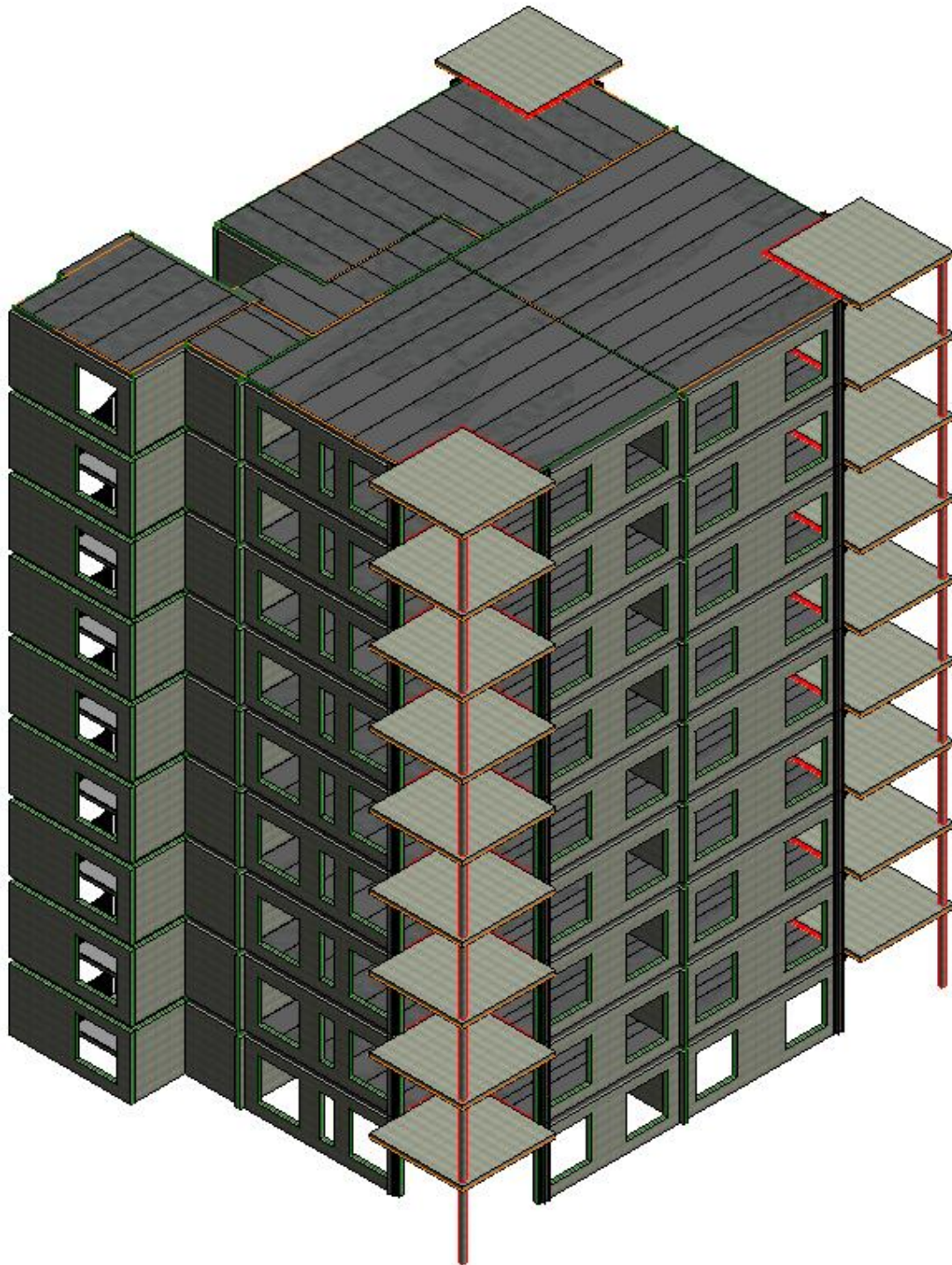
6 Konstruktioner

I følgende afsnit belyses, hvordan lasterne vandrer i konstruktionen. Derudover beskrives de foranstaltninger, der skal foretages i forbindelse med at sikre konstruktionsrobusthed. Funktionskrav samt bygningsbrandklasse beskrives også i de følgende afsnit.

6.1 Statiskvirkemåde

Lodret lastnedføring

Byggeriets bærende konstruktion består af præfabrikerede betonelementer. Etagedækkene består af 220mm huldækkeelementer. Huldækkene fører etagelasten til de bærende vægge, som er gennemgående fra 9. etage til og med stue, hvor de viderefører lasten ned i fundamenterne. Desuden anvendes stålbjælke, stålsøjler og betonsøjler til at føre lasten ned til fundamenterne. Tagkonstruktionen er et fladtag bestående huldækkeelementer, som danner basis for tagopbygning. Bygningen er direkte funderet. Det bærende system er vist i *figur 6.1*



Figur 6.1 – Det bærende system i projektet.



Diplomprojekt

Vandret lastfordeling

Facaden optager vindlasten ved pladevirkning, som føres videre til etageadskillelsen. Etageadskillelsen fører ved skivevirkning vindlasten videre til stabiliserende skivevægge, hvor de stabiliserende skivevægge fører lastresultanterne ned til fundamentet.

Konstruktionens stabilitet undersøges for 2 lasttilfælde, ulykkeslasttilfælde med masselast, eller lasttilfælde STR 3 med vindlast, hvor det dominerende lasttilfælde bliver dimensionsgivende.

Masselasten angriber de enkelte bygningsdele i deres tyngdepunkt. Den ene halvdel af væggenes masselast føres til etageadskillelsen over og den anden halvdel til etageadskillelsen under, hvor etageadskillelsernes masselast angriber i etageadskillelserne.

Masselasten opstår fra en situation, hvor en masse sættes i svingninger af en jordrustelse, og den sættes normalt til en vandret last, der svarer til en vis procent af den lodrette last. Masselasten er afhængig af størrelsen på jordskælven, der vurderes til at ramme området. I Danmark sættes masselasten til 1,5 % af den lodrette last.

I figur 6.2 er vist væggene, der indgår i det stabiliserende system for etagebyggeriet.



Figur 6.2 – Væggene der indgår i det stabiliserende system.

6.2 Robusthed

En konstruktions robusthed har til formål at formindske konstruktionens følsomhed overfor utilsigtede påvirkninger og defekter. I projektet sikres dette ved at anbringe kontinuerte periferitrækforbindelser langs etageadskillelsen, interne trækforbindelser mellem huldækkeelementer og vandrette trækforbindelser mellem vægge og dæk i henhold til kravene gældende for bygningskonsekvensklassen.

6.3 Funktionskrav

Der stilles mange krav til en bygning eller dele heraf. Det kan være krav til sikkerhed, holdbarhed, brug, æstetik, tilgængelighed m.m. Desuden skal der tages hensyn til forskellige påvirkninger som fx temperatur, fugt, statiske- og dynamiske belastninger. I projektet tages udgangspunkt i bygningsreglementet med tilhørende SB i anvisninger i forbindelse med at opfylde bygningens funktionskrav.

6.4 Brand

Bygningen hører i brandteknisk henseende under anvendelseskategori 4 gældende for etageboliger. Bygningsdel klasse er R 120 A2-s1,do [BS-bygningsdel 120], da øverste etagedæk er over 22 meter over terræn. Hvor **R 120** står for tidsrum, hvor bæreevne-



Diplomprojekt

kriteriet er opfyldt under brand. **A2** er en primærklasse for gulvbelægnings reaktion på brand, og **s** er en tillægsklasse for røg. **s1** repræsenterer en begrænset mængde af røgudvikling, hvor **d0** står for, at der ikke må være brændende dråber eller partikler under brand.

7 Konstruktionsmaterialer

Konstruktionsmaterialer med tilhørende teknisk betegnelse er opgivet i følgende tabeller.

Materiale	Miljøklasse	Betonstyrke MPa	Kontrolklasse
Insitu-beton			
Renselag	Passiv	12	Lav
Fundamenter	Passiv	25	Normal
Øvrige bygningskonstruktioner	Moderat	25	Normal
Udendørs dækkonstruktioner	Moderat	35	Normal
Element – Beton			
Tagdæk (huldækkeelementer)	Moderat	55	Normal
Etagedæk og trapper	Passiv	55	Normal
Søjler indendørs	Passiv	45	Normal
Bjælker indendørs	Passiv	45	Normal
Facader og gavle ind-og udvendige	Moderat	35	Normal
Skillevægge og stringere	Passiv	35	Normal

Tabel 6.1 – Insitu- og Elementbeton parametre

Slap armering	f_{yk} (MPa)	F_{yck} (MPa)	ϵ_{uk}	$(f_t/f_y)_k$	Klasse
Stangstål	550	440	>5,0	>1,08	B
Net	500	400	>5,0	>1,08	B
Spændarmering					
I henhold til leverandørens normale standard					

Tabel 6.2 – Armeringsparametre

Konstruktionsstål og tilbehør	f_{yk} (MPa)	F_{uk} (MPa)	E_k
Konstruktionsstål	235	360	210,000
Skruer og bolte kvalitet 8.8	640	800	210,000
Møtrikker kvalitet 8	640	800	210,000
Underlagsskiver	235	340	210,000

Tabel 6.3 – Konstruktionsstål og tilbehør

Jordbund	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	$\varphi_{pl,k}$ (grader)	c_{uk} (kN/m ²)
Sand-alle boringer	16	8	36	-

Tabel 6.4 – Jordbundsparametre



8 Lastopgørelse

I følgende afsnit bestemmes de forskellige laster, der påvirker konstruktionen.

8.1 Egenlast

I følgende tabel er anført egenlast fra de forskellige bygningsdele i etagebyggeriet.

Bygningsdel	Egenlast	
Tag		
To lag tagpap Icopal Base 411P+ 500 P	g_1	0,08 kN/m ²
Isolering 340 mm	g_2	0,33 kN/m ²
Betondæk 220 mm med fugebeton Ex 22	g_3	3,24 kN/m ²
Forskalling 50 mm x 50 mm pr.600mm	g_4	0,02 kN/m ²
Troldtektplader 25 mm	g_5	0,10 kN/m ²
Installationer	g_6	0,10 kN/m ²
I alt	g_k	3,86 kN/m²
Ydervæg		
Bagvæg-Helvægs betonelementer 200 mm	g_1	5,0 kN/m ²
Isolering 220 mm Rockwool A-murbatts	g_2	0,06 kN/m ²
Fuldbrændte Mursten 1/2 stenvæg	g_3	2,15 kN/m ²
I alt	g_k	7,21 kN/m²
Tunge skillevægge		
Betonelementer	g_1	5,0 kN/m ²
I alt	g_k	5,0 kN/m²
Lette skillevægge		
Stålstolpe 45mm pr 600mm	g_1	0,01 kN/m ²
U-profil 45 mm	g_2	0,04 kN/m ²
Isolering 45 mm Rockwool flexibatts	g_3	0,01 kN/m ²
2 x 13 mm gipsplade pr. side	g_4	0,47 kN/m ²
I alt	g_k	0,53 kN/m²
Lasten fra letteskillevægge der virker på etagedæk	g_k	0,50 kN/m²
Etageadskillelse stue – 8sal		
Trægulv 20 mm	g_1	0,16 kN/m ²
Betonlag med gulvarme 80 mm	g_2	2,00 kN/m ²
Trykfast mineraluld 50 mm	g_3	0,07 kN/m ²
Betondæk 220 mm med fugebeton Ex 22	g_4	3,24 kN/m ²
Forskalling 50 x 50 mm pr.600mm	g_5	0,02 kN/m ²
Troldtektplader 25 mm	g_6	0,10 kN/m ²



Diplomprojekt

Installationer	g_7	0,10 kN/m ²
I alt	g_k	5,69 kN/m²
Etageadskillelse stue – 8sal		
klinkegulv 20 mm	g_1	0,38 kN/m ²
Betonlag med gulvarme 80 mm	g_2	2,00 kN/m ²
Trykfast mineraluld 50 mm	g_3	0,07 kN/m ²
Betondæk 220 mm med fugebeton Ex 22	g_4	3,24 kN/m ²
Forskalling 50 x 50 mm pr.600mm	g_5	0,02 kN/m ²
Troldtektplader 25 mm	g_6	0,10 kN/m ²
Installationer	g_7	0,10 kN/m ²
I alt	g_k	5,91 kN/m²
Betonsøjle ved altan		
Præfabrikeret 250 mm	g_k	6,25kN/m²
Bjælker		
Stålbjælke ved altaner UPE 330	g_k	0,31 kN/m
Vinduespartier		
2 lags glas 4 mm	g_1	0,21 kN/m ²
Vindueskarmer 10 % af glasset	g_2	0,02 kN/m ²
I alt	g_k	0,23 kN/m²
Altaner		
Betonplade 200 mm	g_1	5,00 kN/m ²
Rækværk (stål og glas)	g_2	0,27 kN/m ²
Strøger 45 x 45 mm pr. 600mm	g_3	0,01 kN/m ²
Opklodsning 32 mm	g_4	0,01 kN/m ²
Azobe gulv	g_5	0,25 kN/m ²
I alt	g_k	5,54 kN/m²

Tabel 7.1 – Egenlast

8.2 Nyttelast

I følgende tabel er anført nyttelast, der er gældende for etagebyggeriet.

Etagedæk: bolig		
Lodret jævntfordelt fladelast	q_k	1,50 kN/m ²
Lodret enkeltkraft	Q_k	2,00 kN
Vandret jævntfordelt linjelast	q_k	0,00 kN/m
Etagedæk: lokale adgangsveje		



Diplomprojekt

Lodret jævnfordelt fladelast	q_k	3,00 kN/m ²
Lodret enkeltkraft	Q_k	3,00 kN
Vandret jævnfordelt linjelast	q_k	0,50 kN/m
Etagedæk: Fælles adgangsveje		
Lodret jævnfordelt fladelast	q_k	5,00 kN/m ²
Lodret enkeltkraft	Q_k	4,00 kN
Vandret jævnfordelt linjelast	q_k	0,50 kN/m
Altan		
Lodret jævnfordelt fladelast (Opbygning)	q_k	3,50 kN/m ²
Lodret enkeltkraft	Q_k	2,00 kN
Vandret jævnfordelt linjelast (Brystværn)	q_k	0,50 kN/m

Tabel 7.2 – Nyttelast

8.3 Snelast

Samspillet mellem vind og sne er et afgørende meteorologisk forhold som afgør, hvorledes snelast fordeler sig på et tag. Der findes simuleringsprogrammer, som kombinerer vindens virkning på snepartikler med mange års meteorologiske observationer af blandt andet vindhastighed, vindretning, snefald og temperatur. Resultatet heraf er karakteristisk snelast på et tag.

I projektet er der taget udgangspunkt i forenklede lastarrangementer, som også er metoden, der anvendes i DS/EN 1991-1-3. Snelast på et tag afhænger af mange parametre på en særdeles kompliceret måde. Det er ikke muligt at fastlægge snelast med stor præcision, og derfor er der anført en række simple lastarrangementer, som på enkel og konservativ måde kan repræsentere de mange mulige fordelinger af snelasten på et tag.

Den karakteristiske snelast bestemmes med udgangspunkt i følgende udtryk.

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Hvor:

- μ_i er formfaktor for snelast
- C_e er eksponeringsfaktoren
- C_t er en termisk faktor, og
- s_k er sneens karakteristiske terrænværdi

Formfaktorer for snelasten er baseret på 3 hovedkategorier, hvor der i projektet tages udgangspunkt i almindeligt lastarrangement uden lægger og nedskridning.

Snelasten er bestemt i *bilag 8.3*, hvor den karakteristiske snelast er fundet til værdien i *tabel 7.3*



Diplomprojekt

Karakteristisk snelast
0,80 kN/m ²

Tabel 7.3 – Karakteristisk snelast.

8.4 Vindlast

Vindlasten bestemmes med udgangspunkt i DS/EN 1991-1-4, hvor basisvindhastighed, terrænforhold, bygningsgeometri og diverse faktorer er taget i betragtning. Konstruktionen har beliggenhed 32 km fra en randzone fra Vesterhavet og Ringkøbing Fjord, hvilket medfører en basisvindhastighed på 24 m/s. Bygningen er rektangulær, 28,08 meter høj, og er beliggende i terrænkategori III, Forstad eller industriområde. Dette medfører terrænparametre, der er anført i følgende tabel.

Terrænkategori	Terrænfaktor k_r	Ruhedslængde Z_0 [m]	Min. Højde Z_{min} [m]
III	0,215	0,3	5

Tabel 7.4 – Terrænparametre.

Bygningens geometri og placering i forhold til vindretningen medfører følgende værdier.

Vindretning (vinkelret på facade)	NNV	ØNØ	SSØ	VSV
Retningsfaktoren kvadrat c_{dir}^2	1,0	0,8	0,8	1,0

Tabel 7.5 – Retningsfaktorer

På baggrund af de foregående parametre er peakhastighedstrykket bestemt til:

$$q_p(z_e) = (1 + 2k_p \cdot I_v(z_e)) \cdot q_m(z_e) = 0,875 \text{ kN/m}^2$$

Der svarer til vindretning med den største retningsfaktor.

Hvor:

- q_p er pækhastighedstryk
- z_e er referencehøjde, hvilken svarer til bygningshøjde målt fra terræn.
- k_p er peakfaktor og sættes til 3,5
- q_m er 10-minutters middelhastighedstryk
- I_v er turbulensintensiteten

Beregninger til vindlasten er anført i *bilag 8.4*, hvor der i beregningerne regnes på den sikre side med maksimumværdien af peakhastighedstrykket uanset vindretningen. Formfaktorer er vist på følgende tegninger, hvor vindlast på bygningen er anført i tabellerne.

Zone	A		B		C		D		E	
	w_{pe10}	w_{pe1}	w_{pe10}	w_{pe1}	w_{pe10}	w_{pe1}	w_{pe10}	w_{pe1}	w_{p10}	w_{pe1}



Diplomprojekt

Facade	-0,92	-1,22	-0,61	-0,96	-0,38	-0,44	0,61	0,87	-0,41	-0,46
Gavl	-0,91	-1,22	-0,61	-0,96	-0,38	-0,44	0,61	0,87	-0,40	-0,46

Tabel 7.8 – Vindlast for vind på hhv. facade og gavl

Zone	F		G		H		I	
	W_{pe10}	W_{pe1}	W_{pe10}	W_{pe1}	W_{pe10}	W_{pe1}	W_{pe10}	W_{pe1}
Facade	-1,57	-2,19	-1,05	-1,75	-0,61	-1,05	0,17	0,17
Gavl	-1,57	-2,19	-1,05	-1,75	-0,61	-1,05	-0,17	-0,17

Tabel 7.10 – Vindlast for vind på taget for vindretning hhv. 0^0 og 90^0

8.4.1 Indvendig vindlast

I det der ikke er dominerende åbninger i bygningen anvendes værdier fra DS/EN 1991-1-4 for indvendigformfaktorer, som er sat til 0,2 og -0,3 for hhv. overtryk og undertryk.

9. Stabilitetslast

9.1 vandret masselast

Vandret masselast anvendes til vurdering af konstruktionen for ulykkesdimensioneringstilfælde. Lasten betragtes således som ulykkeslast med deraf følgende partialkoefficienter. Vandret masselast inkluderer last, der betragtes for at sikre konstruktioners styrke og stabilitet over små jordrustelser. I masselasten er der inkluderet virkninger af skævheder i opførelsen samt mindre jordrustelser.

Den regningsmæssige værdi af den vandrette masselast bestemmes på grundlag af den lodrette last ved hjælp af følgende udtryk.

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

Hvor virkningen af permanent last G og variable last Q summeres som vist i formlen. Lasterne G og Q er bunden last, hvor Q svarer til nyttelast for boligerne i projektet.

Masselasten er bestemt i *bilag 9.1*, hvor tyngden af bygningsdelene er anført i følgende tabel.

Bygningsdele	Tyngde på en etage
Facader eksklusiv åbninger	1263,12 kN
Gulvkonstruktion inklusiv loftkonstruktion	740,42 kN
Lette skillevægge	138,66 kN
Tunge skillevægge	538,10 kN
Etageadskillelse	898,48 kN
Tagdæk	1419,52 kN



Diplomprojekt

Tabel 8.1 – Tyngde af bygningsdele

Den variable last, der anvendes i masselasten bestemmes som:

$$\psi_{2,i} \cdot Q_{j,i} \cdot \text{etageareal}$$

$$0,2 \cdot \frac{1,5kN}{m^2} \cdot 277,31m^2 = 83,20kN$$

Masselast på normaletage:

$$A_d = 1,5\%(1263,12 + 879,07 + 538,10 + 740,42 + 138,66 + 83,20)kN \\ = 54,92kN$$

Masselast på øverste etage:

$$A_d = 1,5\% \left(\frac{1}{2} \cdot 1263,12 + \frac{1}{2} \cdot 138 + \frac{1}{2} \cdot 538,10 + 1419,52 \right) kN = 35,84kN$$

Masselasten omregnet til en linjelast virkende på etageadskillelsen er vist i følgende tabel. Beregningerne er anført i bilag 8.

Stabilitet på tværs	Punktlast	Bygningslængde	linjelast
Normaletage	54,92 kN	19,43 m	2,83 kN/m
Øverste etage	35,84 kN	19,43 m	1,84 kN/m
Stabilitet på langs		Bygningsbredde	
Normaletage	54,92 kN	17,27 m	3,18 kN/m
Øverste etage	35,84 kN	17,27 m	2,08 kN/m

Tabel 8.2 – Masselast omregnet til linjelast

9.2 Vindlast

Det afgørende for stabilitetsberegningerne er vindtryk på den ene facade og vindsug på den modsatte facade, der skaber de væltende kræfter, indvendig vindlast bidrager ikke

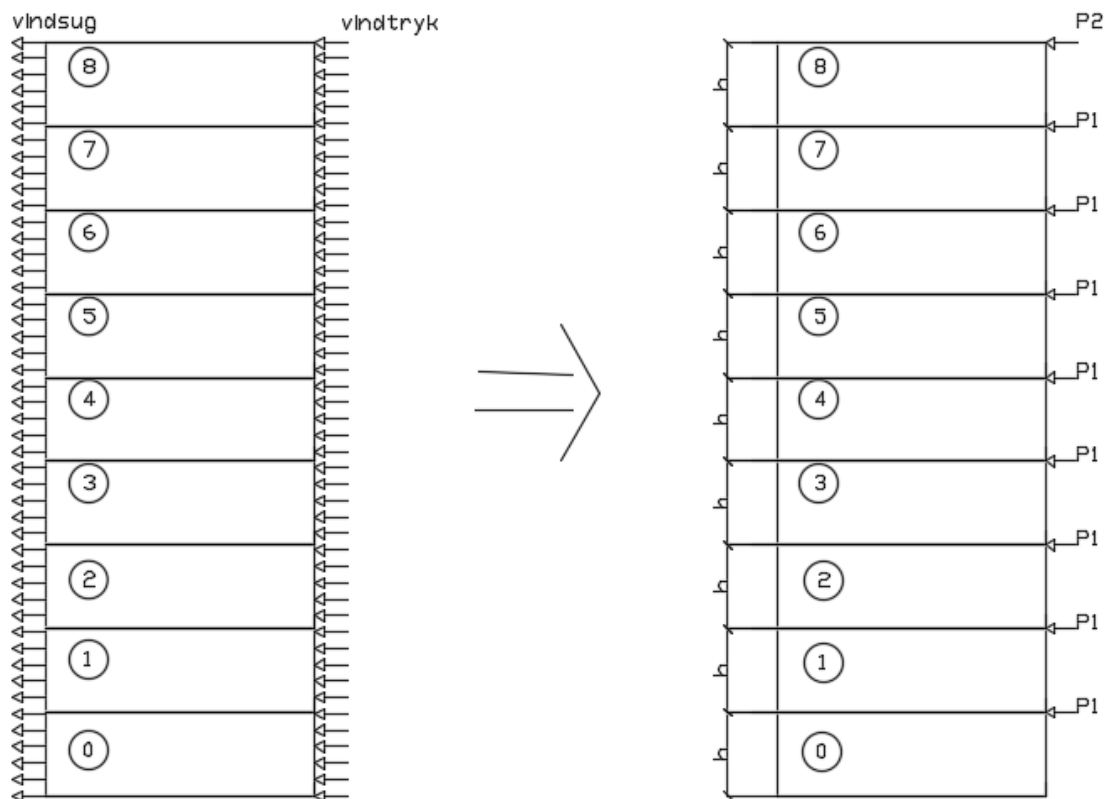


Diplomprojekt

til det væltende moment, men tages i regning, når den enkelte bygningsdel dimensioneres.

Vindlasten på facaden bliver ført til etageadskillelserne hhv. over og under facaden. En etageadskillelse vil derfor modtage vindlast svarende til halvetage over og halvetage under etageadskillelsen, hvilket svarer til en hel etage. Øverste etageadskillelse vil udover lasten fra en halvetage modtage hele den vandrette last fra tagkonstruktionen.

Figureerne nedunder viser, hvorledes vindlasten på facaderne bliver fordelt til etageadskillelserne i projektet.



Figur 8.1 – Fordeling af vindlast fra facader til etageadskillelser.

I følgende afsnit bestemmes den vindlast, der betragtes under stabilitetsberegningerne. Hovedberegningerne vises i bilag 8, hvor det i det følgende belyses, hvad beregningerne er baseret på.

Stabilitet på tværs	Vindtryk	Vindsug	Etagehøjde	Vindlast (karakteristisk)
Normaletage	0,61 kN/m ²	0,41 kN/m ²	3067 mm	3,12 kN/m
Øverste etage	0,61 kN/m ²	0,41 kN/m ²	0,5 · 3067 mm	1,56 kN/m
Stabilitet på langs			Etagehøjde	



Diplomprojekt

Normaletage	0,61 kN/m ²	0,40 kN/m ²	3067 mm	3,10 kN/m
Øverste etage	0,61 kN/m ²	0,40 kN/m ²	0,5 · 3067 mm	1,55 kN/m

Tabel 8.3 – Karakteristisk vindlast til stabilitetsberegninger

Da der anvendes forskellige partialkoefficienter i ulykkestilfældet og vindlasttilfældet, er det svært at se, hvilket tilfælde der er afgørende. Det er forholdet mellem lodret last og vandret last, der er vigtig i dette tilfælde. For vindlast er lasttilfælde STR3 gældende.

Vindlast: Lasttilfælde STR3

$$\text{Vandret last: } p = \gamma_Q K_{F1} w_w = 1,5 \cdot K_{F1} \cdot w_w$$

$$\text{Lodretlast: } N = \gamma_G G = 0,9 \cdot G$$

Masselast: Ulykkestilfælde

$$\text{Vandret last: } p = w_m$$

$$\text{Lodretlast: } N = G$$

Hvor:

w_w er linjelast fra vind på en etageadskillelse

w_m er masselast for en etage omregnet til en linjelast på etageadskillelsen

K_{F1} er en last reguleringsfaktor, der svar til 1,1 i projektet svarende til høj konsekvensklasse.

Til vurderingen, om vindlast i STR3 er afgørende anvendes følgende udtryk.

$$\frac{1,5K_{F1}w_w}{0,9G} > \frac{w_m}{G} = 1,67 \cdot (K_{F1} \cdot w_w) > w_m$$

Den regningsmæssige vindlast er bestemt i bilag, værdierne er vist i nedstående tabel. Endvidere er der beregnet på vindlast på altaner separat, og værdierne summeres med værdierne for vind på bygningen under stabilitetsberegninger.

Vindtilfælde	Normaletage	Øverste etage	Lastopland	Punktlast Normaletage	Punktlast Øverste etage
Vind på tværs	5,16 kN/m	2,58 kN/m	19,43m	100,26 kN	50,13kN
Altan	3,07 kN/m		4m	12,28 kN	
I alt				112,54 kN	
Vind på langs	5,11 kN/m	2,56 kN/m	17,27m	88,25kN	44,21kN



Altan	3,07 kN/m		4m	12,28kN	
I alt				100,53 kN	

Tabel 8.4 – Regningsmæssig vindlast til stabilitetsberegninger

Værdierne i ovenstående tabel er større end værdierne for masselast i tabel 8.2, og derfor bliver udtrykket til vurdering om vindlast er afgørende opfyldt. Der tages hermed udgangspunkt i vindlast, når der regnes bygningens stabilitet.

10 Konklusion

Projekteringsgrundlaget for etagebyggeriet på *Gl. Arvadvej 1, Brande* har taget udgangspunkt i at opfylde bygherrens ønsker samt tilhørende krav til etagebyggeri i beton.

Bygværkets udformning samt opbygning fra stueetage til 9. etage er blevet beskrevet, hvor de anvendte konstruktionsmaterialer belyses. Normer og standarder, som beregningerne baseres på i projektet er oplyst, endvidere nævnes den anvendte faglitteratur og software.

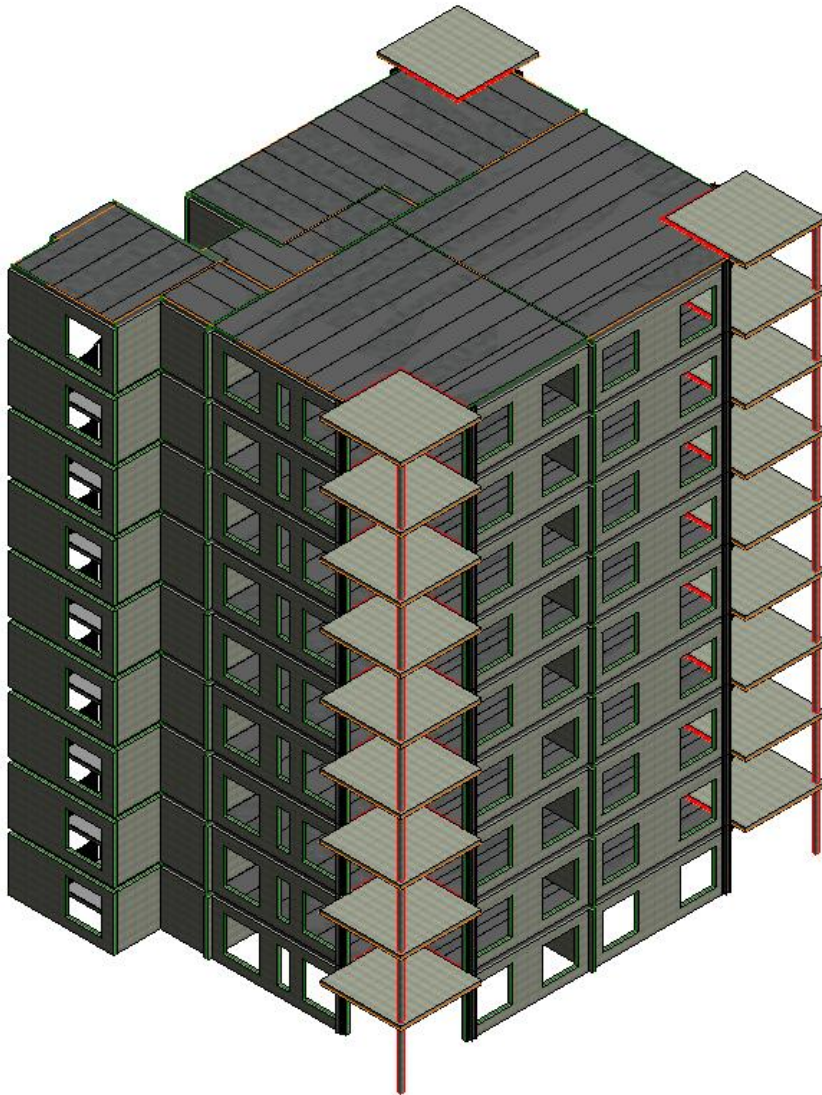
Bygningens sikkerhedsklasse er blevet fastlagt til konsekvensklasse CC3, hvilket medfører en lastreguleringsfaktor KFI på 1,1. Derudover er bygningen fundet til at have beliggenhed i moderat miljøklasse, hvor bygningskonstruktion henregnes udført i normalkontrolklasse. Der er foretaget en geoteknisk undersøgelse for byggerunden, og der er kommet frem til, at fundamentene dimensioneres for sandtilfældet. Desuden er bygningsbrandklassen blevet fastlagt, og konstruktionsdeles funktionskrav samt forholdsregler ift. robusthed blevet beskrevet.

Konstruktionens statiske virkemåde er blevet belyst, hvor lodret- og vandretlast fordeling beskrives. Under lastopgørelse fastlægges de forskellige laster, der virker på konstruktionen. Lastopgørelsen afsluttes med at fastlægge, hvilken last der er dimensionsgivende for stabilitetsundersøgelsen. Igennem beregningerne kom det frem, at vindlast er dimensionsgivende for projektet.

Ud fra de førnævnte oplysninger konkluderes det, at etagebyggeriet på *Gl. Arvadvej 1, Brande* kan opføres med henblik på at opfylde byggeherrens ønsker samt de gældende normer og standarder.



AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT



MULTI STOREY BUILDINGS IN PRECAST CONCRETE ELEMENTS. STABILITY, ROBUSTNESS AND ALTERNATIVE SOLUTIONS

STATISK DOKUMENTATION

PETER KASOZI

AALBORG UNIVERSITET ESBJERG

INGENIØRGRUPPEN VARDE AS

DIPLOMPROJEKT





AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT

Diplomprojekt



Diplomprojekt

Titelblad

Tema: Diplomprojekt
Titel: Etagebyggeri i beton, stabilitet og robusthed
Studieretning: Byggeri og anlæg
Projektperiode: 30/10-15 – 07/01-16
Sted: Aalborg universitet, Esbjerg
Vejleder: Niels Dollerup
Forfatter:
Peter Kasozi _____
Dato: _____

Synopsis

The project is based on a multi storey building primarily for housing located at Gl. Arvadvej 1 7330 in Brande Denmark. The project includes 9 floors where the structural design consists of precast concrete elements.

The stability and robustness of multi storey buildings can be very difficult to ensure. To ensure sufficient stability against horizontal actions, the buildings supporting structure is dimensioned to withstand stresses produced by the loads. Furthermore the robustness of the constructions is taken into account by providing necessary reinforcement in joints between supporting structures.

In this project the two topics are addressed, where the required reinforcement to ensure stability and robustness is determined.

In addition the supporting structural parts are dimensioned according to existing National/ Euro standards.



Diplomprojekt

Forord

Dette afgangsprøveprojekt er udarbejdet af ingeniørstuderende Peter Kasozi i perioden 30/10/2015 til 07/01/2015. Projektarbejdet er forgået delvist hos Ingeniørgruppen Varde AS og på Aalborg Universitet Esbjerg under vejledning af Niels Dollerup.

Der skal lyde en stor tak til firmaet Ingeniørgruppen Varde AS samt projektvejleder Niels Dollerup for et godt samarbejde.

Læsevejledning

Projektet omfatter 2 rapportdele med tilhørende bilag, som indeholder hhv. et projektgrundlag og de statiske beregninger. Bilagene og rapporttegninger er anført i hhv. bilagsmappe og tegningsmappe. Der er ikke udarbejdet en separat bilagsmappe til hvert bilag, men derimod en enkelt bilagsmappe, hvor alle bilag er anført. Bilag, figurer og tabelnumre svarer til afsnitsnumre.



Indholdsfortegnelse

1 Indledning.....	5
2 Lodret lastnedføring	6
3 Vandret stabilitet	15
3.1 Vandret lastfordeling	15
3.2 Stabilitet på tværs.....	20
3.3 Stabilitet på langs.....	22
4 Eftervisning af de stabile forhold	25
5 Robusthed.....	27
5.1 Lodrette trækforbindelser	29
5.2 Periferitrækforbindelser	31
Området omkring Elevatorskakt	34
5.3 Indre trækforbindelser.....	38
5.4 Forankringslængde.....	38
6 Dimensionering af de bærende konstruktionsdele	39
6.1 Huldæk.....	39
6.2 Altanplader.....	41
6.3 Betonsøjle	50
6.4 Stålbjælke og søjle	53
7 Alternative løsninger.....	56
8 Geoteknik	60
9 Opsummering	63
10 Konklusion	64



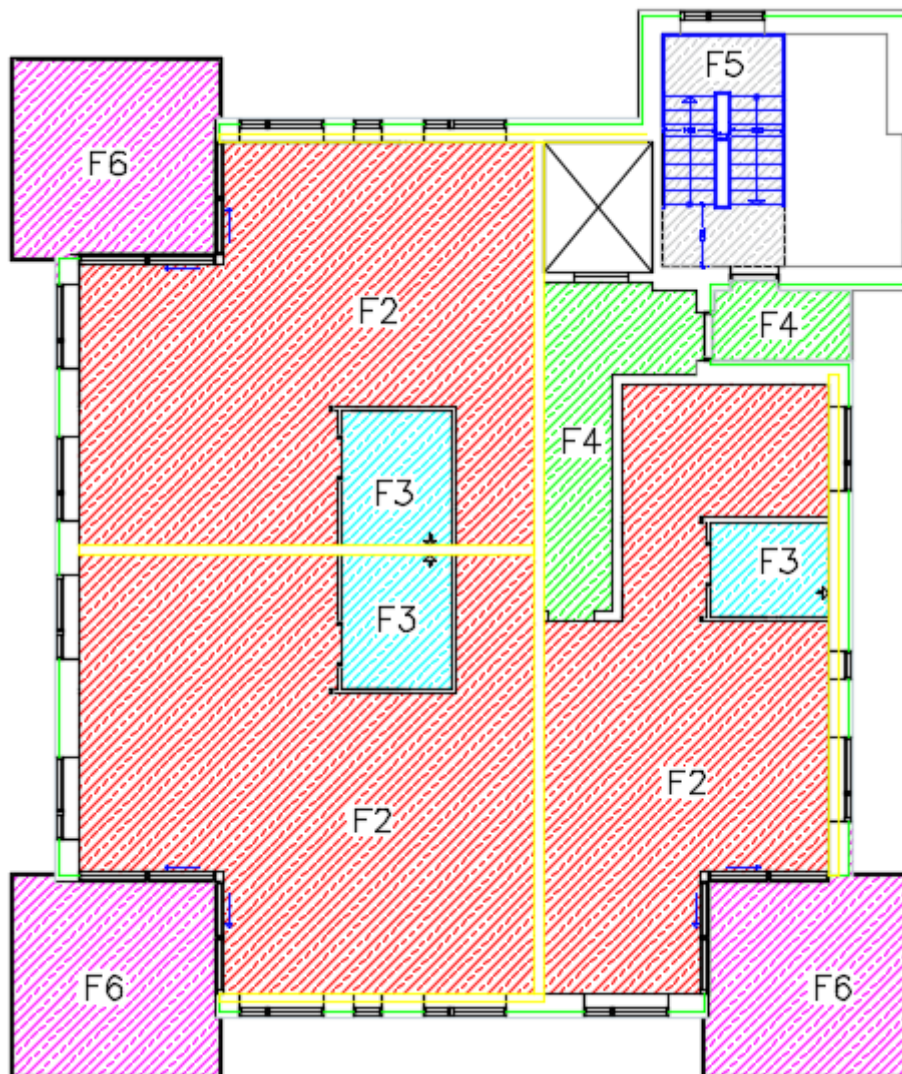
1 Indledning

Rapporten er bygget op omkring projektets statiske beregninger. I rapporten undersøges blandt andet bygningens stabilitet overfor vandrette påvirkninger, derudover dimensioneres de bærende konstruktionsdele. Lasterne, der anvendes i rapporten, er bestemt i projektgrundlaget, ellers bestemmes de enkelte laster under afsnittene. I rapporten foretages en beregningseksempel under de enkelte afsnit, ellers henvises til bilagene for beregningerne, hvor resultaterne er anført i rapporten.

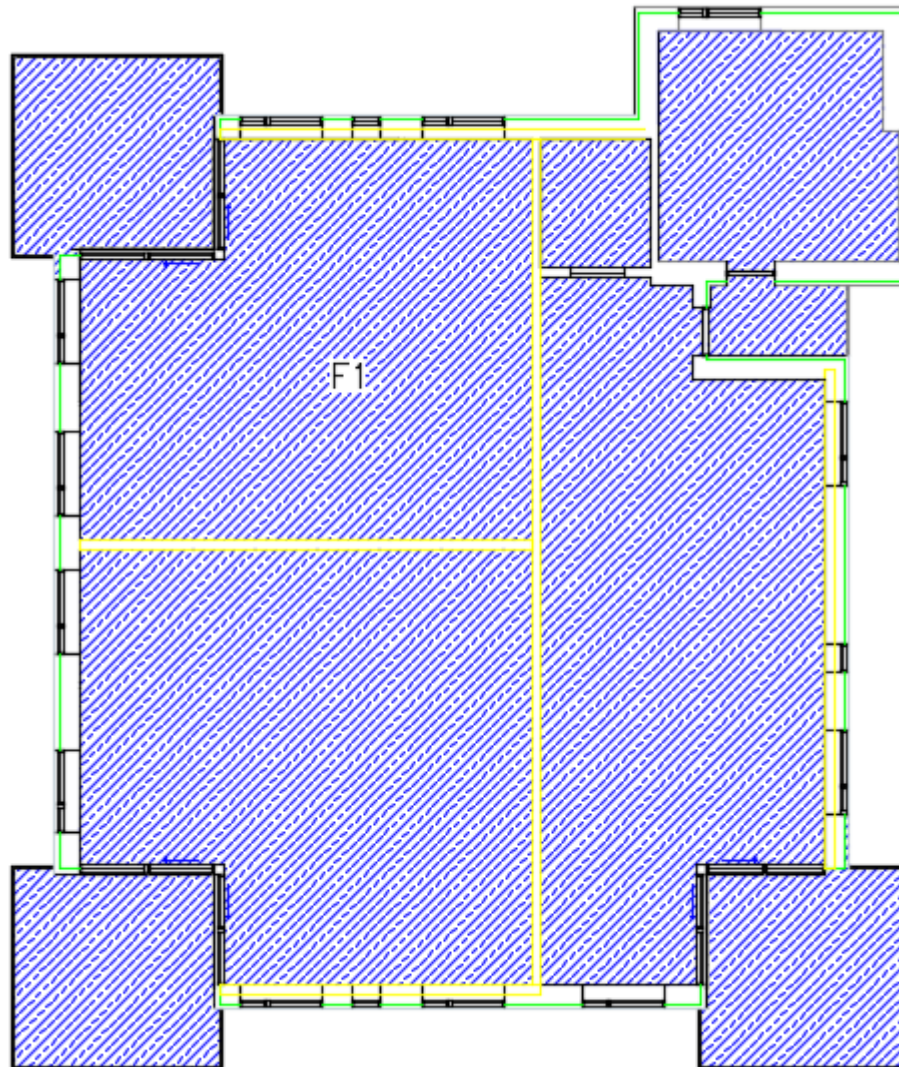


2 Lodret lastnedføring

De lodrette laster på etageadskillelsen varierer fra område til område i bygningen. Dette tages der hensyn til ved at definere de forskellige områder ved hjælp af nøgleplaner, hvor der for hvert område refereres til et skema, der specificerer lasterne i det pågældende område. Nøgleplaner for projektet er vist i følgende figurer.



Figur 2.1 – Nøgleplaner for lodrette laster på etageadskillelser 1.-8.- etage.



Figur 2.2 – Nøgleplaner for lodrette laster på taget.

Med udgangspunkt i nøgleplanerne er der lavet lastspecifikationer for de forskellige nøgleplaner. Lastspecifikationerne er anført i følgende tabeller.

Lastspecifikation NR. F1 tagkonstruktion		
Lodrette laster - karakteristiske værdier		
Bunden, permanent last		
	Egenvægt, dækelement	3,24 kN/m ²
	Egenvægt, tagkonstruktion	- kN/m ²
I alt		3,24 kN/m ²
Fri, permanent last		
	Lette skillevægge	- kN/m ²



Diplomprojekt

	Diverse (Installationer)	0,10 kN/m ²
	Tagopbygning	0,41 kN/m ²
	Loft	0,20 kN/m ²
I alt		0,71 kN/m²
Nyttelast, kategori		
	Fladelast	- kN/m ²
	Punktlast	- kN/m ²
Naturlast		
	Vindsug	- kN/m ²
	Snelast	0,80 kN/m ²

Tabel 2.1 – Lastspecifikation F2 – tag

Lastspecifikation NR. F2 etageadskillelse bolig Træ Lodrette laster - karakteristiske værdier		
Bunden, permanent last		
	Egenvægt, dækelement	3,24 kN/m ²
Fri, permanent last		
	Gulvopbygning	2,23 kN/m ²
	Lette skillevægge	0,50 kN/m ²
	Installationer	0,10 kN/m ²
	Loft	0,20 kN/m ²
I alt		3,03 kN/m²
Nyttelast, kategori		
	Fladelast	1,5 kN/m ²
	Punktlast	2,0 kN/m ²
Naturlast		
	Vindsug	- kN/m ²
	Snelast	- kN/m ²

Tabel 2.2 – Lastspecifikation F2 – huldæk for bolig med trægulv

Lastspecifikation NR. F3 etageadskillelse Klinker Lodrette laster - karakteristiske værdier		
Bunden, permanent last		
	Egenvægt, dækelement	3,24 kN/m ²
Fri, permanent last		
	Gulvopbygning	2,45 kN/m ²
	Lette skillevægge	0,50 kN/m ²
	Installationer	0,10 kN/m ²
	Loft	0,20 kN/m ²



Diplomprojekt

I alt	3,25 kN/m²
Nyttelast, kategori	
Fladelast	1,5 kN/m ²
Punktlast	2,0 kN/m ²
Naturlast	
Vindsug	- kN/m ²
Snelast	- kN/m ²

Tabel 2.3 – Lastspecifikation F2 – huldæk for bolig med klinkegulv

Lastspecifikation NR. F4 etageadskillelse lokale adgangsveje	
Lodrette laster - karakteristiske værdier	
Bunden, permanent last	
Egenvægt, dækelement	3,24 kN/m ²
Fri, permanent last	
Gulvopbygning	2,45 kN/m ²
Lette skillevægge	- kN/m ²
Diverse (Installationer)	0,10 kN/m ²
Loft	0,20 kN/m ²
I alt	2,75 kN/m²
Nyttelast, kategori B	
Fladelast	3,0 kN/m ²
Punktlast	3,0 kN
Naturlast	
Vindsug	- kN/m ²
Snelast	- kN/m ²

Tabel 2.4 – Lastspecifikation F4 – lokale adgangsveje

Lastspecifikation NR. F5 fælles adgangsveje	
Lodrette laster - karakteristiske værdier	
Bunden, permanent last	
Egenvægt, dækelement	- kN/m ²
Fri, permanent last	
Gulvopbygning	- kN/m ²
Lette skillevægge	- kN/m ²
Betonstrappe	25 kN/m ³
Afretningsslag	- kN/m ²
Nyttelast, kategori	
Fladelast	5,0 kN/m ²
Punktlast	4,0 kN



Diplomprojekt

Naturlast		
	Vindsug	- kN/m ²
	Snelast	- kN/m ²

Tabel 2.5 – Lastspecifikation F5 – fælles adgangsveje

Lastspecifikation NR. F6 Altaner		
Lodrette laster - karakteristiske værdier		
Bunden, permanent last		
	Egenvægt, dækelement	5,0 kN/m ²
Fri, permanent last		
	Gulvopbygning	0,27 kN/m ²
	Lette skillevægge	
	Rækværk med glas	0,27 kN/m ²
	Afretningslag	- kN/m ²
Nyttelast, kategori		
	Fladelast inklusiv snelast	3,50 kN/m ²
	Punktlast	2,00 kN
Naturlast		
	Vindsug	- kN/m ²
	Snelast	- kN/m ²

Tabel 2.6 – Lastspecifikation F5 – altaner

Huldækkene bæres af betonvægge, hvis egenlast er:

Egenlast i bærelinje

$$Væghøjde = 2847mm$$

$$Væggens egenlast = 5,0 \frac{kN}{m^2}$$

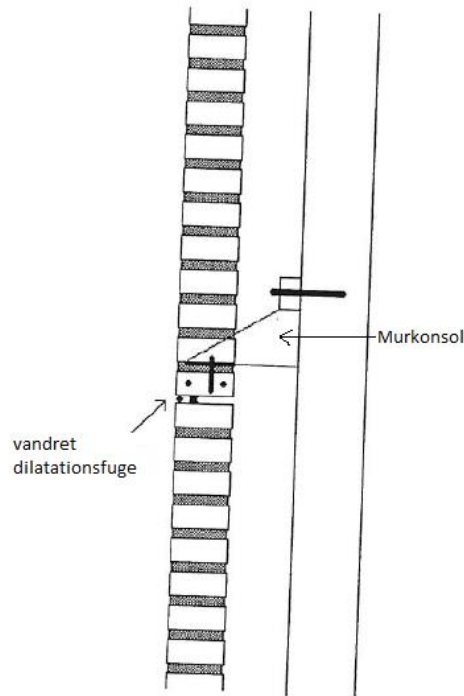
$$5,0 \frac{kN}{m^2} * 2,85m = \frac{14,25kN}{m}$$

Facadens egenlast er inkluderet i bagvæggens egenlast, dette gøres for at tage hensyn til, at facaden bæres af murkonsoller, der hænges op i en betonbagmur fra 3. etage og op til 9. etage. Murkonsoller etableres på hver etage, dette er gjort for at tage hensyn til temperaturbetingede differensbevægelser ift. bagmuren. Derudover indlægges en vandret dilatationsfuge umiddelbart under konsollen således, at det underliggende



Diplomprojekt

murværks differensbevægelse kan optages i denne dilatationsfuge. Princippet er vist i figur 2.3.



Figur 2.3 – Princippet med murkonsol og dilatationsfuge

Lodret lastnedføring foretages vha. betonelement-forenings programmet 'modul til lastnedføring'. Lasten fra programmet svarende til STR3 anvendes direkte til eftervisning af de stabile forhold i projektet.

Når en dominerende nyttelast i kategori (A-D) virker på flere etageadskillelser, må der foretages en reduktion ifølge Eurocode1 af den samlede lastvirkning på de lodret bærende konstruktioner.

I DS/EN 1991-1-1 indføres α_n metoden, hvor den resulterende lastvirkning af en dominerende nyttelast inden for samme kategori (A-D) virkende på n etager over den betragtede konstruktionsdel reduceres med faktoren.

$$\alpha_n = \frac{1 + (n - 1)\psi_0}{n}$$

Denne metode kan dog uden videre anvendes i situationer, hvor nyttelasten virkende på del arealet ΔA resulterer i forskellige snitkræfter i den betragtede konstruktionsdel afhængigt af, hvilket etagedæk lastandelen påsættes. For at tage hensyn til dette, indføres en stramning af α_n metoden i programmet. Der regnes med fuld nyttelast på et etagedæk og nyttelasten på de øvrige etagedæk svarende til samme kategori reduceres med en faktor ψ_0 . Lastnedføring udføres for STR-grænsetilstand, som står for



Diplomprojekt

indvendigt svigt eller meget stor deformation af konstruktionen eller konstruktionsdele, og lasten på de forskellige etager kombineres ved lastkombinationer i hht. DS/EN 1990

Beregningsprogrammet beregner lastnedføringen opdelt i tre kategorier:

- Maksimalværdier
- Reducerede værdier
- Minimalværdier

Maksimalværdier er regningsmæssiglast uden reduktion for nyttelast. I reducerede værdier er reduceret for nyttelast, og i minimalværdier er det kun egenlast, der er inkluderet. Derudover er egenlast reduceret med en faktor 0,9 svarende til EQU dimensioneringstilfælde, hvor den variable last giver væsentligt større virkninger på konstruktionen end permanent last, og den permanente last virker til gunst. Lastkombinationerne der tages udgangspunkt i under lodret lastnedføring er vist i det følgende. Lasten n , n_v og n_h svarer til lasten i hhv. bærelinje, venstre- og højre etagedæk. Lastkombinationerne for lodret lastnedføring er vist nedunder.

I tabel 2.7 er vist lastnedføring for bærende væg 1x, hvor figuren illustrerer lastopland samt lasten virkende i bærelinjen.

Maksimalværdier

$$n = K_{Fi} \left((g_k + g_{fri,k}) \cdot \gamma_{g,sup} + q_k \cdot \gamma_q \right) \cdot 0,5 \cdot L + ((G_k + G_{fri,k}) \cdot \gamma_{g,sup} + (Q_k \cdot \gamma_q) \cdot \frac{(L-s)}{L})$$

Reducerede værdier

$$n = K_{Fi} \left((g_k + g_{fri,k}) \cdot \gamma_{g,sup} + q_k \cdot \psi_q \right) \cdot 0,5 \cdot L + ((G_k + G_{fri,k}) \cdot \gamma_{g,sup} + Q_k \cdot \psi_q) \cdot \frac{(L-s)}{L}$$

Minimalværdier

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

I tabel 2.7 er vist lastnedføring for bærende væg 1x, hvor figuren er illustreret lastopland for bærelinjen. Den samlede lodrette lastnedføring for de forskellige indervægge samt ydervægge fremgår af bilag 2 – *Lodret lastnedføring*.



Diplomprojekt

Sag: Emne:		Væg 1x Vedvarende dimensioneringstilstande (kombination 6.10b)				Nr.: Init:		23 - 4545 JFJ		
						<p>L1 og L2 betegner linielaste. L_v og L_h er dækkernes spændvidder.</p> <p>Resultanter på <u>underliggende væg</u> eller bjælke:</p> <p>n_v og n_h : Laste fra dæk i etagen n₀ : Last fra højereliggende dæk og fra egenvægte i bærelinie</p>				
Etage	Egenvægt i bærelinie		Laste på venstre dækfelt				Laste på højre dækfelt			
	g _k (kN/m)	g _{ri,k} (kN/m)	L _v (m)	Fladelast	Linielast	s _v (m)	L _h (m)	Fladelast	Linielast	s _h (m)
-			0.00	F0	L0	0.00	0.00	F0	L0	0.00
-	0.00	0.00	0.00	F0	L0	0.00	0.00	F0	L0	0.00
-	0.00	0.00	0.00	F0	L0	0.00	0.00	F0	L0	0.00
-	0.00	0.00	0.00	F0	L0	0.00	0.00	F0	L0	0.00
-	0.00	0.00	0.00	F0	L0	0.00	0.00	F0	L0	0.00
Tag			9.66	F1	L0	0.00	8.91	F1	L0	0.00
8. sal	14.25	0.00	9.66	F2	L1	1.45	8.91	F2	L1	1.45
7. sal	14.25	0.00	9.66	F2	L1	1.45	8.91	F2	L1	1.45
6. sal	14.25	0.00	9.66	F2	L1	1.45	8.91	F2	L1	1.45
5. sal	14.25	0.00	9.66	F2	L1	1.45	8.91	F2	L1	1.45
4. sal	14.25	0.00	9.66	F2	L1	1.45	8.91	F2	L1	1.45
3. sal	14.25	0.00	9.66	F2	L1	1.45	8.91	F2	L1	1.45
2. sal	14.25	0.00	9.66	F2	L1	1.45	8.91	F2	L1	1.45
1. sal	14.25	0.00	9.66	F2	L1	1.45	8.91	F2	L1	1.45
Stue	14.25	0.00	0.00	F0	L0	0.00	0.00	F0	L0	0.00
	0.00	0.00								



Diplomprojekt

Lastnedføring - 15 etager, vers. 3.0				Betonelement-Foreningen dec. 2013				
Egenvægt, $\gamma_{g,sup} =$		1.00	$\gamma_{g,inf} =$	0.90	Konsekvensklasse: $K_{E1} =$			1.10
Fladelaste (kN/m ²)		g_k	$g_{m,k}$	q_k	γ_q	ψ_0	Kategori	
F0		0.00	0.00	0.00				
F1	Tagflade, sne	3.24	0.71	0.80	1.50	0.30	N	
F2	Boligarealer	3.24	3.03	1.50	1.50	0.50	A	
F3	Boligarealer	3.24	3.25	1.50	1.50	0.50	A	
F4	Lokale adgangsveje	3.24	2.75	3.00	1.50	0.60	B	
							D	
							B	
							D	
							E	
							B	
Linjelaste (kN/m)		g_k	$g_{m,k}$	q_k	γ_q	ψ_0	Kategori	
L0		0.00	0.00	0.00				
L1	Badeværelser	0.00	0.64	0.00	1.50	0.50	A	
							D	
maksimalværdier			reducerede værdier			minimalværdier		
n_v	n_o	n_h	n_v	n_o	n_h	n_v	n_o	n_h
(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
27.4	15.7	25.2	22.9	15.7	21.1	14.1	12.8	13.0
45.9	83.9	42.3	39.9	75.4	36.8	14.1	52.7	13.0
45.9	179.2	42.3	39.9	167.8	36.8	14.1	92.6	13.0
45.9	271.6	42.3	39.9	260.1	36.8	14.1	132.5	13.0
45.9	364.0	42.3	39.9	352.5	36.8	14.1	172.4	13.0
45.9	456.4	42.3	39.9	444.9	36.8	14.1	212.3	13.0
45.9	548.8	42.3	39.9	537.3	36.8	14.1	252.2	13.0
45.9	641.2	42.3	39.9	629.7	36.8	14.1	292.1	13.0
45.9	733.6	42.3	39.9	722.1	36.8	14.1	332.0	13.0
0.0	810.3	0.0	0.0	798.8	0.0	0.0	359.1	0.0
	810.3			798.8			359.1	

Tabel 2.7 – Lodret lastnedføring for 1x



3 Vandret stabilitet

Under stabilitetsberegninger tages der hensyn til bygningskonsekvensklassen, hvilket er højkonsekvensklassen i projektet. Dette medfører, at alle vægge skal forsynes med lodrette trækforbindelser, som kan optage en karakteristisk last på 30 kN/m, for at opfylde robusthedskravet.

Bygningens stabilitet eftervises for alle forekommende kombinationer af lodrette og vandrette belastninger. De vandrette belastninger på bygningen føres ind i etageadskillelsen, der overfører lasten til væggene. Lasten fordeles i væggene ved hjælp af 'alfametoden', hvor den vandrette last fordeles i det stabiliserende vægssystem efter væggenes stivheder. Under stabilitetsberegninger betragtes bygningen, som rektangulær, hvor der ses bort fra indhakkene fra altanerne. Altanernes stabilitet beregnes separat og adderes i den overordnede stabilitets last. Stabiliteten eftervises både på langs og på tværs af bygningen for den farligste lastkombination svarende til STR3 for projektet.

Ved analysen af den overordnede stabilitet medregnes etageadskillelsens egenlast samt lasten i den pågældende bærelinje.

Under lodret lastnedføring er lasten svarende til STR3 (minimalværdier) blevet bestemt, lasten anvendes direkte til eftervisning af de stabile forhold i projektet.

3.1 Vandret lastfordeling

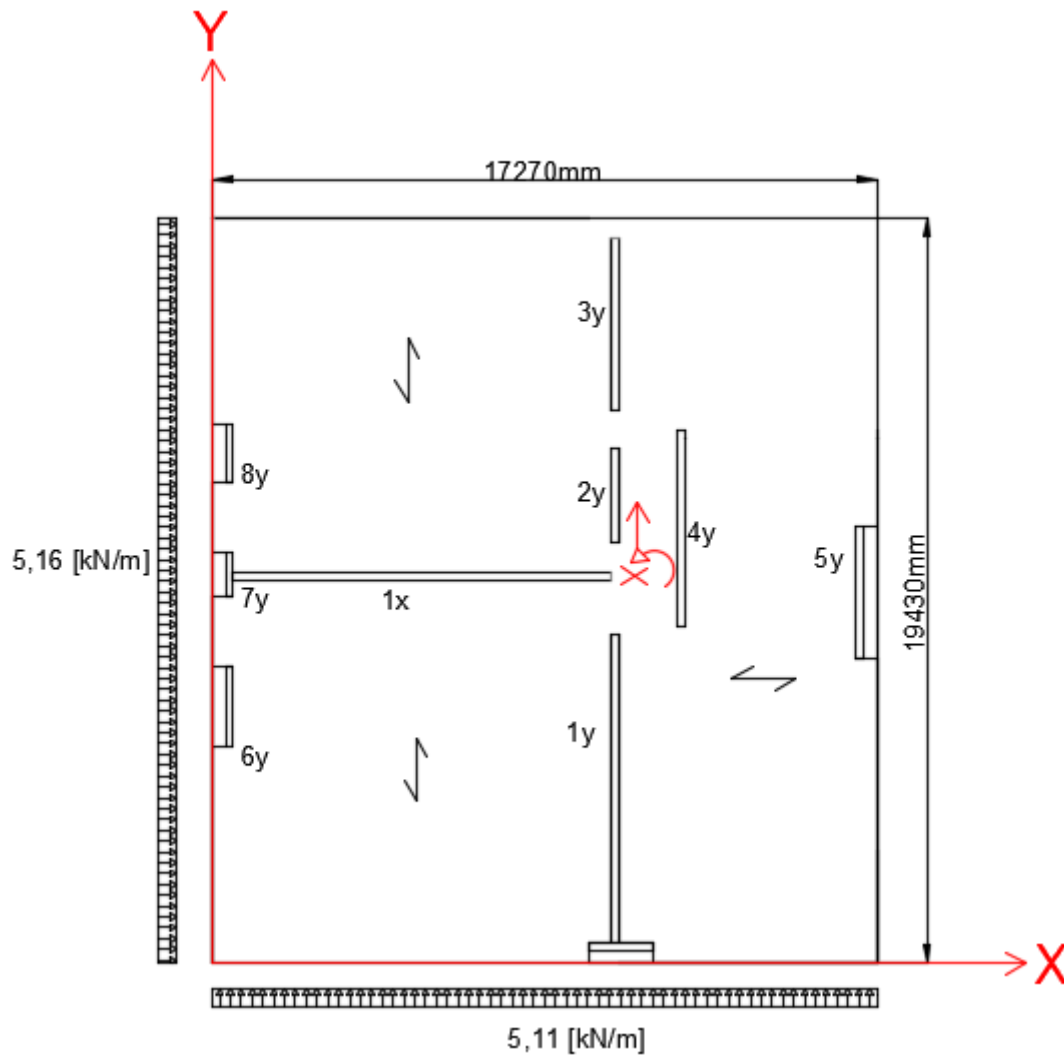
Til fordeling af vandret last på det stabiliserende vægssystem på bygningen anvendes alfametoden (dækskivefordelingsmetoden). Her anvendes en elastisk fordeling, hvor det forudsættes, at dækskiven er uendelig stiv på tværs af planet, og at væggene uendeligt slappe på tværs af deres plan.

Når dækskiven belastes af den vandrette last, får den en flytning og en rotation. Denne flytning forsøges hindret af planvægge, hvis reaktioner er proportional med den tvungne flytning. Da fjederkonstanterne kan bestemmes ud fra væggenes geometri, bliver de ubekendte i beregningerne i første omgang kun dækskivens flytning og rotation. Når disse størrelser er fastlagt, kendes væggenes påtvungne flytninger og med kendskab til fjederkonstanterne, kan snitkræfterne mellemdæk og vægge beregnes.

Vægssystemets forskydningscentrum beskrives som det punkt, hvor den vandrette ydre last skal angribe, for at der ikke sker vridning i systemet. Omvendt gælder det at påvirke systemet med et vridende moment, da der ikke opstår moment i forskydningscentre.

De stabiliserende vægge er beskrevet i et (x,y) koordinatsystem, og den enkelte vægs relative stivhed betegnes s_x og s_y for henholdsvis vægge i x og y retning.

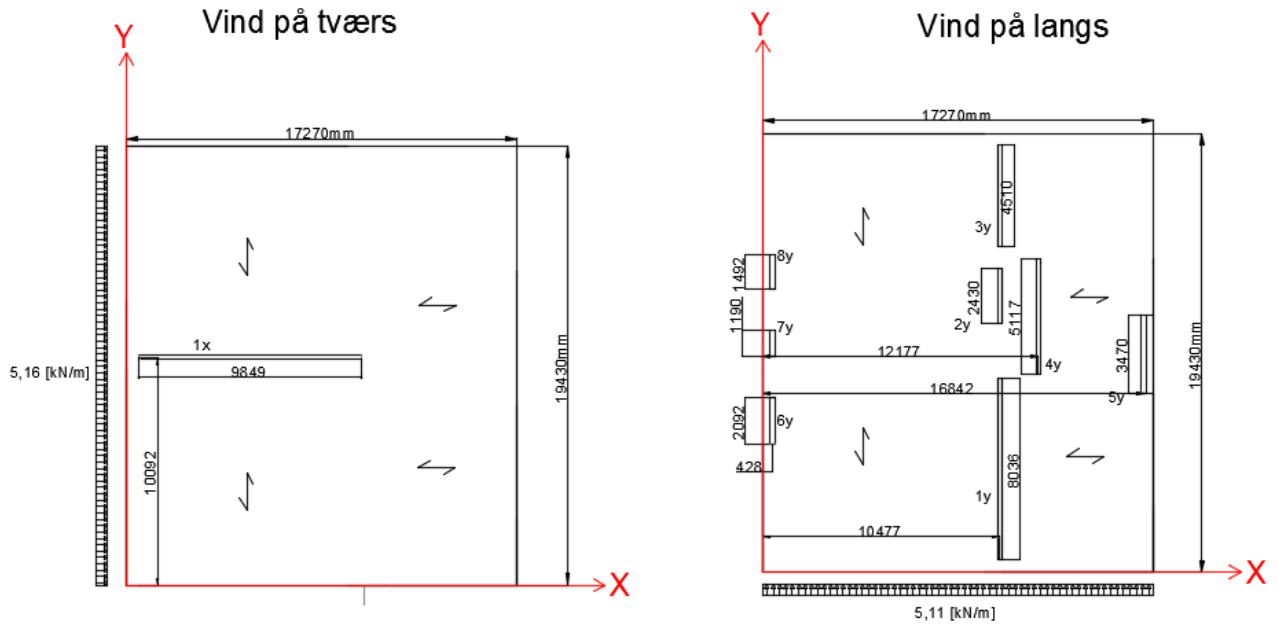
Diplomprojekt



Figur 3.1 – Plan af dæskiven med det stabiliserende vægssystem.

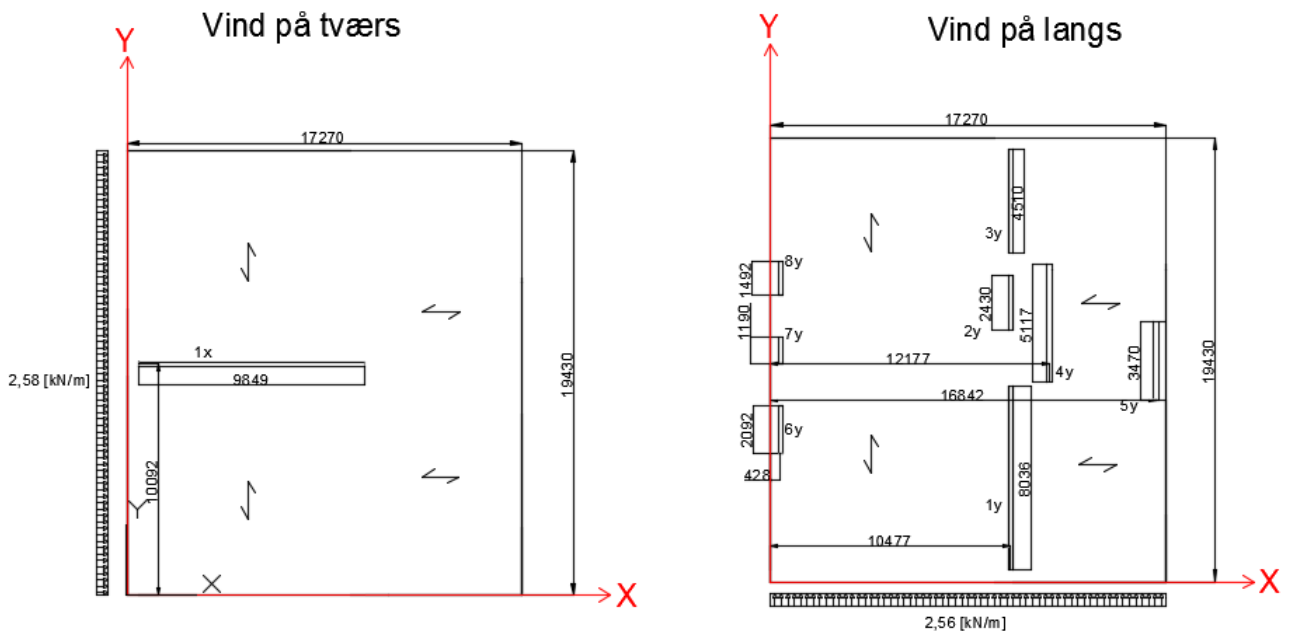


Normaletage



Figur 3.2 – Stabiliserende vægge og deres placering i (x,y)-systemet normaletage – mål i mm

Øverste etage





Diplomprojekt

Figur 3.3 – Stabiliserende vægge og deres placering i (x,y)-systemet øverste etage – mål i mm.

Væggens stivhedstal er proportionale med inertimomentet, når væggene er relativt høje sammenlignet med væggenes bredde, og proportionale med tværsnitsarealet, når væggene er relativt lave.

I projektet bestemmes stivhedstallene ved hjælp af følgende udtryk, her antages, at væggenes reelle stivhed er proportional med deres respektive inertimoment.

$$S_i = a_0 \cdot \frac{l^3}{h^2}$$

Hvor:

a_0 er en faktor, der tager hensyn til væggenes placering, og om væggen er bærende eller ikke-bærende.

Fastlæggelse af de vandrette reaktioner i væggene vises i de følgende tabeller. De enkelte komponenter, der indgår i formlerne, er beskrevet i det følgende.

De enkelte komponenter:

S_{xi} : betegner stivheden af væggen stående i x-retningen med nummeret i

S_{yi} : Stivheden af væggen stående i y-retningen med nummeret i

Den enkelte vægs forskydningscentrum betegnes med følgende benævnelser:

y_{xi} : Afstanden fra x-aksen til midten af væggen stående i x-aksen retning med nummeret i

x_{yi} : Afstanden fra y-aksen til midten af væggen stående i y-aksen retning med nummeret i

Vægssystemets forskydningscentrum beliggenhed betegnes med følgende koordinater:

x_0 og y_0 , og bestemmes ved hjælp af følgende udtryk.

$$x_0 = \frac{\sum(S_y \cdot x_y)}{\sum S_y} \quad y_0 = \frac{\sum(S_x \cdot y_x)}{\sum S_x}$$

Når forskydningscentrummet er fastlagt, kan dækskivens flytning også bestemmes som:

$$u_f = \frac{P_x}{\sum S_x}$$



Diplomprojekt

Vægssystemets forskydningscentrum vil i akseretningerne få flytninger svarende til belastningens komponent, divideret med den samlede stivhed i den pågældende retning.

$(y_x - y_0)$ og $(x_y - x_0)$: Afstand fra væggenes forskydningscentrum til

Systemets forskydningscentrum.

Vægssystemets vridningsstivhed betegnes med I_V og bestemmes som:

$$I_V = \sum (S_y (x_y - x_0)^2) + \sum (S_x (y_x - y_0)^2)$$

P_x : Ydre kraft i x-aksens retning

P_y : Ydre kraft i y-aksens retning

y_p : Ydre kraftens afstand fra x-aksen regnet med fortegn

x_p : Ydre kraftens afstand fra y-aksen regnet med fortegn

Moment fra ydre kræfter om forskydningscentrum regnes positiv mod uret og bestemmes som:

$$M_P = -P_x \cdot (y_p - y_0) + P_y \cdot (x_p - x_0)$$

Dækskivens rotation er proportional med de ydre kræfters moment, og bestemmes af:

$$\theta = \frac{M_P}{I_V}$$

Dog får dækskiven ingen drejning, hvis lastresultanten angriber i forskydningscentrum.

Snitkræfter mellem væg og dækskive fås ved:

R_x : Reaktionen for væg i x-retningen

$$R_x = \frac{S_x}{\sum S_x} \cdot P_x - \frac{M_P}{I_V} \cdot (y_x - y_0) \cdot S_x$$

R_y : Reaktionen for væg i y-retningen



Diplomprojekt

$$R_y = \frac{S_y}{\sum S_y} \cdot P_y + \frac{M_P}{I_V} \cdot (x_y - x_0) \cdot S_y$$

Snitkræfterne er summen af to led, hvor det første er forskydningsbidraget, der stammer fra dækskivens flytning i kraftens retning. Det andet led er drejningsbidraget, som følger dækskivens drejning M_P .

Væggenes reaktioner bestemmes i det følgende.

3.2 Stabilitet på tværs.

Vind langs x-aksen normaltaget

Den ydre last parallel med x-aksen $P_x = 112,54 kN$

Dennes afstand fra x-aksen regnet med fortegn $y_p = 9,72 m$

Vægge parallel med x-akse								
Væg nr.	S_x	y_x	$S_x y_x$	$y_x - y_0$	$S_x (y_x - y_0)^2$	$(S_x / \sum S_x) P_x$	$(-M_P / I_V) (y_x - y_0) S_x$	R_x
1	2,53	10,09	25,55	0,00	0,00	112,54	0,00	112,54
Σ	2,53		25,55		0,00	112,54		112,54

Tabel 3.1 – Vægge parallel med x-aksen normaltaget

Y-koordinat til forskydningscentrum

$$y_0 = \frac{\sum (S_x \cdot y_x)}{\sum S_x} = \frac{25,55}{2,53} = 10,09 m$$

Vægge parallel med y-akse								
Væg nr.	S_y	X_y	$S_y X_y$	$X_y - x_0$	$S_y (X_y - x_0)^2$	$(S_y / \sum S_y) P_y$	$(-M_P / I_V) (X_y - x_0) S_y$	R_y
1	0,86	10,48	9,01	-0,73	0,45	0,00	-3,34	-3,34
2	0,07	10,48	0,73	-0,73	0,04	0,00	-0,27	-0,27
3	0,19	10,48	1,99	-0,73	0,10	0,00	-0,74	-0,74
4	0,60	12,18	7,31	0,97	0,57	0,00	3,12	3,12
5	0,10	16,84	1,68	5,64	3,18	0,00	3,01	3,01
6	0,01	0,43	0,01	-10,78	1,51	0,00	-0,75	-0,75
7	0,01	0,43	0,00	-10,78	1,34	0,00	-0,66	-0,66
8	0,01	0,43	0,00	-10,78	0,75	0,00	0,37	0,37
Σ	1,85		20,74	-10,78	7,94	0,00	0,00	0,00



Diplomprojekt

Tabel 3.2 – Vægge parallel med y-aksen normaltage

X - koordinat til forskydningscentrum

$$x_0 = \frac{\sum(S_y \cdot x_y)}{\sum S_y} = \frac{20,74}{1,85} = 11,20m$$

Systemets vridningsstivhed $I_V = \sum(S_y (x_y - x_0)^2) + \sum(S_x (y_x - y_0)^2) = 7,94 + 0 = 7,94$

M_p : Moment fra ydre kræfter om forskydningscentrum.

$$M_p = -P_x \cdot (y_p - y_0) + P_y \cdot (x_p - x_0)$$

$$M_p = -112,54kN \cdot (9,72m - 10,09m) + 0 = 41,63kNm$$

Vind langs x-aksen øverste etage

Den ydre last parallel med x-aksen $P_x = 50,13kN$

Dennes afstand fra x-aksen regnet med fortegn $y_p = 9,72m$

Vægge parallel med x-akse								
Væg nr.	S_x	y_x	$S_x y_x$	$y_x - y_0$	$S_x (y_x - y_0)^2$	$(S_x / \sum S_x) P_x$	$(-M_p / V)(y_x - y_0) S_x$	R_x
1	2,53	10,09	25,55	0,00	0,00	50,13	0,00	50,13
Σ	2,53		25,55		0,00	50,13		50,13

Tabel 3.3 – Vægge parallel med x-aksen øverste etage

Y-koordinat til forskydningscentrum

$$y_0 = \frac{\sum(S_x \cdot y_x)}{\sum S_x} = \frac{25,55}{2,53} = 10,09m$$

Vægge parallel med y-akse								
Væg nr.	S_y	X_y	$S_y X_y$	$X_y - x_0$	$S_y (X_y - x_0)^2$	$(S_y / \sum S_y) P_y$	$(-M_p / V)(X_y - x_0) S_y$	R_y
1	0,86	10,48	9,01	-0,73	0,45	0,00	-1,49	-1,49
2	0,07	10,48	0,73	-0,73	0,04	0,00	-0,12	-0,12
3	0,19	10,48	1,99	-0,73	0,10	0,00	-0,33	-0,33



Diplomprojekt

4	0,60	12,18	7,31	0,97	0,57	0,00	1,39	1,39
5	0,10	16,84	1,68	5,64	3,18	0,00	1,34	1,34
6	0,01	0,43	0,01	-10,78	1,51	0,00	-0,33	-0,33
7	0,01	0,43	0,00	-10,78	1,34	0,00	-0,30	-0,30
8	0,01	0,43	0,00	-10,78	0,75	0,00	-0,17	-0,17
Σ	1,85		20,74	-10,78	7,94	0,00	0,00	0,00

Tabel 3.4 – Vægge parallel med y-aksen øverste etage

X - koordinat til forskydningscentrum

$$x_0 = \frac{\sum(S_y \cdot x_y)}{\sum S_y} = \frac{20,74}{1,85} = 11,20m$$

Systemets vridningsstivhed $I_V = \sum(S_y (x_y - x_0)^2) + \sum(S_x (y_x - y_0)^2) = 7,94 + 0 = 7,94$

M_P : Moment fra ydre kræfter om forskydningscentrum.

$$M_P = -P_x \cdot (y_p - y_0) + P_y \cdot (x_p - x_0)$$

$$M_P = -50,13kN \cdot (9,72m - 10,09m) + 0 = 18,54kNm$$

3.3 Stabilitet på langs

Vind langs y-aksen normaltager

Den ydre last parallel med x-aksen $P_y = 100,53kN$

Dennes afstand fra x-aksen regnet med fortegn $x_p = 8,64m$

Vægge parallel med x-akse								
Væg nr.	S_x	y_x	$S_x y_x$	$y_x - y_0$	$S_x (y_x - y_0)^2$	$(S_x / \sum S_x) P_x$	$(-M_P / I_V) (y_x - y_0) S_x$	R_x
1	2,53	10,09	25,55	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Σ	2,53		25,55		0,00	0,00	0,00	0,00

Tabel 3.5 – Vægge parallel med x-aksen normaltager

Y-koordinat til forskydningscentrum



Diplomprojekt

$$y_0 = \frac{\sum(S_x \cdot y_x)}{\sum S_x} = \frac{25,55}{2,53} = 10,09m$$

Vægge parallel med y-akse								
Væg nr.	S _y	X _y	S _y x _y	X _y -x ₀	S _y (x _y -x ₀) ²	(S _y /∑S _y)P _y	(-M _p /I _v)(x _y -x ₀)S _y	R _y
1	0,86	10,48	9,01	-0,73	0,45	46,71	20,33	67,03
2	0,07	10,48	0,73	-0,73	0,04	3,80	1,65	5,46
3	0,19	10,48	1,99	-0,73	0,10	4,49	4,49	14,81
4	0,60	12,18	7,31	0,97	0,57	-19,00	-19,00	13,59
5	0,10	16,84	1,68	5,64	3,18	-18,34	-18,34	-12,91
6	0,01	0,43	0,01	-10,78	1,51	4,56	4,56	5,26
7	0,01	0,43	0,00	-10,78	1,34	4,03	4,03	4,66
8	0,01	0,43	0,00	-10,78	0,75	2,28	2,28	2,63
∑	1,85		20,74	-10,78	7,94	100,53	0,00	100,53

Tabel 3.6 – Vægge parallel med y-aksen normaltage

X - koordinat til forskydningscentrum

$$x_0 = \frac{\sum(S_y \cdot x_y)}{\sum S_y} = \frac{20,74}{1,85} = 11,20m$$

Systemets vridningsstivhed $I_v = \sum(S_y (x_y - x_0)^2) + \sum(S_x (y_x - y_0)^2) = 0 + 7,94 = 7,94$

M_p : Moment fra ydre kræfter om forskydningscentrum.

$$M_p = -P_x \cdot (y_p - y_0) + P_y \cdot (x_p - x_0)$$

$$M_p = 0 + 100,53kN \cdot (8,64m - 11,20m) = -257,36kNm$$

Vind langs y-aksen øverste etage

Den ydre last parallel med x-aksen $P_x = 44,21kN$

Dennes afstand fra x-aksen regnet med fortegn $x_p = 8,64m$

Vægge parallel med x-akse								
Væg nr.	S _x	y _x	S _x y _x	y _x -y ₀	S _x (y _x -y ₀) ²	(S _x /∑S _x)P _x	(-M _p /V)(y _x -y ₀)S _x	R _x



Diplomprojekt

1	2,53	10,09	25,55	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Σ	2,53		25,55		0,00	0,00	0,00	0,00

Tabel 3.7 – Vægge parallel med x-aksen øverste etage

Y-koordinat til forskydningscentrum

$$y_0 = \frac{\sum(S_x \cdot y_x)}{\sum S_x} = \frac{25,55}{2,53} = 10,09m$$

Vægge parallel med y-akse								
Væg nr.	S _y	X _y	S _y X _y	X _y -x ₀	S _y (x _y -x ₀) ²	(S _y /ΣS _y)P _y	(-M _p /V)(x _y -x ₀)S _y	R _y
1	0,86	10,48	9,01	-0,73	0,45	20,54	8,94	29,48
2	0,07	10,48	0,73	-0,73	0,04	1,67	0,73	2,40
3	0,19	10,48	1,99	-0,73	0,10	4,54	1,97	6,51
4	0,60	12,18	7,31	0,97	0,57	14,33	-8,35	5,98
5	0,10	16,84	1,68	5,64	3,18	2,39	-8,07	5,68
6	0,01	0,43	0,01	-10,78	1,51	0,31	2,00	2,31
7	0,01	0,43	0,00	-10,78	1,34	0,27	1,77	2,05
8	0,01	0,43	0,00	-10,78	0,75	0,16	1,00	1,16
Σ	1,85		20,74	-10,78	7,94	44,21	0,00	44,21

Tabel 3.8 – Vægge parallel med y-aksen øverste etage

X - koordinat til forskydningscentrum

$$x_0 = \frac{\sum(S_y \cdot x_y)}{\sum S_y} = \frac{20,74}{1,85} = 11,20m$$

Systemets vridningsstivhed $I_V = \sum(S_y (x_y - x_0)^2) + \sum(S_x (y_x - y_0)^2) = 7,94 + 0 = 7,94$

M_p : Moment fra ydre kræfter om forskydningscentrum.

$$M_p = -P_x \cdot (y_p - y_0) + P_y \cdot (x_p - x_0)$$

$$M_p = 0 + 44,21kN \cdot (8,64m - 11,20m) = -113,18kNm$$



Diplomprojekt

Reaktionerne i tabellerne samt lasten svarende til STR3 bestemt under lodret lastnedføring anvendes under eftervisning af de stabile forhold til vandrette påvirkninger for væggene. Vægskiverne betragtes nu som bjælker, der er fastspændte i fundamentet, hvis øverste rand tvinges til at følge med dækskivens flytning.

4 Eftervisning af de stabile forhold

I følgende afsnit eftervises de stabile forhold til vandrette påvirkninger, at der ikke sker væltning, glidning eller knusning for væggene.

Under væltningsundersøgelsen sammenlignes hver enkelt vægs væltende moment og det stabiliserende. Det væltende moment stammer fra de vandrette reaktioner på væggene, hvor armene svarer til etagehøjde. Bidragene til det stabiliserende moment kommer fra den lodrette last i bærelinjen inklusive væggenes egenlast.

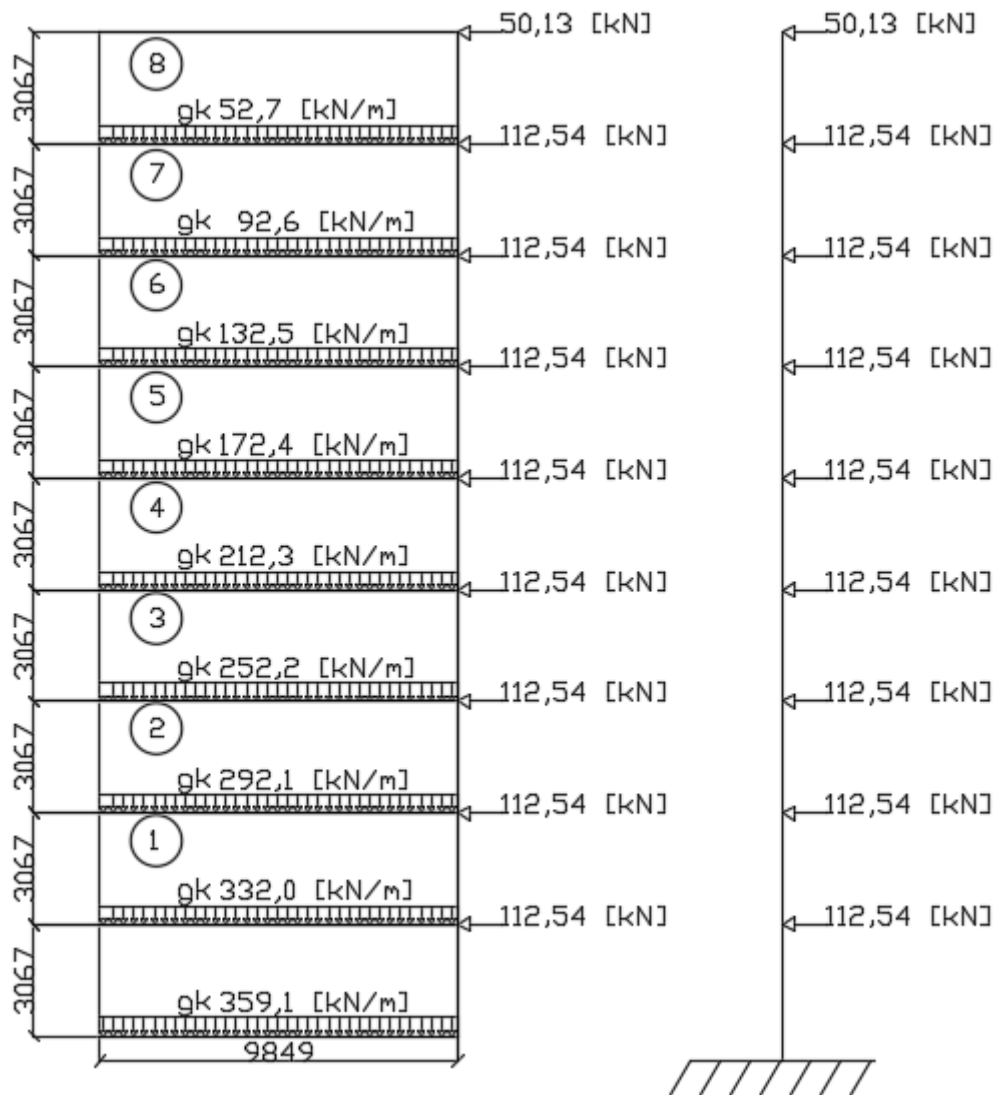
I glidningsundersøgelsen eller forskydningsundersøgelsen undersøges støbeskellet mellem vægelement og underliggende dæk for forskydning for derefter at bestemme om støbeskellet skal armeres. Endvidere multipliceres normalkraften med en friktionsfaktor på 0,5, når der undersøges for forskydning.

Derudover undersøges vægelementer for knusning, hvor normalkraften i bunden af vægge sammenlignes med den regningsmæssige betontrykspænding, hvilket anvendes til at eftervise styrken af samlingerne ved eventuel kraftoverførsel mellem vægelementerne og støbeskellet.

I følgende figur er vist væg 1x med tilhørende belastning i bunden af hver enkelt væg og statisk hovedsystem. Resultaterne for de stabile forhold er anført i tabellerne. Den samlede eftervisning for de stabiliserende vægge fremgår i *bilag 4 – Eftervisning af de stabile forhold*.



Diplomprojekt



Figur 4.1 – Væg1x med tilhørende belastning og statisk hovedsystem, mål i mm



Eftervisning af de stabile forhold for væg 1x						
	Forskydningskraft	Normalkraft	Væltende moment	Stabiliserende moment	Normalspænding	Bæreevne
Væg nr.	V_{Ed} kN	N_{Ed} kN	$M_{vælt}$ kNm	M_{stabil} kNm	σ_{NEd} MPa	R_d
8	50,13	519,10	153,90	2556,54	0,28	ok
7	162,67	912,11	653,30	4492,14	0,54	ok
6	275,21	1306,11	1498,19	6432,95	0,86	ok
5	387,75	1698,14	2688,58	8363,34	1,27	ok
4	500,29	2091,16	4424,47	10 298,94	1,80	ok
3	612,83	2484,17	6105,86	12 234,54	2,52	ok
2	725,37	2877,18	8332,75	14 170,14	3,55	ok
1	837,91	3270,20	10 905,13	16 105,74	5,14	ok
0	950,45	3537,14	13 823,01	17 420,39	5,56	ok

Tabel 4.1 – Eftervisning af de stabile forhold for væg1x

Igennem beregningerne kom det frem, at væggen hverken vælter, glider eller knuses, dog skal alle vægge på de forskellige etager forankres, da bygningen tilhører høj konsekvensklasse, hvor de lodrette trækforbindelser skal kunne optage en karakteristisklast på 30 kN/m i hht. robusthedskrav.

Som lodrette trækforbindelser anvendes Y25, som etableres i korrugerede rør. De lodrette trækforbindelsers placeres således, at der sikres en optagelse af en karakteristisklast på 30 kN/m samt en forudsætning for, at bygningens stabilitet er sikret.

Ved stabilitetsberegninger fastlægges placeringen og antallet af de lodrette trækforbindelser af hensyn til at sikre bygningens stabilitet, hvorunder robustheden undersøges mht. den anvendte armering samt om placeringen opfylder robusthedskravet.

Plantegning over forankringsarmeringen er anført som tegning nr.1 i tegningsmappen.

5 Robusthed

En konstruktions robusthed har til formål at formindske bygningens følsomhed overfor utilsigtet påvirkning og defekter, der ligger uden for almindelige projekteringsforudsætninger. På grund af de ukendte påvirkninger er det svært at opstille beregninger til eftervisning af robusthed.



Diplomprojekt

En af de vigtigste grunde til at sikre en konstruktionsrobusthed er for at undgå progressivt kollaps. Fænomenet kan opstå, når en bærende konstruktionsdel svigter, hvilket kan føre til nedstyrtning af hele konstruktionen. Igennem robusthed sikres konstruktionen mod progressivt kollaps.

En konstruktion er robust:

- Når sikkerhedsmæssige afgørende dele af konstruktionen kun er lidt følsomme overfor utilsigtede påvirkninger og defekter.
- Når der ikke opstår et omfattende svigt af konstruktionen, hvis en begrænset del af konstruktionen svigter.

Under overvejelser om konstruktionens robusthed er der nogle forhold, der skal tages med i overvejelserne, idet de bidrager til konstruktionens robusthed. Forholdene beskrives i det følgende.

I forbindelse med robusthed bør alle potentielle ulykkesituationer vurderes ud fra lasterne i DS/EN i 1991-1-1, og deres tilhørende kombinationer.

Der bør tages hensyn til robusthed, når det konstruktive system skal designes. Dette kan der blandt andet tages hensyn til under valg af statisk system. Ved at anvende statiske ubestemte konstruktioner giver det flere muligheder at bære lasten på. Dvs. ved tilfælde af svigt i konstruktionen vil kræfterne omlejres, i stedet for at hele konstruktion sammenstyrtter, hvilket er med til at øge robustheden.

Ved valg af bygningsmaterialer, skal materialernes duktilitet betragtes. Der bør anvendes materialer med deformationsevner, da duktilitet betyder at brud i materialet eller samling først sker efter store deformationer.

En konstruktions- eller konstruktionsdels størrelse bidrager også til robusthed, eksempel ved at begrænse slankhed i trykpåvirkede dele.

Ved at sikre en indre sammenhæng i konstruktionen øges robustheden. I elementbyggeri sikres robustheden ved at indsætte armering i fugerne inden sammenstøbning af elementerne, hvor in-situ støbte betonkonstruktioner normalt vil have sammenhænge både i lodret og vandret retning.

Robusthedsdokumentation afhænger af bygningens konsekvensklasse. Ved højkonsekvensklasse skal robustheden dokumenteres, mens den skal vurderes for normal konsekvensklasse.



Diplomprojekt

I højkonsekvensklasse, hvilket er tilfældet i projektet, er kravene til trækforbindelser i henholdsvis periferi og intern foreskrevet som:

- For periferitrækforbindelser

$$F_r = \max\{q_1 l \text{ eller } 80kN$$

Hvor q_1 er 15 kN/m og l er længden af sidste fag.

- For indre trækforbindelser

$$F_i = \max\{q(l_1 + l_2) \text{ eller } 80kN$$

Hvor q er 30 kN/m og l_1 og l_2 er spændevidden af dækket på hver side af den koncentrerede armering.

Endvidere skal de lodrette trækforbindelser mellem toppen af vægge og etagedæk kunne optage en karakteristisk trækraft på 30 kN/m.

I bygninger på 5 etager og derover skal trækforbindelserne være kontinuerte i hele vægges højde. Denne armering begrænser nedstyrtning af etageadskillelser, hvis en understøttende væg bortfalder. Der er dog ikke sat størrelser på kræfterne på de trækforbindelser, der bør være til stede samt et vægstykke, der bortfalder eller hvor meget af etageadskillelsen, der må falde ned. Ifølge lærebog *Bygningsberegning af Bjarne Christian Jensen og Svend Ole Hansen 1. udgave 2010*, forekommer det rimeligt at anvende en karakteristisk last på 30kN/m, hvilket er baseret på et tidligere krav i Danmark, som kvantificering af kravet i DS/EN 1992-1-1.

Det forskrevne trækforbindelser er minimumsarmering, der ikke er et supplement til eventuel armering bestemt af det øvrige statiske beregninger. Dvs. at hvis armeringsmængden, der er bestemt under de statiske beregninger for eksempel i stabilitetsberegninger opfylder kravene til robusthed, tilføres ikke mere armering under robusthed. Det skal blot eftervises, at armeringen opfylder robusthedskravene. Desuden er kravene, som er foreskrevet for trækforbindelserne gældende for armeringens karakteristiske styrker, hvilket betyder, at der regnes med karakteristiske værdier.

5.1 Lodrette trækforbindelser.

I projektet anvendes korrugerede rør til de lodrette trækforbindelser, og dimensionen og antallet af trækforbindelserne er blevet fastlagt under eftervisning af de stabile forhold for væggene under fastlæggelse af forankringsarmering.



Diplomprojekt

I det følgende eftervises, at de anvendte lodrette trækforbindelser i projektet opfylder robusthedskravet på 30kN/m.

Som forankring i væggene, anvendes Y25 B500 armering

Materialedata

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{s25} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = 491 \text{ mm}^2$$

Forankringskraft for en Y25

$$P_F = f_{ck} \cdot A_{s25} = 491 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ MPa} = 245 \text{ kN}$$

Længden af en væg, som en Y12 overholder robusthedskravet for bestemmes:

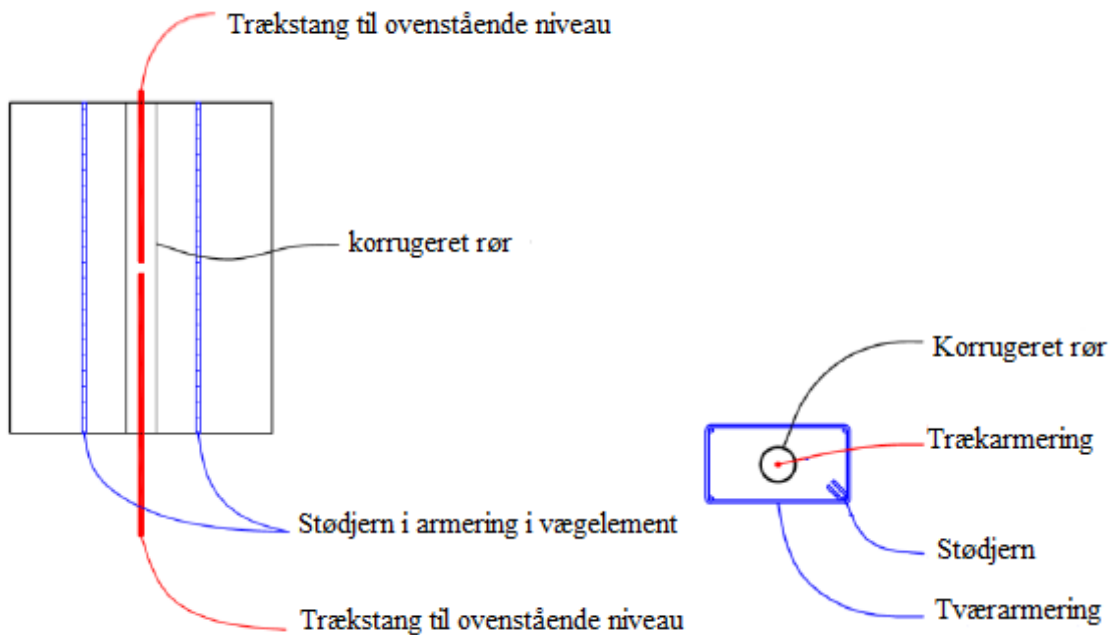
$$R_{krav} = 30 \text{ kN/m}$$

$$L_{væg} = \frac{P_F}{30 \text{ kN/m}} = \frac{245 \text{ kN}}{30 \text{ kN/m}} = 8,2 \text{ m}$$

Dvs. at der må maksimalt være 8,2 meter mellem de lodrette trækforbindelser i væggene for at opfylde robusthedskravet.

De lodrette trækforbindelsers placering i væggene er vist på *tegning nr.1*

Trækforbindelserne udføres som slparmering, og udformes, som vist på *figur 5.1*, hvor der stilles krav til minimumstykkelser for vægge og korrugerede rør. For en Y 25 trækarmring, som bruges i projektet er minimumsværdier anført i *tabel 5.1*.



Figur 5.1 – Snit og plantegning af korrugeret rør og de lodrette trækforbindelser

	Y25
Trækstang med tolerancetillæg	28 mm
Omstøbningsplads	10 mm
Minimums rørs indre dimension	70 mm
Minimums vægtykkelse	200 mm

Tabel 5.1 – Minimumsværdier for anvendelse af Y25 som korrugeret rør.

I tabellen ses, at den valgte vægtykkelse på 200 mm i projektet opfylder kravene, der stilles for anvendelse af valgte trækforbindelse. Endvidere stilles krav til stødjern, der anvendes, hvor det forudsættes, at deres samlede armeringsareal skal mindst svare til trækforbindelsens armeringsareal. Dette gøres for, at stødjern skal kunne overføre kraften ved tilfælde af flydning i trækarmeringen.

Fugearmering fastlægges i det følgende, idet der anvendes armering med flydespænding og fugebeton C25:

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

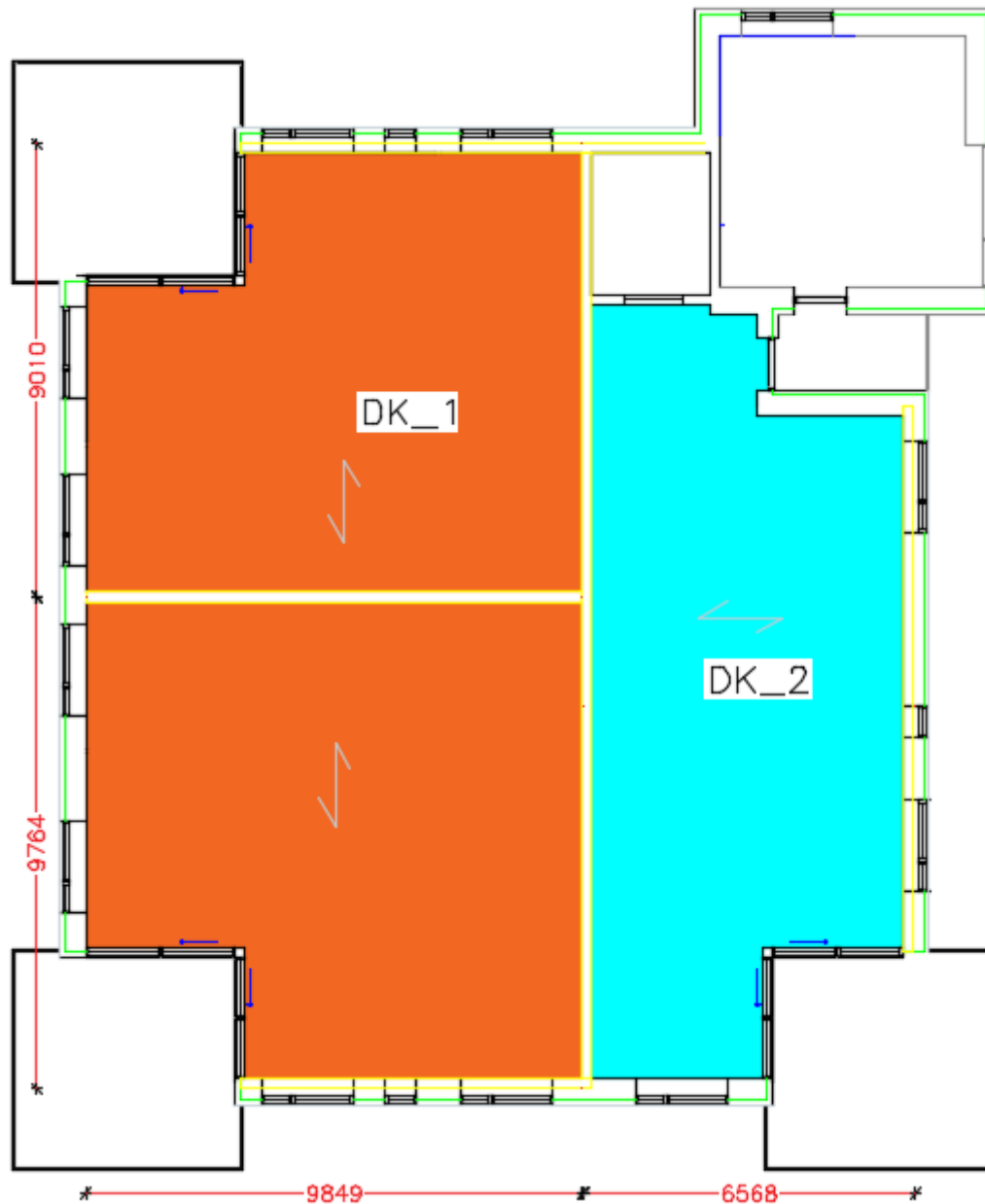
5.2 Periferitrækforbindelser

Der etableres randarmering i randen ved hver etage – og tagdæk. Randarmering dimensioneres enten for vind, masselast eller robusthedskrav. Projektets huldække har forskellige spændretninger, det vælges derfor at dele dækskiven op som vist på figur



Diplomprojekt

5.2. Derefter anvendes det længste spænd af skiveopdelingen, når robusthedskravet fastlægges.



Figur 5.2 – Dækskivens opdeling

Robusthedskravet bliver:

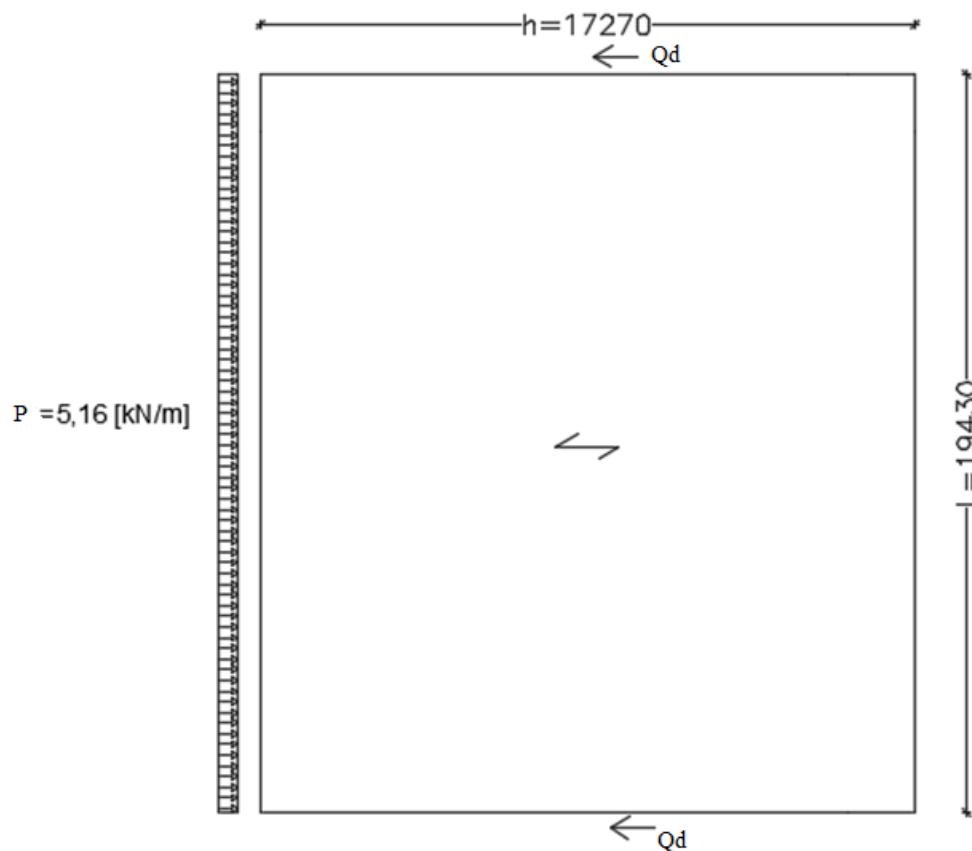
$$F_r = ql = 15 \text{ kN} \cdot 9,76 \text{ m} = 146,4 \text{ kN} > 80 \text{ kN}$$



Diplomprojekt

I projektgrundlaget blev det fastlagt, at vindlast er dimensionsgivende vandretlast på konstruktionen, der bestemmes derfor den vandrette kraft stammende fra vindlast, der skal optages i randarmering langs dækskivens rand.

I dette tilfælde regnes dækelementerne at spænde fra facade til facade, med den betragtning regnes på den sikre side, sammenlignet med det aktuelle tilfælde. Tilfældet fremgår af *figur 5.3*



Figur 5.2 – Dækskiv

Vindlasten på dækskiven, tillægges et bidrag fra vindlast på altanplade. Bidraget er bestemt i projektgrundlaget i *tabel 8.4* til $2,58 \text{ kN/m}$, og har en lastopland på 4 meter.

Dette medfører en vandretvirkende last på dækskiven på:

$$P = \frac{2,58 \text{ kN}}{m} + \frac{5,16 \text{ kN}}{m} = \frac{5,29 \text{ kN}}{m}$$

Dækskiven regnes som et bjælke, og forudsættes simpelt understøttet på de 2 facadevægge.



Diplomprojekt

Moment ved skivemidte:

$$M = \frac{P \cdot l^2}{8} = \frac{1}{8} \cdot \frac{5,29kN}{m} \cdot (19,43m)^2 = 249,64 \text{ kNm}$$

Der regnes med indre moment arm på:

$$z = 0,9h = 0,9 \cdot 17,27m = 15,54m$$

Randstringeren i gavlfugen skal kunne optage en trækraft af størrelsen:

$$N_{at} = N_c = \frac{249,64 \text{ kNm}}{15,54m} = 16,10kN$$

Tilsvarende trykkraft N_c , der skal overføres som et jævnt fordelt tryk vinkelret på dækelementerne, fordeles over en trykzonehøjde:

$$x = 0,2h = 0,2 \cdot 17,27m = 3,45m$$

Af tabel 5.2 fremgår lasterne, der tages udgangspunkt i.

Dimensionsgivende laster	
Vindlast	16,10 kN
Robusthedskrav	146,4 kN

Tabel 5.2 – Dimensionsgivende laster

I tabellen ses at robusthedskravet bliver dimensionsgivende for periferitrækforbindelser.

Nødvendigt armeringsareal:

$$A_s = \frac{147,75kN}{f_{yk}} = \frac{147,75kN}{550MPa} = 269mm^2$$

Der vælges 2 stk. Y14:

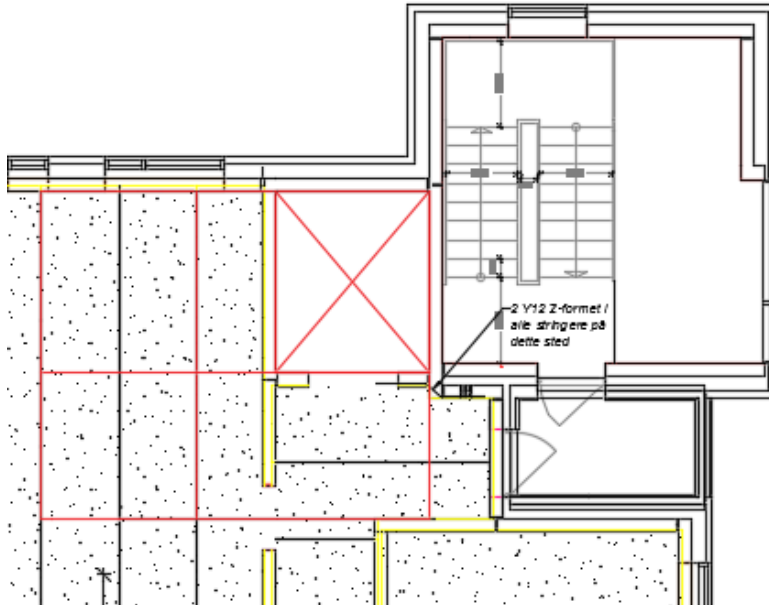
$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (14mm)^2 \cdot 2 = 308 \text{ mm}^2$$

Området omkring Elevatorskakt

Ved området omkring elevatorskakt undersøges dæskiven ved hjælp af stringermetoden. Ved stringermetoden opdeles skiven i en række rektangulære felter med et net af tryk og trækstringere. De rektangulære felter betragtes som rene forskydningsmembraner. Området ved elevatorskakt fremgår af figur 5.3.

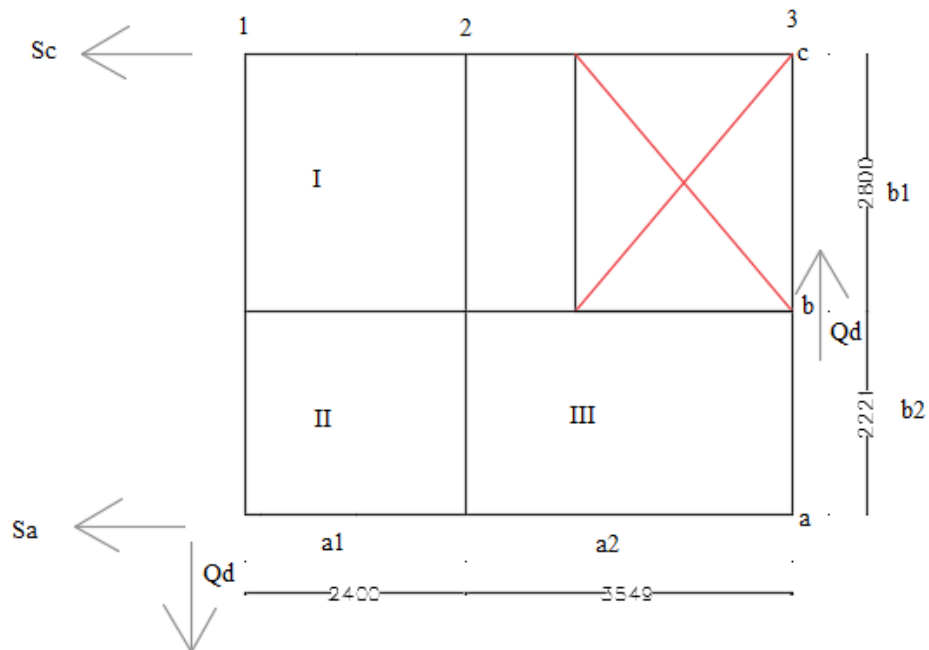


Diplomprojekt



Figur 5.3 – Området ved elevatorskakt

I området regnes med en konstant maksimal forskydningskraft over hele området. Stringersystemet for området fremgår af figur 5.4.



Konstant forskydningskraft over hele området bestemmes som:



Diplomprojekt

$$Q_d = \frac{1}{2} \cdot pl = \frac{1}{2} \cdot \frac{5,29kN}{m} \cdot 19,43m = 51,40kN$$

Moment ligevægt giver:

$$S_a = \frac{Q_d(a_1 + a_2)}{b_1 + b_2} = \frac{51,40kN(2,4m + 3,55)}{2,8m + 2,22m} = 60,91kN$$

$$S_c = -60,91kN$$

Lodret forskydningsligevægt i snit gennem område III:

$$\tau_{III} = \frac{Q_d}{b_2} = \frac{51,40kN}{2,22m} = 23,15kN/m$$

Vandret forskydningsligevægt i snit gennem område I:

$$\tau_I = \frac{S_c}{a_1} = \frac{-60,91kN}{2,4m} = -25,40kN/m$$

Lodret forskydningsligevægt i snit gennem område I og II:

$$\tau_{II} = \frac{Q_d - \tau_I \cdot b_1}{b_2} = \frac{51,40kN - 25,40kN/m \cdot 2,8m}{2,22m} = -8,88kN/m$$

Som overtallig ligning er der valgt vandret forskydningsligevægt i snit gennem område I og II.

Den største forskydning optræder ved område I. Her kræves tværgående forskydningsarmering pr. dækelement svarende til.

$$A_t = \frac{(b \cdot \tau_I)}{f_{yk}} = \frac{(1,2m) \cdot 25kN/m}{550MPa} = 55mm^2/\text{pr.dækfuge}$$

Y8hårnålbøjle sammen med dækelementernes fugearmering er tilstrækkelig forbindelse i bygningen.

Stringer 1

Stringer 1 skal kunne optage hele forskydningskraften, dette kræver et armeringsareal på:

$$A_1 = \frac{(Q_d)}{f_{yk}} = \frac{51,40kN}{550MPa} = 94mm^2$$

Der indsættes 1 Y 12~ 113mm² i den pågældende fuge.

Stringer 2



Diplomprojekt

Stringer 2 skal ved krydset med stringer b kunne optage en trækraft af størrelsen

$$S_b = b_1 \cdot \tau_I = 71,12kN$$

Det kræver et armeringsareal på:

$$A_2 = \frac{(S_b)}{f_{yk}} = \frac{71,12kN}{550MPa} = 129mm^2$$

Der indsættes Y14 ~ 154mm² i den pågældende dækfuge, desuden bemærkes at stringer 2 er flyttet en dækelementbredde ind fra skakten for at sikre dens forankring i almindelig dækfuge.

Stringer b

Stringer b skal i krydset med stringer 2 optage en trækraft på

$$S_{b2} = a_2 \cdot \tau_{III} = 3,5m \cdot \frac{23,15kN}{m} = 81kN$$

Det kræver et armeringsareal på:

$$A_{sb2} = \frac{(S_{b2})}{f_{yk}} = \frac{81kN}{550MPa} = 147mm^2$$

Der indsættes Y14 ~ 154mm² i den pågældende dækfuge.

Fugearmering ved stringer 2

Der indsættes fornøden armering til at sikre optagelse af de tværgående forskydningskræfter langs stringer 2. Uanset størrelsen af forskydningskraften skal støbeskellet armeres for 5kN/m

$$A_{sII} \rightarrow \frac{2 \cdot A_{sII} \cdot f_{yd}}{b_2} = \frac{5kN}{m} \rightarrow A_{sII} = 10mm^2$$

$$A_{sI} \rightarrow \frac{2 \cdot A_{sI} \cdot f_{yd}}{b_2} = \frac{5kN}{m} \rightarrow A_{sI} = 13mm^2$$

I fugen ved stringer 2 således mindst at ligge en fugearmeringsmængde af størrelsen

$$A_b = A_{sb2} + A_{sII} + A_{sI} = 170mm^2$$

Der indsættes 2 Y12 ~ 226mm².



Diplomprojekt

5.3 Indre trækforbindelser

Dimensionsgivende last svarer til 30 kN/m

Der er 1,2 m mellem hver fuge, hvilket vil sige, at hver fuge skal bære:

$$1,2m \cdot \frac{30kN}{m} = 36kN$$

Nødvendigt armeringsareal:

$$A_s = \frac{36kN}{f_{yk}} = \frac{36kN}{550MPa} = 65mm^2$$

Der vælges 1 stk. Y12:

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (12mm)^2 = 112 mm^2$$

Som vandret forankring mellem facade og dæk anvendes 2 stk. Y8 hårnål bøjle, der har et armeringsareal svarende til:

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (8mm)^2 \cdot 2 = 100 mm^2$$

Der hvor to dækelementer støder op til en tværfuge for eksempel i DK_1 indsættes 2 stk. Y12 svarende til det samlede bidrag fra de to dækelementer.

5.4 Forankringslængde

Ved hjørnerne etableres vinkelbukkede armeringsstænger, der støder periferiarmering, således at der betragtes kontinuerte periferiarmering. Forankringslængden bestemmes ved hjælp af tekniskståbi 22 udgave tabel 5.10 til:

$$\text{In-situ beton } f_{ck} = 25MPa \text{ og } f_{yk} = 550 MPa \quad l_b/\varnothing = 48$$

$$\text{For en } \varnothing = 14 \text{ mm } l_b/\varnothing = 48 \Rightarrow l_b = 48 \cdot 14mm = 672 \text{ mm}$$



Diplomprojekt

Stødlængde bliver 50 % større, da alle stænger stødes i samme snit, dvs. stødlængden bliver:

$$l_b = 672 \text{ mm} \cdot 1.5 = 1088 \text{ mm} \Rightarrow 1100 \text{ mm}$$

Der anvendes den samme stødlængde for al armering.

Fugearmeringsplan fremgår af *tegning 2* i tegningsmappen.

6 Dimensionering af de bærende konstruktionsdele

I det følgende dimensioneres på de bærende konstruktionsdele i konstruktionen.

6.1 Huldæk

I det følgende dimensioneres huldækkelementer for projektet. Dimensionen for huldækket er valgt til 220 mm, hvor huldækkets bæreevne fastlægges ved hjælp af leverdørens katalog. Lasterne, der virker på huldækket er anført i *tabel 6.1*, desuden er lette skillelægges egenlast inkluderet i egenlast.

Last på huldæk , etagedskillelse		
Lasttype	Lastkombination	Last kN/m ²
Egenlast eksl. elementet	g_k	3,17
Nyttelast	q_k	1,5
	$\psi_2 = 0,2$	
Langtidslast	$p^\infty = g_k + \psi_2 q_k$	3,47
Karakteristisk last	$p_k = g_k + q_k$	4,67
Regningsmæssig last	$p_d = 1,1*(g_k + 1,5 q_k)$	5,96
Last på huldæk, tagkonstruktion		
Lasttype	Lastkombination	Last kN/m ²
Egenlast eks. elementet	g_k	0,62
Snelast	s_k	0,80
	$\psi_2 = 0,0$	
Langtidslast	$p^\infty = g_k + \psi_2 s_k$	0,62
Karakteristisk last	$p_k = g_k + q_k$	1,42
Regningsmæssig last	$p_d = 1,1*(g_k + 1,5 q_k)$	2,00

Tabel 6.1 – Lastoversigt for hhv. etagedæk og tagdæk

Bæreevnekriterierne er følgende:

- Langtidslast bør være $\leq 1,6 \times q_{bal}$
- Karakteristisk last bør være $\leq q_{rev}$
- Regningsmæssige last skal være $\leq q_{ud}$



Diplomprojekt

6.2 Altanplader

Altanplader i projektet regnes i FEM. Robot Structural Analysis. I programmet modelleres pladen som et panel, der tildeles en tykkelse samt materialetype. Derefter defineres understøtningsforholdene, den virkende last samt tilhørende lastkombinationer for at bestemme snitkræfterne, bæreevnekapacitet i henhold til ULS og deformationer SLS. Desuden regnes på den teoretisk nødvendige armeringsmængde med udgangspunkt i bøjning i ULS tilstand i henhold til EN 1992-1-1 2013, hvilket anvendes til at bestemme armeringsmængden, der opfylder armeringskrav samt strukturelle krav.

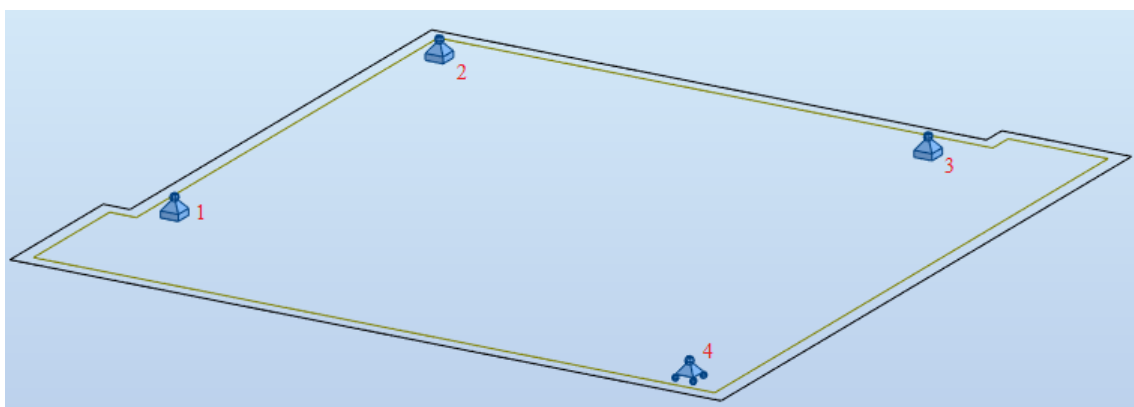
Lasterne, der virker på konstruktionen, fremgår af *tabel 6.4*

Lasttype	Lastkombination	Lasten kN/m ²
Egenlast	g_k	5,54
Nyttelast inkl. snelast	q_k	3,50
	$\psi_2 = 0,2$	
Regningsmæssig last	$P_d = 1,1 * (g_k + 1,5 q_k)$	11,87
Karakteristisk last	$P_k = g_k + q_k$	9,04
Kvasi-permanent last	$P_{\infty} = g_k + \psi_2 q_k$	6,24
Kortidslast	$P_{kort} = P_k - P_{kvasi}$	2,80

Tabel 6.4 – Lasten der virker på altanplade

I tabellen ses, at nyttelasten på 3,50 kN/m² svarer ikke værdien i Eurocodes. Dette er gjort for, at indføre en ekstra sikkerhed i bestrebelselser på at opfylde byggeherren/entreprenørens ønske om at anvende altanplade som stillads under opmuring af facade.

Altanpladen er understøttet 4 steder i konstruktion, hvilke fremgår af *figur 6.4*



Figur 6.4 - Understøtningsforhold for altanplade



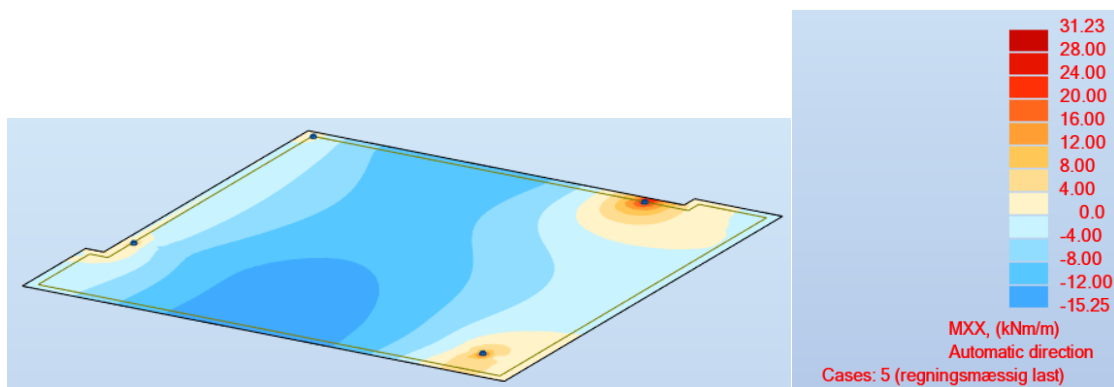
Diplomprojekt

Ved understøtninger 1, 2 og 3 bæres altanpladen på stålkonsoller, hvor en betonsøjle understøtter altanpladen i 4. konsollerne i 1,2,3 har direkte forbindelse til dækskiven, hvilket er gjort for at sikre videreførelse af den vandrette last på altanpladen.

Maksimale og minimale værdier af bøjningsmomentet (M_{xx}) som følge af regningsmæssig last, fremgår af *tabel 6.5*, hvor momentfordelingen er vist i *figur 6.5*.

	MXX (kNm/m)	MYX (kNm/m)	MYZ (kNm/m)
MAX	30.92	34.26	6.73
Panel	1	1	1
Node	3	1	1231
Case	5 (C)	5 (C)	5 (C)
MIN	-15.10	-14.84	-6.28
Panel	1	1	1
Node	1500	1604	958
Case	5 (C)	5 (C)	5 (C)

Tabel 6.5 – Regningsmæssigt moment

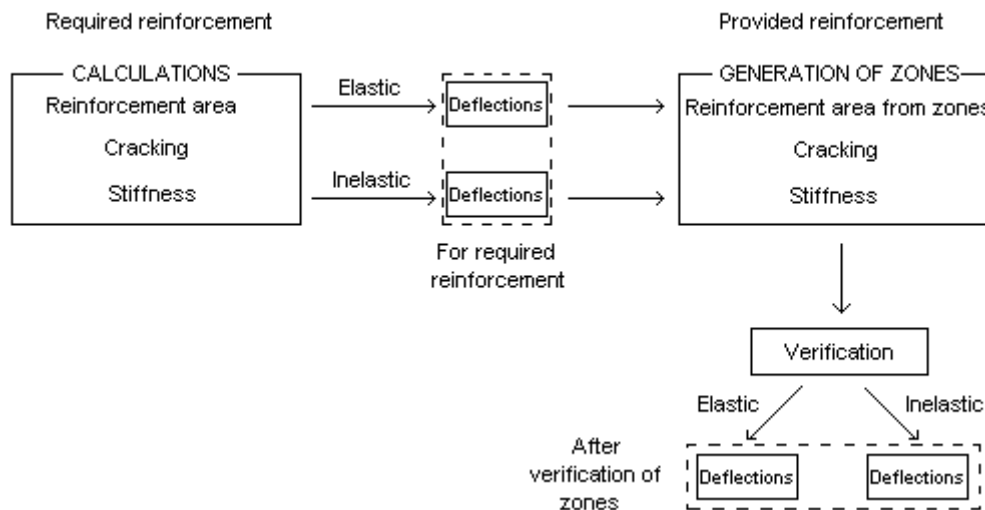


Figur 6.5 – Momentfordelingen M_{xx} .

På figur 6.5 ses, at momentværdierne i nærheden af understøtningerne er betydeligt større i forhold til andre steder på altanpladen. Dette skyldes understøtningsforholdene, og kan undgås ved at indføre (rigid links), hvor understøtninger fastholdes mod bevægelser i bestemte retninger. I projektet tages der hensyn til dette ved at reducere på snitkræfterne i nærheden af understøtningerne.

Diplomprojekt

Metoden, der tages udgangspunkt i under dimensionering af det nødvendigarmeringsareal fremgår af *figur 6.6*. I figuren er der vist to metoder, som armeringsarealet kan bestemmes for, hvor i projektet anvendes den elastisk (ækvivalent stivhed) metode. Ved elastisk metoden beregnes stivheden for hvert FEM element. Beregningerne foretages for de to armeringsretninger efter den gældende norm. Som resultat for beregningerne fås to værdier for hvert element, hvor den gennemsnitlige værdi for de to retninger anvendes. Den gennemsnitlige værdi afhænger af forholdet mellem momentet, der virker på et givent element i begge retninger.

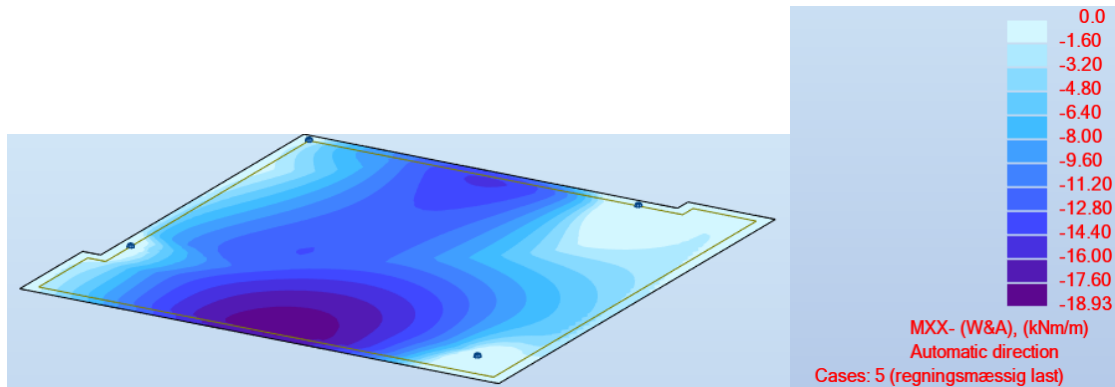


Figur 6.6 – Analysemetode

Det nødvendige armeringsareal bestemmes ved hjælp af Wood and Armer analysemetode. Metoden er beskrevet i [ENV 1992-1-1 EC2 Design of Concrete Structures - Appendix 2, point A.2.8 Reinforcement in Slabs]). Metoden bygger på en kombination af hhv. $M_{xx} + M_{xy}$ samt $M_{yy} + M_{xy}$. Dimensionsgivende moment for det nødvendige armeringsareal svarende til Wood and armer metode fremgår af *figur 6.6*

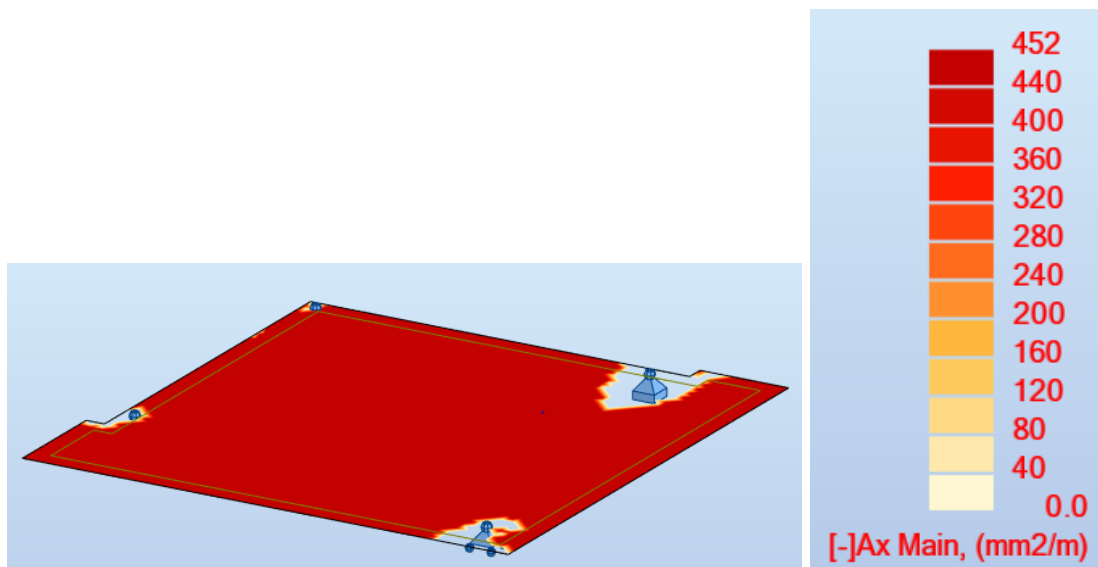


Diplomprojekt



Figur 6.7 – Dimensionsgivende moment for det nødvendige armeringsareal.

Med det fastlagte dimensionsgivende moment, bliver det nødvendige armeringsareal som vist i figur 6.8



Figur 6.8 – Nødvendigarmeringsareal.

Armeringsarealet [-Ax] svarer til armeringsarealet i bunden af altanpladen. Det anvendte armeringsareal kan nu bestemmes med udgangspunkt i det nødvendige armeringsareal. Der anvendes det samme armeringsareal i bund og top i altanpladen. Det anvendte armeringsareal fremgår af tabel 6.6. Armeringsindretningen i pladen er vist i figur 6.8



Diplomprojekt

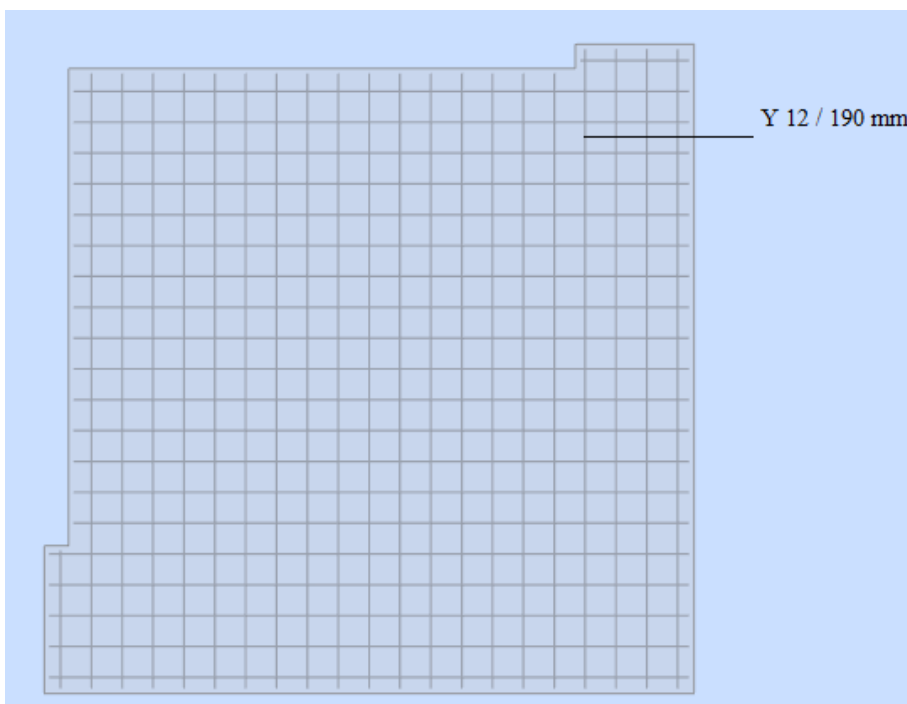
Results for the solution no. 1
Reinforcement zones

Bottom reinforcement		Provided reinforcement ϕ (mm) / (mm)	At (mm ² /m)	Ar (mm ² /m)
Name				
1/1- Ax Main		12.0 / 190	452 <	595
1/2- Ay Perpendicular		12.0 / 190	452 <	595

Top reinforcement		Provided reinforcement ϕ (mm) / (mm)	At (mm ² /m)	Ar (mm ² /m)
Name				
1/1+ Ax Main		12.0 / 190	500 <	595
1/2+ Ay Perpendicular		12.0 / 190	591 <	595

Tabel 6.6 – Anvendt armeringsareal

Værdierne i x-og y-retning for hhv. bunden og toppen af pladen er opdelt i det nødvendige armeringsareal (At) og det anvendte armeringsareal (Ar)



Figur 6.9 – Armeringsindretning i pladen

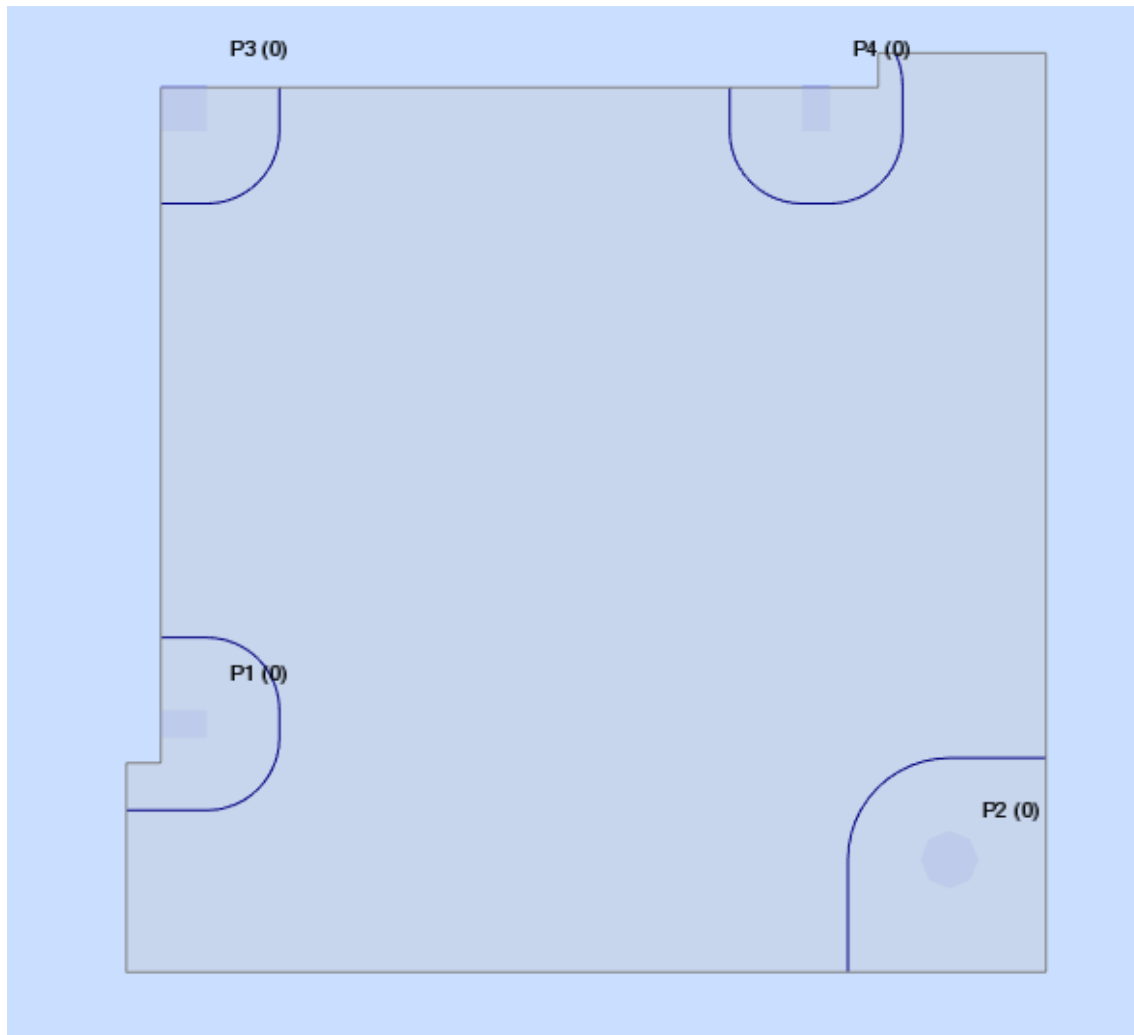
Gennemlokning

Pladen undersøges for gennemlokning ved understøtningerne ved at betragte gennemlokningsbæreevne uden forskydningsarmering. Gennemlokningsbæreevnen bestemmes med udgangspunkt DS/EN 1992-1-1 2004, hvor tværsnittets geometri, effektivhøjde samt understøtningsperimeter tages i betragtning.



Diplomprojekt

Gennemlokningsbæreevne (Q_{adm}) for armeringen i altanpladen ved understøtningerne fremgår af *tabel 6.7*, hvor kontrolperimetre for belastede arealer (u) er vist i *figur 6.9*



Figur 6.10 – Gennemloknings perimetre for belastede arealer (u)

	Q_{adm} (kN)	Q (kN)	u (m)	Reinforcement (m), (mm^2) / $n \times \phi$	Q_{adm} / Q
P1	107.17	54.64	1.11	---	1.96 > 1
P2	154.42	53.07	1.60	---	2.91 > 1
P3	133.17	15.88	1.38	---	8.39 > 1
P4	125.47	50.91	1.30	---	2.46 > 1

Tabel 6.7 – Gennemlokningsbæreevne



Diplomprojekt

Ud fra resultaterne i tabel 6.7 ses det, at gennemlokningsbæreevnen er opfyldt med den anvendte armering i pladen.

For at undersøge resultaternes rigtighed foretages en manuel kontrolberegning for understøtning **P2**. I understøtning P2 er altanpladen understøttet af en rund betonsøjle med en diameter på 250mm

Bæreevne uden forskydningsarmering

Tværsnitsdata

pladetykkelse = 200 mm

Betonpladen er armeret i oversiden i begge retninger med Y12 / 190mm

Dækklag: 30 mm

Beton C35

Normal kontrolklasse

Nyttehøjder

$$d_1 = h - c - \frac{Y}{2} = 164$$

$$d_2 = h - c - 1\frac{Y}{2} = 146$$

$$d_{avg} = \left(\frac{d_1 + d_2}{2}\right) mm = \frac{164 + 146}{2} = 155 mm$$

søjlediameter = 250 mm

Armering

Armeringsareal $A_x = A_y = 113 mm^2$

$$\text{Armeringsforholdet } \rho_1 = \frac{113 mm^2}{d_1 \cdot 250 mm} = 0,0028$$



Diplomprojekt

$$\text{Armeringsforholdet } \rho_2 = \frac{113 \text{ mm}^2}{d_2 \cdot 250 \text{ mm}} = 0,0031$$

$$\text{Armeringsforholdet } \rho = \sqrt{\rho_1 \cdot \rho_2} = 0,0029 < 0,02$$

Langs lastens rand

$$\text{Perimeter: } u = \pi D = \pi \cdot 250 \text{ mm} = 785 \text{ mm}$$

$$\text{Primær Perimeter: } u_1 = \pi(D + 4d_{avg}) = \pi(250 \text{ mm} + 4 \cdot 155 \text{ mm}) = 2,7 \text{ m}$$

Gennemlokningsbæreevne langs perimeter u

Gennemlokningsbæreevne langs perimeter u svarer til den maksimale bæreevne, der kan opnås, uanset om der armeres for gennemlokning.

$$V_{Rdmax} = 0,5 \cdot V_v \cdot f_{cd}$$

Effektivitetsfaktoren for forskydning V_v

$$V_v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0,525$$

$$\gamma_c = 1,40$$

$$\gamma_3 = 0,95$$

$$f_{cd} = \frac{35 \text{ MPa}}{1,40 \cdot 0,95} = 26,32 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} V_{Rdmax} &= 0,5 \cdot V_v \cdot f_{cd} \cdot u \cdot d_{avg} = 0,5 \cdot 0,525 \cdot 26,32 \text{ MPa} \cdot 785 \text{ mm} \cdot 155 \text{ mm} \\ &= 840,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gennemlokningsbæreevne langs primær perimeter u₁

Regningsmæssig gennemlokningsbæreevne $V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k(100\rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,1 \cdot \sigma_{cp} = 0,56 \text{ MPa}$$

Dog som minimum

$$V_{Rd,c} = \frac{0,051}{\gamma_c} \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + 0,1 \cdot \sigma_{cp} = 0,61 \text{ MPa}$$



Diplomprojekt

$$V_{Rd,c} = 0,61 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{155}} = 2,14 > 2 = 2$$

$\sigma_{cp} = 0$ Stammer fra længdekraft over kontroltværsnittet, hvilket ikke er aktuelt i dette tilfælde

$$\text{Bæreevnen} = V_{Rd} = V_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d = 0,61 \text{ MPa} \cdot 2700 \text{ mm} \cdot 155 \text{ mm} = 255,30 \text{ kN}$$

Ud fra beregningerne ses det, at bæreevnen ved manuelle beregninger er større end værdien fra Robot i *tabel 6.6*. Dette kan skyldes mange parametre, men den største afvigelse skyldes den primære perimeter u_1 , der i programmet er beregnet til 1,6 m, og jeg har bestemt den til 2,7m. Anvendes værdien i programmet fås en bæreevne på 151,28 kN, hvilken ligger meget tæt op ad bæreevnen i Robot. Derudover har programmet sat værdierne for armeringsforholdene til 0, desuden tages ikke hensyn til de forskellige nyttehøjder i tværsnittet.

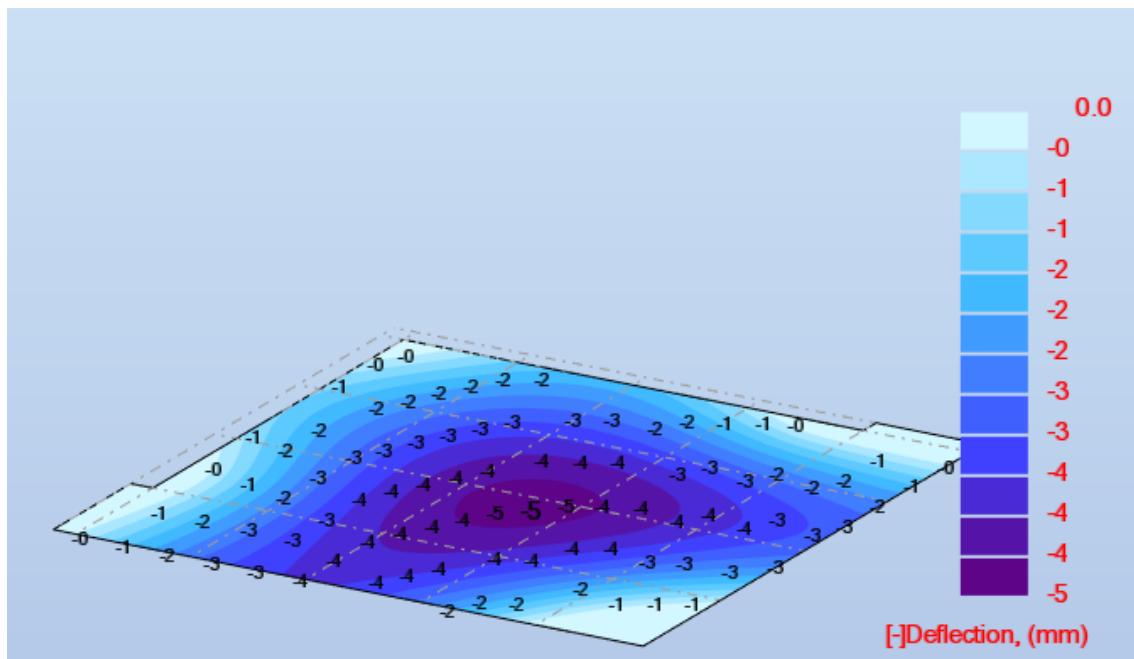
Eftervisning af deformationer og revnevidder

Under deformationsberegningerne tages hensyn til ændring i materialestivhed på grund af revnevidder samt den anvendte armering. Beregningerne foretages for de maksimale elastiske flytninger (positiv og negativ enkeltvis) med udgangspunkt i SLS tilstanden. Deformationerne for en knude regnes, som produktet af elastiske flytninger i omkringliggende FEM elementer, og forholdet mellem materialets stivhed og pladens ækvivalente stivhed, hvor revnevidder tages i betragtning under fastlæggelsen.

Nedbøjningsgrænsen for pladen er sat til $L/250$, hvilket sikrer konstruktionens udseende og generelle anvendelighed. L svarer til afstanden mellem understøtning 3 og 4. Derudover regnes på revnevidder i altanplader, hvor revneviddernes maksimale størrelses afhænger af den miljøklasse, der er foreskrevet for altanpladen.

Altanplader tilhører moderatmiljøklassen, hvilket medfører en revneviddegrænse på 0,40mm. I programmet er revnevidder beregnet til 0,31mm, hvilken opfylder kravet til revnevidder. Beregningsnoten for altanplades beregning er anført som *bilag 6.2* beregningsnoten til altanplade.

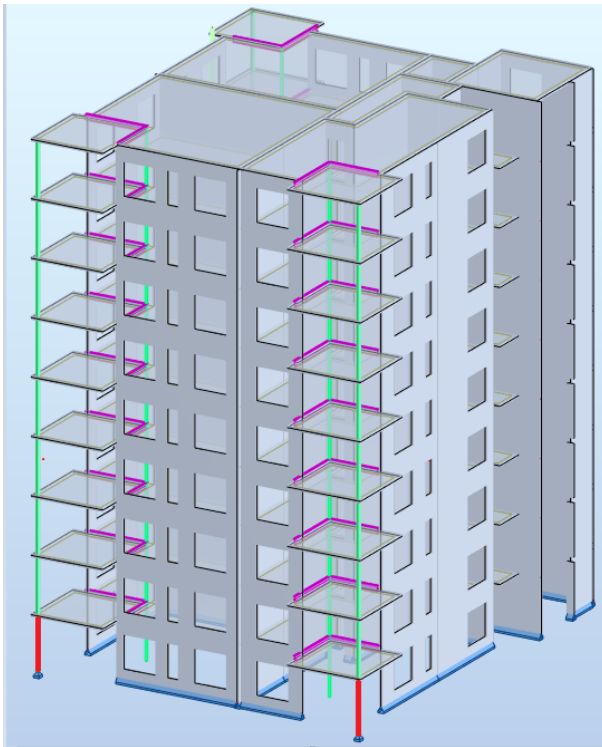
Nedbøjning for altanpladen fremgår af *figur 6.11*



Figur 6.11 – Nedbøjning for altanpladen

6.3 Betonsøjle

Betonsøjlerne i projektet har det formål at bære altanplader. Lasten, der virker på betonsøjlerne, svarer til reaktionerne på betonsøjlerne fra altanpladerne, vindlasten på søjlen samt søjlens egenlast. Den mest belastede søjle i konstruktionen befinder sig i stueetagen og er markeret med rødt i *figur 6.13*.



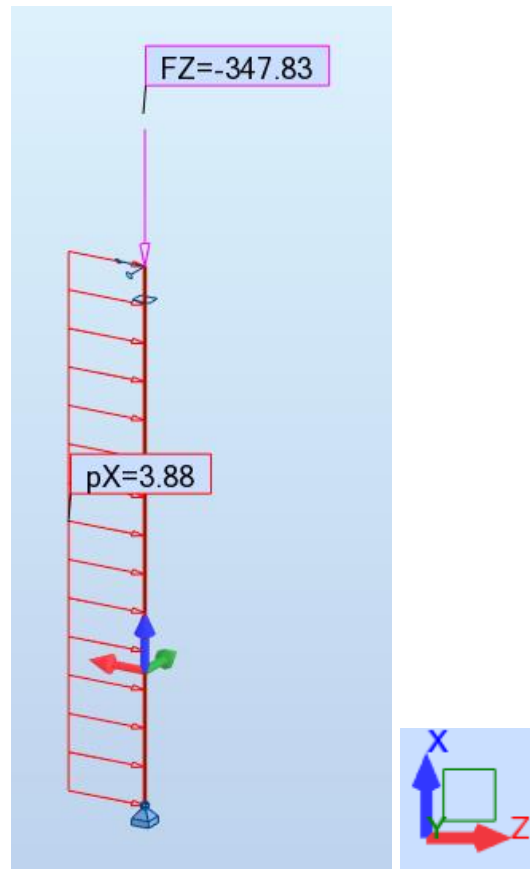
Figur 6.12 – Dimensionsgivende betonsøjler

Lasten, der virker på søjlen fremgår af *tabel 6.8*, hvor fastlæggelsen af lasterne indgår i *bilag 6.3 lasten på betonsøjle*. Desuden er der taget hensyn til den variable lasts virkning på de forskellige etager ved at anvende en lastreduktionsfaktor a_n

Lodretlast	
Regningsmæssiglast	347,83 kN
Kvasi- permanentlast	168,76 kN
Vandretlast	
Makismal vindlast	3,88 kN
Reduceret vindlast	1,16 kN

Tabel 6.8 – Last på betonsøjler

Betonsøjlerne dimensioneres i FEM Robot Structural Analysis, og statisk system for søjlen, hvor den regningsmæssige last og koordinatsystemet fremgår af figur xx.



Figur 6.13 – Statisk system for betonsøjlen

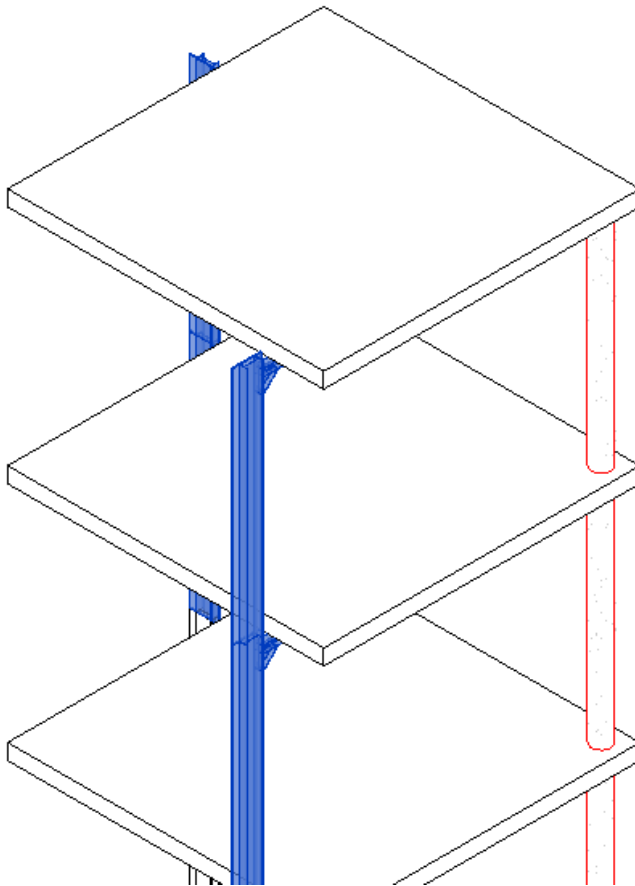
Snitkræfter i søjlen fremgår i *tabel 6.10*

Lastkombination	Lodretreaktion	Vandretreaktion	Moment
Regningsmæssig last	378,83 kN	10,55 kN	14,35 kNm
Kvasi-permanent last	196,49 kN	3,16 kN	4,29 kNm

Tabel 6.9 – Snitkræfter

Snitkræfterne i søjlen anvendes til at fastlægge den krævede armering. Til det anvendes Robot, hvor programmet tager udgangspunkt i metoden med nominalstivhed under fastlæggelse af armering. Under metoden anvendes den nominelle stivhed, der indeholder bidrag fra såvel beton som armering. Derudover tages hensyn til søjlens brandklasse i beregningerne. Beregningsnoten fra programmet er anført som *bilag 6.4 betonsøjle*

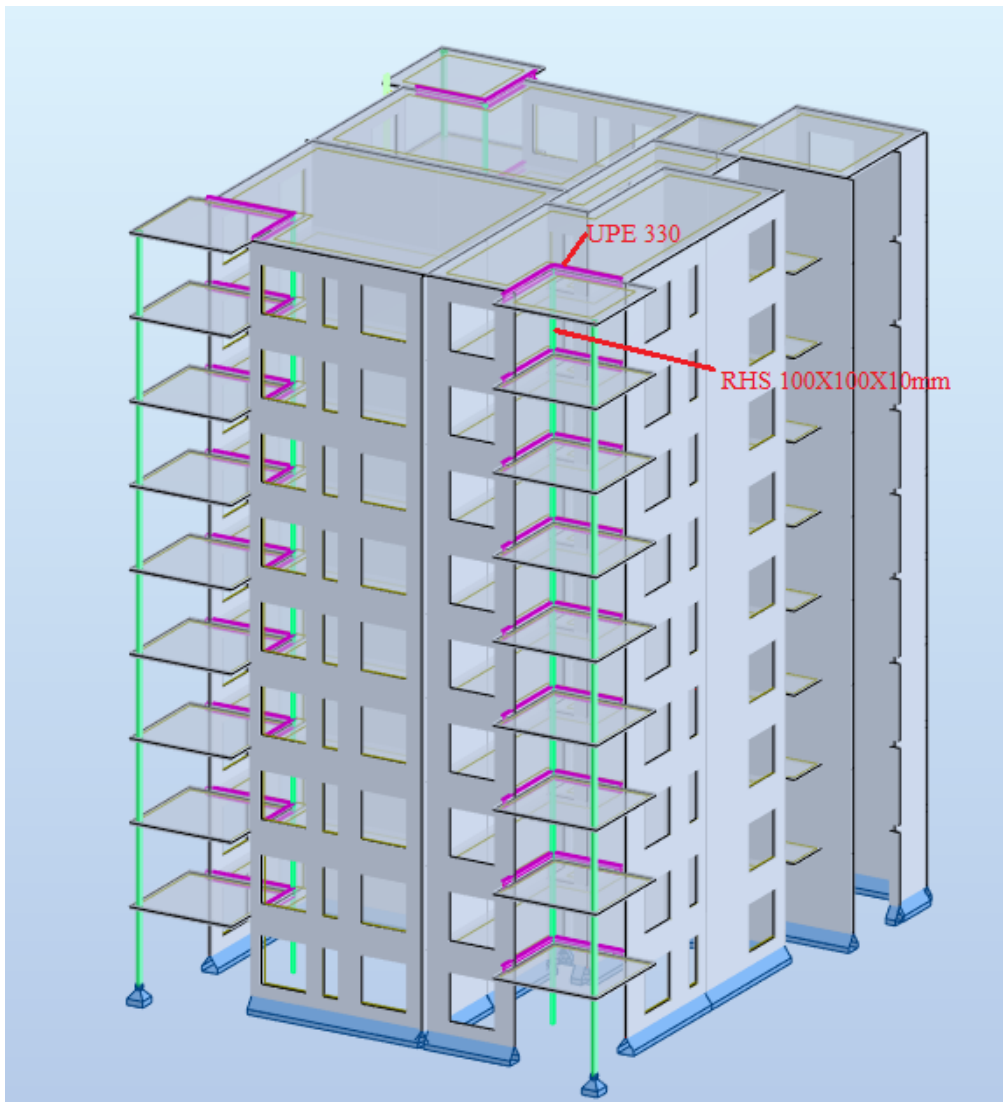
Ud over betonsøjlen bæres altanpladen af stålkonsoller. Der regnes ikke på konsollerne i projektet, men deres udformning er vist i *figur 6.14*, desuden er altanpladen understøttet i hjørnet af en stålkonsol, som etableres på UPE profilerne.



Figur 6.14 – Stålkonsoller

6.4 Stålbjælke og søjle

I etageadskillelsen over altanen anbringes UPE330 bjælke til at bære huldækkeelementer. Bjælken understøttes af hhv. bagmuren og en RHS søjle. Bjælkens placering i konstruktionen fremgår af figur 6.15, hvor dimensioneringen af bjælken og søjlen fremgår af hhv. *tabel 6.10* og *tabel 6.11*.



Figur 6.15 – Placeringen af UPE og RHS profiler i konstruktionen

Lastoplend	l_1	3,53 m
Egenlast fra etageadskillelse	g_1	22,10 kN/m
Egenlast fra bjælke	g_2	0,52 kN/m
Egenlast i alt	g_k	22,62 kN/m
Nyttelast på etageadskillelse	q_k	5,28 kN/m
Karakteristisk last på bjælke	p_k	27,90 kN/m
Regningsmæssig last på bjælke	p_d	32,80 kN/m



Diplomprojekt

Bjælkelængde	l_2	3,15 m
Moment for karakteristisk last	M_k	34,61 kNm
Moment for regningsmæssig last	M_d	40,69 kNm
Der anvendes UPE330		
Elastisk modstandsmoment	W_{el}	$6,67 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$
Elastisk inertimoment	I_{el}	$1,10 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Regningsmæssig bøjningsspænding	σ_d	61,00 MPa
		Ok
Nedbøjning for langtidslast	u	2mm
Vejledende værdi for nedbøjning	$l_2/400$	8 mm
		Ok
Reaktion, regningsmæssig	R_d	51,67kN

Tabel 6.10 – Dimensionering af UPE 330 profil

Dimensionering af stålsøjle

Reaktion på søjlen i stue	g_1	465,03 kN
Egenlast fra søjlerne i bærelinje	g_2	6,39kN
Regningsmæssig normalkraft	N_{Ed}	471,42 kN
Der anvendes RHS 100x100x10mm		
Stålets karakteristiske flydespænding	f_{yk}	235MPa
Stålets materialepartialkoefficient	γ_{M1}	1,20
Stålets regningsmæssige flydespænding	f_{yd}	196 MPa
Relativ materialeparameter	ε	1,00
Søjlels inertiradius om udbøjningsaksen	i	36,4
Søjlels tværsnitsareal	A	3490 mm ²
Søjlels regningsmæssige knæklængde	l_s	2717 mm
Relativt slankhedsforhold	λ	0,79
Søjlels tværsnitsklasse		1
Søjletilfælde		a
Imperfektionsfaktor	α	0,21
Beregningsstørrelse	ϕ	0,88



Diplomprojekt

Søjlereduktionsfaktor	χ	0,799
Regningsmæssig søjlebæreevne	N_{BRd}	545,81 kN
		Ok

Tabel 6.11 – Dimensionering af RHS profil

I projektet er der ikke dimensioneret på murkonsoller; der henvises til diverse leverandørers kataloger. Endvidere er der ikke dimensioneret på bærende konsoller ved altanen samt samlingerne mellem de enkelte bygningsdele.

7 Alternative løsninger.

Som alternativ til huldækkeelementer kan der anvendes letvægtselementer af navnet SL-dækket. Dækket har rigtig mange fordele deriblandt lavvægt, der kan spænde op til 75 % længere med indspænding, og den har brandmodstand i op til 4 timer. I figur 7.1 er der vist SL-dækket.



Figur 7.1 – SL- dækket

Ved brug af SL-dækket er der mulighed for en række konstruktionsmæssige optimeringer, som er økonomisk besparende i både konstruktionsdesignet og i opførelsen. En af væsentligste fordele ved at anvende SL-dækket er, at det giver en mulighed for at indspænde dækket hen over bærende vægge eller bjælker. Ved at spænde dækket sammen, opnås bedre egenfrekvenser, større bæreevne og mindre nedbøjning.

Når der etableres en dobbeltsidet indspænding, kan der opnås spænd på op til 75 % længere end ved simple understøtninger. Indspændningen udføres ved at etablere slaparmering i renderne i toppen af dækket, som sammenstøbes samtidig med fugerne.



Diplomprojekt

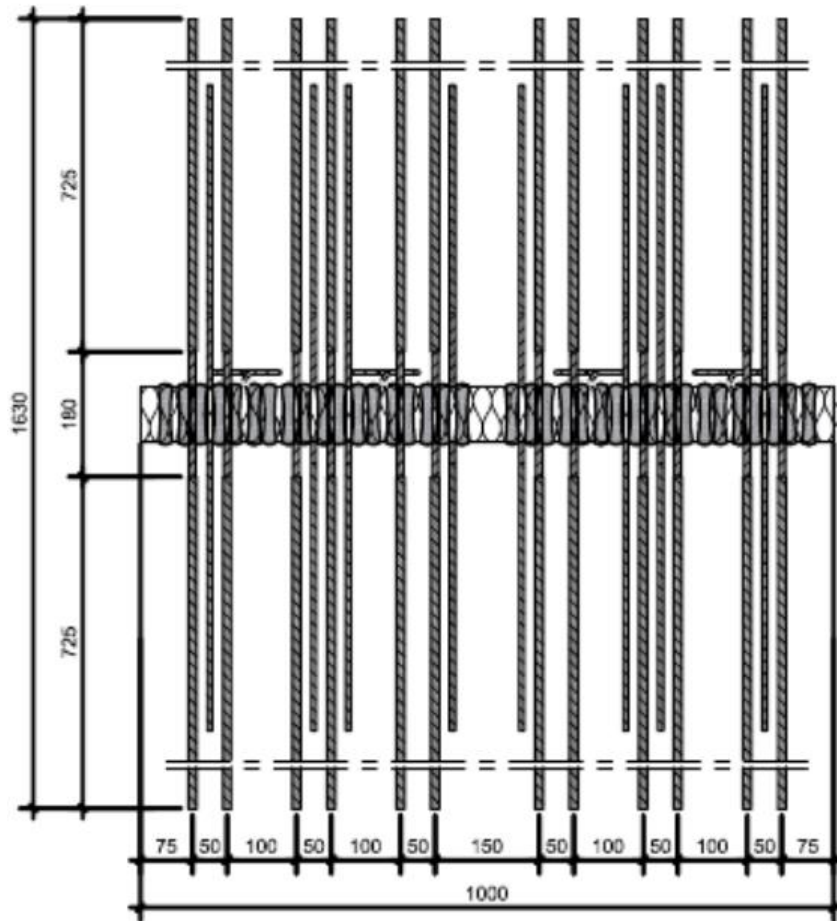
I projektet vil det især være fordelagtigt at anvende SL-dækket på grund af altanerne. Med mulighed for indspænding, kan betonsøjlerne ved altanerne muligvis undværes, hvilket medfører besparelser i økonomien og giver flere designmuligheder. Derudover højnes konstruktionens brandbestandighed.

Med den mulighed for indspænding undersøges det, om det kan blive aktuelt i projektet. Ved at indspænde altanpladen i SL- dækket opstår en kuldebro, hvilket medfører et stort varmetab. For at undgå kuldebroen mellem de to bygningsdele anvendes **Shoock Isokorbs** tekniske løsning, som forhindrer kuldebroer mellem konstruktionsdele. Shoock Isokorbs optimerede isolerende egenskab gør produktet meget effektivt pga. isolering af bygningens indre mod kulden ud fra. Shoock Isokorbs modul fremgår af *figur 7.2*

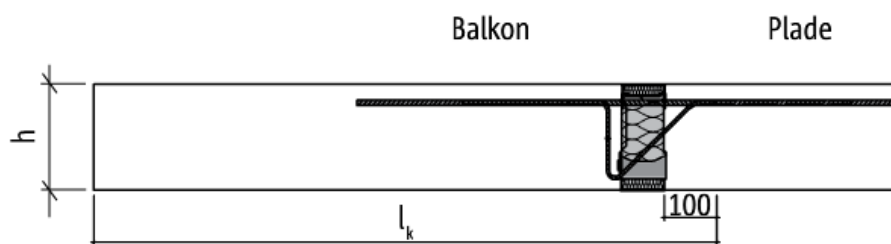


Figur 7.2 – Shoock Isokorb type K

Gennemgående armerede altanplader separeres med Shoock Isokorb. Armeret beton, som har en meget høj varmeledningsevne, udskiftes med isoleringsmaterialet Neopor (hårdskum) og af rustfrit stål, som har en meget lav varmeledningsevne og en høj flydestyrke. Derudover anvendes optimerede HTE- moduler, som er tryklejer fremstillet af højstyrke fiberbeton. Ved at anvende for eksempel Shoock Isokorb type K i samlingen, reduceres varmeledningsevnen med cirka 94 %. Princippet med Shoock Isokorb fremgår af følgende figurer.



Figur 7.3 – Plantegning af indspænding med Shoeck Isokorb type K



Figur 7.4 – Snit gennem indspænding med Shoeck Isokorb type K

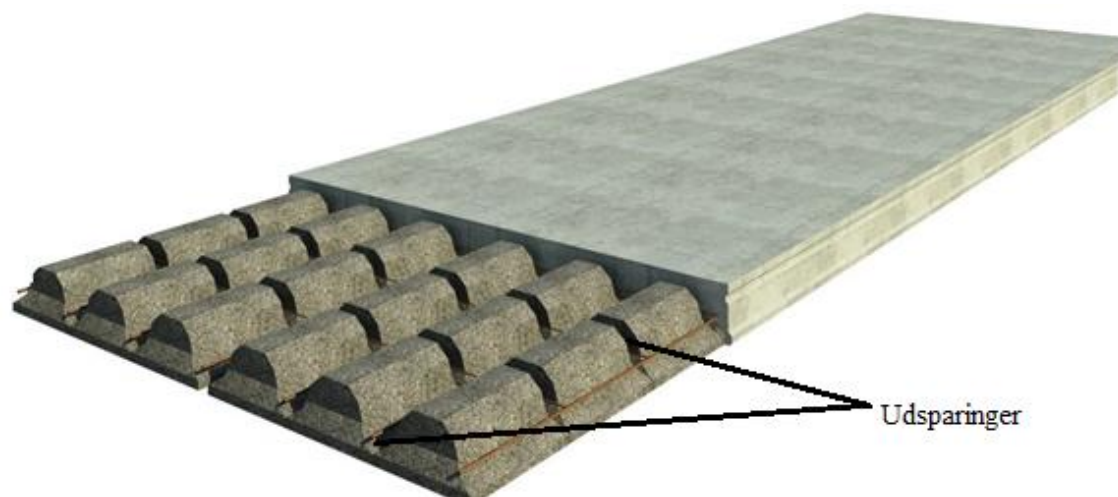


Diplomprojekt

Elementet er indrettet således, at indspændingsarmeringen tilsluttes på enden af armering i modulerne.

Ved anvendelse af SL -dækket sammen med Shoeck Isokorbs element fås flere design/konstruktionsopbygningsmuligheder samt besparelse i økonomien, da nogle bærende konstruktionsdele kan undværes ved at gøre brug af indspændingsmulighed.

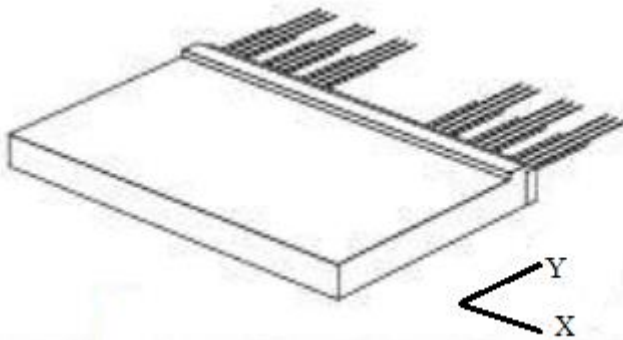
SL- dækkets design er især meget fordelagtigt, når indspændingsarmering skal etableres. I dækket er etableret udspåringer til armeringen i begge retninger, hvilket giver mulighed for indspænding i begge retninger. Udspåringer er vist på *figur 7.5*



Figur 7.5 – Udspåringer til indspændingsarmering i SL- dækket

Der er ikke dimensioneret på Shoeck Isokorb element og den tilhørende Armering, der skal optage indspændingsmomentet i projektet, men der er gjort overvejelser om, for eksempel hvor lang indspændingsarmeringen skal spænde ind i gulvdækket. En god tommelfingerregel er, at indspændingsarmeringen skal være mindst lige så lang på begge sider af indspændingen.

I projektet kunne altanpladen udformes som vist på *figur 7.6*, hvor der også etableres Shoeck Isokorb moduler i x-retning.



Figur 7.6 – Altanpladens udformning med Shoeck Isokorb.

8 Geoteknik

I dette afsnit dimensioneres projektets fundamenter, under dimensionering af fundamenter undersøges følgende emner.

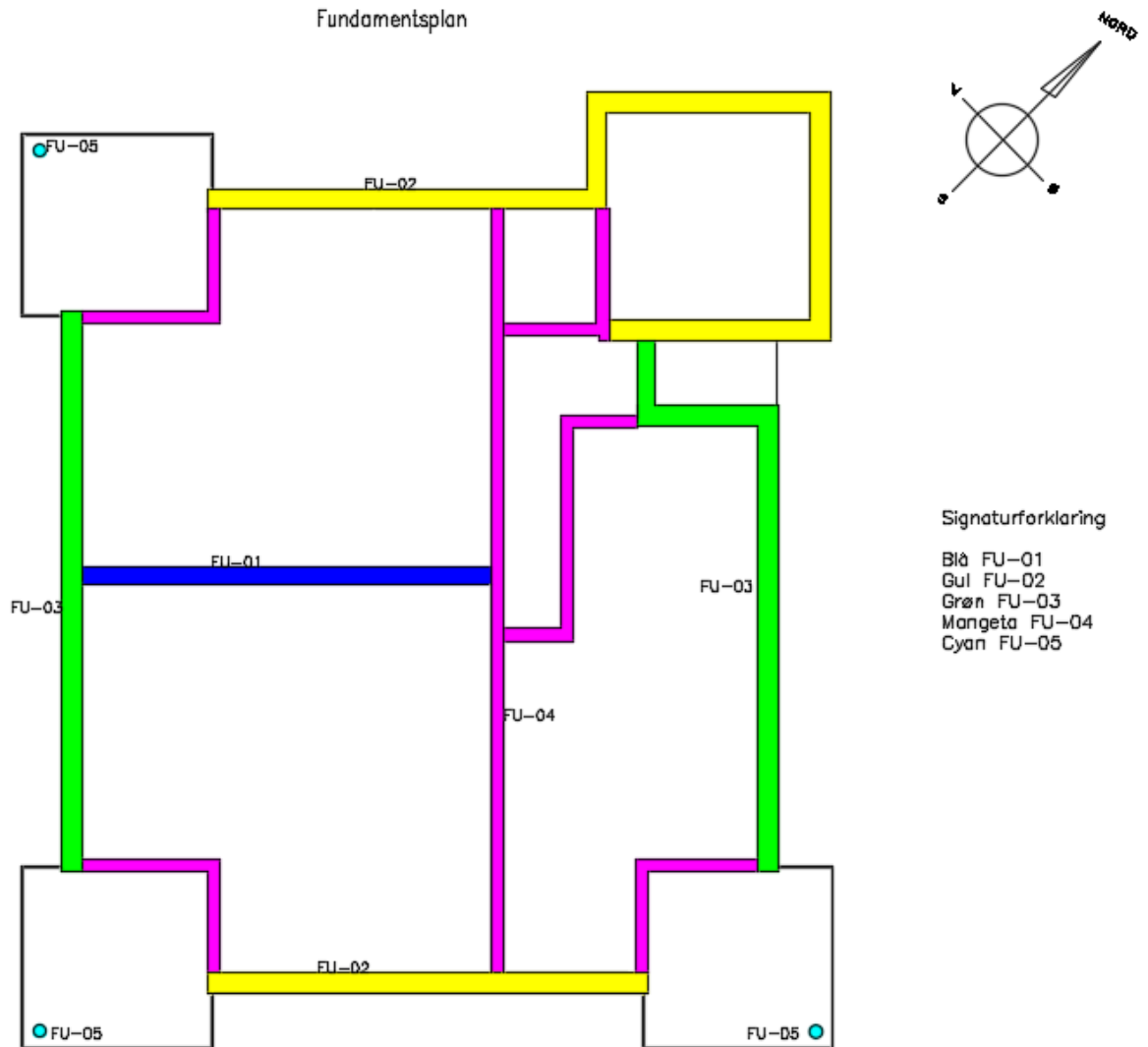
- Fundaments dimensioner
- Armering

Der dimensioneres på følgende fundamenter i rapporten.

Fundament	Betegnelse
Stribefundamenter	FU-01, FU-02, FU-03, FU-04
Punkterfundamenter	FU-05

Tabel 8.1 - Betegnelse for fundamenterne i projektet.

Oversigten over fundamenter er vist i *figur 8.1*.



Figur 8.1 – Fundamenter.

Lasten, der virker på de enkelte fundamenter, er bestemt under lodret lastnedføring. Fundaments egenlast fastlægges under dimensionering af det enkelte fundament.

Dimensionering af fundamenterne tager udgangspunkt i en geotekniskrapport, samt en række forudsætninger, som belyses i det følgende.

Detaljetegningerne til rapporten er anført i tegningsmappen, hvor følgende tegninger kan findes.

- Snit af alle fundamenter

Tegn. Nr. 3- 8



Diplomprojekt

Der henvises til følgende bilag til denne rapport, som er anført som *bilag-1geoteknisk rapport* i projektgrundlaget:

Beregningsforudsætninger

Geoteknisk rapport danner grundlag for dimensionering af fundamenter samt terrændæk i projektet. Rapporten er udarbejdet af FRANCK GEOTEKNIK AS under sag 05.1345-V/Poppelvej, Brande. Oplysningerne fra denne rapport videreføres direkte til byggegrunden for etagebyggeri.

Undersøgelsen bygger på 15 boringer udført til 4,0 meter under terræn med prøveudtagning i alle laggrænser. Borprøverne viser, at de øverste 0,7 meter er belejret af muldjord og fyldjord. Derefter er der truffet bæredygtige aflejringer af senglacialt smeltevand til borings slutdybde 4,0 meter under terræn. Det højest forekommende grundvandspejl er konstateret 2,20 meter under terræn, desuden forventes grundvandspejlet at være nedbørsafhængigt.

I tabel 3.1 er anført materialeparametre, som geoteknisk rapport har redegjort for:

Aflejring	Rumvægt		Friktionsvinkel
	Over GVS	Under GVS	
	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	$\varphi_{pl,k}$ (grader)
Sand	16	8	36

Tabel 8.2 Materialeparametre

Da fundering sker på sandet, undersøges fundaments bæreevne på sand. Bæreevnen af fundamenter på sand bestemmes som hovedregel i drænet brudtilstand, hvor den effektive kohæsion $c' = 0$.

De regningsmæssige værdier bestemmes:

Partiellekoefficient for jordparameter

$$\gamma_{\varphi} = 1,2$$

Friktionsvinkel

$$\varphi_{plk} = 36^{\circ}$$

$$\varphi_{pld} = \operatorname{atan} \left(\frac{\varphi_{plk}}{\gamma_{\varphi}} \right)$$

$$\varphi_{pldgrader} = \operatorname{atan} \left(\frac{\tan(36^{\circ})}{1,2} \right) = 31,19^{\circ}$$



Diplomprojekt

Miljøklasse

Alle fundamenter er vurderet til at være i moderat miljøklasse, desuden funderes under normal funderingsklasse.

Partialkoefficienter

Partielkoefficienter, der bruges ved beregning af betonkonstruktioner støbt på stedet:

Betons trykstyrke armeret beton	$\gamma_c = 1,45\gamma_3$
Betons trykstyrke uarmeret beton	$\gamma_c = 1,60\gamma_3$
Betons trækstyrke	$\gamma_c = 1,70\gamma_3$
Armerings styrke	$\gamma_s = 1,20\gamma_3$

Tabel 8.3 – Partielkoefficienter

Faktoren γ_3 tager hensyn til den kontrolklasse, der foreskrives i projektet, og for dette projekt svarer faktoren til 1,0 for normalkontrolklassen.

Beton

Til alle fundamenter anvendes en in-situ beton C25.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25MPa}{1,45} = 17,24 MPa$$

Armering

Der anvendes udelukkende en stål kvalitet S550 til alle fundamenter i projektet.

Regningsmæssig flydespænding

$$f_{yd} = \frac{f_{yd}}{\gamma_s} = \frac{550MPa}{1,20} = 458 MPa$$

Dimensionering af fundamenterne er foretaget i *bilag - 8 dimensionering af fundamenter*

9 Opsummering

Projektet omfatter et etagebyggeri i betonelementer, hvor bygningens stabilitet samt robusthed er hovedemne. For at undersøge bygningsstabilitet, er lasterne, der virker på konstruktionen, blevet fastlagt både de vandrette og lodrette, for at derefter at finde det dimensionsgivende tilfælde.



Diplomprojekt

Lodret lastnedføring blev foretaget ved anvendelse betonelementsforeningsprogram til lastnedføring, hvor den lodrette last, der indgår i stabilitetsberegninger, blev bestemt.

Til fordeling af den vandrette last i de stabiliserende vægge, blev alfa-metoden anvendt. Metoden bygger på delvis plastisk og elastisk fordeling, hvor det forudsættes at dækskiven er uendeligt stiv, og at væggene er slappe på tværs af deres plan. Lasten føres gennem det stabiliserende systems forskydningscentrum, hvilket medfører, at der ikke sker en rotation, men blot en translation i væggene. Desuden fordeles lasten i væggene i forhold til deres stivheder.

Undersøgelsen af det stabile forhold er blevet foretaget ved at undersøge om væggene vælter, knuses eller glider. Forankringsarmering samt placering er blevet fastlagt til de vægge, der er fundet til at være ustabile. Desuden skulle væggene forankres for at opfylde robusthedskravet for bygningens konsekvensklasse.

Under robusthedsberegninger blev armeringen, der sikrer sammenhæng i dækskiven bestemt, endvidere er de lodrette trækforbindelsers robusthedskrav blevet eftervist.

De bærende konstruktionsdele er dimensioneret, hvor der er valgt at lægge fokus på altanpladers dimensionering i FEM program Robot Structural Analysis. Snitkræfterne, den krævede armeringsmængde, deformationer samt revnevidder fastlægges i programmet, hvor fremgangsmåden og anvendt metode / teori beskrives.

Fundamenternes størrelse samt armering er blevet fastlagt ud fra den udførte geotekniske undersøgelse samt de gældende normer og standarder for geotekniske konstruktioner.

Under alternative løsninger er introduceret nye løsninger, som kan anvendes i etagebyggeri i beton. Løsningerne bygger på en videreudvikling af traditionelle bygningsmetoder, som for eksempel SL- dækket, der er et alternativ til huldækket. Huldækkets udformning gør det svært at etablere andre løsninger sammen med huldækkesystemet, hvor SL- dækkets design giver mulighed for flere konstruktionsopbygningers muligheder. Især indspændingsmulighed over bærende konstruktionsdele, derudover giver det mulighed for at etablere andre systemløsninger sammen med SL- dækket for eksempel Shoeck Isokorbs element.

10 Konklusion

Hovedfokus i projektet har været, at eftervise bygningens hovedstabilitet og robusthed. Beregningerne har vist, at der er behov for forankring, desuden er det et krav i forhold til robusthed. Det er valgt at anvende den samme forankringsarmeringsdimension i stabilitetsberegningerne, hvilket er gjort for at tage hensyn til kravet om robusthed. Med



Diplomprojekt

de tilførte trækforbindelser forudsættes det, at konstruktionen er stabil overfor de vandrette påvirkninger. Derudover forudsættes robusthed sikret med de tilførte trækforbindelser, der sikrer sammenhænge i dækskiven.

De bærende konstruktionsdeles dimensioner er fastlagt ud fra de laster, der virker på dem, og det forudsættes, at de kan overføre lasterne, der virker på dem.

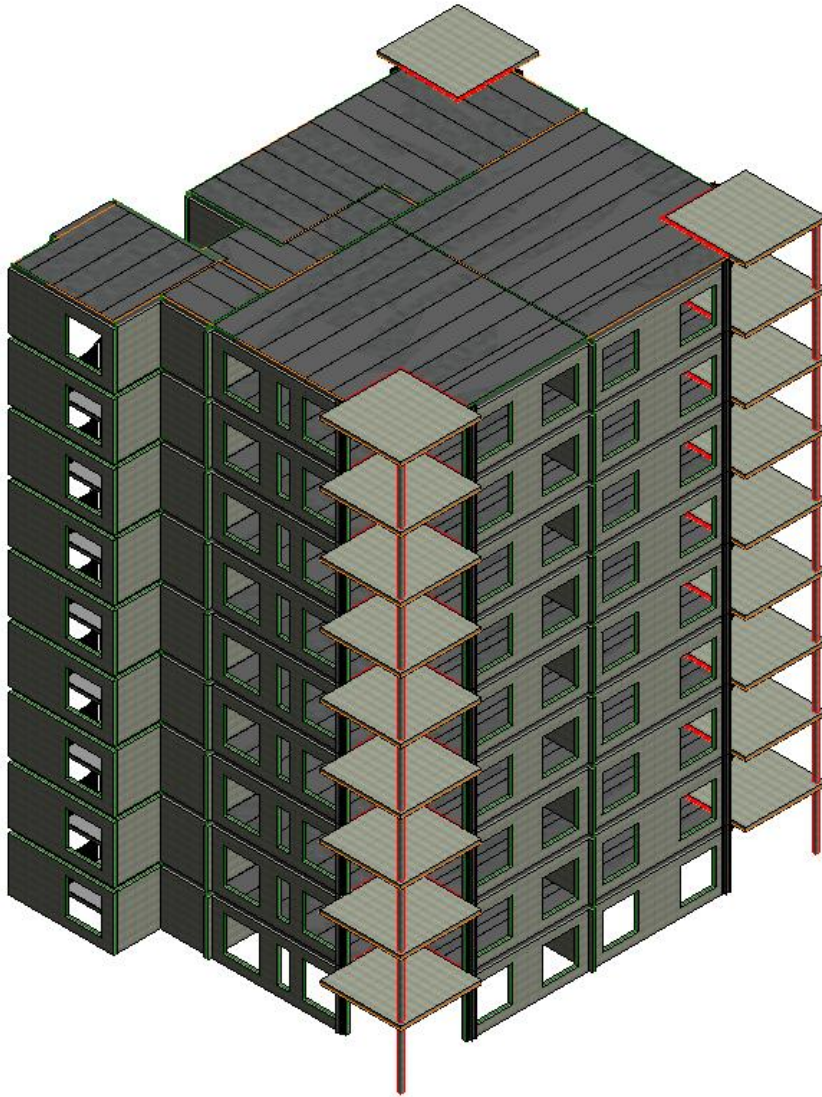
Med de belyste alternative løsninger, åbnes helt nye muligheder for konstruktionsopbygning i etagebyggeri i beton, hvilke både kan være økonomisk fordelagtigt at anvende og giver flere designmuligheder sammenlignet med de traditionelle løsninger.

Det kan ud fra beregningerne konkluderes, at bygningen er stabil og robust. Endvidere kan de bærende vægge føre lasterne til fundamentet, og at fundamentene kan overføre lasten til jorden. Den vandrette og lodrette lastnedføring er dermed sikret.

Beregningerne har resulteret i tegningsmateriale, som viser de anvendte løsninger samt udformninger, derfor betragtes tegningsmaterialet også som en form for en konklusion/opsummering.



AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT



MULTI STOREY BUILDINGS IN PRECAST CONCRETE ELEMENTS. STABILITY, ROBUSTNESS AND ALTERNATIVE SOLUTIONS

TEGNINGSMAPPEN

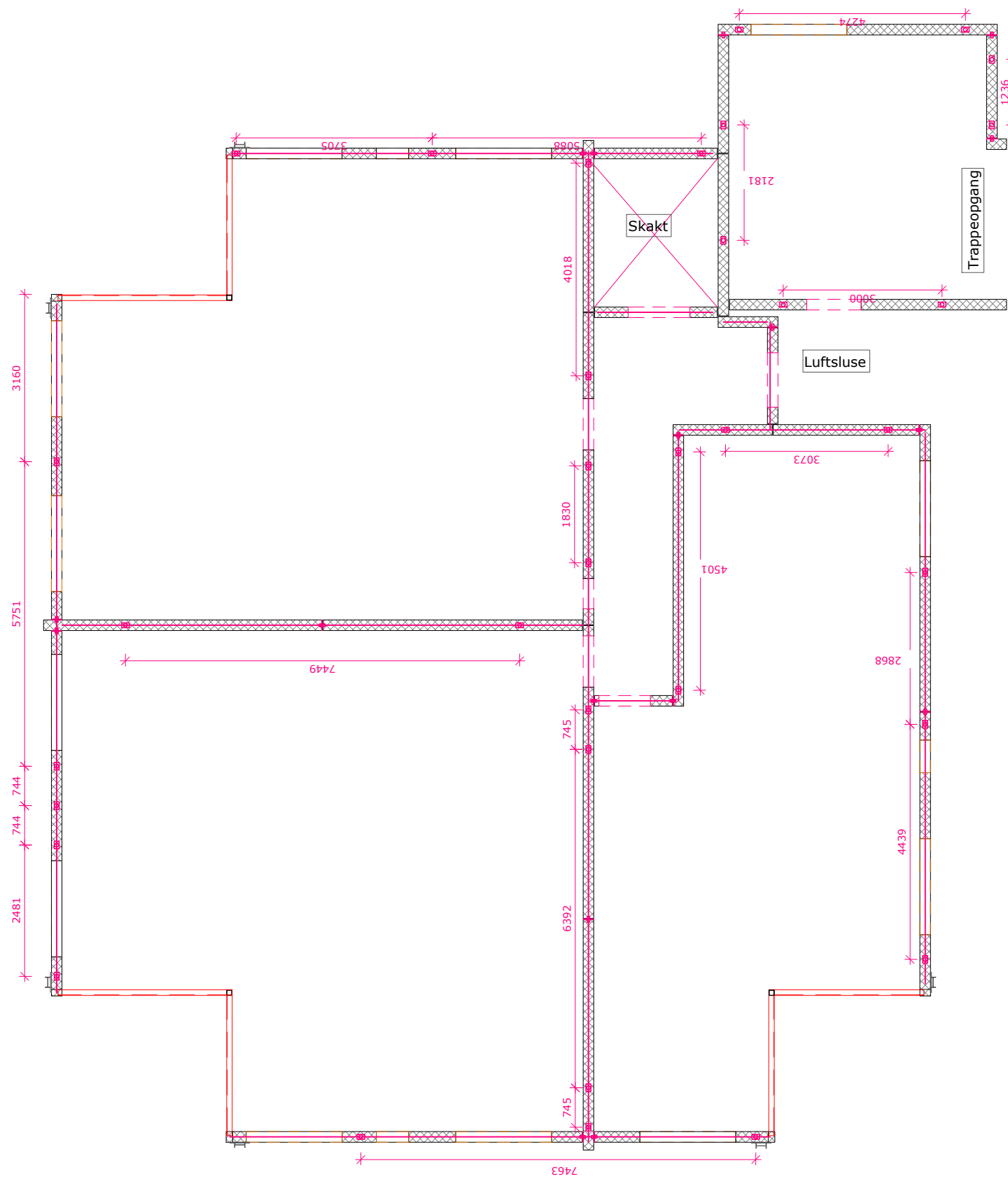
PETER KASOZI
AALBORG UNIVERSITET ESBJERG
INGENIØRGRUPPEN VARDE AS
DIPLOMPROJEKT



Tegningsoversigt

Ingeniørtegninger:

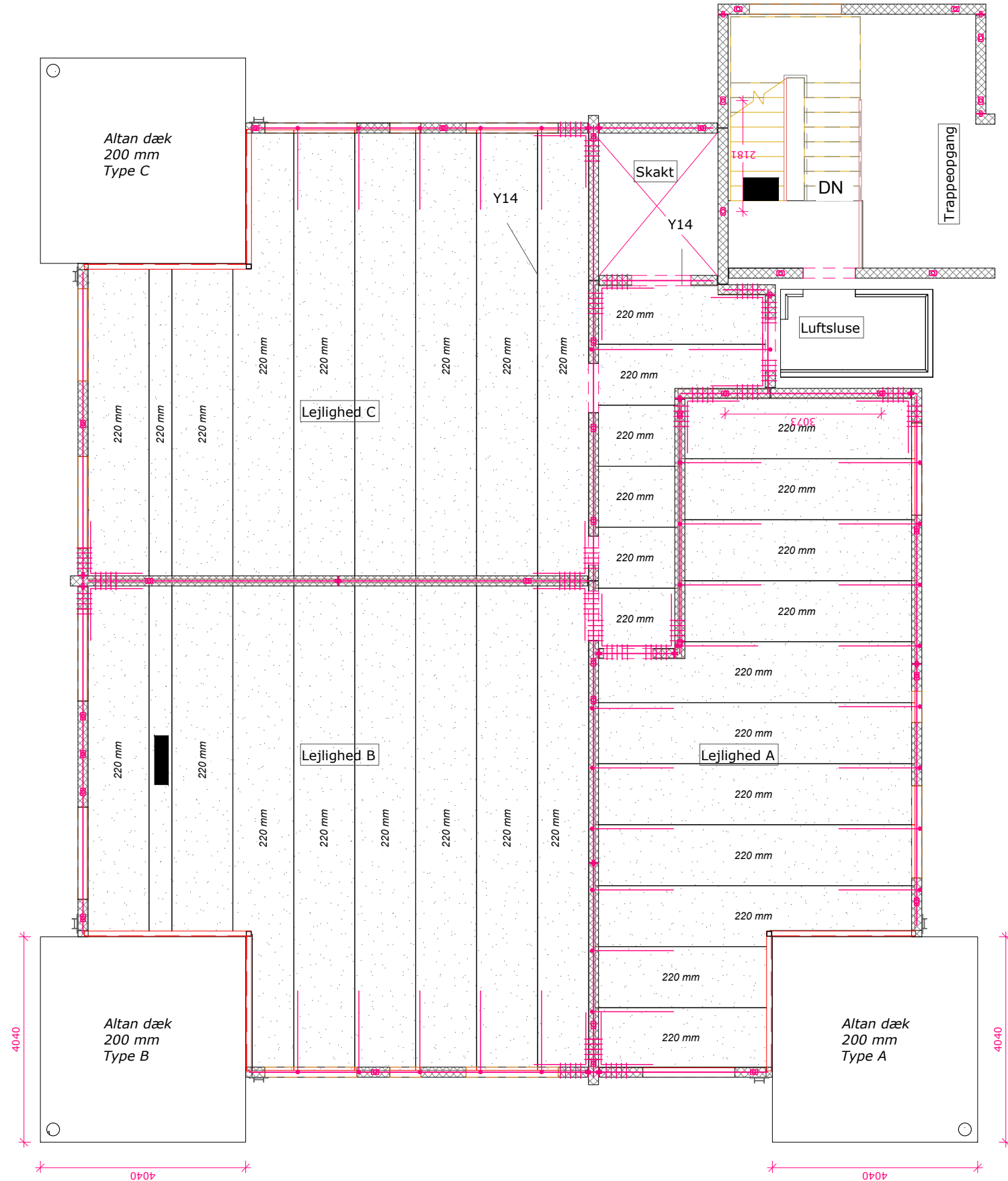
- | | |
|--|-------------|
| ▪ Plantegning forankringsarmering | Tegn. Nr. 1 |
| ▪ Fugearmeringsplan | Tegn. Nr. 2 |
| ▪ Snit i fundament FU-01 | Tegn. Nr. 3 |
| ▪ Snit i fundament FU-02/03 | Tegn. Nr. 4 |
| ▪ Snit i fundament FU-04 | Tegn. Nr. 5 |
| ▪ Snit i fundament FU-04 Altan | Tegn. Nr. 6 |
| ▪ Snit i fundament FU-05 | Tegn. Nr. 7 |
| ▪ Snit i fundament FU-04 ved RHS søjle | Tegn. Nr. 8 |



Note

1. Alle ubenævnte mål og dimensioner er i mm

Stk.	Genstand	Pos. nr.	Tegn. nr.	Materiale	Bemærk
			Mål	<i>Navn</i>	
			1:100	<i>Dato</i>	7/01/2016
Tegningsnavn Placering af forankringsarmering			Tegn. nr.		
				1	



NOTE:

Alle ubenævnte mål og dimensioner er i mm.
Bygningen henføres til høj konsekvensklasse, CC3.

DÆK:

Udføres som huldækelementer 220 mm.

Vederlag for huldæk i h.t. leverandørens anvisninger.

Der bores drænhuller i huldækelementer efter montage. Huller udføres som ø8 og bores i samtlige kanaler ved vederlag i begge sider.






ARMERING:

Alt rand- og fugearmering skal være af typen B550 (Y)

Vedr. stød i randstringer og stødlængder

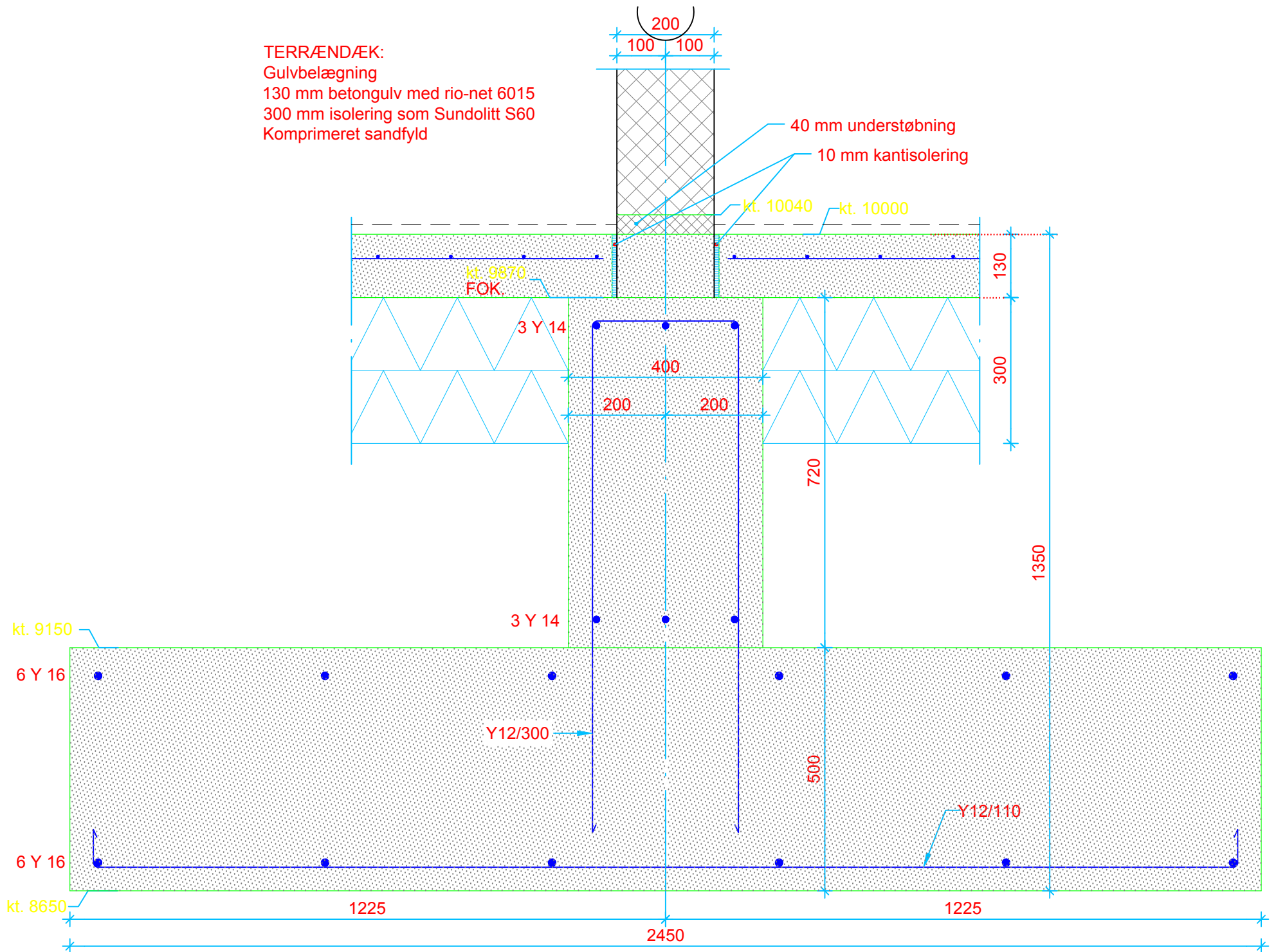
FUGE/STRINGERARMERING	STØDLÆNGDE	TVÆRARM. I RANDSTRINGER
Y12	1100 mm	5 BJL R5/STØD
Y14	1100 mm	5 BJL R5/STØD

SIGNATURFORKLARING:

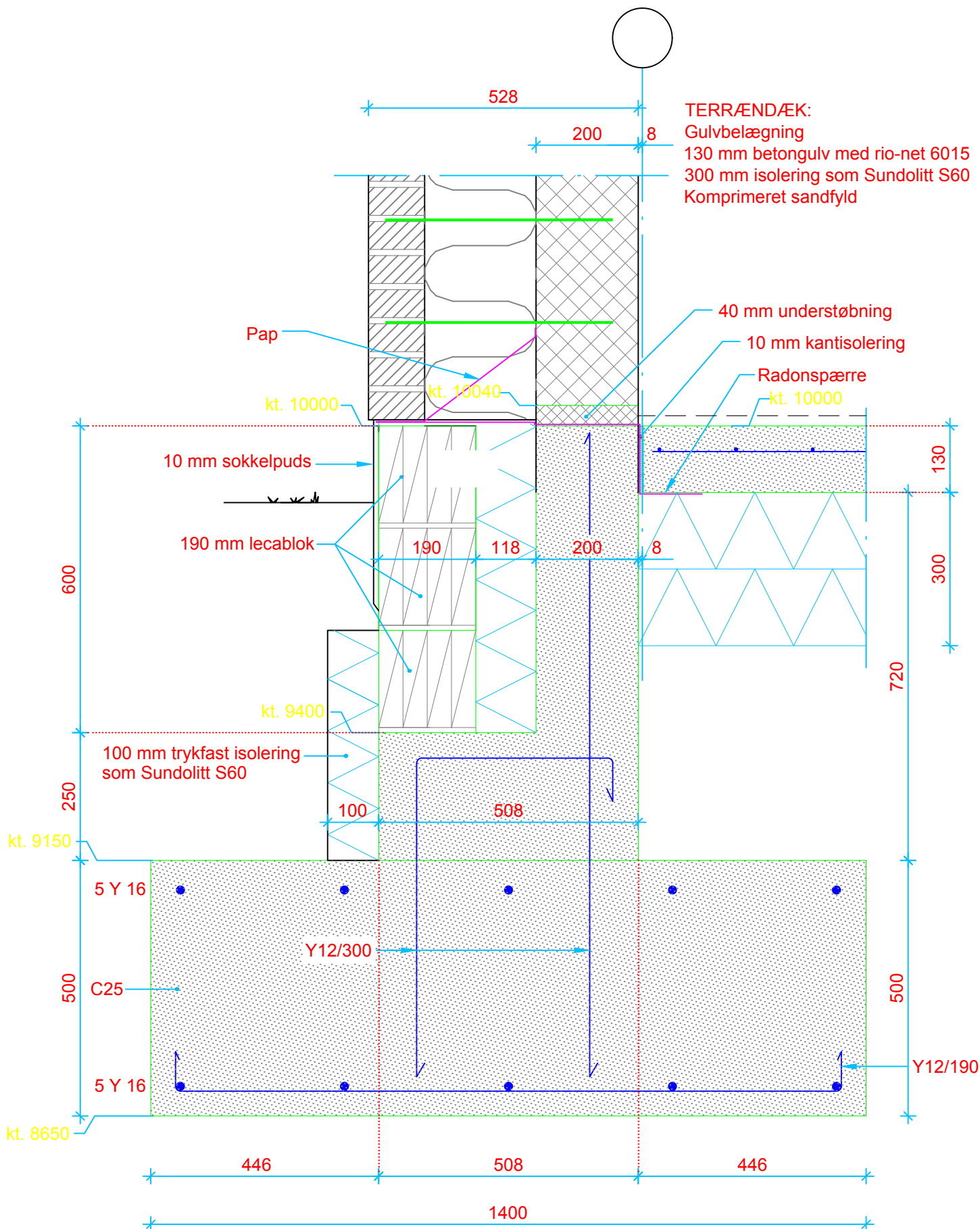
-  Angiver 2 L-bøjler Y14, L=1500+1500. Der anbringes 5 stk. R5 bøjler/stød.
-  Angiver Y12 kontinuitetsjern, L=3500
-  Angiver U-bøjle Y8 L=1600+120+1600 i hver dækfuge.
-  Angiver Y12/K14 længdearmring. For antal se detailtegningerne. Armeringsjern må ikke stødes samme sted.
-  Istøbt ø80 mm korrugerede rør med Y25 armeringsstang.

Stk.	Genstand	Pos. nr.	Tegn. nr.	Materiale	Bemærk
			Mål	Navn	
			1:100	Dato	7/01/2016
Tegningsnavn Fugearmeringsplan			Tegn. nr.	2	

TERRÆNDÆK:
 Gulvbelægning
 130 mm betongulv med rio-net 6015
 300 mm isolering som Sundolitt S60
 Komprimeret sandfyld

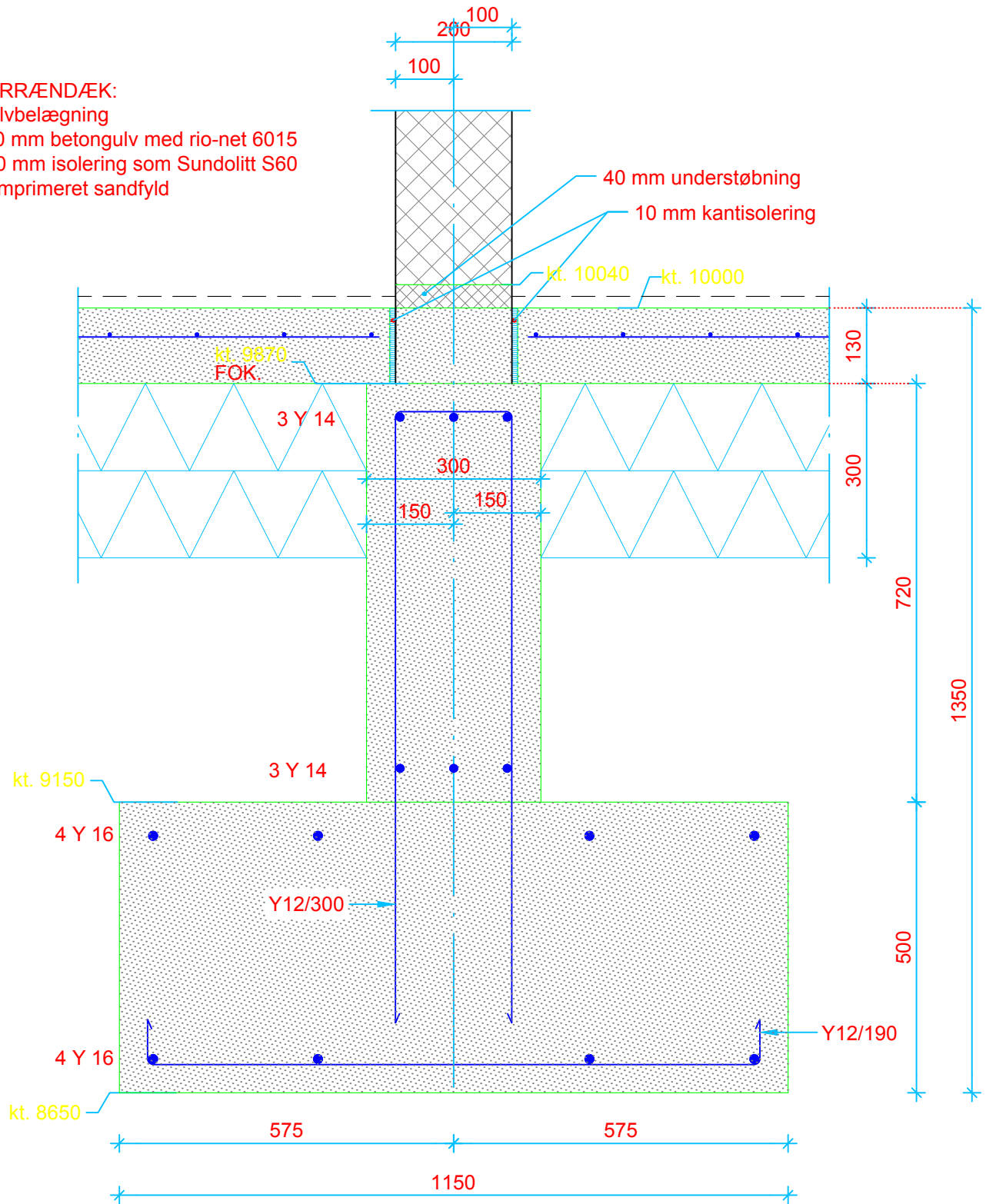


Projekt: Etagebyggeri i betonelementer			
Vedr.: Fundamentsdetalje snit FU-03/ FU- 02	Mål: 1:10	Tegn nr. 4	Dato: 07.01.2016

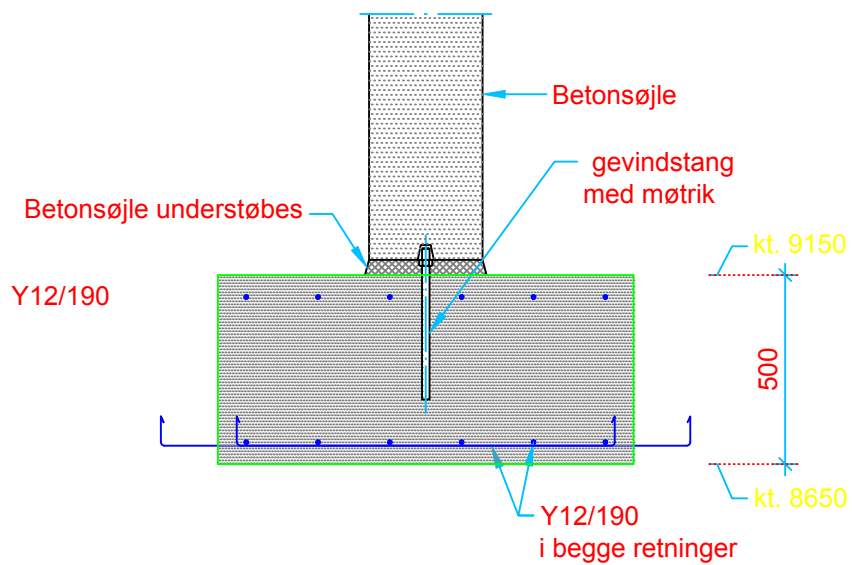
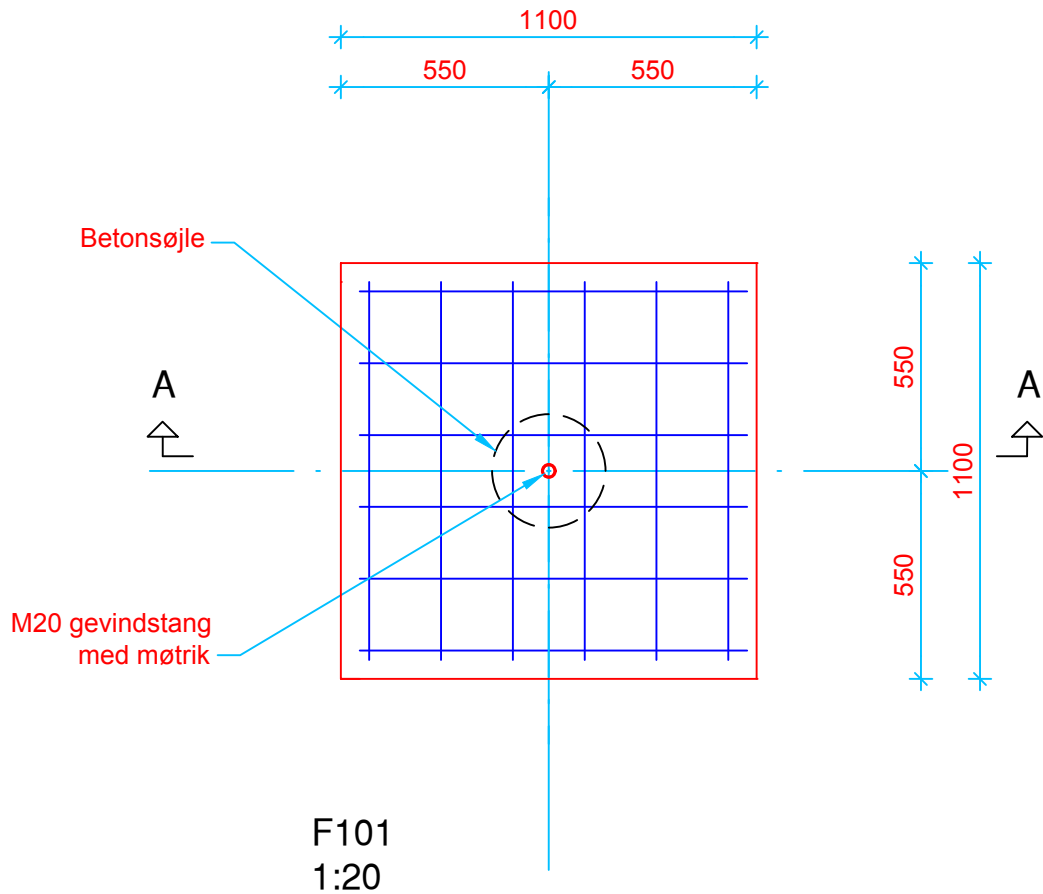


Projekt: Etagebyggeri i betonelementer			
Vedr.: Fundamentsdetalje snit FU- 04	Mål: 1:10	Tegn nr. 5	Dato: 07.01.2016

TERRÆNDÆK:
 Gulvbelægning
 130 mm betongulv med rio-net 6015
 300 mm isolering som Sundolitt S60
 Komprimeret sandfyld



Projekt: Etagebyggeri i betonelementer			
Vedr.: Punktfundament FU- 05	Mål: 1:20	Tegn nr.7	Dato: 07.01.2016

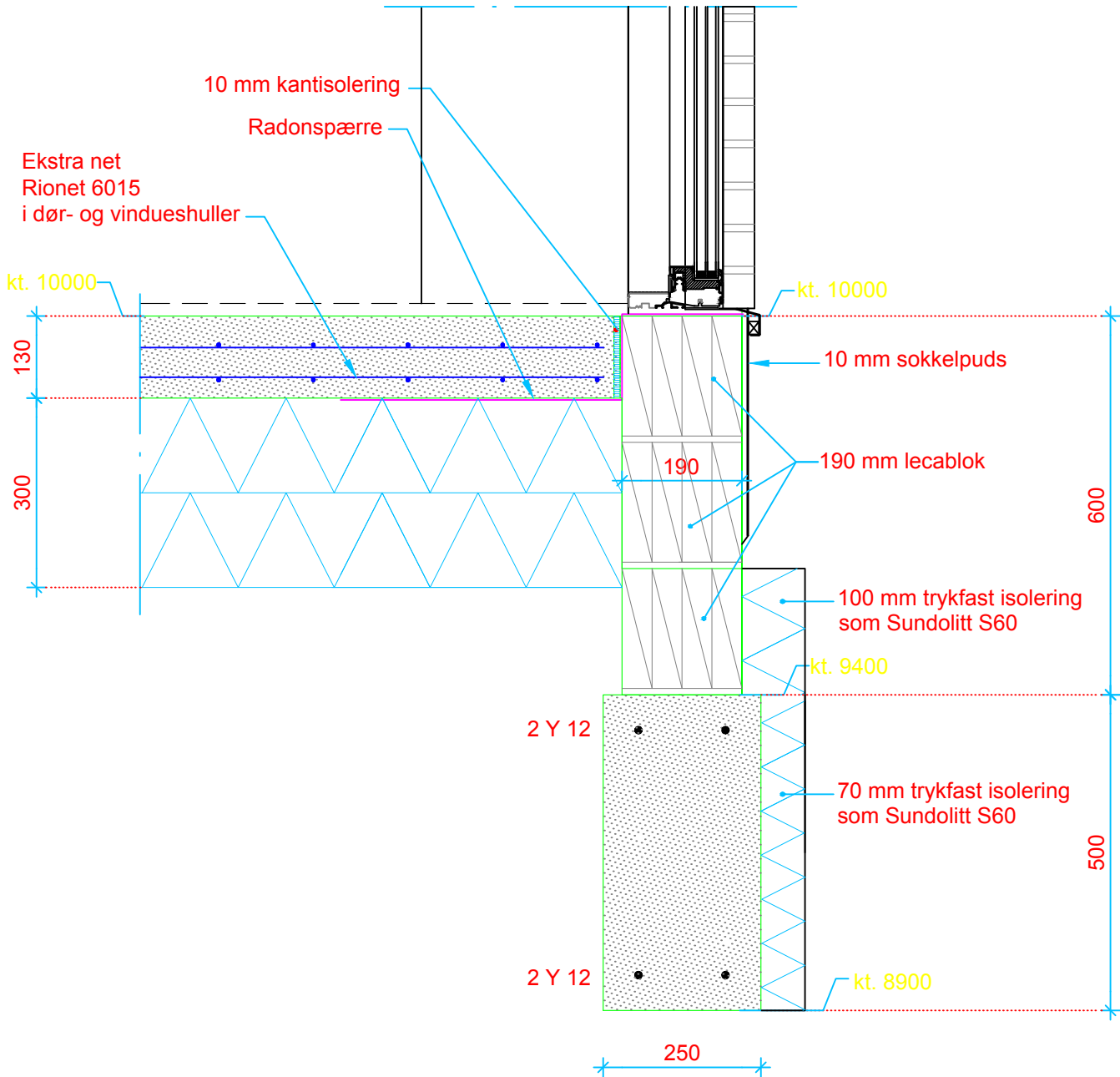


Snit A-A
1:20

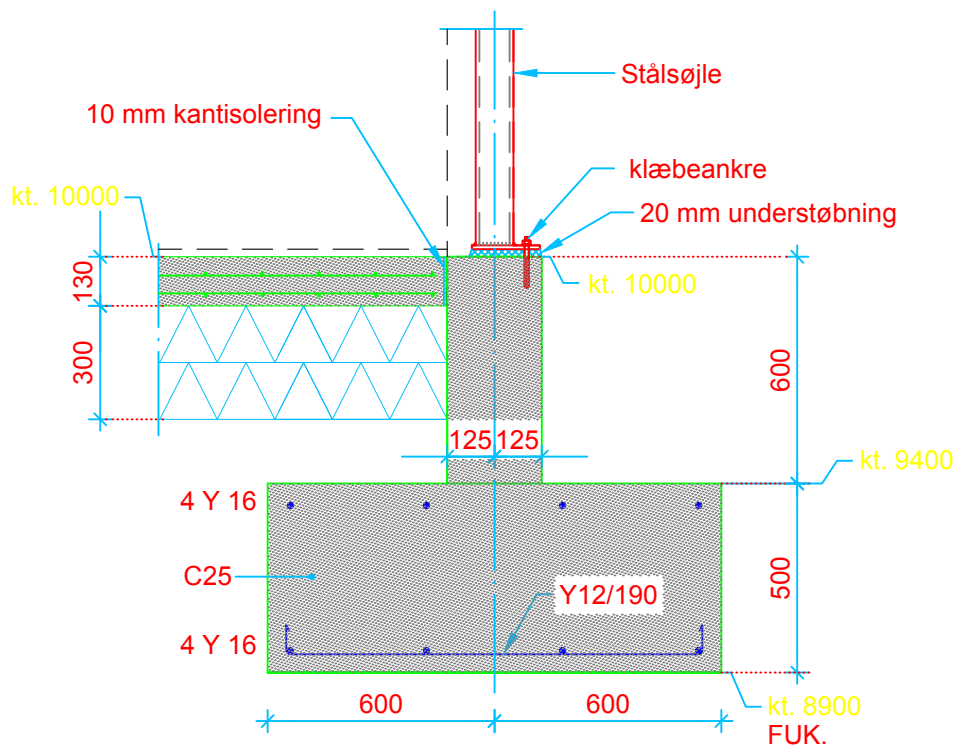
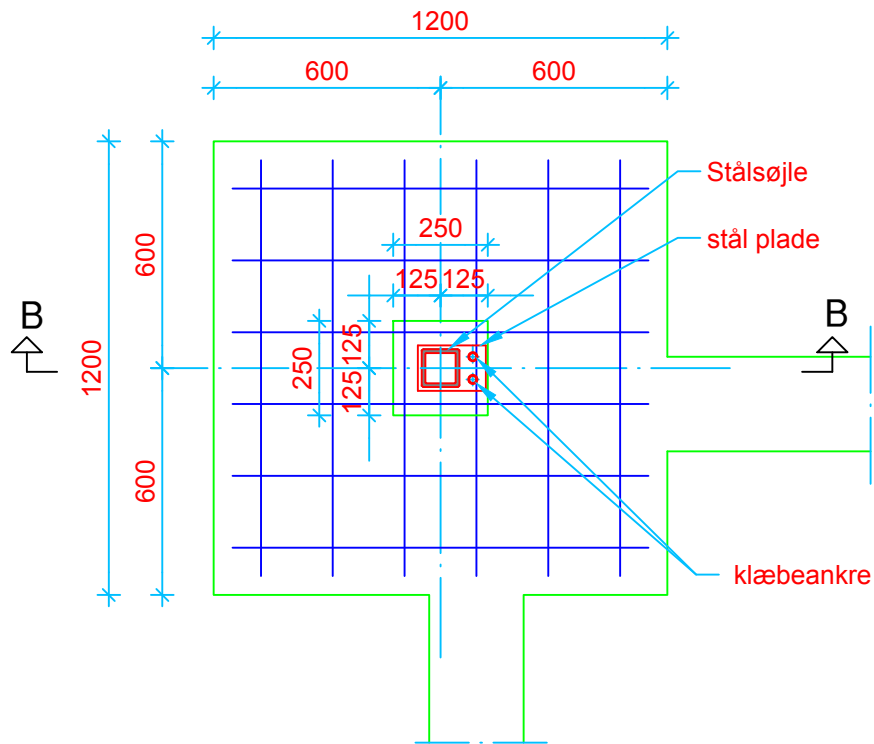
Projeckt: Etagebyggeri i betonelementer			
Vedr.: Fundamentsdetalje snit FU - 04 ved Altan	Mål: 1:10	Tegn nr. 6	Dato: 07.01.2016

TERRÆNDÆK:

Gulvbelægning
 130 mm betongulv med rio-net 6015
 300 mm isolering som Sundolitt S60
 Komprimeret sandfyld



Projekt : Etagebyggeri i betonelementer			
Vedr.: Punktfundament FU- 03 ved RHS søjle	Mål: 1:20	Tegn nr.8	Dato: 07.01.2016



Snit B-B
1:20