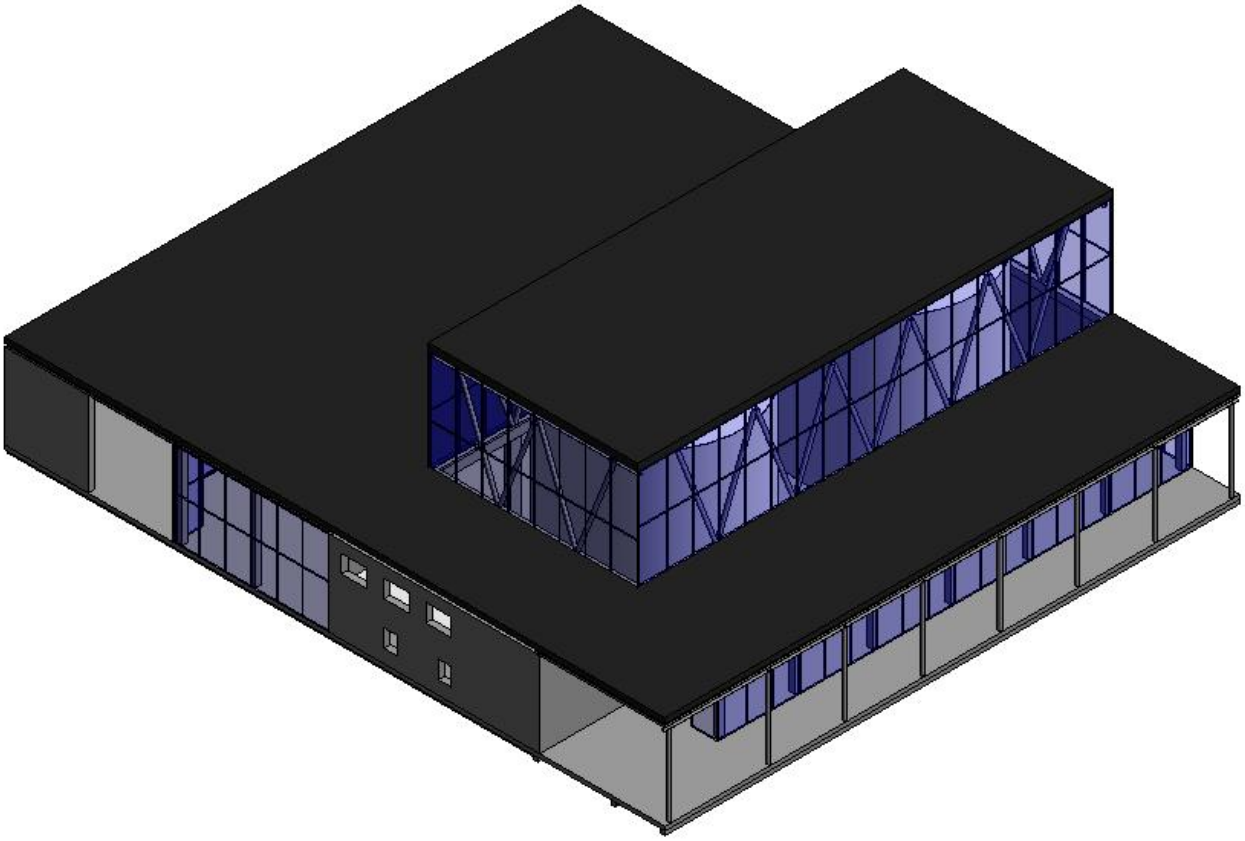


PROJEKTERING AF NYT ESBJERG VANDVÆRK

A1. PROJEKTGRUNDLAG

Titel: Projektering af Nyt Esbjerg Vandværk
Tema: Diplomprojekt
Udgivelsesår: 2017
Antal sider: 51 eksl. bilag
Studerende: Kenneth Sørensen
Universitet: Aalborg Universitet Esbjerg
Vejledere: Søren Harborg Blicher
Projektperiode: 24/10/2016 – 17/01/2017

AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT

Synopsis
Projektet omhandler projekteringen af de bærende konstruktioner til Nyt Esbjerg Vandværk. Projektet omhandler hhv. de forhold der er grundlæggende for udarbejdelsen af den statiske dokumentation samt selve den statiske dokumentation for bygværket.

I projektgrundlaget fastlægges konstruktionens opbygning og overordnede statiske virkemåde, hvilket indebærer, hvorledes de lodrette laster føres til fundamenter. Herudover redegøres for, hvorledes bygningens hovedstabilitet skal håndteres. De anvendte konstruktionsmaterialer og dertilhørende sikkerheder og anvendelseskrav fastlægges med henblik på at kunne dokumentere konstruktionens sikkerhed og anvendelse iht. gældende normer og standarder. De relevante laster der virker på konstruktionen opgøres med henblik på dimensioneringen af de bærende elementer i konstruktionen.

I de statiske beregninger dokumenteres hhv. bygningens overordnede sikkerhed og anvendelse, sikkerheden af de enkelte konstruktionselementer samt detailstatikken for udvalgte elementer. Dokumentationen af bygningens overordnede sikkerhed indbefatter eftervisning af, at bygningen udgør et stabilt system i forhold til de destabiliserende kræfter, der virker på konstruktionen. Herudover redegøres for, hvorledes bygværkets robusthed sikres i forhold til de krav der stilles i de gældende normer og standarder. Dimensioneringen af de enkelte konstruktionselementer indebærer dimensionering af stålbjælker og – søjler, dimensionering af betondæk- og bjælker og beregning af pælefundamenter. Den sidste del af den statiske dokumentation indebærer dokumentation af nogle udvalgte samlinger.

Kenneth Sørensen

_____

Forord

Denne rapport er udarbejdet som afgangsprojektet på diplomingeniøruddannelsen i byggeri og anlægskonstruktion på Aalborg Universitet Esbjerg. Projektet omfatter projektering af bærende konstruktioner til Esbjerg Ny Vandværk. Rapporten er udarbejdet som en statisk dokumentation med følgende opbygning:

- A1: Projektgrundlag med dertilhørende bilag
- A2: Statiske beregninger med dertilhørende bilag
- A3: Tegninger

Grundlaget for projektet er udleverede arkitekttegninger fra Esbjerg Forsyning.
Der skal lyde en stor tak til vejleder på projektet, Søren Harborg Blicher, for faglig sparring og støtte under hele projektforløbet. Herudover takkes Rambøll byggeriafdeling i Esbjerg for faglig sparring og for at stille computer samt relevante programmer til rådighed. Til sidst skal der også lyde en stor tak til Kasper Skovning og Krista Lykke Lauridsen for korrekturlæsning på projektet.

Læsevejledning

Henvisninger til normer, standarder sker jf. betegnelserne anvendt i afsnit 2.1 i A1 projektgrundlag. En henvisning til standarden DS/EN 199x-x-x vil derfor være på formen (ECx-x-x).

Henvisninger til faglitteratur sker jf. betegnelserne anvendt i afsnit 2.4 i A1 projektgrundlag, og vil være på formen [2.4.x].

Henvisninger til bilag sker ed henvisning til bilaget navn fx bilag D.

Når der i tegningsmappen refereres til KTHS, er det undertegnede Kenneth Sørensen.

Indholdsfortegnelse

1.	**Bygværket**	**7**
1.1	Bygværkets art og anvendelse	7
1.2	Konstruktioners art og opbygning	9
1.2.1	Stabiliserende vægge	9
1.2.2	Bærende vægge	9
1.2.3	Søjler og gitterkonstruktion I overbygning	9
1.2.4	Tagkonstruktion over rentvandstanke og udvendige tage	10
1.2.5	Tagkonstruktion over procesafsnit og kontor	10
1.2.6	Etageadskillelser	10
1.2.7	Gulvkonstruktion	10
1.2.8	Bjælker	10
1.2.9	Fundering	10
1.3	Konstruktionsafsnit	11
1.4	Beskrivelser, modeller og tegninger	12
2.	**Grundlag**	**13**
2.1	Normer og standarder	13
2.2	Sikkerhed	14
2.3	IKT-værktøjer	14
2.4	Referencer	15
3.	**Forundersøgelser**	**16**
3.1	Grunden og lokale forhold	16
3.2	Geotekniske forhold	16
4.	**Konstruktioner**	**17**
4.1	Statisk virkemåde	17
4.1.1	Nedføring af lodrette laster	17
4.1.2	Nedføring af vandrette	17
4.2	Funktionskrav	19
4.3	Levetid	20
4.4	Robusthed	20
4.5	Brand	20
5.	**Konstruktionsmaterialer**	**21**
5.1	Grund og jord	21
5.1.1	Sikkerhed	21
5.1.2	Beregningsprincipper og jordparametre	21
5.2	Beton	23
5.2.1	Sikkerhed	23
5.2.2	Miljøklasser	23
5.2.3	Materialer	24
5.3	Stålkonstruktioner	25
5.3.1	Sikkerhed	25
5.3.2	Materialer	25
6.	**Laster**	**26**
6.1	Anvendte begreber	26

6.2 Tilstande og lastkombinationer 26
6.3 Lastkombinationsfaktorer 27
6.4 Etagereduktionsfaktor 27
6.5 Permanente laster 28
6.6 Nyttelaster 28
6.7 Naturlaster 29
6.7.1 Sne 29
6.7.2 Vind 33
6.8 Ulykkeslaster 41
6.8.1 Påkørselslast 41
6.8.2 Eksplosionslast 41
6.8.3 Seismisk last 42
6.9 Imperfektioner 44
6.10 Lastpecifikationer og lastplaner 46

Bilag A - Permanente laster
Bilag B - Geoteknisk rapport, Jysk geoteknik
Bilag C – Oprindelige arkitekttegninger

1. BYGVÆRKET

1.1 Bygværkets art og anvendelse

Byggeriet omfatter et nyt vandværk. I forbindelse med vandværket etableres der kontorarealer til administration. Byggeriets primære anvendelse er industriformål.

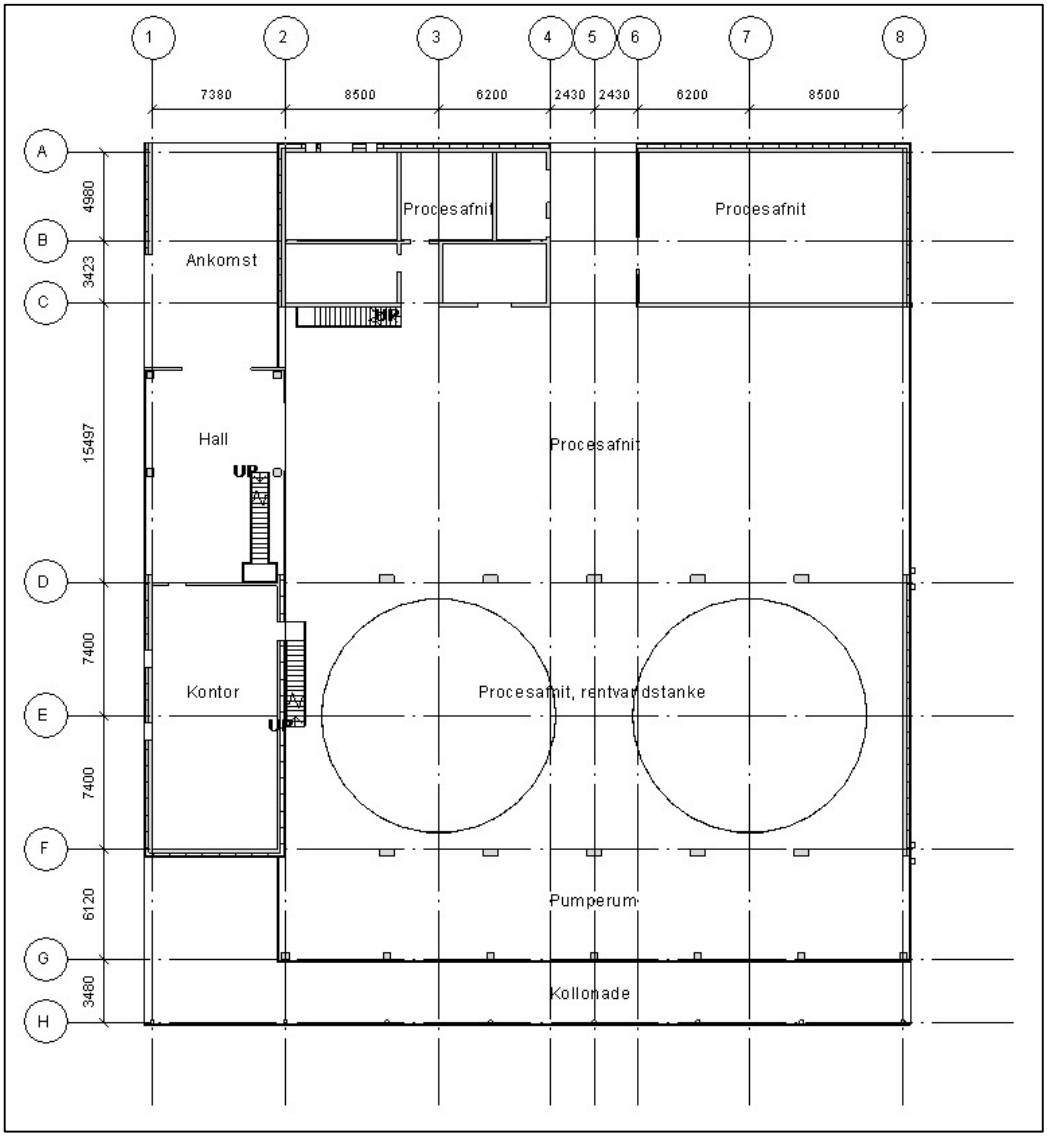
Bygningen har tagflader i 2 niveauer og en maksimal højde på ca. 15 m. I projektet refereres der til bygningens niveauer, der fremgår af Tabel 1.1.

Tabel 1.1 Bygningens niveauer.

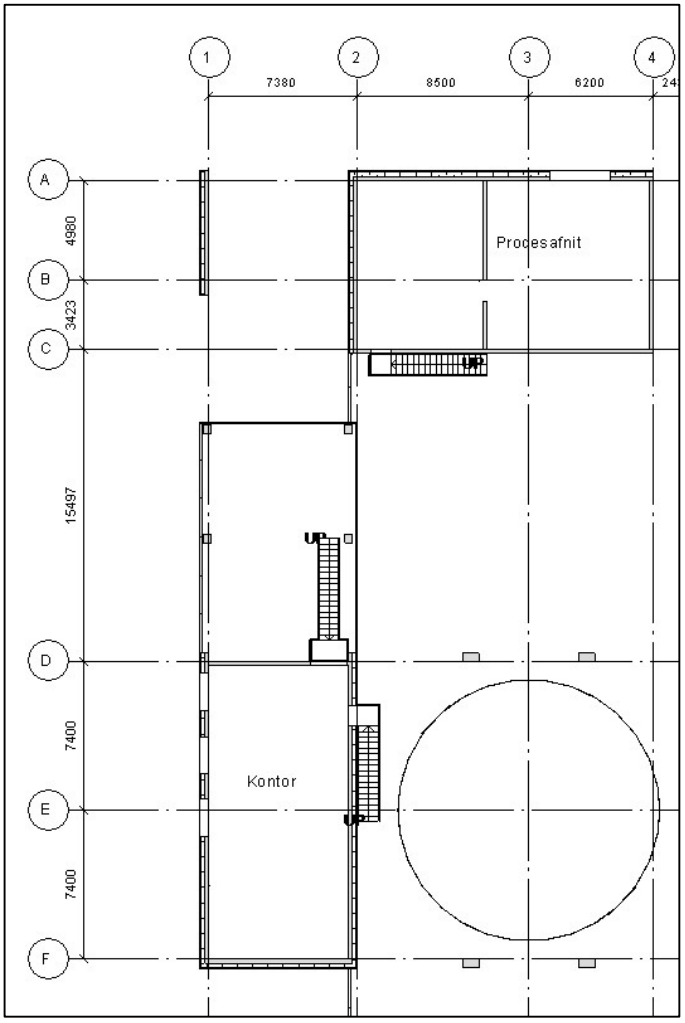
Niveau	Kote	Beskrivelse
3	38,480	Tag over rentvandstan-ke/overbygning
2	30,538	Tag over procesafsnit og kontor
1	26,808	Gulvoverkant på 1. sal
0	23,6	Terræn

Mod nord grænser grunden op til Guldborgsundvej og mod øst Esbjergmotorvejen som vist på Figur 1.1. Stueplan og 1.sals plan er vist på Figur 1.2 og Figur 1.3.

Figur 1.1 Placering af bygningen.



Figur 1.2 Stueplan.



Figur 1.3 1. sals plan.

1.2 Konstruktioners art og opbygning

1.2.1 Stabiliserende vægge

De stabiliserende vægge udføres som 200 mm betonelementer og sandwichelementer med en samlet tykkelse på 470 mm.

1.2.2 Bærende vægge

Bærende vægge udføres som 200 mm betonelementer og sandwichelementer med en samlet tykkelse på 470 mm.

1.2.3 Søjler og gitterkonstruktion I overbygning

Betonsøjler udføres som elementer med dimensionerne 400 x 800 og 400 x 400 mm.

Gitterkonstruktionerne i overbygningen og øvrige stålsøjler udføres med dimensionerne 200 x 200 x 8 mm.

1.2.4 Tagkonstruktion over rentvandstanke og udvendige tage
Tagkonstruktionen i tårnet udføres med 158 mm trapezplader isoleret på oversiden og afsluttet med tagpap.

1.2.5 Tagkonstruktion over procesafsnit og kontor
Tagkonstruktionen over procesafsnit og kontor udføres med 400 mm og 220 mm præfabrikerede huldæk isoleret på oversiden og afsluttet med tagpap.

1.2.6 Etageadskillelser
Etageadskillelser udføres med 220 mm præfabrikerede huldæk, med 100 mm afretnings- og slidlag. Herunder etableres nedhængte lofter. I administrationsbygningen etableres der herudover klinker.

1.2.7 Gulvkonstruktion
Gulvkonstruktionen udføres som et 300 mm betondæk støbt på stedet. I administrationsbygningen og hall udføres gulvkonstruktionen som 300 mm betondæk støbt på stedet og beklædt med klinker.

1.2.8 Bjælker
Bjælker til bæring af tagkonstruktion over procesafsnit udføres som præfabrikerede KBE70/40 og KBE42/22. Bjælker til bæring af dæk over hall udføres som deltabjælker.
Bjælker til bæring af trapeztage udføres som HE450A, HE280A, HE220A samt UNP260.

1.2.9 Fundering
Vægge, søjler og terrændæk hviler af på fundamentsbjælker, der er understøttet af pæle. Der anvendes præfabrikerede jernbetonpæle. Fundamentsbjælkerne støbes sammen med terrændækket, og udføres med en dybde og bredde under dækket på 300 x 350 mm.

1.3 Konstruktionsafsnit

Indholdet i den statiske dokumentation A2 fremgår af Tabel 1.2.

Tabel 1.2 Afsnit i statiske beregninger A2.

Nr.	Titel
1	Lastnedføring
2	Hovedstabilitet
3	Robusthed
4	Dækskiver
5-6	Stålkonstruktioner
7	Terrændæk
8	Fundering
9	Samlinger

1.4 Beskrivelser, modeller og tegninger

Alle konstruktionstegninger og detaljetegninger udtrækkes fra 3D-model i Revit. Tegningslisten fremgår af Tabel 1.3.

Tabel 1.3 Tegningsliste.

Tegnings nr.	Tegningsnavn	Papirformat	Mål
Arkitekttegninger			
A1-0-01	Stueplan	A3	1:250
A1-1-02	1. sals plan	A3	1:250
A1-O-FA-01	Nordfacade	A3	1:150
A1-O-FA-02	Sydfacade	A3	1:150
A1-O-FA-03	Østfacade	A3	1:150
A1-O-FA-04	Vestfacade	A3	1:150
A1-O-S-01	Snit A	A3	1:150
A1-O-S-02	Snit B	A3	1:150
A1-O-S-03	Snit C	A3	1:150
A1-O-S-04	Snit D	A3	1:150
A1-O-S-05	Snit E	A3	1:150
Ingeniørtegninger			
K3-0-01	Søjle-/vægplan stue	A3	1:250
K3-1-02	Søjle-/vægplan 1. sal	A3	1:250
K3-1-03	Fugearmeringsplan 1.sal	A3	1:250
K3-2-04	Dæk- og bjælkeplan/ Fugearmeringsplan tag over proces og administration	A3	1:250
K3-3-05	Dæk og stålkonstruktioner over rentvandstanke	A3	1:250
K3-F-06	Fundamentsplan	A3	1:250
K3-F-FD-01	Fundamentsdetalje	A4	1:10
K3-KD-02	Samling facadeelement og tagdæk	A4	1:10
K3-KD-03	Hjørnesamling facadeelementer	A4	1:10

2. GRUNDLAG

2.1 Normer og standarder

Projekteringen er udført i overensstemmelse med Eurocodesystemet og de tilknyttede danske annekser. Projekteringen er baseret på gældende udgaver af normer og standarder. Gældende tillæg og rettelsesblade, der ikke er medtaget i nedenstående liste, er ligeledes gældende.

Sikkerhed:
Eurocode 0 (EC0):

- DS/EN 1990 2007(EC0):
  Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner
- DS/EN 1990 DK NA 2013(EC0 DK NA):
  Nationalt Anneks til projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner

Last:
Eurocode 1 (EC1):

- DS/EN 1991-1-1 2007(EC1-1-1):
  Generelle laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger
- DS/EN 1991-1-1 DK NA 2013(EC1-1-1 DK NA):
  Nationalt Anneks til generelle laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger

- DS/EN 1991-1-3 2007(EC1-1-3):
  Generelle laster - Snelast
- DS/EN 1991-1-3 DK NA 2015(EC1-1-3 DK NA):
  Nationalt Anneks til generelle laster – Snelast

- DS/EN 1991-1-4 2007(EC1-1-4):
  Generelle laster - Vindlast
- DS/EN 1991-1-4 DK NA 2015(EC1-1-4 DK NA):
  Nationalt Anneks til generelle laster – Vindlast

- DS/EN 1991-1-7 2007(EC1-1-7):
  Generelle laster - Ulykkeslast
- DS/EN 1991-1-7 DK NA 2013(EC1-1-7 DK NA):
  Nationalt Anneks til generelle laster – Ulykkeslast

Betonkonstruktioner:
Eurocode 2 (EC2):

- DS/EN 1992-1-1 2008(EC2-1-1):
  Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner
- DS/EN 1992-1-1 DK NA 2013(EC2-1-1 DK NA):
  Nationalt Anneks til generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner

<u>Beton materialer</u>

- DS/EN 206-1 2002(ophævet)(DS/EN 206-1):
  Beton - Del 1: Specifikation, egenskaber, produktion og overensstemmelse
- DS 2426 – EN 206-1 2011(DS 2426):
  Beton - Materialer - Regler for anvendelse af EN 206-1 i Danmark

Armering materiale

- DS/INF 165 2011(DS/INF 165):
  Armeringsstål til betonkonstruktioner - identifikation og klassificering iht. DS/EN 10080 og DS/EN 10138

Stålkonstruktioner
Eurocode 3 (EC3):

- DS/EN 1993-1-1 2007(EC3-1-1):
  Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner
- DS/EN 1993-1-1 DK NA 2015(EC3-1-1 DK NA):
  Nationalt Anneks til generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner

- DS/EN 1993-1-8 2007(EC3-1-8):
  Samlinger
- DS/EN 1993-1-8 DK NA 2013(EC3-1-8 DK NA):
  Nationalt Anneks til samlinger

Geoteknik
Eurocode 7 (EC7):

- DS/EN 1997-1 2007(EC7-1):
  Generelle regler
- DS/EN 1997-1 DK NA 2015(EC7-1 DK NA):
  Nationalt Anneks til generelle regler

2.2 Sikkerhed

Overbygningen har en højde større end 12 m, hvorfor der er valgt at henføre hele bygningen til høj konsekvensklasse (CC3). Sikkerhedsfaktor på hhv. laster og styrkeparametre fremgår af Tabel 2.1 og Tabel 2.2.

Tabel 2.1 Konsekvensklasse.

Konstruktionsafsnit	Konsekvensklasse	K_{fi}
Alle konstruktioner	CC3 (høj)	1,1

Tabel 2.2 Sikkerhedsfaktor på styrkeparametre og modstandsevne.

Styrkeparametre og modstandsevne	γ_0
Alle konstruktioner	1,0

2.3 IKT-værktøjer

Tabel 2.3 IKT-værktøjer.

Program Navn	Version	Operativsystem	Bilag
Mathcad	15	Microsoft Windows 7	
Microsoft Excel	2010	Microsoft Windows 7	A, D, G, H, I
Microsoft Word	2007	Microsoft Windows 7	
RamSteel	1.57, 2015	Microsoft Windows 7	E, F
Revit	2015	Microsoft Windows 7	

2.4 Referencer

Generelt

[2.4.1.] Teknisk Ståbi
Nyt Teknisk Forlag, 23. udgave, 2015

[2.4.2.] DS/INF 146
Robusthed - Baggrund og principper - Information
1 udgave 2003

[2.4.3.] SBi-anvisning 223
Dokumentation af bærende konstruktioner
1. udgave 2009

Geoteknik

[2.4.4.] SBi-anvisning 231
Fundering af mindre bygninger
1. udgave 2011

[2.4.5.] Lærebog i Geoteknik
Polyteknisk forlag, 2. udgave, 2014

3. FORUNDERSØGELSER

3.1 Grunden og lokale forhold

Grunden er beliggende i Esbjerg på Lykkesvej. Mod nord grænser grunden op til Guldborgsundvej og mod øst Esbjergmotorvejen. Det omkringliggende terræn er flade fritliggende områder med lav vegetation og enkelte forhindringer såsom træer og bygninger. Placeringen af grunden i forhold til vestkysten er som vist på Figur 3.1.

Figur 3.1 Placering af grunden I forhold til vestkysten.

3.2 Geotekniske forhold

Der henvises til den geotekniske rapport udført af Jysk geoteknik vedlagt i bilag B. De bæredygtige lag består af fedt ler med overside i ca. 4 – 8 m.u.t. Over de bæredygtige lag består jorden af fyldjord(sand, ler, slagger) og organisk jord(tørv, gytje). Vandspejlet er beliggende i kote ca. 1 - 4 m.u.t.

Eftersom de bæredygtige lag ligger dybt, vil det være uhensigtsmæssigt at udføre funderingen som direkte fundering. Der vælges derfor at anvende pælefundering. Der anvendes præfabrikerede jernbetonpæle i dimensionerne 300 x 300 mm og med længder på 30 m. Pælene understøtter de overliggende fundamentsbjælker.

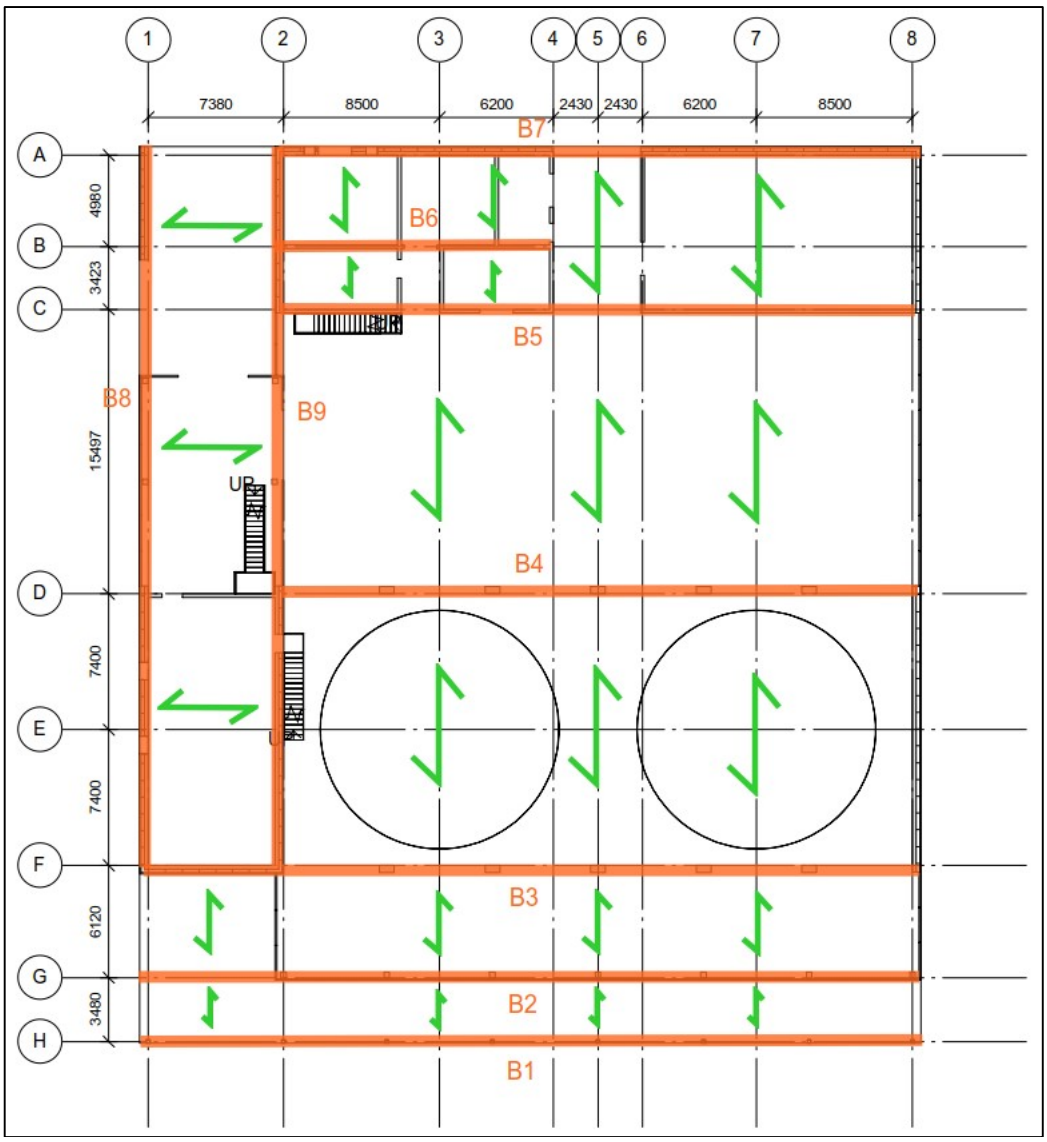
4. KONSTRUKTIONER

4.1 Statisk virkemåde

Byggeriet er udført delvis i betonelementer og stålkonstruktioner.

4.1.1 Nedføring af lodrette laster

Huldækelementerne hviler af på hhv. præfabrikerede betonbjælker og bærende vægge. Stålbjælkerne der bærer trapezpladerne, hviler af på søjler og bærende vægge. De lodrette laster føres ned i de 9 bærelinjer. Bærelinjerne og spændretninger er vist på Figur 4.1.



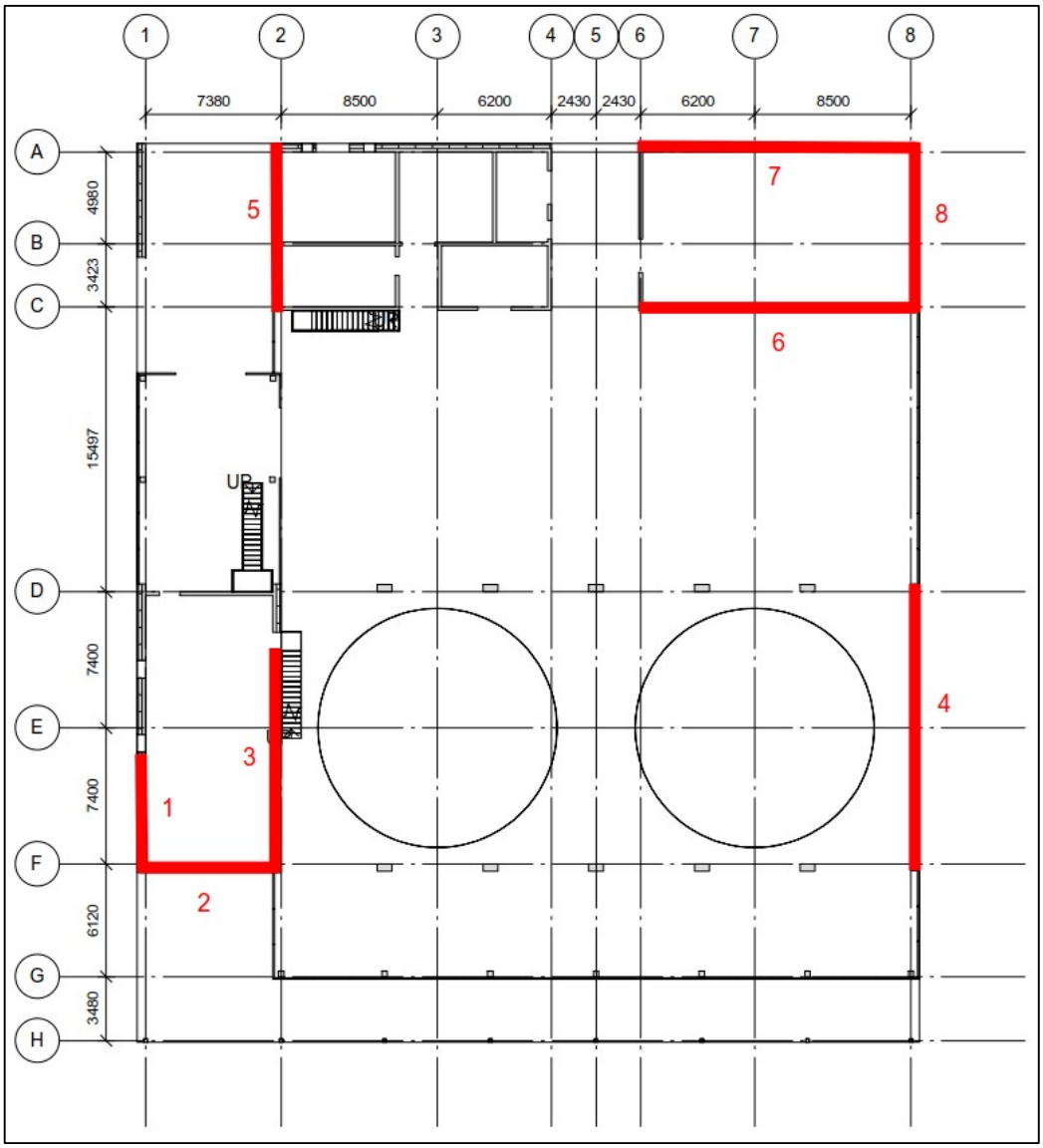
Figur 4.1 Bærelinjer og spændretninger.

4.1.2 Nedføring af vandrette

Overbygningen stabiliseres af stålgitterkonstruktioner placeret i modullinje D/2-8, F/2-8, 2/D-F og 8/D-F. Gitterkonstruktionerne fører de vandrette laster til bjælker og dækskiver, der viderefører lasterne til de stabiliserende vægge. De stabiliserende

vægge består af 200 mm betonelementvægge og af 470 mm sandwichfacader. Vind på de øvrige facader fordeles således, at halvdelen af vindlasterne afleveres i tagskiverne og den anden halvdel afleveres direkte ind i terrændækket.

Den vandrette last fordeles til de 8 stabiliserende vægge, som fører lasten til terrændæk. De stabiliserende vægge er vist på Figur 4.2.



Figur 4.2 Stabiliserende vægge.

De stabiliserende vægges geometri fremgår af Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Geometri af stabiliserende vægge.

Væg	**Højde [m]**	**Længde [m]**
1	6,94	6,55
2	6,94	6,96
3	6,94	11,59
4	6,94	15,6
5	6,94	8,4
6	6,94	14,7
7	6,94	14,7
8	6,94	8,4

4.2 Funktionskrav

Stålkonstruktioner

De acceptable krav for stålkonstruktioners lodrette udbøjning fastsættes jf. afsnit 7.2.1(1)B i (EC3-1-1 DK NA).

For stålbjælkerne regnes de maksimale udbøjninger fra én variabel last svarende til:

- L/200 for tage og ydervægge

Hvor L
- er spændvidden mellem bjælkens understøtninger for simpelt understøttede bjælker og kontinuerte bjælker
- den dobbelte udkragning for udkragede konstruktioner

For stålplader med isolering og tagpap sættes den maksimale udbøjning fra permanente og variable laster til følgende:

- L/150 for L < 4500 mm
- 30 mm for 4500 mm ≤ L < 6000 mm
- L/200 for L ≥ 6000 mm

De acceptable krav for stålkonstruktioners vandrette udbøjning fastsættes jf. afsnit 7.2.2(1)B i (EC3-1-1 DK NA).

For søjler regnes den maksimale udbøjning af søjletoppen fra en variabel last til:

- h/300

Hvor h er højden eller længden af den enkelte søjle.

Betonkonstruktioner

Grænsen for acceptable udbøjninger af bjælker og plader sættes jf. afsnit 7.4.1(4) (EC2-1-1) til L/250. Udbøjningerne regnes på baggrund af kvasipermanente laster, og nedbøjningerne regnes i langtidstilstanden, og der tages derfor hensyn til betonens krybning.

Revnevidder i konstruktionerne undersøges ikke, og konstruktionens anvendelse vurderes derfor udelukkende på baggrund af konstruktionernes deformation.

Pælefundamenter

I anvendelsestilstanden vurderes sætninger af pælene ud fra indflydelsen af negativ overfladelast på pælenes trykbæreevne.

4.3 **Levetid**

Bygningen henføres til levetidskatagori 4 jf. (EC0), med en forventet levetid på 50 år.

4.4 **Robusthed**

Hele bygningen henføres jf. afsnit 2.2 til høj konsekvensklasse (CC3), hvorfor der skal laves en teknisk-faglig redegørelse for robustheden jf. (EC0 DK NA), anneks E. Den samlede redegørelse for robusthed er givet i A2 - Statiske beregninger, afsnit 3. Robusthed.

4.5 **Brand**

Der er for dette projekt valgt at undlade forhold vedr. brand.

5. KONSTRUKTIONSMATERIALER

5.1 Grund og jord

5.1.1 Sikkerhed

Konsekvensfaktoren, K_{FI}, er som angivet i afsnit 2.2.

5.1.1.1 Jordparametre

Partialkoefficienterne for fundamenter bestemmes iht. afsnit A1 i (EC7-1 DK NA), tabel A.3-1 NA:

$\gamma_{\varphi'}$ = 1,2 for tangens til friktionsvinkel
$\gamma_{c'}$ = 1,2 for effektiv kohæsion
γ_{cu} = 1,8 for udrænet forskydningsstyrke
γ_{γ} = 1,0 for rumvægt

5.1.1.2 Pæle og ankre

Partialkoefficienterne for modstanden(spidsmodstand, overflademodstand trykpæle, kombineret modstandsevne, overflademodstand trækpæle) for rammede pæle bestemmes iht. afsnit A1 i (EC7-1 DK NA), tabel A.3-2 NA:

γ_R = 1,3 for rammede pæles modstandsevne.
γ_R = 1,0 anvendes ved beregning af rammede pæles negative overflademodstand

5.1.2 Beregningsprincipper og jordparametre

Pælenes lodrette bæreevner bestemmes ved en geostatisk beregning jf. (EC7-1 DK NA) anneks L.

Bæreevnerne baserer sig på værdier ud fra jordens parametre. Til bestemmelse af karakteristiske brudbæreevner af pælene anvendes en korrelationsfaktor ξ =1,5 jf. afsnit A.3.2.2 i (EC7-1 DK NA). Ved geostatisk beregning af negativ overflademodstand er ξ =1,0.

For de lag af friktionsjord der bidrager til de lodrette bæreevner af pælene regnes der jf. (EC7-1 DK NA) anneks L med N_m = 0,6 for trykpæle og N_m = 0,2 for trækpæle på pælenes overfladebæreevner.

For de lag af kohæsionsjord der bidrager til de lodrette bæreevner af pælene regnes der jf. (EC7-1 DK NA) anneks L med en materialefaktor m = 1,0, da der anvendes betonpæle. Materialefaktoren tager hensyn til pælens overfladestruktur.

Ved pæleramningen vil leret omkring pælen blive æltet og lerets styrke vil reduceres heraf. Leret vil med tiden genvinde en del af den oprindelige styrke. Regenerationsfaktoren er forholdet mellem lerets aktuelle styrke efter pælen er rammet og den oprindelige styrke inden pæleramningen. Lerets regenerationsfaktor r sættes jf. den geotekniske rapport og (EC7-1 DK NA) anneks L til 0,4. Ved beregning af negativ overflademodstand sættes r = 1,0.

Anvendelsesgrænsetilstanden og sætninger af pælene vurderes ud fra indflydelsen af den negative overflademodstand.

5.1.2.1 Jordparametre

De karakteristiske jordparametre i Tabel 5.1 er fundet af den geotekniske rapport bilag B og er gældende for bestemmelse af pælenes bæreevner.

Tabel 5.1 Materialeparametre for ler og andre kohæsive jordarter.

Aflejring	Rumvægt		Kohæsion		Friktions-vinkel	Konsoliderings-modul
	Over GVS	Under GVS	Korttids-tilstand	Langtids-tilstand	Langtids-tilstand	
	γ/γ' kN/m^3	γ/γ' kN/m^3	$C_{u,k}$ kN/m^2	C_k' kN/m^2	ϕ'pl,k grader	K MPa
Ler, Ma., Ig.	18-19	18-19 /8-9	≥100	0	20-25	≥10
Ler, Ma., Te.	18-19	18-19 /8-9	≥300	0	18-25	≥12
Normalkonsoliderede sætningsgivende/ - organiskholdige aflejringer						
Aflejring	Rumvægt		Kohæsion		Friktions-vinkel	Dekadehældning
	Over GVS	Under GVS	Korttids-tilstand	Langtids-tilstand	Langtids-tilstand	
	γ/γ' kN/m^3	γ/γ' kN/m^3	$C_{u,k}$ kN/m^2	C_k' kN/m^2	ϕ'pl,k grader	Q %
Ler, Ma., Pg.	16-19	16-19 / 6-9	≥40	0	25-30	4 – 20
Gytje, Ma., Pg.	12-16	12-16 / 2-6	≥40	0	25-35	18 -26
Tørv, Ma., Pg	10-12	10-12 / 0-2	≥70	0	25-35	44 -48

Eftersom jordparametrene for fyldjorden ikke er angivet i den geotekniske rapport er værdier af friktionsvinklen samt rumvægten af fyldjorden skønnet ud fra værdier i [2.4.1.]. Størstedelen af fyldjorden består af sand og grus. Herudover er der enkelte lag af ler og slagger. Der vælges, at regne al fyldjord med rumvægt og friktionsvinkel som skønnede værdier mellem ler og sands parametre. Der regnes ikke med kohæsion fra fyldjorden. De skønnede jordparametre for fyldjorden fremgår af Tabel 5.2.

Tabel 5.2 Skønnede jordparametre for fyldjord.

Aflejring	Rumvægt		Friktionsvinkel
	Over GVS	Under GVS	Langtidstilstand
	ɣ/ɣ' kN/m^3	ɣ/ɣ' kN/m^3	ϕ'pl,k grader
Fyldjord	20	20 / 10	30

5.1.2.2 Pæle

Pælenes lodrette bæreevner beregnes med udgangspunkt i en geostatisk beregning. Der anvendes præfabrikerede jernbetonpæle med dimensionerne 300 x 300 mm og en længde på 30 m. Der er valgt en 30 meter lang pæl, da kortere pæle vil medføre væsentlig mindre bæreevner, da overfladen i den interglaciale ler, der bidrager mest til pælens bæreevne, vil være mindre.

5.2 Beton

5.2.1 Sikkerhed

Partialkoefficient for omfang af kontrol fremgår af Tabel 5.3.

Tabel 5.3 Partialkoefficient for omfang af kontrol.

Bygningsdel	Kontrolklasse	γ_3
Alle	normal	1,0

Partialkoefficienterne for armeringstyrker og betonstyrker fastsættes iht. tabel 2.1N NA (EC2-1-1 DK NA.)

Betonkonstruktioner alment(støbt på stedet):

$\gamma_c = 1{,}45\ \gamma_3\ \gamma_0$ for betons trykstyrke og E-modul i armeret beton
$\gamma_c = 1{,}60\ \gamma_3\ \gamma_0$ for betons trykstyrke og E-modul i uarmeret beton
$\gamma_c = 1{,}70\ \gamma_3\ \gamma_0$ for betons trækstyrke
$\gamma_s = 1{,}20\ \gamma_3\ \gamma_0$ for slap armerings styrke

Præfabrikerede elementer:

$\gamma_c = 1{,}40\ \gamma_3\ \gamma_0$ for betons trykstyrke og E-modul i armeret beton
$\gamma_c = 1{,}55\ \gamma_3\ \gamma_0$ for betons trykstyrke og E-modul i uarmeret beton
$\gamma_c = 1{,}60\ \gamma_3\ \gamma_0$ for betons trækstyrke
$\gamma_s = 1{,}20\ \gamma_3\ \gamma_0$ for slap armerings styrke
$\gamma_s = 1{,}20\ \gamma_3\ \gamma_0$ for spændarmerings styrke

5.2.2 Miljøklasser

Betonkonstruktionens bygningsdele henføres i overensstemmelse med afsnit 4.2 (EC2-1-1 og EC2-1-1 DK NA) og med tabel 4.1 (EC2-1-1) og tabel 4.1 NA (EC2-1-1 DK NA) til følgende miljøklasser. De valgte miljøklasser fremgår af Tabel 5.4.:

Tabel 5.4 Miljøklasser for konstruktioner.

Bygningsdel	Passiv	Moderat	Aggressiv	Ekstra aggressiv
Pæle		X		
Indvendige terrændæk		X		
Udvendige terrændæk, fundamentsbjælker			X	
Indvendige søjler	X			
Indvendige vægge - stabiliserende	X			
Indvendige vægge – ikke stabiliserende	X			
Bagplader til sandwichelementer	X			
Indvendige etagedæk, tagdæk og bjælker	X			

5.2.3 Materialer

5.2.3.1 Beton

De valgte betontyper fremgår af Tabel 5.5.

Tabel 5.5 Anvendte betontyper.

Identifikation	Anvendelse	Miljø-klasse	f_{ck} (MPa)	Kontrol-klasse	c (mm)	D_{max} (mm)
M-	Pæle	M	-	N	20/+5	-
M35N32	Terrændæk indendørs	M	35	N	20/+5	32
A35N32	Terrændæk udendørs, fundamentsbjælker	A	35	N	30/+5	32
P35N32	Indvendige søjler	P	35	N	10/+5	32
P35N32	Indvendige vægge – ikke stabiliserende	P	35	N	10/+5	32
P35N32	Indvendige vægge – stabiliserende	P	35	N	10/+5	32
P35N32	Bagplader til sandwichelementer	P	35	N	10/+5	32
P-	Indvendige etagedæk, tagdæk og bjælker	P	-	N	10/+5	-
4L32	Klaplag	-	4	L	-	32

5.2.3.2 Armering

Der anvendes følgende armeringstyper if. DS/INF 165.

Tabel 5.6 Anvendt armeringstyper.

Identifikation	Dim. [mm]	f_{yk} [MPa]	ε_{uk} > [%]	Bukkediameter, D ø ≤ 16	Bukkediameter, D ø ≥ 16
Y	6-32	550	5,0	4ø	7ø

Dimensionerne 6 og 8, 8 og 10 samt 10 og 12 anvendes i samme konstruktionselement på grund af risikoen for forveksling.

5.3 Stålkonstruktioner

5.3.1 Sikkerhed

Partialkoefficienterne for stål er i henhold til (EC3-1-1 DK NA):

$\gamma_{M0} = 1{,}1\ \gamma_3$ for bæreevne af tværsnit, f_y, E
$\gamma_{M1} = 1{,}2\ \gamma_3$ for bæreevne af tværsnit, f_y, E
$\gamma_{M2} = 1{,}35\ \gamma_3$ for bæreevne af samlinger, f_u

Partialkoefficient for omfang af kontrol for stålkonstruktioner fremgår af Tabel 5.7.

Tabel 5.7 Partialkoefficient for omfang af kontrol.

Bygningsdel	Kontrolklasse	γ_3
Alle	normal	1,0

5.3.2 Materialer

5.3.2.1 Konstruktionsstål

I alle stålkonstruktioner anvendes konstruktionsstål med stålkvalitet S235 eller S275. Den karakteristiske flyde- og brudspænding for S235 er:

- flydespænding f_y = 235 MPa
- brudspænding f_u = 360 MPa

Den karakteristiske flyde- og brudspænding for S275 er:

- flydespænding f_y = 275 MPa
- brudspænding f_u = 410 MPa

De karakteristiske materialekonstanter for alm. sort stål er:

- elasticitetsmodul E = 210000 MPa
- forskydningsmodul G = 81000 MPa
- densitet ρ = 7,85 * 10^3 kg/m^3
- Poissons forhold ν = 0,3

5.3.2.2 Svejsesømme

Medmindre andet er angivet udføres alle svejsesømme som lukkede og med a-mål 4 mm. Svejsesømme beregnes og udføres i henhold til (EC3-1-8 og EC3-1-8 DK NA).

5.3.2.3 Bolte

I de bærende stålkonstruktioner anvendes bolte i kvalitet 8.8. Der anvendes ikke bolte med dimensioner mindre end M16. Boltehullerne udføres som normalhuller. Styrketal for boltene fremgår af Tabel 5.8.

Tabel 5.8 Styrketal for bolte.

Boltekvalitet	Brudspænding f_u [MPa]	Flydespænding f_y [MPa]
8.8	800	640

6. LASTER

6.1 Anvendte begreber

Medmindre andet er angivet, er lasterne lodrette og regnet positiv som nedadrettet.
Der benyttes følgende betegnelser for basislaster:

G_{inf}:	Minimale permanente last
G_{sup}:	Maksimale permanente last
W:	Vindlast
S:	Snelast
Q_B:	Nyttelast på etager med kontor (Kategori B)
Q_E:	Nyttelast på etager med erhverv (Kategori E)

6.2 Tilstande og lastkombinationer

Der er i henhold til DS/EN 1990 følgende tilstande som skal tages i betragtning. Disse benævnes med følgende forkortelser:

- SLS — Anvendelsestilstand
  - KAR — Karakteristisk kombination
  - KVA — Kvasipermanent kombination
- ULS — Brudgrænsetilstand
- ALS — Ulykketilstand
  - Ulykke I øvrigt — Ulykke i øvrigt
  - SEIS — Seismisk kombination

Lasttilfældene bestemmes iht. (EC0 DK NA) og kombinationerne er som vist i Tabel 6.1.:

Tabel 6.1 Lastkombinationer.

Tilstand		Last kombination	Lasttilfælde
SLS	KAR	6.14b	1. Vindlast dominerende, Permanent last til gunst
			2. Nyttelast dominerende, Permanent last til ugunst
			3. Snelast dominerende, Permanent last til ugunst
			4. Vindlast dominerende, Permanent last til ugunst
SLS	KVA	6.16b	1. Vindlast dominerende, Permanent last til gunst
			2. Nyttelast dominerende, Permanent last til ugunst
			3. Snelast dominerende, Permanent last til ugunst
			4. Vindlast dominerende, Permanent last til ugunst
ULS		6.10a	Permanent last
		6.10b	1. Vindlast dominerende, Permanent last til gunst
			2. Nyttelast dominerende, Permanent last til ugunst
			3. Snelast dominerende, Permanent last til ugunst
			4. Vindlast dominerende, Permanent last til ugunst
ALS	Ulykke I øvrigt	6.11b	1. Vindlast dominerende, Permanent last til gunst
			2. Nyttelast dominerende, Permanent last til ugunst
			3. Snelast dominerende, Permanent last til ugunst
			4. Vindlast dominerende, Permanent last til ugunst
ALS	SEIS	6.12b	1. Vindlast dominerende, Permanent last til gunst
			2. Nyttelast dominerende, Permanent last til ugunst
			3. Snelast dominerende, Permanent last til ugunst
			4. Vindlast dominerende, Permanent last til ugunst

6.3 Lastkombinationsfaktorer

Lastkombinationsfaktorene er bestemt iht. (EC0 DK NA) og fremgår af Tabel 6.2.

Tabel 6.2 Lastkombinationsfaktorer.

Nyttelast	Lastkategori	Lastkombinationsfaktor		
		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Kontor, let erhverv og lokale adgangsveje	B	0,6	0,4	0,2
Erhverv og lagerarealer	E	0,8	0,8	0,7
Snelast				
Ved kombination med dominerende nyttelast kategori E		0,6	0,2	0
Ved kombination med dominerende vindlast		0	0	0
Ellers		0,3	0,2	0
Vindlast				
Ved kombination med dominerende nyttelast kategori E		0,6	0,2	0
Ellers		0,3	0,2	0

6.4 Etagereduktionsfaktor

Der er valgt ikke at medtage etagereduktionsfaktoren i beregningerne.

6.5 Permanente laster

De permanente laster er opgjort i bilag A.

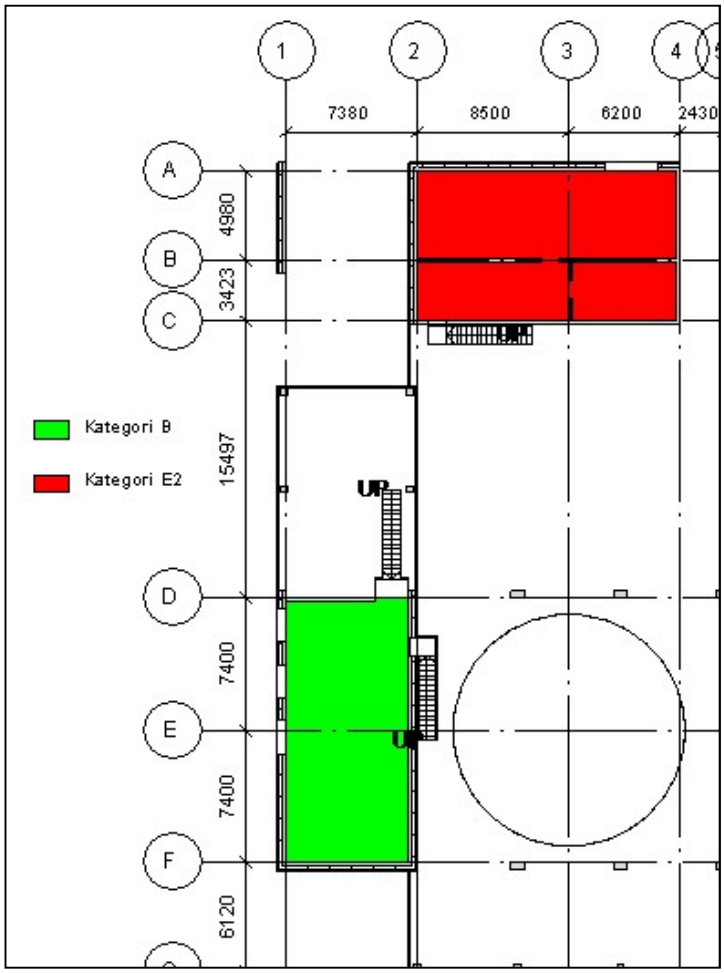
6.6 Nyttelaster

Nyttelaster er bestemt iht. (EC1-1-1 DK NA). Nyttelaster i administrationsbygningen, ankomst og udvendige adgangsveje henføres til samme nyttelastkategori. Der vælges her konservativt en nyttelastkategori svarende til lokale adgangsveje til kontorer fordelt over hele administrationsbygningen, hall samt på de udvendige adgangsveje. Nyttelasterne er oplistet i Tabel 6.3.

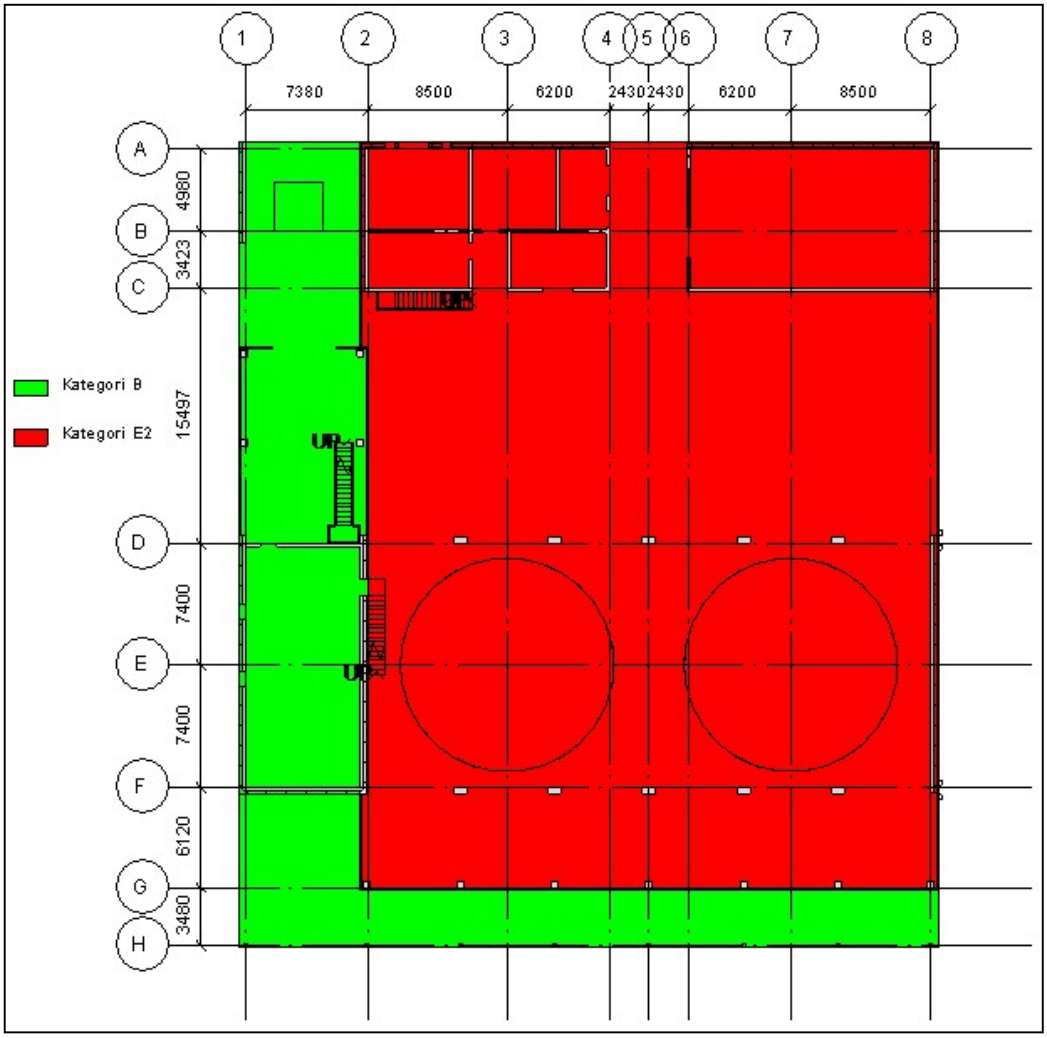
Tabel 6.3 Nyttelaster.

Beskrivelse	Kategori	Last
Kontorer og lokale adgangsveje	B	3,0 kN/m^2 eller 3,0 kN
Industriformål	E2	7,5 kN/m^2 eller 7,0 kN

Fordelingen af nyttelaster på 1.sal og i stuen er som vist på Figur 6.1 og Figur 6.2.



Figur 6.1 Lastplan for 1.sal.

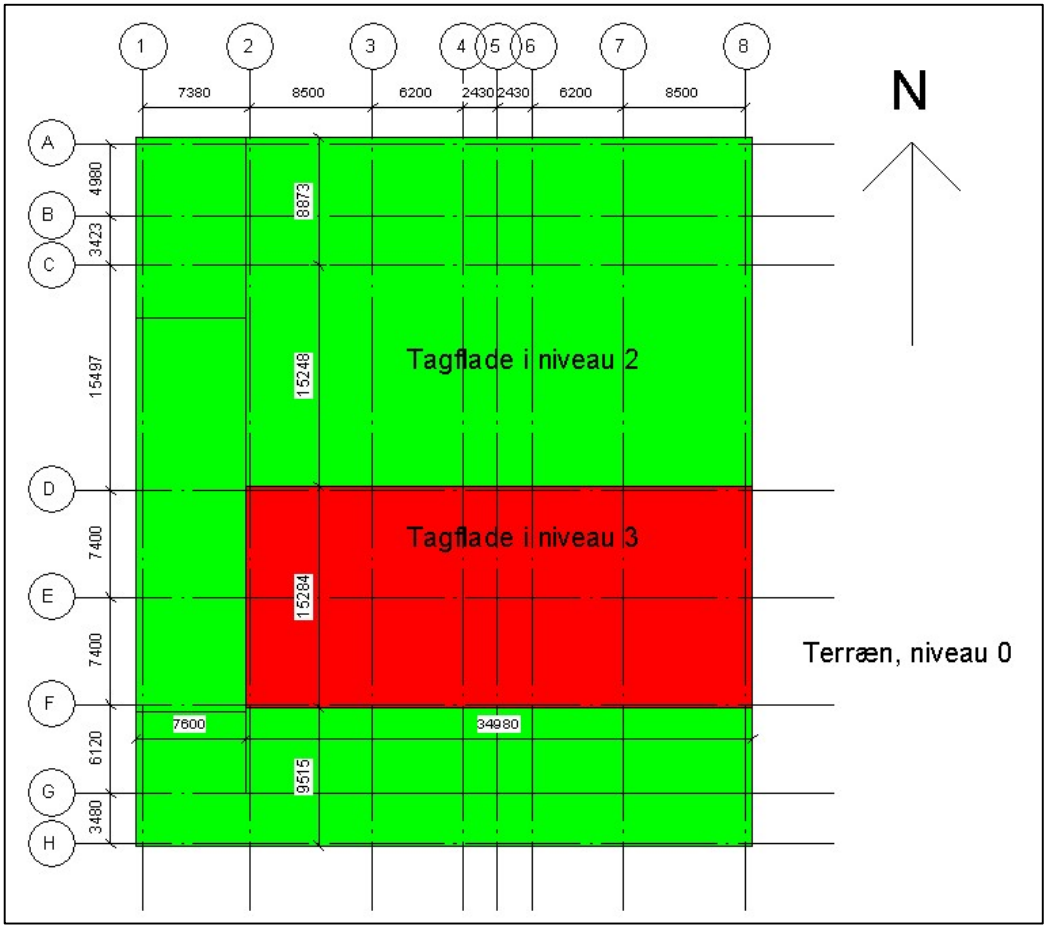


Figur 6.2 Nyttelaster i stuen.

6.7 Naturlaster

6.7.1 Sne

Snelasten skal beregnes for hhv. jævnt fordelte snelast og evt. sneophobning på tage. Geometrier og koter på tagfladerne i niveau 3 og niveau 2 samt bygningens orientering fremgår af Figur 6.3.



Figur 6.3 Geometri og koter på tagflader samt bygningens orientering.

Den jævnt fordelte karakteristiske snelast er jf. afsnit 5.2 (EC1-1-3) bestemt af:

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

Hvor

μ er formfaktoren for snelasten. Idet der er tale om flade tage er μ = 0,8
C_t er den termiske faktor. Denne sættes jf. (EC1-1-3) til 1,0
s_k er sneens karakteristiske terrænværdi. Jf. (EC1-1-3 DK NA) sættes denne til 1,0 kN/m^2
C_e er eksponeringsfaktoren, der tager hensyn til terrænets topografi og bestemt som:

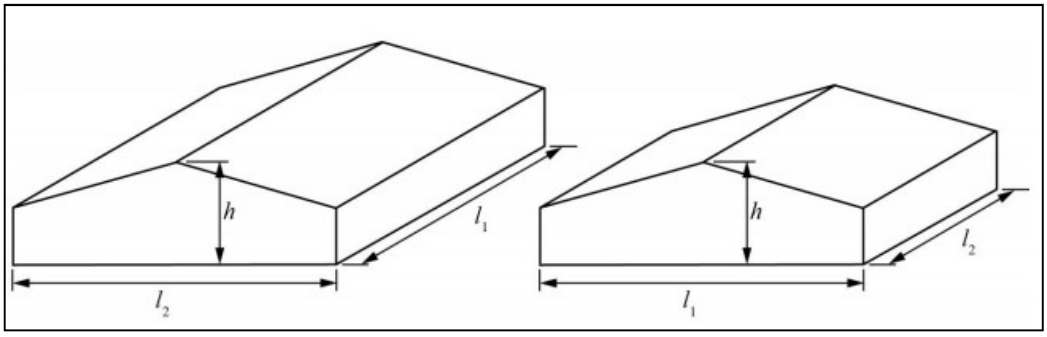
$$C_e = C_s \cdot C_{top}$$

Der er tale om normal topografi, eftersom det omkringliggende område ikke bevirker til væsentlig fjernelse af sne på bygværket. Herudover regnes topografien ikke vindblæst, da det vurderes, at konstruktionens højde ikke er større end 15 m over de lokale lægivere i terrænet. C_{top} sættes derfor til 1,0. Der gælder for størrelsesfaktoren C_s:

$$C_s = \begin{cases} 1 \ for \ l_2 \leq 10 \cdot h \\ 1 + 0{,}025 \cdot \dfrac{l_2 - 10 \cdot h}{h} \ for \ 10 \cdot h \ \leq l_2 \ \leq 20 \cdot h \\ 1{,}25 \ for \ l_2 \geq 20 \cdot h \end{cases}$$

Hvor l_2 og h fremgår af Figur 6.4.

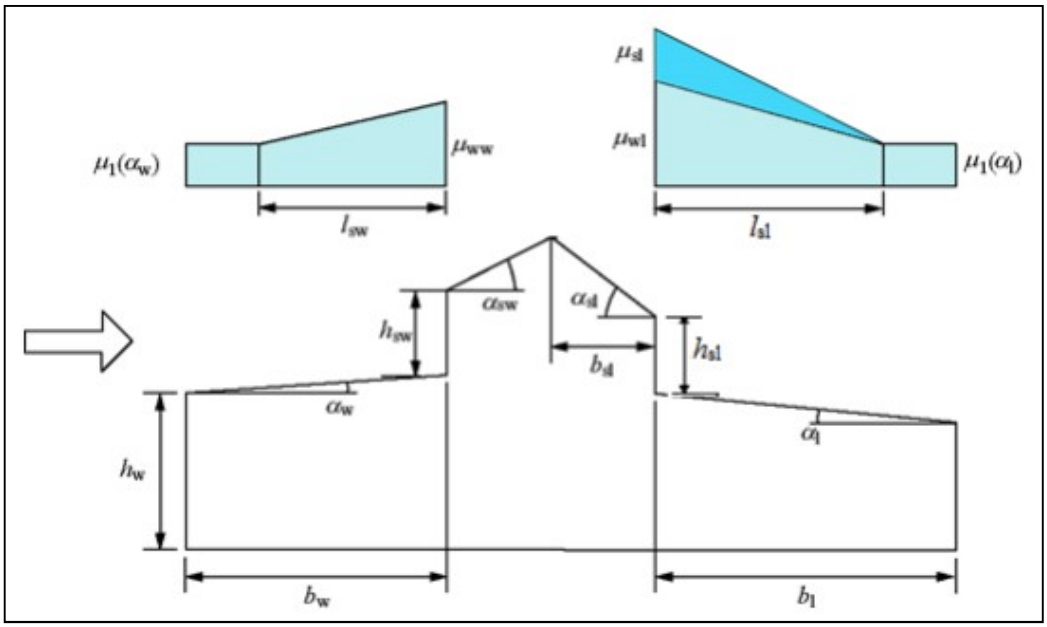
Længden og bredden af bygningen er hhv. 41,6 m og 48,3 m og 10h = 148,8. C_s er derfor lig 1,0.



Figur 6.4 Parametre til bestemmelse af C_s.

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

Der undersøges om der forekommer sneophobning på tagene. Der kan forekomme sneophobning modoverbygningen på tagene i niveau 2 eftersom overbygningen fungerer som lægiver.



Figur 6.5 Geometriske parametre til bestemmelse af sneophobning.

Jf. afsnit 5.3.6 i (EC1-1-3 DK NA) vil der ikke forekomme sneophobning, når 2 gange lægiverens højde er mindre end lægiverens vandrette udstrækning på tværs af vindretningen. Dette gør sig gældende for vind fra vest. Her er 2 gange lægiverens højde større end lægiverens vandrette udstrækning, og der vil derfor ikke forekomme

sneophobning ved vind fra vest. Derimod vil der forekomme sneophobning ved vind fra syd og nord. Parameteren a bestemmes iht. Figur 6.5:

$$a_{syd} = \max\left\{\frac{h_{sw}^2}{b_w \cdot h_w}; \frac{b_w}{25 \cdot h_w}\right\}$$

$$= \max\left\{\frac{(38{,}5\ m - 30{,}5\ m)^2}{(15{,}2\ m + 8{,}9\ m) \cdot (30{,}5\ m - 23{,}6\ m)}; \frac{15{,}248\ m + 8{,}9\ m}{25 \cdot (30{,}5\ m - 23{,}6\ m)}\right\} = \max\{0{,}92; 0{,}06\}$$

$$\Rightarrow a_{syd} = 0{,}92$$

Formfaktoren for sneophobning på vindsiden ved vind fra syd findes derfor af:

$$\mu_{ww,syd} = h_{sw} \cdot \frac{\gamma}{s_k} \leq 4$$

Hvor

γ er sneens specifikke tyngde. Denne sættes jf. (EC1-1-3 DK NA) til 2,0 kN/m^3.

$$\mu_{ww,syd} = (38{,}5\ m - 30{,}5\ m) \cdot \frac{2{,}0\frac{kN}{m^3}}{1{,}0\frac{kN}{m^2}} = 15{,}9\ \Rightarrow \mu_{ww,syd} = 4$$

Parameteren a bestemmes ved vind fra nord:

$$a_{nord} = \max\left\{\frac{h_{sw}^2}{b_w \cdot h_w}; \frac{b_w}{25 \cdot h_w}\right\} = \max\left\{\frac{(38{,}5\ m - 30{,}5\ m)^2}{9{,}5\ m \cdot (30{,}5\ m - 23{,}6\ m)}; \frac{9{,}5\ m}{25 \cdot (30{,}5\ m - 23{,}6\ m)}\right\}$$

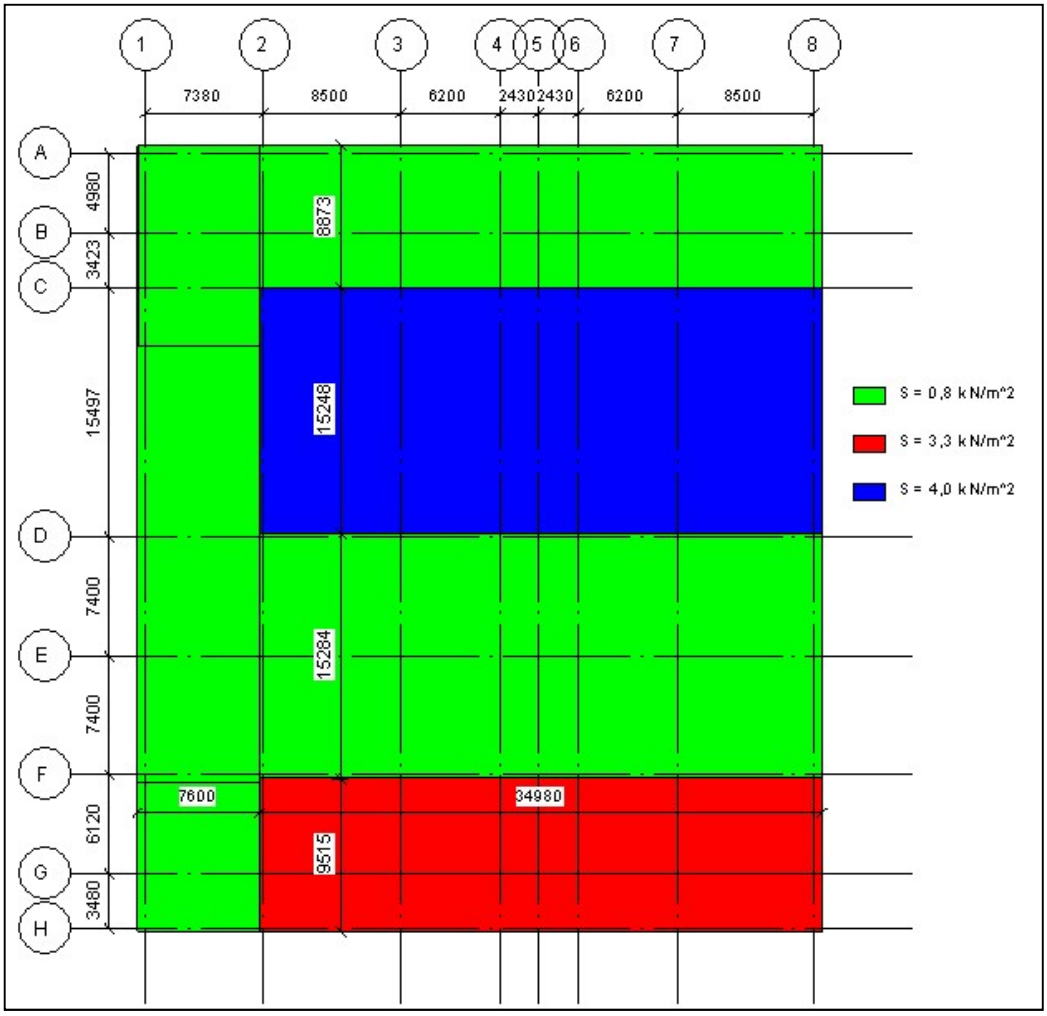
$$= \max\{0{,}33; 0{,}12\} \Rightarrow a_{nord} = 0{,}33$$

Formfaktoren for sneophobning på vindsiden ved vind fra nord findes derfor af:

$$\mu_{ww,nord} = h_{sw} \cdot \frac{\gamma}{s_k} \leq 10 \cdot a_{nord}$$

$$\mu_{ww,nord} = (38{,}5\ m - 30{,}5\ m) \cdot \frac{2{,}0\frac{kN}{m^3}}{1{,}0\frac{kN}{m^2}} = 15{,}9 \Rightarrow \mu_{ww,nord} = 10 \cdot 0{,}33 = 3{,}3$$

Eftersom hældningen α_{sl} på lægiveren er 0° er μ_{sl} = 0 og da der gælder for $\mu \leq \mu_{wl} \leq 2$, vil der ikke forekomme større sneophobninger, som følge af nedskridende sne fra øverste tag. Som vist på Figur 6.5, vil sneophobningen antage sin største værdi ved lægiveren og herefter aftage lineært over længden l_{sw} som vist på Figur 6.5. Formfaktoren vil herefter være lig μ = 0,8. Der gælder for længden at $l_{sw} \leq 15$ m. Konservativt er der valgt at regne med fuld sneophobning over hele afstanden l_{sw} på begge sider af lægiveren. Herved bliver fordelingen af snelasterne på tagene som vist på Figur 6.6.



Figur 6.6 Fordeling af snelaster på tage.

6.7.2 Vind

Som det fremgår af Figur 3.1 er grunden placeret ca. 5 km fra vestkysten. Eftersom grunden ligger inden for den 25 km brede randzone langs vestkysten, skal der ved beregning af basisvindhastighedens grundværdi $v_{b,0}$ interpoleres lineært for at finde basishastighedens grundværdi, hvor grunden er placeret. Basisvindhastighedens grundværdi ved kysten er 27 m/s og ved randzonens ophør er basisvindhastighedens grundværdi 24 m/s. Der interpoleres for at finde $v_{b,0}$:

$$V_{b,0} = 27\frac{m}{s} + \left(24\frac{m}{s} - 27\frac{m}{s}\right) \cdot \frac{5\ km}{25\ km} = 26{,}4\frac{m}{s}$$

Basisvindhastigheden er givet ved:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0}$$

Hvor

C_{dir} er retningsfaktoren. Jf. (EC1-1-4 DK NA) er C_{dir}^2 = 1,0 ved vind fra vest. Ved vind fra nord, syd og øst er C_{dir}^2 = 0,8. Derfor er $C_{dir,nsø}$ = 0,9 (ved vind fra nord, syd og øst) og $C_{dir,v}$ =1,0 (ved vind fra vest)

C_{season} er årstidsfaktoren. Da bygningen skal anvendes året rundt er C_{season} = 1,0

Basisvindhastigheden ved vind fra nord, syd og øst:

$$V_{b,nsø} = 0{,}9 \cdot 1{,}0 \cdot 26{,}4\frac{m}{s} = 23{,}6\frac{m}{s}$$

Basisvindhastigheden ved vind fra vest:

$$V_{b,v} = 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 26{,}4\frac{m}{s} = 26{,}4\frac{m}{s}$$

Bygningen er beliggende i et terræn med flade fritliggende områder med lav vegetation og enkelte forhindringer(træer og bygninger). Der er derfor tale om en terrænkategori ll.

Vindens middelhastighed er givet ved:

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot V_b$$

Hvor

$c_0(z)$ er orografifaktoren, der tager hensyn til omkringliggende bakker osv. Denne sættes jf. (EC1-1-4) til 1,0
$c_r(z)$ er ruhedsfaktoren, der tager højde for højden over terræn og ruheden af terrænet og er givet ved:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

z er bygningens højde. z = 38,48 m - 23,6 m = 14,88 m
z_0 er ruhedslængden, der for terrænkategori ll sættes til 0,05 m
k_r er en terrænfaktoren givet ved:

$$k_r = 0{,}19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,ll}}\right)^{0{,}07} = 0{,}19 \cdot \left(\frac{0{,}05\ m}{0{,}05\ m}\right)^{0{,}07} = 0{,}19$$

Ruhedsfaktoren:

$$c_r(z) = 0{,}19 \cdot \ln\left(\frac{14{,}88\ m}{0{,}05\ m}\right) = 1{,}08$$

Middelvindhastighed ved vind fra nord, syd og øst:

$$V_{m,nsø}(z) = 1{,}08 \cdot 1{,}0 \cdot 23{,}6\frac{m}{s} = 25{,}6\frac{m}{s}$$

Middelvindhastighed ved vind fra vest:

$$V_{m,v}(z) = 1{,}08 \cdot 1{,}0 \cdot 26{,}4\frac{m}{s} = 28{,}6\frac{m}{s}$$

Idet turbulensfaktoren k_l =1,0, bliver vindens turbulensintensitet ved vind fra nord, syd og øst:

$$I_{v,nsø}(z) = \frac{k_r \cdot V_{b,nsø} \cdot k_l}{V_{m,nsø}(z)} = \frac{0{,}19 \cdot 23{,}6\frac{m}{s} \cdot 1{,}0}{25{,}6\frac{m}{s}} = 0{,}18$$

Vindens turbulensintensitet ved vind fra vest:

$$I_{v,v}(z) = \frac{k_r \cdot V_{b,v} \cdot k_l}{V_{m,v}(z)} = \frac{0{,}19 \cdot 26{,}4\frac{m}{s} \cdot 1{,}0}{28{,}6\frac{m}{s}} = 0{,}18$$

Den anbefalede værdi for luftens densitet sættes jf. (EC1-1-3 DK NA) til 1,25 kg/m^3. peakhastighedstrykket ved vind fra nord, syd og øst findes derfor af:

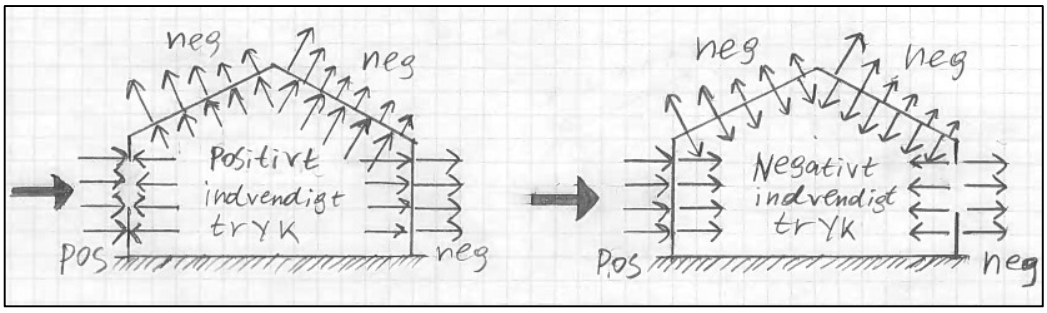
$$q_{b,nsø} = \left(1 + I_{v,nsø}\right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot V_{m,nsø}(z)^2 = (1 + 0{,}18) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1{,}25\frac{kg}{m^3} \cdot \left(25{,}6\frac{m}{s}\right)^2 = 0{,}91\frac{kN}{m^2}$$

Peakhastighedstryk ved vind fra vest:

$$q_{b,v} = \left(1 + I_{v,v}\right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot V_{m,v}(z)^2 = (1 + 0{,}18) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1{,}25\frac{kg}{m^3} \cdot \left(28{,}6\frac{m}{s}\right)^2 = 1{,}14\frac{kN}{m^2}$$

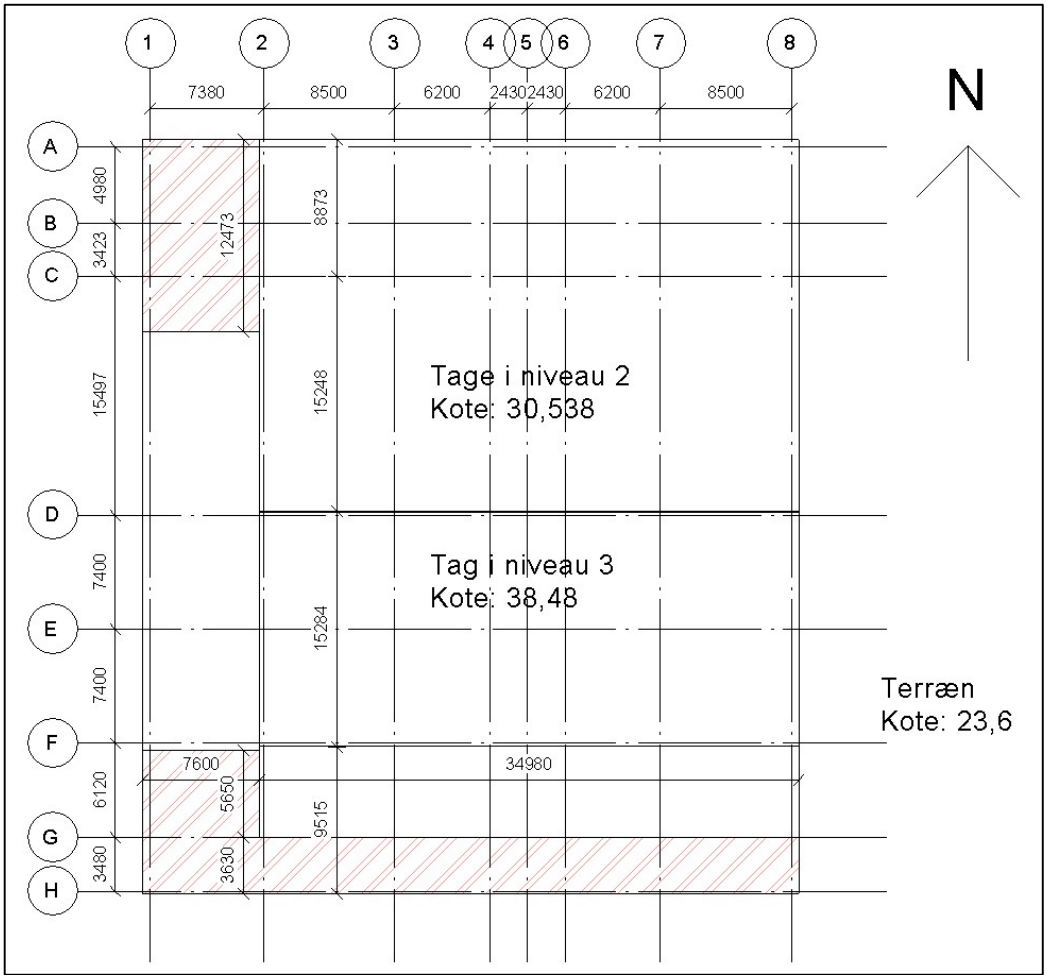
6.7.2.1 Formfaktorer for vindtryk på vægge

Generelt anvendes fortegnskonventionen for formfaktorer som vist på Figur 6.7.



Figur 6.7 Fortegnskonvention på vindtryk.

De udvendige formfaktorer for vind på vægge findes hhv. for væggene under niveau 2 for sig og for væggene i overbygningen over niveau 2 for sig. De udvendige tagudhæng er som vist på Figur 6.8.



Figur 6.8 Geometri af bygning. De røde skraverede områder markerer de udvendige tagudhæng.

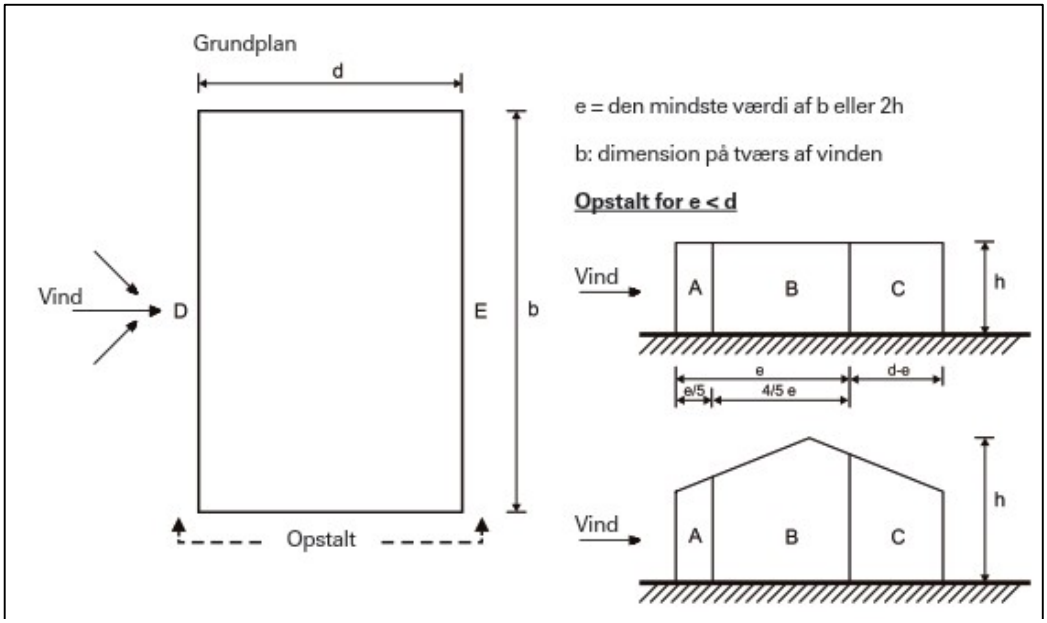
Længden af den vestlige og østlige facade for væggene under niveau 2:

$$l_{facade,vø} = 8{,}873\ m + 15{,}248\ m \cdot 2 + 9{,}515\ m = 47\ m$$

Længden af den sydlige og nordlige facade for væggene under niveau 2:

$$l_{facade,sn} = 7{,}6\ m + 34{,}980\ m = 42{,}6\ m$$

Der gælder tilfældet vist på Figur 6.9 for fordeling af formfaktorer for vind på facaderne under niveau 2.



Figur 6.9 Inddeling af zoner på facader under niveau 2.

Da højden af væggene under niveau 2 er 30,538 m- 23,6 m = 6,938 m, er e = 2h.

Formfaktorerne for vind på facaderne afhænger af forholdet h/d, hvor d er dimensionen på langs af vinden.

For vind fra vest og øst er h/d:

$$\frac{h}{d} = \frac{h}{l_{facade,sn}} = \frac{6{,}938m}{42{,}6\ m} = 0{,}16$$

For vind fra syd og nord er h/d:

$$\frac{h}{d} = \frac{h}{l_{facade,vø}} = \frac{6{,}938m}{47\ m} = 0{,}15$$

e er fælles for facaderne og dermed:

$$e = 2 \cdot h = 2 \cdot 6{,}938\ m = 13{,}9\ m$$

Formfaktorerne og bredder af zoner for vind på facader under niveau 2 fremgår af Tabel 6.4 og Tabel 6.5.

Tabel 6.4 Udvendige formfaktorer og inddeling af zoner for facaderne under niveau 2 ved vind fra vest og øst.

Zone	$C_{Pe,10}$	Bredde af zone [m]
A	-1,2	2,78
B	-0,8	11,12
C	-0,5	28,7
D	0,7	47
E	-0,3	47

Tabel 6.5 Udvendige formfaktorer og inddeling af zoner for facaderne under niveau 2 ved vind fra syd og nord.

Zone	$C_{Pe,10}$	Bredde af zone [m]
A	-1,2	2,78
B	-0,8	11,12
C	-0,5	33,1
D	0,7	42,6
E	-0,3	42,6

De bemærkes, at det kun er de udvendige formfaktorer der anvendes. De indvendige formfaktorer er ikke medtaget, da disse enten vil virke som overtryk i bygningen eller undertryk i bygningen, og dermed vil disse gå ud med hinanden, idet bygningens globale system betragtes.
Ved undersøgelse af lokale konstruktionselementer, fx en væg, skal de indvendige vindlaster medtages, da det vil medføre en forøgelse af det samlede vindtryk på væggen. Det anses ikke nødvendigt, at undersøge hvilken side eller flade(facader, tage) af bygningen der er dominerende i forhold til åbninger(vinduer, døre osv.), og derfor vælges de indvendige formfaktorer jf. afsnit 7.2.9 i (EC1-1-4) til den mindst gunstige af følgende værdier:

$$C_{pi} = 0{,}2 \ \ eller \ -0{,}3$$

Formfaktorerne på overbygningen, altså facader over niveau 2, fastlægges. Højden af overbygningen er 38,48 m- 30,538 m =7,9 m.

For vind fra vest og øst er h/d:

$$\frac{h}{d} = \frac{h}{l_{facade,sn}} = \frac{7{,}942\,m}{34{,}98\,m} = 0{,}23$$

Ved vind fra vest og øst er e:

$$e_{vø} = 15{,}248\,m$$

Derved er det gældende at e<d og tilfældet vist på Figur 6.9 er gældende.

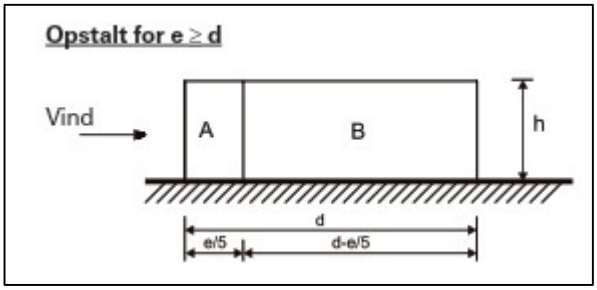
For vind fra syd og nord er h/d:

$$\frac{h}{d} = \frac{h}{l_{facade,vø}} = \frac{7{,}9\,m}{15{,}248\,m} = 0{,}52$$

Ved vind fra syd og nord er e:

$$e_{sn} = 2 \cdot h = 2 \cdot 7{,}9 = 15{,}8\ m$$

Derved er det gældende at e<d og tilfældet vist på Figur 6.10 er gældende.



Figur 6.10 Inddeling af zoner for facader for vind på overbygning ved vind fra nord og syd.

Formfaktorerne og bredder af zoner for vind på facader over niveau 2 fremgår af Tabel 6.6 og Tabel 6.7.

Tabel 6.6 Udvendige formfaktorer og inddeling af zoner for facaderne over niveau 2 ved vind fra vest og øst.

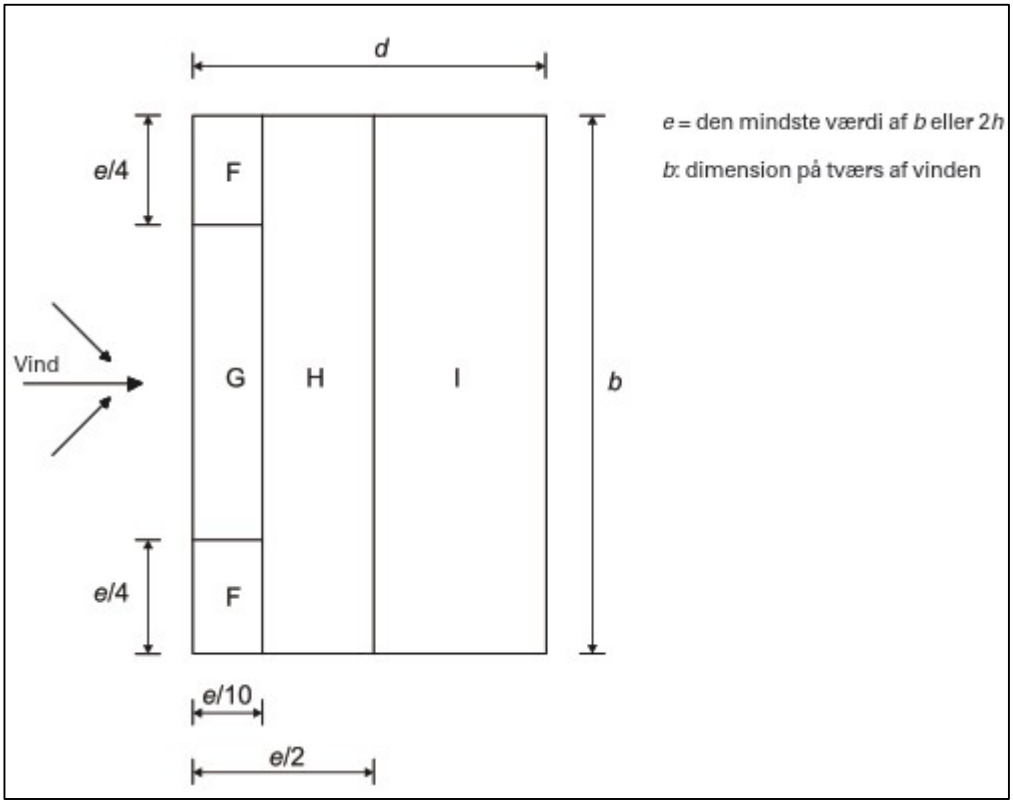
Zone	$C_{Pe,10}$	Bredde af zone [m]
A	-1,2	3
B	-0,8	12,2
C	-0,5	19,7
D	0,7	15,248
E	-0,3	15,248

Tabel 6.7 Udvendige formfaktorer og inddeling af zoner for facaderne under niveau 2 ved vind fra syd og nord.

Zone	$C_{Pe,10}$	Bredde af zone [m]
A	-1,2	3,2
B	-0,8	12,6
D	0,8	34,98
E	-0,5	34,98

6.7.2.2 Formfaktorer for vind på tage

Formfaktorerne for vind på flade tage findes af tabel 7.2 i (EC1-1-4). De maksimale resulterende formfaktorer på tagene. De udvendige og indvendige tage er vist på Figur 6.8. Zonerne på tagene fordeles som vist på Figur 6.11.



Figur 6.11 Inddeling af zoner på tage.

Idet der regnes med skarp tagkant, bliver formfaktorerne for det udvendige tryk på taget som angivet i Tabel 6.8.

Tabel 6.8 Udvendige formfaktorer for zoner på tage.

Zone	F	G	H	I
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,8	-1,2	-0,7	0,2 / -0,5

Ligesom for facaderne betragtes tagene i niveau 2 og tagene i niveau 3 hver for sig. Geometrierne for de forskellige zoner på tagene fremgår af Tabel 6.9 - Tabel 6.12.

Tabel 6.9 Dimensioner af zoner for tage i niveau 2 for vind fra vest og øst.

Zone	Dimension på tværs af vinden [m]	Dimension på langs af vinden [m]
F	e/4 =3,5	e/10 = 1,4
G	b-e/2 = 40,1	e/10 = 1,4
H	b = 47	e/2-e/10 = 12,5
I	b = 47	d-e/2 = 35,7

Tabel 6.10 Dimensioner af zoner for tage i niveau 2 for vind fra syd og nord.

Zone	Dimension på tværs af vinden [m]	Dimension på langs af vinden [m]
F	e/4 = 3,5	e/10 = 1,4
G	b-e/2 = 35,7	e/10 = 1,4
H	b = 42,6	e/2-e/10 = 5,6
I	b = 42,6	d-e/2 = 40,1

Tabel 6.11 Dimensioner af zoner for tage i niveau 3 for vind fra vest og øst.

Zone	Dimension på tværs af vinden [m]	Dimension på langs af vinden [m]
F	e/4 = 3,8	e/10 = 1,5
G	b-e/2 = 7,6	e/10 = 1,5
H	b = 15,2	e/2-e/10 = 6,1
I	b = 15,2	d-e/2 = 27,4

Tabel 6.12 Dimensioner af zoner for tage i niveau 3 for vind fra nord og syd.

Zone	Dimension på tværs af vinden [m]	Dimension på langs af vinden [m]
F	e/4 = 4	e/10 = 1,6
G	b-e/2 = 27,1	e/10 = 1,6
H	b = 34,98	e/2-e/10 = 6,3
I	b = 34,98	d-e/2 = 7,3

På de udvendige tage, markeret med rød skravering på Figur 6.8, bliver trykket på undersiden lig med trykket på den tilstødende væg.

De maksimale nedadrettede vindlaster på tage er for vind fra vest. Der anvendes konservativt peakhastighedstrykket ved vind fra vest fordelt over alle tagflader. Det maksimale udvendige vindtryk på tage er for en formfaktor på 0,2 og det maksimale indvendige vindsug er for en formfaktor på 0,3. Til brug i den lodrette lastnedføring anvendes følgende værdier for nedadrettet vindlast:

Udvendigt vindtryk:

$$w_{e_{tage}} = 0{,}2 \cdot 1{,}14 \frac{kN}{m^2} = 0{,}23 \frac{kN}{m^2}$$

Indvendigt vindsug:

$$w_{i_{tage}} = -0{,}3 \cdot 1{,}14 \frac{kN}{m^2} = 0{,}34 \frac{kN}{m^2}$$

6.8 Ulykkeslaster

6.8.1 Påkørselslast

Bygningen regnes ikke påvirket af påkørselslaster, eftersom der ikke kan køre køretøjer eller gaffeltrucks inde i bygningen, og bygningen grænser ikke op til hverken vej- eller jernbanetrafik. Der er parkeringsarealer ved siden af bygningen, men det vurderes ikke at medføre at konstruktionen er særlig udsat for påkørsel.

6.8.2 Eksplosionslast

Ved iltning af drikkevandet kan der afgives svovlbrinte og i visse tilfælde også methan. Disse gasser er brændbare, og udgør derfor en risiko i forhold til eksplosioner. Derfor bør eksplosionslaster opgøres i dette tilfælde.

Der er dog i dette projekt valgt at afgrænse sig fra forhold vedr. eksplosioner.

6.8.3 Seismisk last

Det seismiske dimensioneringstilfælde bestemmes iht. (EC0 DK NA).

Byggeriet beregnes for vandret masselast i ALS, bestemt som 1,5 % af den tilhørende regningsmæssige lodrette kvasipermanente last:

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

Der undersøges om den vandrette masselast vil være afgørende for stabiliteten af bygningen frem for de vandrette vindlaster. Egenlaster til beregning af masselaster findes af bilag A. Der virker ikke nyttelast på taget, hvorfor egenlasten kun bidrager til masselasten.

Der regnes med den vandrette vindlast i tagskiverne ved vind fra øst, eftersom denne giver den mindste vindlast i tagskiverne, da der her er det mindste lastopland og det mindste peakhastighedstryk.

<u>Resulterende masselast i tagskive på overbygning(niveau 3):</u>

$$A_{d_{tagskive,niveau\ 3}} = 1{,}5\% \cdot 0{,}92 \frac{kN}{m^2} \cdot 14{,}8m \cdot 35{,}1m = 7{,}2\ kN$$

Den resulterende masselast i tagskiven i niveau 3 sammenholdes med den resulterende vindlast i tagskiven i niveau 3.

<u>Resulterende vindlast i tagskive i niveau 3:</u>

Der regnes med den resulterende formfaktor svarende til vindtryk på luv side og vindsug på læside. Den samlede formfaktor bliver derfor C_{res} = 0,7 + 0,3 = 1,0. Lastoplandet til tagskiven i niveau 3 er bredden af gavlen i overbygning og den halve højde mellem taget i niveau 3 og tagene i niveau 2. Højden mellem niveau 3 og niveau 2 er 38480 mm – 30538 mm = 7942 mm. Vindlasten i denne tagskive bliver derfor:

$$w_{d_{tagskive,niveau\ 3}} = 1{,}5 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}91 \frac{kN}{m^2} \cdot 1{,}0 \cdot 14{,}8m \cdot \frac{7{,}942\ m}{2} = 88{,}2\ kN$$

Det bemærkes, at vindlasten vil være dimensionsgivende for stabiliteten i overbygningen da:

$$w_{d_{tagskive,niveau\ 3}} = 88{,}2 > A_{d_{tagskive,niveau\ 3}} = 7{,}2\ kN$$

<u>Resulterende masselast i tagskive på over proces og kontor (niveau 2):</u>

Herefter undersøges om vandret masselast eller vandret vindlast vil være dimensionsgivende for last ind i tagskiven over procesafsnit og administration/kontor(tag i niveau 2). Der virker ikke nyttelaster på taget, hvorfor kun den permanente last bidrager til masselasten.

Arealer af trapeztag over ankomstareal:

$$A_{ankomst} = 7{,}43\ m \cdot (6{,}06\ m + 5{,}778\ m) = 88\ m^2$$

Arealer af trapeztag over kolonnade:

$$A_{kolonnade} = 7{,}47\ m \cdot (3{,}568\ m\ +\ 5{,}954\ m)\ + 35{,}136\ m \cdot 3{,}568\ m\ = 196{,}5\ m^2$$

Samlet areal af trapeztage i niveau 2:

$$A_{trapeztage} = 88\ m^2 + \ 196{,}5\ m^2 = 284{,}5\ m^2$$

Bidrag til masselast fra trapeztage:

$$A_{d_{trapeztage,niveau\ 2}} = 1{,}5\% \cdot 0{,}92 \frac{kN}{m^2} \cdot 284{,}5\ m^2 = 3{,}9\ kN$$

Bidraget fra tage med 220 mm huldæk bestemmes.

Areal af tag over pumperum(tag mellem modullinje F og G og modullinje 2 og 8):

$$A_{pumperum} = 6{,}12\ m \cdot 35{,}1\ m = 215\ m^2$$

Areal af procesafsnit mellem modullinje A og C og modullinje 2 og 8:

$$A_{proces} = (4{,}98\ m\ +\ 3{,}4\ m) \cdot 35{,}1\ m = 295{,}2\ m^2$$

Areal af tage over administration og hall(tag mellem modullinje 1 og 2):

$$A_{admin} = 7{,}47\ m \cdot 27{,}2\ m = 203{,}2\ m^2$$

Samlet areal af tage opbygget af 220 mm huldæk:

$$A_{220huldæk} = \ 215\ m^2 + \ 295{,}2\ m^2 + \ 203{,}2\ m^2 = 713{,}4\ m^2$$

Bidrag til masselast fra tage opbygget af 220 mm huldæk:

$$A_{d_{tag_{220huldæk}}} = 1{,}5\% \cdot \left(3{,}97 \frac{kN}{m^2}\right) \cdot 713{,}4\ m^2 = 42{,}5\ kN$$

Bidraget fra tage med 400 mm huldæk bestemmes.

Areal af tage med 400 mm huldæk(tag mellem modullinje C og D og modullinje 2 og 8):

$$A_{400hu\ \ æk} = 15{,}5\ m \cdot 35{,}136\ m = 544{,}5\ m^2$$

Bidrag til masselast fra tage opbygget af 400 mm huldæk:

$$A_{d_{tag_{440hu\ \ æk}}} = 1{,}5\% \cdot \left(5{,}43 \frac{kN}{m^2}\right) \cdot 544{,}5\ m^2 = 44{,}3\ kN$$

Bidrag til masselast fra glasvægge i overbygning:

$$A_{d_{glasvægge_{overbygning}}} = 1{,}5\% \cdot \left(0{,}8 \frac{kN}{m^2}\right) \cdot (14{,}8\ m + 35{,}1\ m) \cdot 2 \cdot (38{,}5\ m - 30{,}5\ m) = 9{,}5\ kN$$

Samlet vandret masselast i tagskive i niveau 2:

$$A_{d_{niveau\ 2}} = 3{,}9\ kN + \ 42{,}5\ kN + 44{,}3\ kN + 9{,}5\ kN\ = 100{,}2\ kN$$

<u>Resulterende vindlast i tagskive i niveau 2:</u>

Den resulterende vindlast i tagskiven i niveau 2 bestemmes ved vind fra øst. Der virker samme formfaktor som for overbygningen. Facadelængden af den østlige facade mellem niveau 2 og niveau 0 er længden mellem modullinje A og G:

$$L_{facade,øst} = 4{,}98\ m + 3{,}4\ m\ + 15{,}5\ m + 7{,}4\ m + 7{,}4\ m + 6{,}12\ m = \ 44{,}82\ m$$

Højden af facaden mellem niveau 2 og niveau 0 i østsiden er 30538 mm – 23600 mm = 6938 mm. Herudover optager tagskiven i niveau 2 også den halve last af vinden på overbygningen. Det samlede areal af lastoplandet for den vandrette vindlast i tagskiven i niveau 2 er derfor:

$$A_{opland,tagskive,niveau\ 2} = 44{,}82\ m \cdot \frac{6{,}9\ m}{2} + 14{,}8m \cdot \frac{7{,}9\ m}{2} = 214{,}3\ m^2$$

Den samlede last i tagskiven i niveau 2:

$$w_{d_{tagskive,niveau\ 2}} = 1{,}5 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}91 \frac{kN}{m^2} \cdot 1{,}0 \cdot 214{,}3\ m^2 = 321{,}8\ kN$$

Det bemærkes, at vindlasten vil være dimensionsgivende for stabiliteten for vandret last i tagskive i niveau 2 da:

$$w_{d_{tagskive,niveau\ 2}} = 321{,}8\ kN > \ A_{d_{niveau\ 2}} = \ 100{,}2\ kN.$$

Størstedelen af den øvrige masselast fra niveau 2 til niveau 0 afleveres direkte ind i terrændækket, og vil derfor ikke have en indflydelse på de stabiliserende systemer i bygningen. Det bemærkes, at egenlast af bjælker i tagkonstruktionerne er udeladt af beregningen af masselasten, men eftersom de vandrette vindlaster i tagskiverne er mere end 3 gange større end de vandrette masselaster i tagskiverne, vil det ikke have en nævneværdig betydning for masselastens størrelse at medtage bjælkernes egenlast. Vindlast vil derfor stadig være dimensionsgivende i forhold til stabiliteten af bygningen. Herudover vil vind fra de øvrige retninger medføre en endnu større vindlast end den østlige facade, da facaderne mod nord og øst har et større opland. Fra vest vil der være et større peakhastighedstryk. Masselasten i tagskiverne vil derimod ikke blive større i de andre retninger.

Der opgøres derfor ikke yderligere masselaster, eftersom det kan konkluderes, at vindlasten i alle tilfælde vil være den dimensionsgivende last i forhold til bygningens stabilitet.

6.9 Imperfektioner

Indflydelsen fra de geometriske imperfektioner, der kommer af afvigelser fra planhed i konstruktionerne og placering af elementer, på det afstivende system håndteres ved, at der tillægges en ækvivalent vandret last til de øvrige vandrette laster(vindlast, masselast). Disse afhænger konstruktionens opbygning, og de lodrette laster der virker på dækskiverne ligesom for den vandrette masselast.

Virkningen på det afstivende system bestemmes af følgende udtryk:

$$H_i = \theta_i \cdot (N_b - N_a)$$

Hvor

N_b - N_a er den lodrette last på dækskiverne og:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

Hvor

θ_0 er basisværdien svarende til 1/200 = 0,005

α_h er reduktionsfaktoren for konstruktionshøjden af bygningen, hvor 2/3 ≤ α_h ≤ 1.

α_m reduktionsfaktoren for antallet af lodrette elementer, og som på den sikre side sættes til 1,0.

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{38{,}480\ m - 23{,}6\ m}} = 0{,}52 < \frac{2}{3} \rightarrow a_h = \frac{2}{3}$$

$$\theta_i = 0{,}005 \cdot \frac{2}{3} \cdot 1 = 0{,}003$$

De vandrette ækvivalente laster fra imperfektioner ind i tagskiverne bliver derfor:

$$H_{tagskive,niveau\ 3} = 0{,}003 \cdot 0{,}92 \frac{kN}{m^2} \cdot 14{,}8m \cdot 35{,}1m = 1{,}43\ kN$$

$$H_{tagskive,niveau\ 2} = 0{,}003 \cdot \frac{A_{d_{niveau\ 2}}}{1{,}5\%} = 0{,}003 \cdot \frac{97{,}12\ kN}{1{,}5\%} = 19{,}4\ kN$$

Ligesom for den vandrette masselast vil størstedelen af den lodrette last fra niveau 2 til niveau 0 virke på terrændækket, og derved vil de geometriske imperfektioner ikke ikke have stor indflydelse på stabiliteten fra niveau 2 til niveau 0. Eftersom de resulterende værdier af de geometriske imperfektioner er forholdsvis små i forhold til de resulterende vindlaster, vurderes de geometriske imperfektioner ikke at have en nævneværdig indflydelse på stabiliteten af det afstivende system. De vandrette laster fra geometriske imperfektioner bør reelt set medtages i beregningerne, men der er for dette projekt valgt, at negligere disse i de statiske beregninger.

Stabiliteten undersøges derfor udelukkende i forhold til de vandrette laster hidrørende fra vindlasten alene.

6.10 Lastpecifikationer og lastplaner

Lastspecifikationerne F1 til F2 fremgår af Tabel 6.13, Tabel 6.14 og Tabel 6.15. Lastplanerne fremgår af Figur 6.12, Figur 6.13 og Figur 6.14.

Tabel 6.13 Lastspecifikationer F1-F4.

F1		
-		
Permanent last		
Maks last	3,97	kN/m^2
Min last	3,24	kN/m^2
Fri last(excl. dæk)	0,73	kN/m^2
Nyttelast		
-		kN/m^2
Naturlaster		
Sne	0,8	kN/m^2
Udvendigt vindtryk	0,23	kN/m^2
Indvendigt vindsyg	0,34	kN/m^2
Samlet vindlast	0,57	kN/m^2

F2		
-		
Permanent last		
Maks last	5,43	kN/m^2
Min last	4,7	kN/m^2
Fri last(excl. dæk)	0,73	kN/m^2
Nyttelast		
-		kN/m^2
Naturlaster		
Sne	4	kN/m^2
Udvendigt vindtryk	0,23	kN/m^2
Indvendigt vindsug	0,34	kN/m^2
Samlet vindlast	0,57	kN/m^2

F3		
-		
Permanent last		
Maks last	0,92	kN/m^2
Min last	0,19	kN/m^2
Fri last(excl. dæk)	0,73	kN/m^2
Nyttelast		
-		kN/m^2
Naturlaster		
Sne	0,8	kN/m^2
Udvendigt vindtryk	0,23	kN/m^2
Indvendigt vindsyg	0,34	kN/m^2
Samlet vindlast	0,57	kN/m^2

F4		
-		
Permanent last		
Maks last	3,97	kN/m^2
Min last	3,24	kN/m^2
Fri last(excl. dæk)	0,73	kN/m^2
Nyttelast		
-		kN/m^2
Naturlaster		
Sne	3,3	kN/m^2
Udvendigt vindtryk	0,23	kN/m^2
Indvendigt vindsug	0,34	kN/m^2
Samlet vindlast	0,57	kN/m^2

Tabel 6.14 Lastspecifikationer F5-F8.

F5		
-		
Permanent last		
Maks last	0,92	kN/m^2
Min last	0,19	kN/m^2
Fri last(excl. dæk)	0,73	kN/m^2
Nyttelast		
-		kN/m^2
Naturlaster		
Sne	3,3	kN/m^2
Udvendigt vindtryk	0,23	kN/m^2
Indvendigt vindsyg		kN/m^2
Samlet vindlast	0,23	kN/m^2

F6		
-		
Permanent last		
Maks last	0,92	kN/m^2
Min last	0,19	kN/m^2
Fri last(excl. dæk)	0,73	kN/m^2
Nyttelast		
-		kN/m^2
Naturlaster		
Sne	0,8	kN/m^2
Udvendigt vindtryk	0,23	kN/m^2
Indvendigt vindsug		kN/m^2
Samlet vindlast	0,23	kN/m^2

F7		
-		
Permanent last		
Maks last	6,71	kN/m^2
Min last	3,24	kN/m^2
Fri last(excl. dæk)	3,47	kN/m^2
Nyttelast		
Kat. E2(industri)	7,5	kN/m^2
Naturlaster		
Sne		kN/m^2
Udvendigt vindtryk		kN/m^2
Indvendigt vindsyg		kN/m^2
Samlet vindlast		kN/m^2

F8		
-		
Permanent last		
Maks last	7,31	kN/m^2
Min last	3,24	kN/m^2
Fri last(excl. dæk)	4,07	kN/m^2
Nyttelast		
Kat. B(adgangsvej)	3	kN/m^2
Naturlaster		
Sne		kN/m^2
Udvendigt vindtryk		kN/m^2
Indvendigt vindsug		kN/m^2
Samlet vindlast		kN/m^2

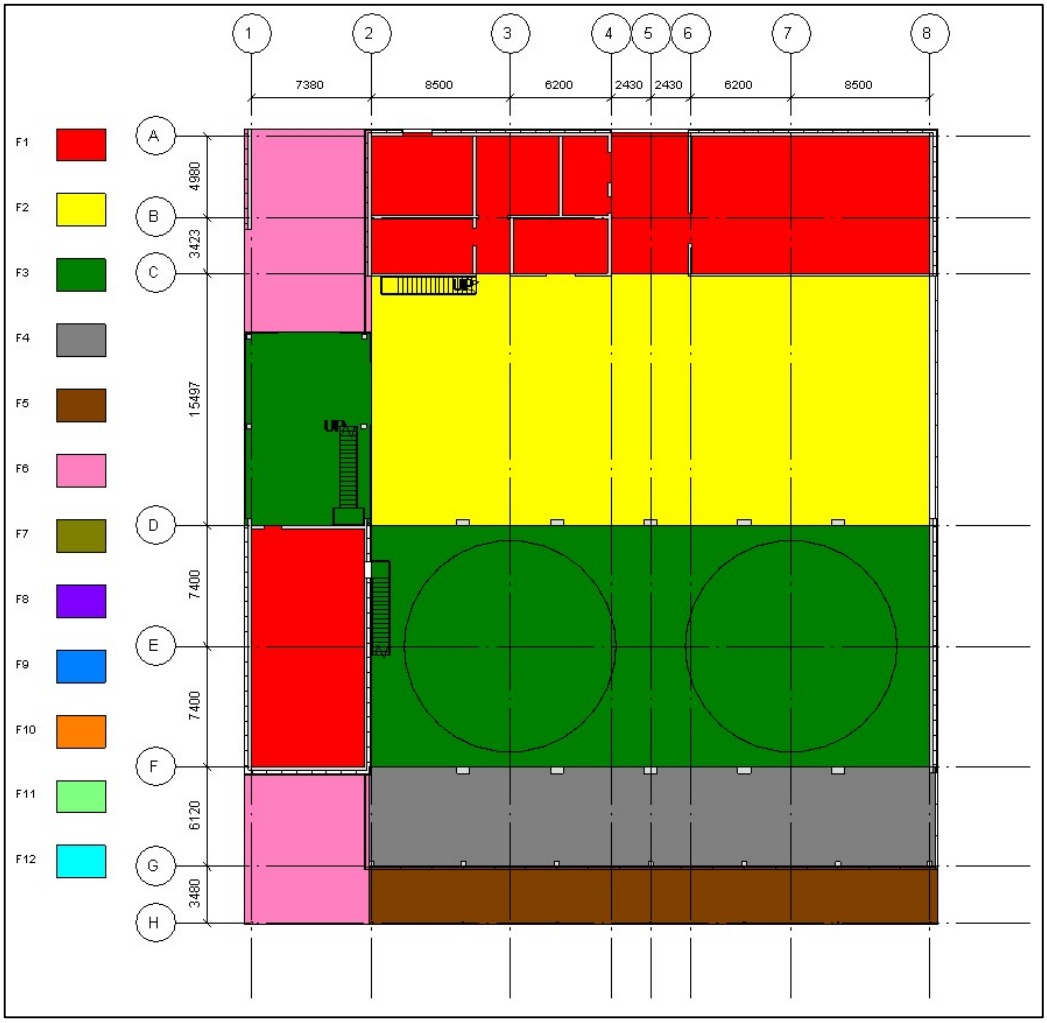
Tabel 6.15 Lastspecifikationer F9–F12.

F9		
-		
Permanent last		
Maks last	7,7	kN/m^2
Min last	7,2	kN/m^2
Fri last(excl. dæk)	0,5	kN/m^2
Nyttelast		
Kat. E2(industri)	7,5	kN/m^2
Naturlaster		
Sne		kN/m^2
Udvendigt vindtryk		kN/m^2
Indvendigt vindsyg		kN/m^2
Samlet vindlast		kN/m^2

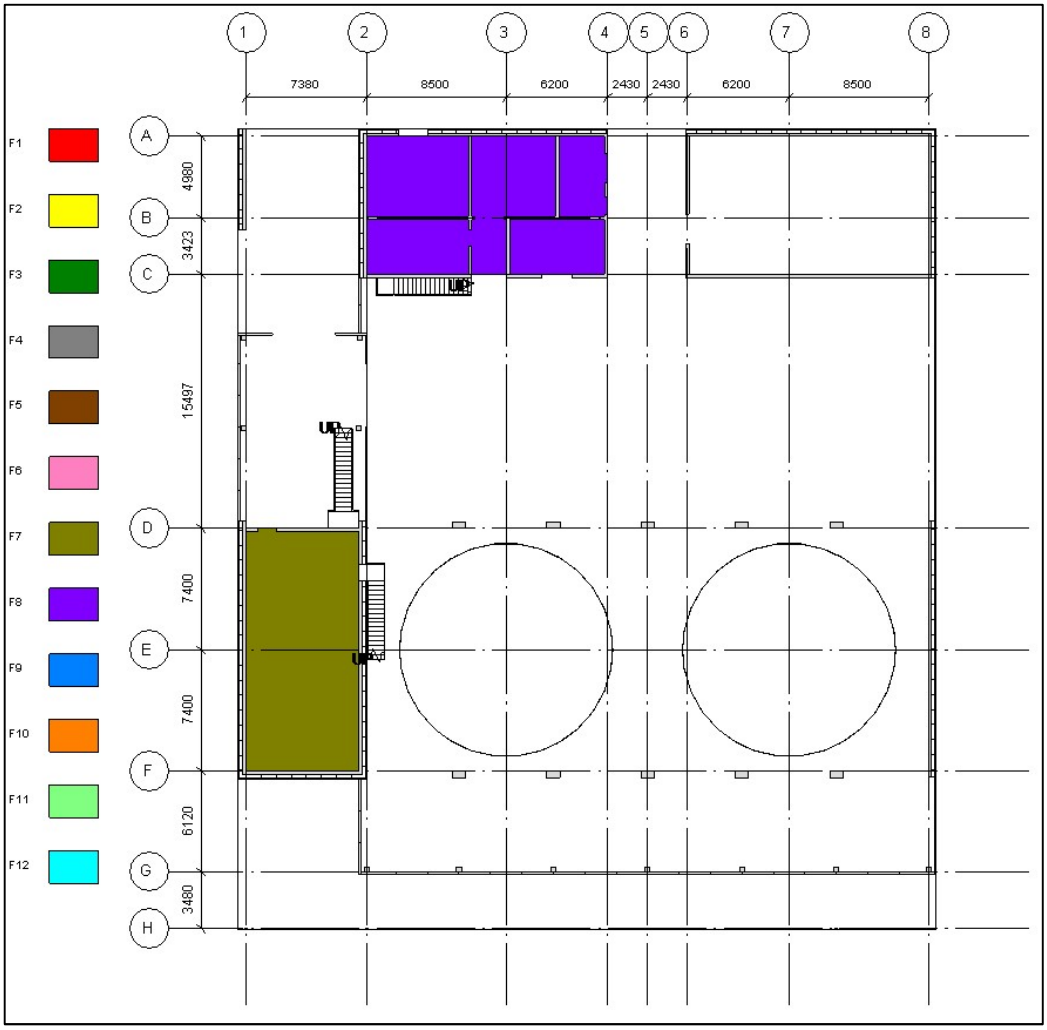
F10		
-		
Permanent last		
Maks last	7,7	kN/m^2
Min last	7,2	kN/m^2
Fri last(excl. dæk)	0,5	kN/m^2
Nyttelast		
Kat. B(adgangsvej)	3	kN/m^2
Naturlaster		
Sne		kN/m^2
Udvendigt vindtryk		kN/m^2
Indvendigt vindsug		kN/m^2
Samlet vindlast		kN/m^2

F11		
-		
Permanent last		
Maks last	127,7	kN/m^2
Min last	7,2	kN/m^2
Fri last(excl. dæk)	121	kN/m^2
Nyttelast		
Kat. E2(industri)	7,5	kN/m^2
Naturlaster		
Sne		kN/m^2
Udvendigt vindtryk		kN/m^2
Indvendigt vindsyg		kN/m^2
Samlet vindlast		kN/m^2

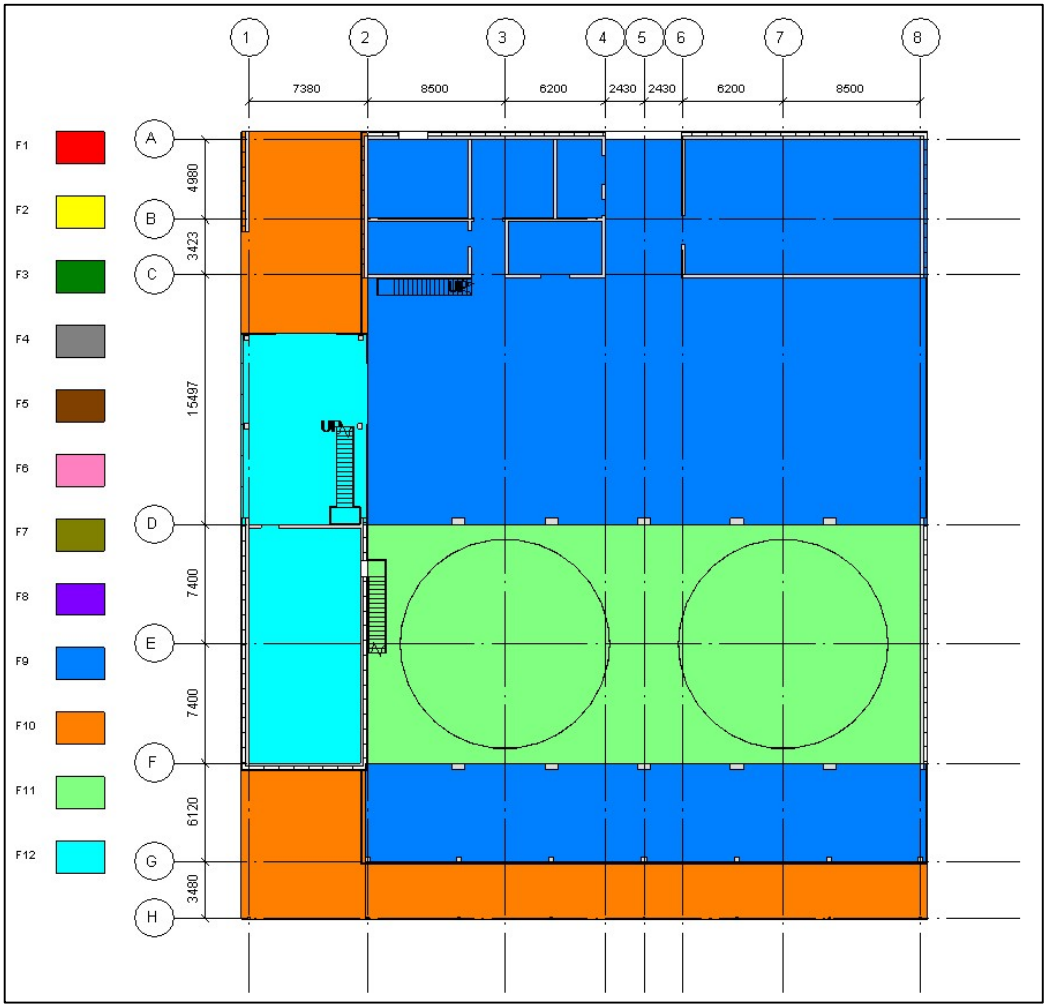
F12		
-		
Permanent last		
Maks last	9,5	kN/m^2
Min last	7,2	kN/m^2
Fri last(excl. dæk)	2,3	kN/m^2
Nyttelast		
Kat. B(adgangsvej)	3	kN/m^2
Naturlaster		
Sne		kN/m^2
Udvendigt vindtryk		kN/m^2
Indvendigt vindsug		kN/m^2
Samlet vindlast		kN/m^2



Figur 6.12 Lastplan tage.



Figur 6.13 Lastplan 1.sal.



Figur 6.14 Lastplan stue.

BILAG A – PERMANENTE LASTER

Tagkonstruktion 1(huldæk 220 mm)

	tykkelse m	tyngde kN/m^3	last	enhed
Permanent bunden last				
220 mm huldæk			3,24	kN/m^2
Permanent fri last				
2 lag tagpap			0,06	kN/m^2
Kileskåret isolering 200 mm - 600 mm -> middel 400 mm	0,40	0,30	0,12	kN/m^2
Troldtekt	0,03	12,00	0,30	kN/m^2
Installationslast			0,25	kN/m^2
Total, maks last:			3,97	kN/m^2
Total, min last:			3,24	kN/m^2

Tagkonstruktion 2(huldæk 400 mm)

	tykkelse m	tyngde kN/m^3	last	enhed
Permanent bunden last				
400 mm huldæk			4,70	kN/m^2
Permanent fri last				
2 lag tagpap			0,06	kN/m^2
Kileskåret isolering 200 mm - 600 mm -> middel 400 mm	0,40	0,30	0,12	kN/m^2
Troldtekt	0,03	12,00	0,30	kN/m^2
Installationslast			0,25	kN/m^2
Total, maks last:			5,43	kN/m^2
Total, min last:			4,70	kN/m^2

Tagkonstruktion 3(158 mm trapezplader t = 1,25 mm)

	tykkelse m	tyngde kN/m^3	last	enhed
Permanent bunden last				
Trapezplader (19,27 kg/m$^{2)}$			0,19	kN/m^2
Permanent fri last				
2 lag tagpap			0,06	kN/m^2
Kileskåret isolering 200 mm - 600 mm -> middel 400 mm	0,40	0,30	0,12	kN/m^2
Troldtekt	0,03	12,00	0,30	kN/m^2
Installationslast			0,25	kN/m^2
Total, maks last:			0,92	kN/m^2
Total, min last:			0,19	kN/m^2

Etageadskillelse administration (klinker)

	tykkelse m	tyngde kN/m^3	last	enhed
Permanent bunden last				
220 mm huldæk			3,24	kN/m^2
Permanent fri last				
Klinker, granit 20 = mm	0,02	30,00	0,60	kN/m^2
Afretningslag	0,10	24,00	2,40	kN/m^2
Troldtekt	0,03	12,00	0,30	kN/m^2
Installationslast			0,25	kN/m^2
Skillevægge			0,50	kN/m^2
Total, maks last:			7,29	kN/m^2
Total, min last:			3,24	kN/m^2

Etageadskillelse procesafsnit

	tykkelse m	tyngde kN/m^3	last	enhed
Permanent bunden last				
220 mm huldæk			3,24	kN/m^2
Permanent fri last				
Afretningslag	0,10	24,00	2,40	kN/m^2
Troldtekt	0,03	12,00	0,30	kN/m^2
Installationslast			0,25	kN/m^2
Skillevægge			0,50	kN/m^2
Total, maks last:			6,69	kN/m^2
Total, min last:			3,24	kN/m^2

Gulvkonstruktion administration

	tykkelse m	tyngde kN/m^3	last	enhed
Permanent bunden last				
300 mm armeret betondæk	0,30	24,00	7,20	kN/m^2
Permanent fri last				
Klinker, granit 20 = mm	0,02	30,00	0,60	kN/m^2
Afretningslag	0,05	24,00	1,20	kN/m^2
Skillevægge			0,50	kN/m^2
Total, maks last:			9,50	kN/m^2
Total, min last:			7,20	kN/m^2

Gulvkonstruktion rentvandstanke

	tykkelse m	tyngde kN/m^3	last	enhed
Permanent bunden last				
300 mm armeret betondæk	0,30	24,00	7,20	kN/m^2
Permanent fri last				
Vandtanke, h = 12 m	12,00	10,00	120,00	kN/m^2
Skillevægge og øvrige installationer			0,50	kN/m^2
Total, maks last:			127,70	kN/m^2
Total, min last:			7,20	kN/m^2

Gulvkonstruktion procesafsnit

	tykkelse m	tyngde kN/m^3	last	enhed
Permanent bunden last				
300 mm armeret betondæk	0,30	24,00	7,20	kN/m^2
Permanent fri last				
Skillevægge og øvrige installationer			0,50	kN/m^2
Total, maks last:			7,70	kN/m^2
Total, min last:			7,20	kN/m^2

Ydervæg sandwichbetonelementer(470 mm)

	tykkelse m	tyngde kN/m^3	last	enhed
Permanent bunden last				
Forplade	0,07	24,00	1,68	kN/m^2
Isolering	0,20	0,30	0,06	kN/m^2
Bagplade	0,20	24,00	4,80	kN/m^2
Total, maks last:			6,54	kN/m^2
Total, min last:			6,54	kN/m^2

Tunge skillevægge

	tykkelse m	tyngde kN/m^3	last	enhed
Permanent bunden last				
200 mm betonelement	0,20	24,00	4,80	kN/m^2
Total, maks last:			4,80	kN/m^2
Total, min last:			4,80	kN/m^2

Glasvægge(incl. Rammer, bjælker o.lign.)

	tykkelse m	tyngde kN/m^3	last	enhed
Permanent bunden last				
Glasvægge			0,80	kN/m^2
Total, maks last:			0,80	kN/m^2
Total, min last:			0,80	kN/m^2

Bjælker og søjler

	tykkelse m		tyngde kN/m^3	last	enhed
Permanent bunden last					
KBE42/22				3,03	kN/m
KBE70/40				4,04	kN/m
UNP260				0,37	kN/m
HE220A				0,50	kN/m
HE280A				0,75	kN/m
HE450A				1,38	kN/m
200x200x8 mm				0,47	kN/m
Betonsøjler 400x400 mm	0,40	0,40	24,00	3,84	kN/m
Betonsøjler 400x800 mm	0,80	0,40	24,00	7,68	kN/m
Fundamentsbjælker 350x300 mm	0,30	0,35	24,00	2,52	kN/m

BILAG B – GEOTEKNISK RAPPORT

JYSK GEOTEKNIK A/S
RÅDGIVENDE SPECIALFIRMA FOR BUNDUNDERSØGELSER & FUNDERING

Olav Kristensen Rådg. Ingeniørfirma ApS
Att: Finn Støjer
Lillebæltsvej 5
6715 Esbjerg N

Dato: 16. januar 2014
Sag nr.: **13.5109.01**
Side: 1/5

Geoteknisk rapport

Sag

Vestkraftgade, 6700 Esbjerg. Bygherre: Danbor A/S, Esbjerg Havn.
Indledende og orienterende placeringsundersøgelse for opførelse af en ny lagerbygning.

Formål

Formålet med undersøgelsen er at belyse funderings- og grundvandsforholdene i forbindelse med opførelsen af bebyggelsen.

Byggegrundens historie

Området henligger ubebygget, som oplagsplads. Området er opført, som led i udvidelse af Esbjerg Havn, med ind pumpet sand i perioden efter 1954.
Miljøtekniske forhold er **ikke** forsøgt belyst ved nærværende undersøgelse.
Hele området er udlagt som industrigrund /områdeklassificeret. Flytning af jord fra arealet er omfattet af kommunens (og evt. regionens) krav til den enkelte type virksomhed, anvendelse og industriområder generelt.

Markarbejder

Der er den 16. – 17.12.2013 udført 3 undersøgelsesboringer (6" tør). Boringerne er udført til 22 meter under terræn med prøveudtagning pr. halve meter (samt i mellemliggende afvigende jordlag).
Boringerne er afsluttet i marine interglaciale eller tertiære aflejringer.

Boringernes placering fremgår af vedlagte situationsplan, - bilag nr. 1.
Koter er i Dansk Vertikal Reference (DVR90), og koordinater der fremgår af boreprofilerne er i system 34J.

I forbindelse med markarbejdets udførelse er der udført in'situforsøg i form af vingeforsøg (HVB, V5 og V4), samt rammesondering (SPT rammesonde med lukket keglespids) for bestemmelse af aflejringernes styrkeegenskaber.

Laboratoriearbejder

Der er efterfølgende udført jordartsbeskrivelse på hjemtagne prøver, - ligesom der er udført vandindholds-bestemmelser på udvalgte prøver. Resultaterne af de udførte in'situforsøg samt laboratoriearbejder er overført til boreprofiler, bilagene nr.: 2 – 4.

Vandspejlsforhold
Efter endt borearbejde (16.+17.12.2013), samt ved genpejling d. 16.1.2014 er der ved pejling af grundvandsspejlet konstateret et frit vandspejl i følgende niveauer:

Boring nr.:	Terrænkote meter DVR90	Efter endt borearbejde		D. 16.1.2014	
		Vandspejlsniveau m. under terræn	Vandspejlskote meter DVR90	Vandspejlsniveau m. under terræn	Vandspejlskote meter DVR90
B1	+3,9	11,1	– 7,2	3,7	0,2
B2	+4,0	Filter 1: 19,8	– 15,8	Kunne ikke genpejles grundet oplag af containere	
		Filter 2: 1,2	+2,8		
B3	+4,0	0,9	+3,1	1,1	+2,9

Vandspejlet er tidevands-, nedbørs og årstidsafhængigt. Boringer bør genpejles i forbindelse med udførelsen af parameterundersøgelsen.
Der må ved stormflod, på baggrund af tidligere registreringer, forventes et frit vandspejl højere end kote +4,0 m. DVR90.
Overside terrændæk projekteres ≥ kote: +4,4 m. DVR90 for sikring af bebyggelsen mod indtrængende vand i forbindelse med stormflod.

Jordbundsforhold
Området er beliggende på Esbjerg Havn, et område der er opfyldt af marine sand-/silt-/leraflejringer fra friholdelse af sejlrende.
Øverst er der konstateret et 2,8 á 4,4 meter tykt fyldlag, bestående af sand, ler, grus og slagger.
Herunder er der primært til endt boredybde (22,0 m.u.t.) fundet ler, som varierer mellem ret fedt til meget fedt og med et varierende indhold af organisk materiale. I boring B2 i niveauet 14 m.u.t. er leret fundet svagt sprækket.
Der er i boring B1 truffet et gytjelag i niveauet 4,2 – 4,7 og et tørvelag i niveauet 5,4 – 6,8 m.u.t.
I boring B2 er der konstateret gytje i niveauet 2,8 – 4,3 m.u.t., og i B3 er der gytje i niveauet 4,4 – 4,8 m.u.t.

For en detaljeret beskrivelse af påtrufne jordarter og laggrænser, henvises der til de optegnede boreprofiler, - bilagene 2 – 4.

Funderingsforhold
På baggrund af den udførte undersøgelse kan projektet behandles i geoteknisk kategori 3, grundet det sprækkede tertiære ler.

Fundering
Der er ved undersøgelsen konstateret massive fyldlag til niveauet 2,8 a' 4,4 m.u.t., ligesom der herunder er påtruffet stærkt sætningsgivende aflejringer i form af gytje- og tørvelag

Med konstaterede forhold anbefaler vi at bebyggelsen pælefunderes, med en selvbærende gulvkonstruktion.
Pælefunderinger kan, med konstaterede forhold, udføres som rammede (eventuelt som forborede) jernbetonpæle.

Bemærk at byggelovens §12 stk. skal overholdes.
Pælefunderingen skal udføres under hensynstagen til nærliggende direkte funderede bebyggelser. Bemærk at naboer (ejere af bebyggelser) som minimum skal varskos skriftligt 14 dage forud for opstart af byggearbejdet.
Der bør, i forbindelse med pæleramning og komprimeringsarbejder, udføres vibrationsmålinger på de nærliggende bebyggelser/- konstruktioner.

Vurderet niveau for underside af sætningsgivende/- og bæreevnemæssigt uegnede lag, med bæreevneparametre som beskrevet under afsnittet materialeparametre:

Boring nr.:	Terrænkote	Underside af sætningsgivende/- og bæreevnemæssigt uegnede lag	
	m. DVR90	m.u.t.	m. DVR90
B1	+3,9	7,2	-3,3
B2	+4,0	7,5	-3,5
B3	+4,0	4,8	-0,8

Materialeparametre:

Aflejring	Rumvægt		Kohæsion		Friktionsvinkel	Konsoliderings Modul
	Over GVS	Under GVS	Korttids-tilstand	Langtids-tilstand	Langtids-tilstand	
	γ/γ' kN/m^3	γ/γ' kN/m^3	Cu,k kN/m^2	Ck' kN/m^2	φ'pl,k (grader)	K MPa
LER, Ma., lg.	18 – 19	18 - 19 / 8 - 9	≥ 100	0	20 – 25	≥ 10
LER, Ma., Te.	18 – 19	18 -19 / 8 - 9	≥ 300*[1]	0	18 – 25	≥ 12
Normalkonsoliderede sætningsgivende/- organiskeholdige aflejringer						
Aflejring	Rumvægt		Kohæsion		Friktionsvinkel	Dekade-hældning
	Over GVS	Under GVS	Korttids-tilstand	Langtids-tilstand	Langtids-tilstand	
	γ/γ' kN/m^3	γ/γ' kN/m^3	Cu,k kN/m^2	Ck' kN/m^2	φ'pl,k (grader)	Q %
LER, Ma., Pg.	16 – 19	16 -19 / 6 - 9	≥ 40	0	25 – 30	4 - 20*[2]
GYTJE, Ma., Pg.	12 – 16	12 - 16 / 2 - 6	≥ 40	0	(25 - 35)*[1]	18 - 26*[2]
TØRV, Ma., Pg.	10 – 12	10 - 12 / 0 - 2	≥ 70	0	(25 - 35)*[1]	44 - 48*[2]

*[1] Note: I boring B2 er leret partielt konstateret svagt sprækket i niveauet 14 m.u.t.
Her skal man være opmærksom på at den udrænede forskydningsstyrke ($C_{u,k}$) ved pæleberegningerne reduceres til en tredjedel af den karakteristiske vingestyrke ($C_{v,k}$) for pælenes spidsmodstand, medens overflademodstanden derimod kan bestemmes for $C_{u,k}$ = $C_{v,k}$.

*[2] **Note**: Dekadehældning efter formlerne:
Q = 60 x ((W – 25) / (W +40)) W > 30 %
Q = (1/3) x W W < 30 %

For piloteringen anvendes K_{Fi}=1,0
Der skal som følge af forventet opfyldning til stormflodsikring af arealet (i anvendelsestilstanden) regnes med negativ overfladelast på den del af pælene der befinder sig over undersiden af de påtrufne sætningsgivende aflejringer.

Pælenes bæreevne skal kontrolleres ved udførelsen af stødbølgemålinger (eller alternativt ved prøvebelastningsforsøg).

Regenerationsfaktoren (r) kan påregnes = 0,4 idet der ikke regnes med større styrker end C_u = 500 kN/m^2
- Ved den geostatiske beregning af den negative overflademodstand regnes der med r=1,0.

Pælefunderingen udføres i henhold til **Eurocode 7, DS/EN 1997-1:2007, - Kapitel 7 Pælefundering samt nationalt anneks til Eurocode 7: EN1997-1 DK NA:2013, Anneks L.**

Terrændæk
Gulve udføres selvbærende på pæleunderstøttede fundamentsbjælker eller som en selvbærende "paddehatte" konstruktion.

Sætninger
For korrekt dimensioneret og veludførte pæleværk skønnes der ikke at ville opstå sætninger/differenssætninger af skadevoldende størrelse.

Anlægsforhold og supplerende undersøgelser
Bemærk at undersøgelsen er at betragte indledende og orienterende placeringsundersøgelse, supplerende undersøgelsesboringer er påkrævet for udførelse af detail-/parameterundersøgelsen.

Forpligtelsen til at undgå skader som følge af byggearbejdet er formuleret i Byggelovens §12, til hvilken der henvises. - Bemærk at naboer (ejere af bebyggelser og konstruktioner) som minimum skal varskos skriftligt 14 dage forud for opstart af anlægsarbejdet.

Pælefunderingen skal udføres under hensynstagen til nærliggende (evt. svagt funderede) bebyggelser.
Det anbefales at eventuelle skader på nærliggende bebyggelser registreres / dokumenteres inden anlægsarbejder påbegyndes. - Formålet med besigtigelsen er dels at tilvejebringe et dokumentationsmateriale (fotos, opmåling, nivellementer etc.) over alle eksisterende bygningsskader. - Dels at vurdere risikoen for nye skader som følge af anlægsarbejdet - samt en videre planlægning af eventuelle tiltag til sikring af eksisterende bebyggelser/konstruktioner.

Tillige bør der, i forbindelse med pæleramning og komprimeringsarbejder, udføres vibrationsmålinger på de nærliggende bebyggelser/-konstruktioner.

Ved pælefunderingens udførelse bør (skal) der føres tilsyn af en geoteknisk fagkyndig.
Pælenes bæreevne skal som omtalt kontrolleres ved udførelsen af stødbølgemålinger (eller alternativt ved prøvebelastningsforsøg).

En midlertidig vandsænkning/- dræning anses at kunne blive påkrævet ved anlægsarbejdet (i forbindelse med ledningsarbejder m.m.).
En eventuel vandsænkning vurderes at kunne gennemføres med traditionelt sugespidsanlæg i anlægsfeltets øvre påfyldte sandaflejringer. Med omtalte påfyldning på arealet, med en begrænset afgravningsdybde, anses det i gunstige perioder, med lav grundvandsstand, at en egentlig grundvandsænkning kan undgås (dog afhængigt af niveau for eksisterende kloakkonstruktioner hvortil der tilsluttes m.m.).
Kontrolpejling af vandspejlet bør foretages i forbindelse med parameterundersøgelsen samt umiddelbart inden anlægsfasens opstart.

Miljøtekniske forhold er **ikke** forsøgt belyst ved nærværende undersøgelse.
Hele området er udlagt som industrigrund /områdeklassificeret. Flytning af jord fra arealet er omfattet af kommunens (og evt. regionens) krav til den enkelte type virksomhed, anvendelse og industriområder generelt.

Sand- og grusmateriale anvendt til opfyldning bør være bundsikringsgrus/-sand kvalitet 2 (jf. DS/EN 13285) med et uensformighedstal $U_{60/10} > 2{,}5$. Sandækvivalenten skal mindst være 30.

Tilført stabilgrus bør som minimum opfylde betingelserne for stabilgrus kvalitet 2 (jf. DS/EN 13285). Sandækvivalenten skal mindst være 30. Indhold af uknuste partikler (runde korn) må højst være 70 %. Indhold af lersten må højst være 1,2 %.

Grus/-sandopfyldninger opbygges i lag a' 20 – 30 centimeter og sikres komprimeret til en komprimeringsgrad som beskrevet i nedenstående tabel.

Anbefalede komprimeringskrav for Stabilt grus (SG), Bundsikring (BS) og genindbygget råjord (GR):

Indhold af partikler over 16 mm %	Kontrolregel ved Gennemsnit/mindsteværdi				Kontrol ved statistisk bedømmelse	
	St. proctor*		Vibration		St. Proctor*	Vibration
	Gnm. %	Min. %	Gnm. %	Min. %	K %	K %
GR < 10	> 100	97	> 95	92	97	92
BS			> 95	92		92
SG			> 95	92		92

*Uden korrektion for indhold af partikler over 16 mm.

- Standard Proctor bør (må) kun anvendes ved genindbygget råjord bestående af silt/- ler med et indhold mindre end 10% af partikler over 16 mm.
- Som reference ved tilført sand/- og grus og genindbygget sand bør (skal) der anvendes vibrationsindstampning.

Markdensitet kun isotopsonde.

Der bør udføres 5 isotopmålinger pr. 0,6 meter sandopfyldning, - dog mindst 5 isotopmålinger pr. 500 m3 indbygget grus/-sandfyld.

De optagne jordprøver bortkastes, såfremt intet andet aftales, 1 måned fra dags dato.

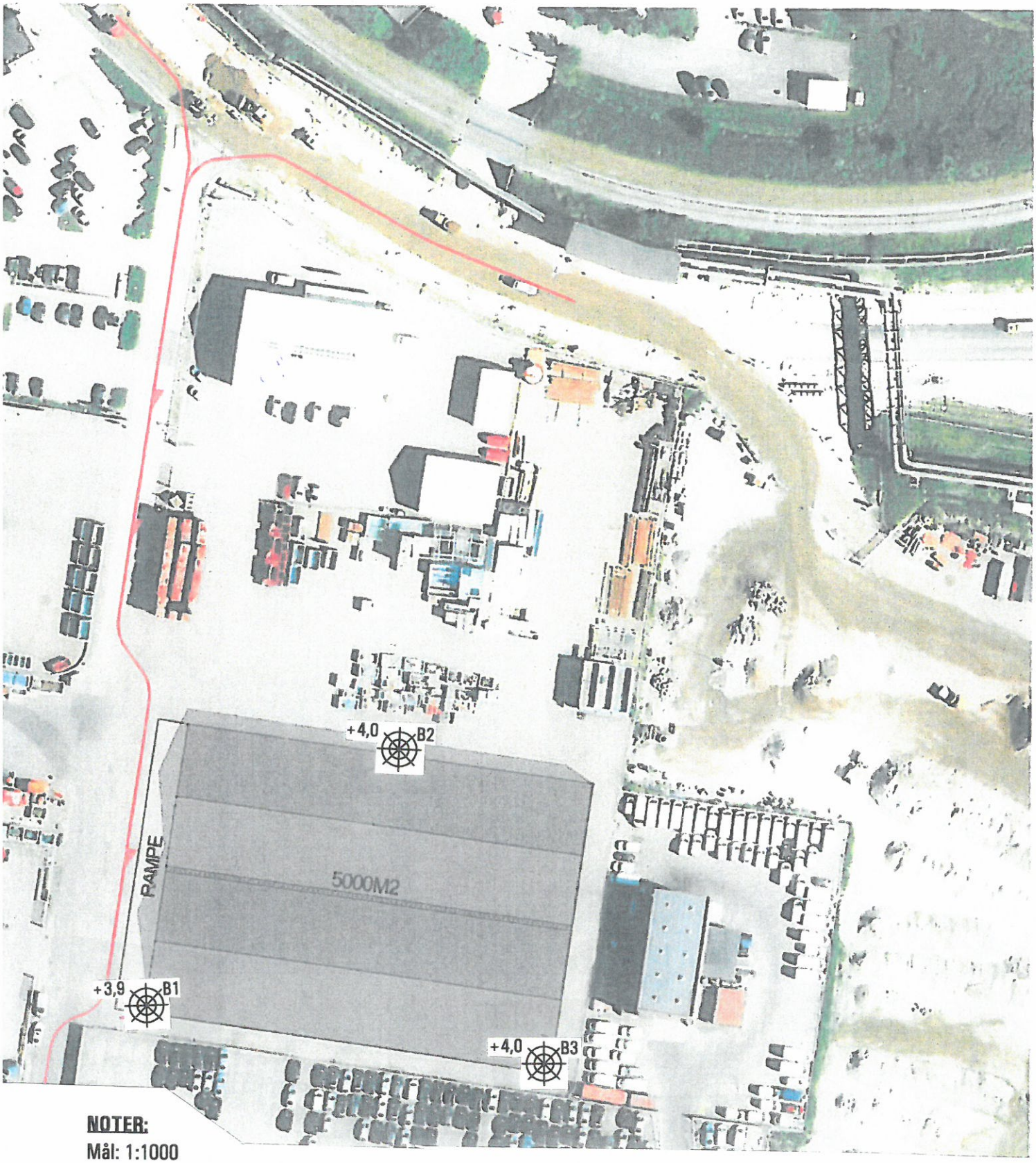
Skulle der være spørgsmål eller uoplyste punkter vil vi fortsat være til rådighed.

Med venlig hilsen
Jysk Geoteknik A/S

Kit Brieuc Bærentsen
Sagsingeniør

Hans Henrik Hansen
Kvalitetssikring

Vedlagt:
Bilag 1..... Situationsplan
Bilag 2 – 4..... Boreprofiler
Bilag 5..... Signaturforklaring



NOTER:

Mål: 1:1000

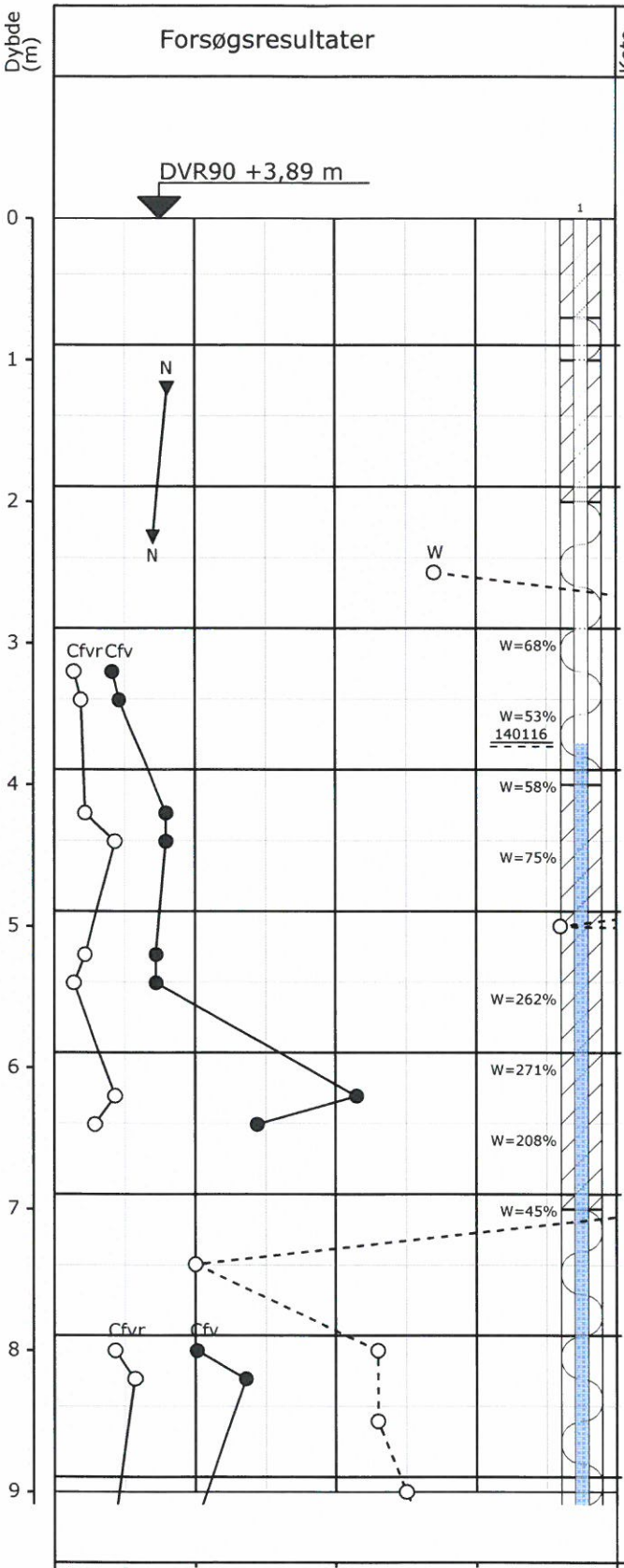
Koter er i forhold til Dansk Vertikal Reference (DVR90). System S34J.

Boringerne er afsat som anvist på plan.

SIGNATURER:

Geoteknisk boring: Terrænkote Boring nr.

Sag: 13.5109.01. Danbor, Vestkraftsgade, 6700 Esbjerg.					
Boring: B1 - B3		**Boret af: TO/LM**	**Dato: 16.-17.12.2013**		
Udarb. af: KB	**Kontrol: KD**	**Godkendt: HH**	**Dato: 13.01.2013**	**Bilag: 1**	**Side: 1/1.**
JYSK GEOTEKNIK A/S		Sallingsundvej 4 6715 Esbjerg N.	Tlf.: 75143022 Fax: 75143023	SITUATIONSPLAN	



Nr.	Jordart Karakterisering	Aflejring	Alder
1	FLISER, sf - belægning, iflg. boreformand FYLD: GRUS, usorteret, sandet, gråbrunt, khl.	Fy	Re
2	FYLD: SAND, fint, ringe sorteret, sv. gruset, lyst gråt, kfr.	Fy	Re
3	FYLD: SAND, fint, sorteret, sv. gruset, grågult, sv. khl.	Fy	Re
4	FYLD: SAND, fint, ringe sorteret - sorteret, enk. grus, skalfragmenter, gulbrunt, sv. khl.	Fy	Re
5	FYLD: SAND - -	Fy	Re
6	FYLD: LER, sandet, sv. gruset, vist organisk indhold, mørkt brunt, kfr.	Fy	Re
7	FYLD: LER - -	Fy	Re
8	LER, fedt, organisk indhold, gråsort, kfr.	Ma	Pg
9	LER, fedt, gytjepræget, vist organisk indhold, gråsort, kfr.	Ma	Pg
10	GYTJE, leret, vist organisk indhold, gråt, kfr.	Ma	Pg
11	LER, st. siltet, vist organisk indhold, gråsort, kfr.	Ma	Pg
12	TØRV, st. omdannet, leret, mørkt brunt, kfr.	Ma	Pg
13	TØRV - -	Ma	Pg
14	TØRV - -	Ma	Pg
15	LER, st. siltet, st. gytjepræget, gråt, kfr.	Ma	Pg
16	GRUS, usorteret, leret, gråt, kfr.	Ma	Pg
17	LER, sv. sandet, enk. plr., olivengråt, kfr.	Ma	Ig
18	LER, ret fedt, olivengråt, sv. khl.	Ma	Ig
19	LER - -	Ma	Ig

Fortsættes

REVISION 01

Boremetode: Tørboring 6"
Koordinatsystem: S34J
X: 116045 (m) -Y: 331612 (m) Plan:

Sag: 13.5109.01 . Danbor, Vestkraftgade, 6700 Esbjerg Havn.

Boret af: JGA/S TO Dato: 2013.12.16 Bedømt af: JFC DGU-Nr.: Boring: B1

Udarb. af: KT Kontrol: KB/HH Godkendt: HH Dato: 2014.01.16 Bilag: 2 S. 1/3

JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

GeoGIS2005 2.2.24 - JGKT - PSTGDK - 16-01-2014 15:38:40

Dybde (m)	Forsøgsresultater	Kote (m)	Geologi	Prøve	Nr.	Jordart Karakterisering	Aflejring	Alder
						Fortsat		
9					19	LER - -	Ma	Ig
					20	LER - -	Ma	Ig
10		-6			21	LER - -	Ma	Ig
					22	LER, ret fedt - fedt, olivengråt, sv. khl.	Ma	Ig
11	131216	-7			23	LER, fedt, olivengråt, sv. khl.	Ma	Ig
					24	LER - -	Ma	Ig
12		-8			25	LER, fedt, organiskh., enkelte skalfragmenter, olivengråt, khl.	Ma	Ig
					26	LER, fedt, olivengråt, sv. khl.	Ma	Ig
13		-9			27	LER, ret fedt, enkelte skalfragmenter, olivengråt, sv. khl.	Ma	Ig
					28	LER, sv. sandet - sandet, olivengråt, sv. khl.	Ma	Ig
14		-10			29	LER, fedt, sv. sandet - sandet, olivengråt, sv. khl.	Ma	Ig
					30	LER - -	Ma	Ig
15		-11			31	LER - -	Ma	Ig
					32	LER, ret fedt - fedt, st. sandet, olivengråt, sv. khl.	Ma	Ig
16		-12			33	LER - -	Ma	Ig
					34	LER, ret fedt, st. sandet, olivengråt, sv. khl.	Ma	Ig
17		-13			35	LER - -	Ma	Ig
					36	LER - -	Ma	Ig
18		-14			37	LER - -	Ma	Ig
						Fortsættes		

○	10	20	30	W (%)
○●	100	200	300	Cfv, Cfvr (kPa)
▼	10	20	30	N (Slag/30 cm)

REVISION 01

Boremetode: Tørboring 6"
Koordinatsystem: S34J
X: 116045 (m) -Y: 331612 (m) Plan:

Sag: 13.5109.01 . Danbor, Vestkraftgade, 6700 Esbjerg Havn.

Boret af: JGA/S TO Dato: 2013.12.16 Bedømt af: JFC DGU-Nr.: Boring: B1

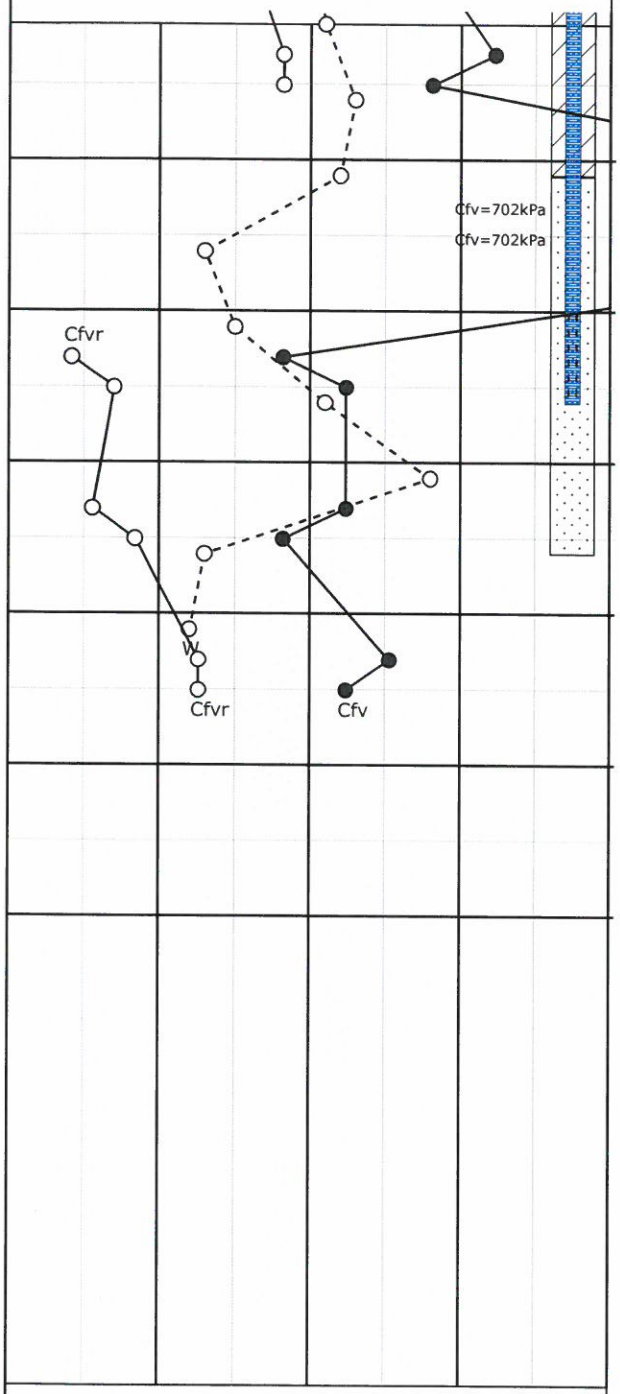
Udarb. af: KT Kontrol: KB/HH Godkendt: HH Dato: 2014.01.16 Bilag: 2 S. 2/3

JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

GeoGIS2005 2.2.24 - JGKT - PSTGDK - 16-01-2014 15:38:40

Dybde (m)	Forsøgsresultater	Kote (m)	Geologi	Prøve	Nr.	Jordart Karakterisering	Aflejring	Alder
						Fortsat		
18					37	LER - -	Ma	Ig
					38	LER - -	Ma	Ig
19		-15			39	LER - -	Ma	Ig
					40	LER, siltet, sandet, gråbrunt, khl.	Ma	Ig
20		-16			41	LER - -	Ma	Ig
					42	LER, siltet, sv. sandet, gråbrunt, khl.	Ma	Ig
21		-17			43	LER, fedt, olivengråt, sv. khl.	Ma	Ig
					44	LER, sandet, gråbrunt, sv. khl.	Ma	Ig
22		-18			45	LER, sandet - st. sandet, gråbrunt, sv. khl.	Ma	Ig
23		-19						
		-20						



○	10	20	30	W (%)
○●	100	200	300	Cfv, Cfvr (kPa)
▼	10	20	30	N (Slag/30 cm)

REVISION 01

Boremetode: Tørboring 6"
Koordinatsystem: S34J
X: 116045 (m) -Y: 331612 (m) Plan:

Sag: 13.5109.01 . Danbor, Vestkraftgade, 6700 Esbjerg Havn.

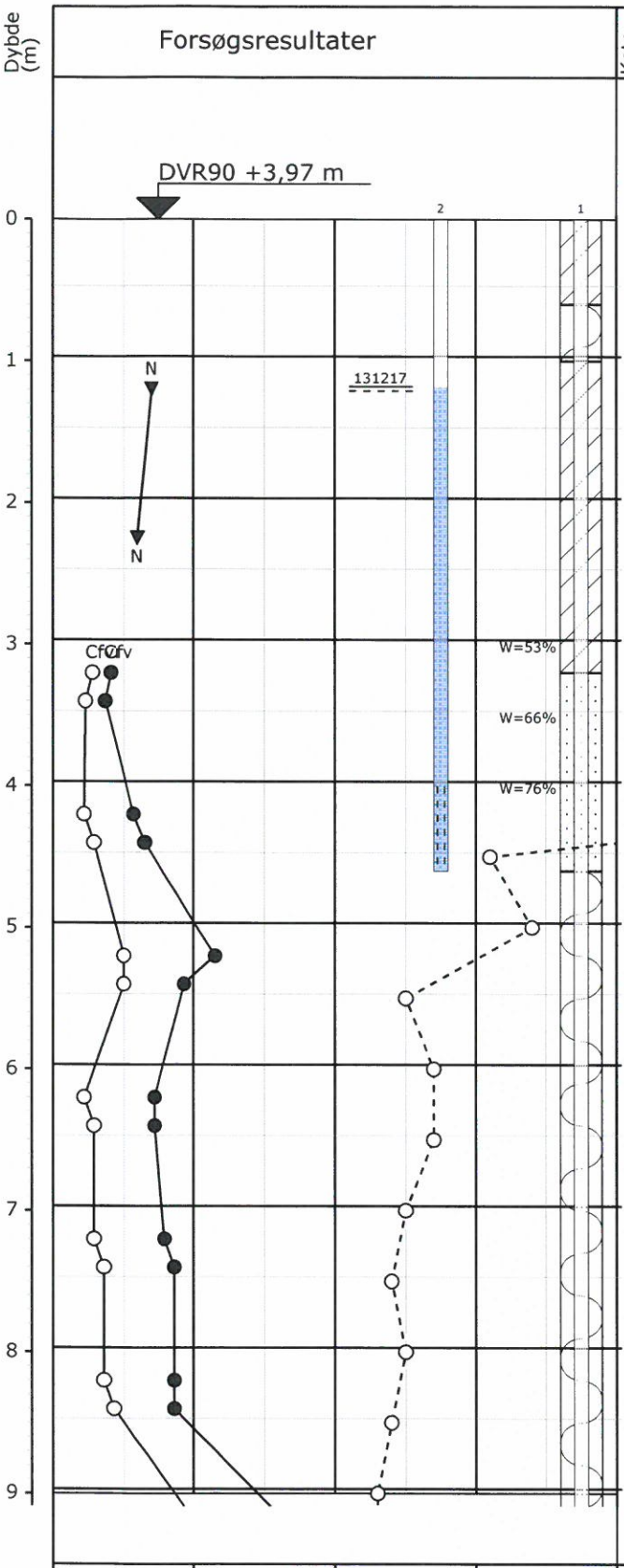
Boret af: JGA/S TO Dato: 2013.12.16 Bedømt af: JFC DGU-Nr.: Boring: B1

Udarb. af: KT Kontrol: KB/HH Godkendt: HH Dato: 2014.01.16 Bilag: 2 S. 3/3

JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

GeoGIS2005 2.2.24 - JGKT - PSTGDK - 16-01-2014 15:38:40



Nr.	Jordart Karakterisering	Aflejring	Alder
1	FLISER, sf - belægning, iflg. boreformand FYLD: GRUS, usorteret, sandet, gråbrunt, khl.	Fy	Re
2	FYLD: SAND, fint, sorteret, gruset, lyst gråt, kfr.	Fy	Re
3	FYLD: SAND, fint, sorteret, enk. grus, gråt, khl.	Fy	Re
4	FYLD: SAND - -	Fy	Re
5	FYLD: SAND - -	Fy	Re
6	FYLD: SAND, fint, sorteret, enk. grus, skalfragmenter, gråt, khl.	Fy	Re
7	GYTJE: LER, ret fedt - fedt, siltet, gytjestriber, gråt, sv. khl.	Ma	Pg
8	GYTJE, leret, enkelte sandslirer, højt organisk indhold, mørkt brunt, kfr.	Ma	Pg
9	GYTJE - -	Ma	Pg
10	LER, st. siltet, sv. sandet, org. holdigt, mørkt gråt, kfr.	Ma	Pg
11	LER, siltet, organisk indhold, mørkt grønt, kfr.	Ma	Pg
12	LER, siltet - st. siltet, sv. sandet, enk. plr., grågrønt, kfr.	Ma	Pg
13	LER - -	Ma	Pg
14	LER - -	Ma	Pg
15	LER - -	Ma	Pg
16	LER, siltet, gråt, kfr.	Ma	Pg
17	LER, sv. siltet, gråt, kfr.	Ma	Pg
18	LER - -	Ma	Pg
19	LER - -	Ma	Pg

Fortsættes

○	10	20	30	W (%)
○●	100	200	300	Cfv, Cfvr (kPa)
▼	10	20	30	N (Slag/30 cm)

REVISION 01

Boremetode: Tørboring 6"
Koordinatsystem: S34J
X: 116095 (m) -Y: 331566 (m) Plan:

Sag: 13.5109.01 . Danbor, Vestkraftgade, 6700 Esbjerg Havn.

Boret af: JGA/S TO Dato: 2013.12.17 Bedømt af: JFC DGU-Nr.: Boring: B2

Udarb. af: KT Kontrol: KB/HH Godkendt: HH Dato: 2014.01.16 Bilag: 3 S. 1/3

JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

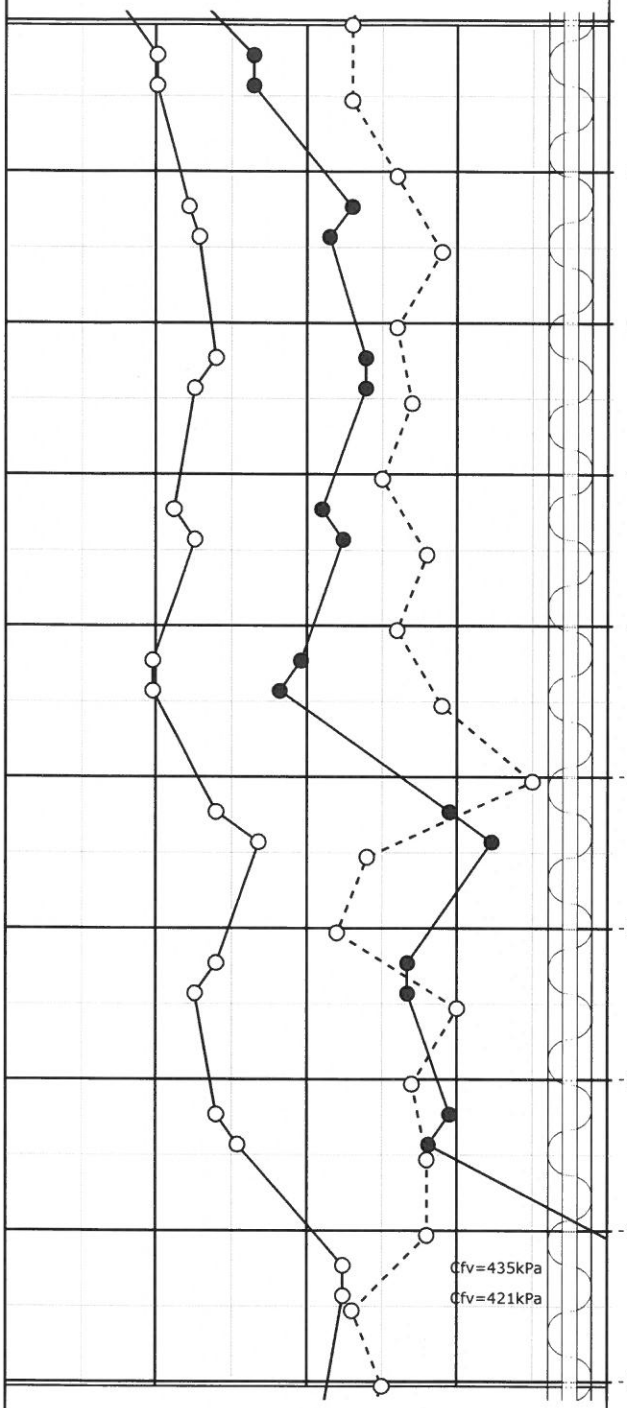
GeoGIS2005 2.2.24 - JGKT - PSTGDK - 16-01-2014 15:39:22

Dybde (m)	Kote (m)	Nr.	Jordart Karakterisering	Aflejring	Alder
			Fortsat		
9		19	LER - -	Ma	Pg
		20	LER, sv. siltet, gråbrunt, kfr.	Ma	Ig
10	-6	21	LER - -	Ma	Ig
		22	LER, ret fedt - fedt, sv. siltet, gråbrunt, kfr.	Ma	Ig
11	-7	23	LER - -	Ma	Ig
		24	LER - -	Ma	Ig
12	-8	25	LER - -	Ma	Ig
		26	LER, fedt, sv. siltet, gråbrunt, kfr.	Ma	Ig
13	-9	27	LER - -	Ma	Ig
		28	LER - -	Ma	Ig
14	-10	29	LER, fedt - meget fedt, sv. sprækket, gråbrunt, kfr.	Ma	Ig
		30	LER, ret fedt, sv. siltet, gråbrunt, kfr.	Ma	Ig
15	-11	31	LER, sv. siltet, sv. sandet, gråbrunt, kfr.	Ma	Ig
		32	LER, fedt, gråbrunt, kfr.	Ma	Ig
16	-12	33	LER - -	Ma	Ig
		34	LER - -	Ma	Ig
17	-13	35	LER, fedt, vist organisk indhold, mørkt brunt, sv. khl.	Ma	Ig/ Te
		36	LER - -	Ma	Ig/ Te
18	-14	37	LER - -	Ma	Ig/
			Fortsættes		

Forsøgsresultater

Geologi

Prøve



○	10	20	30	W (%)
○●	100	200	300	Cfv, Cfvr (kPa)
▼	10	20	30	N (Slag/30 cm)

REVISION 01

Boremetode: Tørboring 6"
Koordinatsystem: S34J
X: 116095 (m) -Y: 331566 (m) Plan:

Sag: 13.5109.01 . Danbor, Vestkraftgade, 6700 Esbjerg Havn.

Boret af: JGA/S TO Dato: 2013.12.17 Bedømt af: JFC DGU-Nr.: Boring: B2

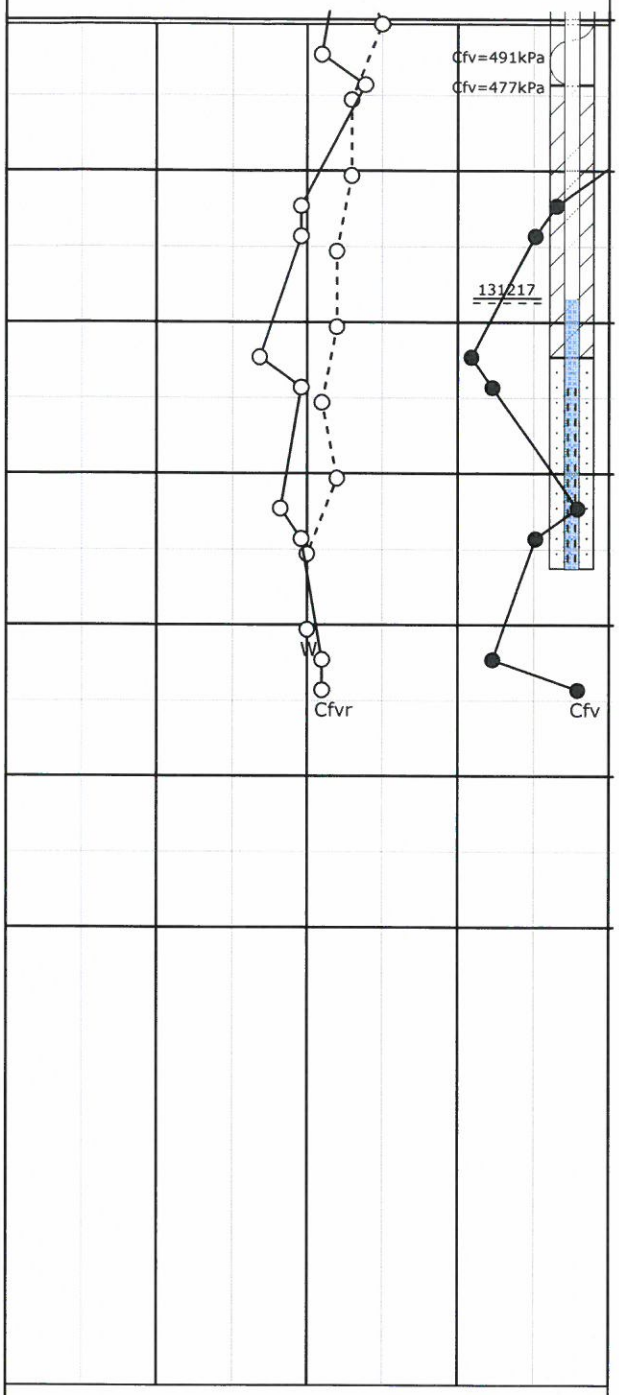
Udarb. af: KT Kontrol: KB/HH Godkendt: HH Dato: 2014.01.16 Bilag: 3 S. 2/3

JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

GeoGIS2005 2.2.24 - JGKT - PSTGDK - 16-01-2014 15:39:22

Dybde (m)	Forsøgsresultater	Kote (m)	Geologi	Prøve	Nr.	Jordart Karakterisering	Aflejring	Alder
						Fortsat		
18					37	LER - -	Ma	Ig/ Te
					38	LER, ret fedt - fedt, vist organisk indhold, mørkt brunt, sv. khl.	Ma	Ig/ Te
19		-15			39	LER - -	Ma	Ig/ Te
					40	LER - -	Ma	Ig/ Te
20		-16			41	LER - -	Ma	Ig/ Te
					42	LER - -	Ma	Ig/ Te
21		-17			43	LER - -	Ma	Ig/ Te
					44	LER - -	Ma	Ig/ Te
22		-18			45	LER - -	Ma	Ig/ Te
23		-19						
		-20						



○	10	20	30	W (%)
○●	100	200	300	Cfv, Cfvr (kPa)
▼	10	20	30	N (Slag/30 cm)

REVISION 01

Boremetode: Tørboring 6"
Koordinatsystem: S34J
X: 116095 (m) -Y: 331566 (m) Plan:

Sag: 13.5109.01 . Danbor, Vestkraftgade, 6700 Esbjerg Havn.

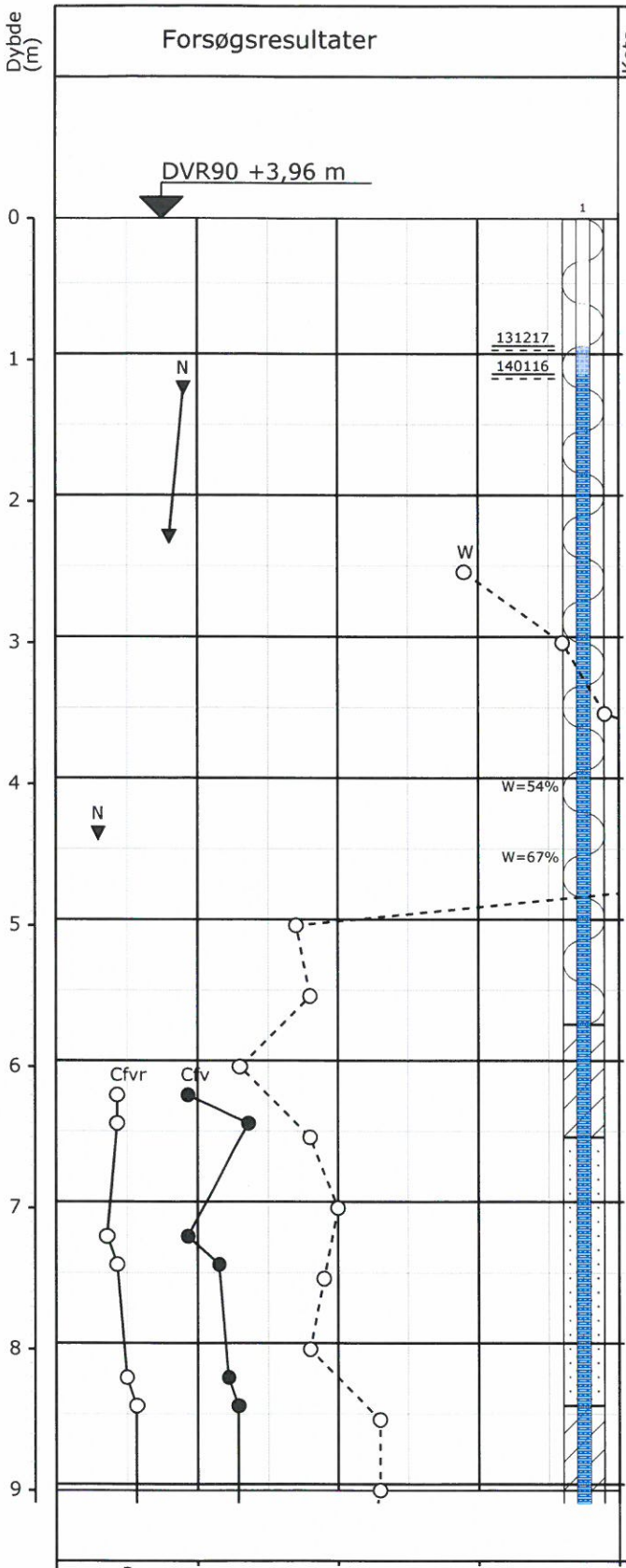
Boret af: JGA/S TO Dato: 2013.12.17 Bedømt af: JFC DGU-Nr.: Boring: B2

Udarb. af: KT Kontrol: KB/HH Godkendt: HH Dato: 2014.01.16 Bilag: 3 S. 3/3

JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

GeoGIS2005 2.2.24 - JGKT - PSTGDK - 16-01-2014 15:39:22



Nr.	Jordart Karakterisering	Aflejring	Alder
1	FLISER, betonbelægning, iflg. boreformand		
	FYLD: SAND, mellem, gult, iflg. boreformand		
2	FYLD: GRUS, usorteret, sv. sandet, tegl, brunt, khl.	Fy	Re
	FYLD: SAND, fint, ringe sorteret, gruset, humush., mørkt brunt, khl.	Fy	Re
3	FYLD: SAND, fint, ringe sorteret, enk. grus, grågult, sv. khl.	Fy	Re
4	FYLD: SAND - -	Fy	Re
5	FYLD: SAND, fint, sorteret, enk. grus, vist organisk indhold, gulbrunt, kfr.	Fy	Re
6	FYLD: LER, st. gruset, vist organisk indhold, mange slagger, stort indhold, gulbrunt, kfr.	Fy	Re
7	FYLD: LER - -	Fy	Re
8	FYLD, slagger, sv. leret, sv. organisk indhold, mørkt brunt, kfr.	Fy	Re
9	FYLD: LER, højt organisk indhold, højt indhold af slagger, mørkt brunt, kfr.	Fy	Re
10	GYTJE, leret, højt organisk indhold, mørkt brunt, kfr.	Ma	Pg
11	LER, st. sandet, lyst gråt, kfr.	Ma	Pg
12	LER, st. sandet, gråt, kfr.	Ma	Pg
13	LER, st. sandet, enk. grus, gråt, kfr.	Ma	Pg
14	LER, st. sandet, gråt, kfr.	Ma	Pg
15	LER, sandet, enk. plr., gråt, kfr.	Ma	Pg
16	LER, siltet, sv. sandet, gråt, kfr.	Ma	Pg
17	LER, st. siltet, sv. sandet, gråt, kfr.	Ma	Pg
18	LER, siltet, højt organisk indhold, gråt, kfr.	Ma	Pg
19	LER, siltet, gråt, kfr.	Ma	Pg

Fortsættes

○	10	20	30	W (%)
○●	100	200	300	Cfv, Cfvr (kPa)
▼	10	20	30	N (Slag/30 cm)

REVISION 01

Boremetode: Tørboring 6¨
Koordinatsystem: S34J
X: 116035 (m) -Y: 331541 (m) Plan:

Sag: 13.5109.01 . Danbor, Vestkraftgade, 6700 Esbjerg Havn.

Boret af: JGA/S LM Dato: 2013.12.17 Bedømt af: JFC DGU-Nr.: Boring: B3

Udarb. af: KT Kontrol: KB/KT Godkendt: HH Dato: 2014.01.16 Bilag: 4 S. 1/3

JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

GeoGIS2005 2.2.24 - JGKT - PSTGDK - 16-01-2014 15:40:17

Dybde (m)	Kote (m)	Nr.	Jordart Karakterisering	Aflejring	Alder
			Fortsat		
9		19	LER, siltet, gråt, kfr.	Ma	Pg
		20	LER - -	Ma	Pg
10	-6	21	LER - -	Ma	Pg
		22	LER - -	Ma	Pg
11	-7	23	LER - -	Ma	Pg
		24	LER - -	Ma	Pg
12	-8	25	LER - -	Ma	Pg
		26	LER - -	Ma	Pg
13	-9	27	LER - -	Ma	Pg
		28	LER - -	Ma	Pg
14	-10	29	LER, fedt, olivengråt, khl.	Ma	Ig
		30	LER - -	Ma	Ig
15	-11	31	LER - -	Ma	Ig
		32	LER - -	Ma	Ig
16	-12	33	LER - -	Ma	Ig
		34	LER, ret fedt, olivengråt, khl.	Ma	Ig
17	-13	35	LER, fedt, olivengråt, khl.	Ma	Ig
		36	LER - -	Ma	Ig
18	-14	37	LER - -	Ma	Ig
			Fortsættes		

Forsøgsresultater

Geologi

Prøve

○	10	20	30	W (%)
○●	100	200	300	Cfv, Cfvr (kPa)
▼	10	20	30	N (Slag/30 cm)

REVISION 01

Boremetode: Tørboring 6"
Koordinatsystem: S34J
X: 116035 (m) -Y: 331541 (m) Plan:

Sag: 13.5109.01 . Danbor, Vestkraftgade, 6700 Esbjerg Havn.

Boret af: JGA/S LM Dato: 2013.12.17 Bedømt af: JFC DGU-Nr.: Boring: B3

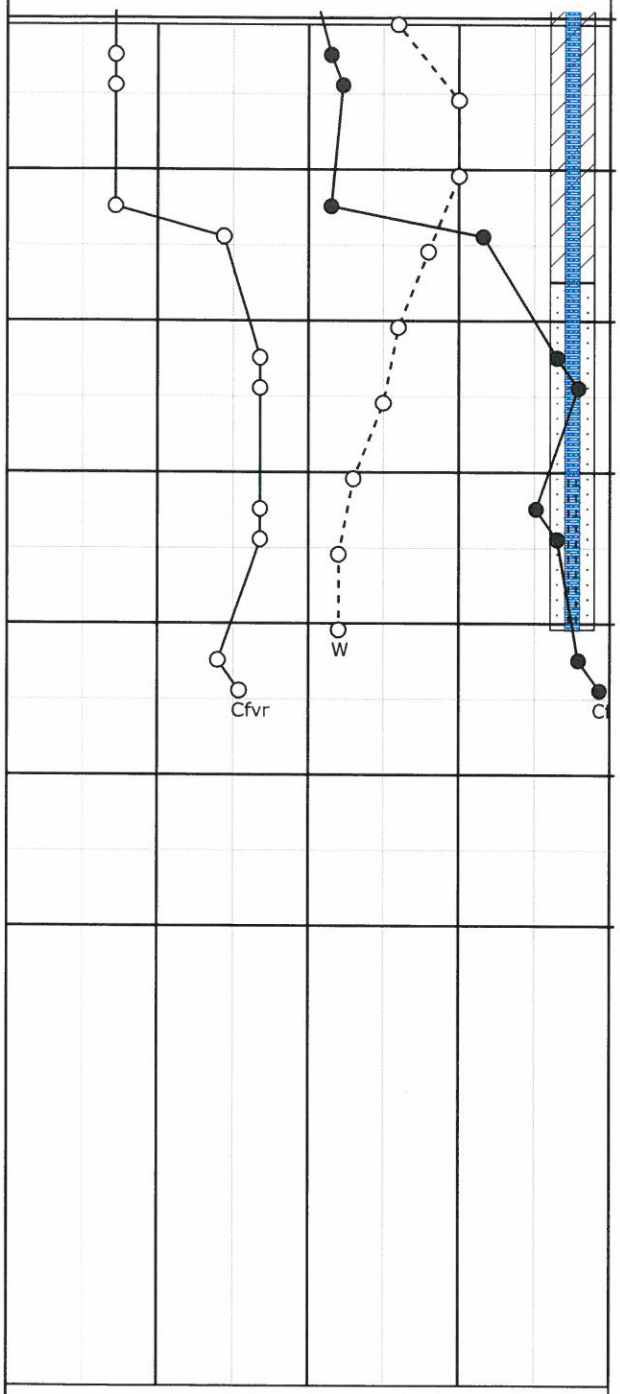
Udarb. af: KT Kontrol: KB/KT Godkendt: HH Dato: 2014.01.16 Bilag: 4 S. 2/3

JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

GeoGIS2005 2.2.24 - JGKT - PSTGDK - 16-01-2014 15:40:17

Dybde (m)	Forsøgsresultater	Kote (m)	Geologi	Prøve	Nr.	Jordart Karakterisering	Aflejring	Alder
						Fortsat		
18					37	LER - -	Ma	Ig
					38	LER - -	Ma	Ig
19		-15			39	LER - -	Ma	Ig
					40	LER - -	Ma	Ig
20		-16			41	LER, fedt, vist organisk indhold, mørkt brunt, sv. khl.	Ma	Ig/ Te
					42	LER - -	Ma	Ig/ Te
21		-17			43	LER - -	Ma	Ig/ Te
					44	LER - -	Ma	Ig/ Te
22		-18			45	LER - -	Ma	Ig/ Te
23		-19						
		-20						



○	10	20	30	W (%)
○●	100	200	300	Cfv, Cfvr (kPa)
▼	10	20	30	N (Slag/30 cm)

REVISION 01

Boremetode: Tørboring 6"
Koordinatsystem: S34J
X: 116035 (m) -Y: 331541 (m) Plan:

Sag: 13.5109.01 . Danbor, Vestkraftgade, 6700 Esbjerg Havn.

Boret af: JGA/S LM Dato: 2013.12.17 Bedømt af: JFC DGU-Nr.: Boring: B3

Udarb. af: KT Kontrol: KB/KT Godkendt: HH Dato: 2014.01.16 Bilag: 4 S. 3/3

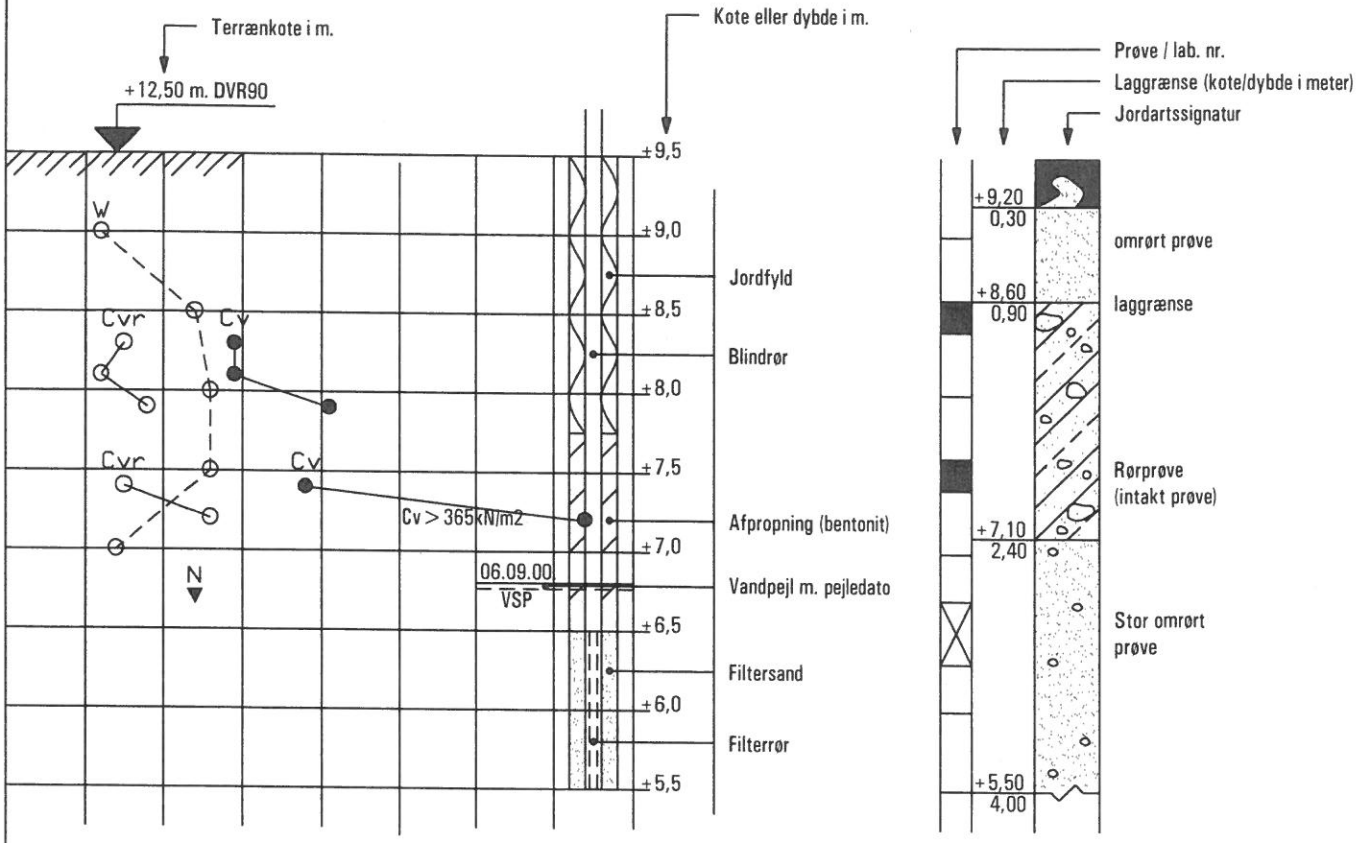
JYSK GEOTEKNIK A/S

Boreprofil

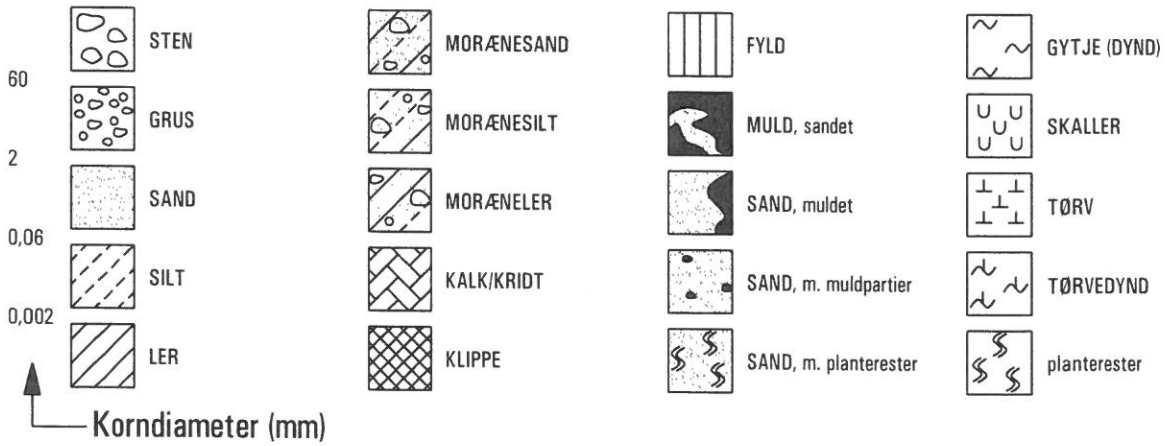
GeoGIS2005 2.2.24 - JGKT - PSTGDK - 16-01-2014 15:40:17

BOREPROFIL

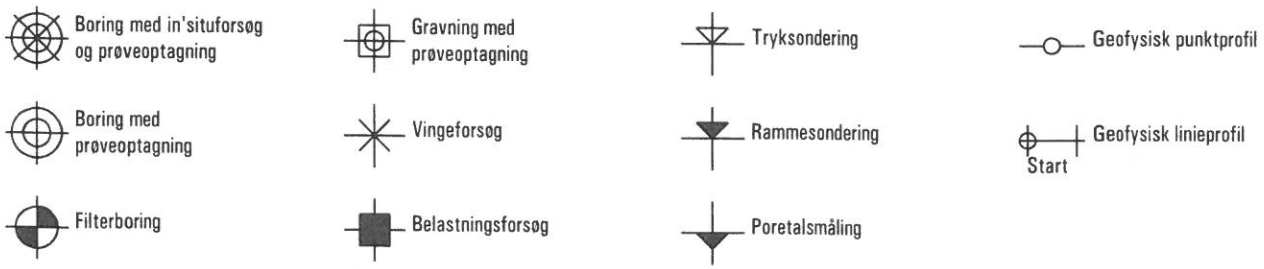
RESULTATER AF MARK- OG LABORATORIEFORSØG



JORDARTSSIGNATURER



SIGNATURER PÅ SITUATIONSPLAN



SIGNATURFORKLARING OG DEFINITIONER

JYSK GEOTEKNIK A/S

Sallingsundvej 4
6715 Esbjerg N.

Tlf.: 75143022
Fax: 75143023

VEND

GEOLOGISKE FORKORTELSER

DANNELSESMILJØ

Br	Brakvand	Sm	Smeltevand
Fe	Ferskvand	Vi	Vindaflejret
Fl	Flydejord		
Gl	Gletscher		
Ma	Marin		
Ne	Nedskyl		
O	Overjord		
Sk	Skredjord		

ALDER

Kv	Kvartær	Te	Tertiær	Kt	Kridt
Pg	Postglacial	Pi	Pliocæn	Se	Senon
Sg	Senglacial	Mi	Miocæn		
Al	Allerød	Ol	Oligocæn		
Gc	Glacial	Eo	Eocæn		
Ig	Interglacial	Pl	Palæocæn		
Is	Interstadial	Sl	Selandien		
		Da	Danien		

KORNSTØRRELSE

fint	Finkornet
Mellem	Mellemkornet
Groft	Groftkornet

SORTERINGSGRADER

usort.	Usorteret	$U > 7$
ringe sort.	Ringe sorteret	$3{,}5 < U < 7$
sort.	Sorteret	$2 < U < 3{,}5$
velsort	Velsorteret	$U < 2$

HÆRDNINGSGRADER

H1	Uhærdnet
H2	Svagt Hærdnet
H3	Hærdnet
H4	Stærkt hærdnet
H5	Forkislet

BIKOMPONENTER

gytjeh.	Gytjeholdig(t)	plr.	Planterester
kfr.	Kalkfri	rodgn.	Rodgange
kh.	Kalkholdig(t)	rodtr.	Rodtrævler
muldstr.	Muldstriber	Skalh.	Skalholdig(t)
Organiskh.	Organiskholdig(t)	tørveh.	Tørveholdig(t)

ØVRIGE FORKORTELSER

enk.	Enkelte	klp.	Klumper	part.	Partier	udb.	Udblødt
hom.	Homogent	m.	Med	sli.	Slirer/striber	u.t.	Under terræn
iflg.	Ifølge	misf.	Misfarvet	stk.	Stykker	vsp.	Vandspejl
indh.	Indhold	omdan.	Omdannet	st.	Stærk(t)	veks.	Vekslende
inhom.	Inhomogent	o.t.	Over terræn	sv.	Svag(t)	v.f.	Vandførende

DEFINITIONER

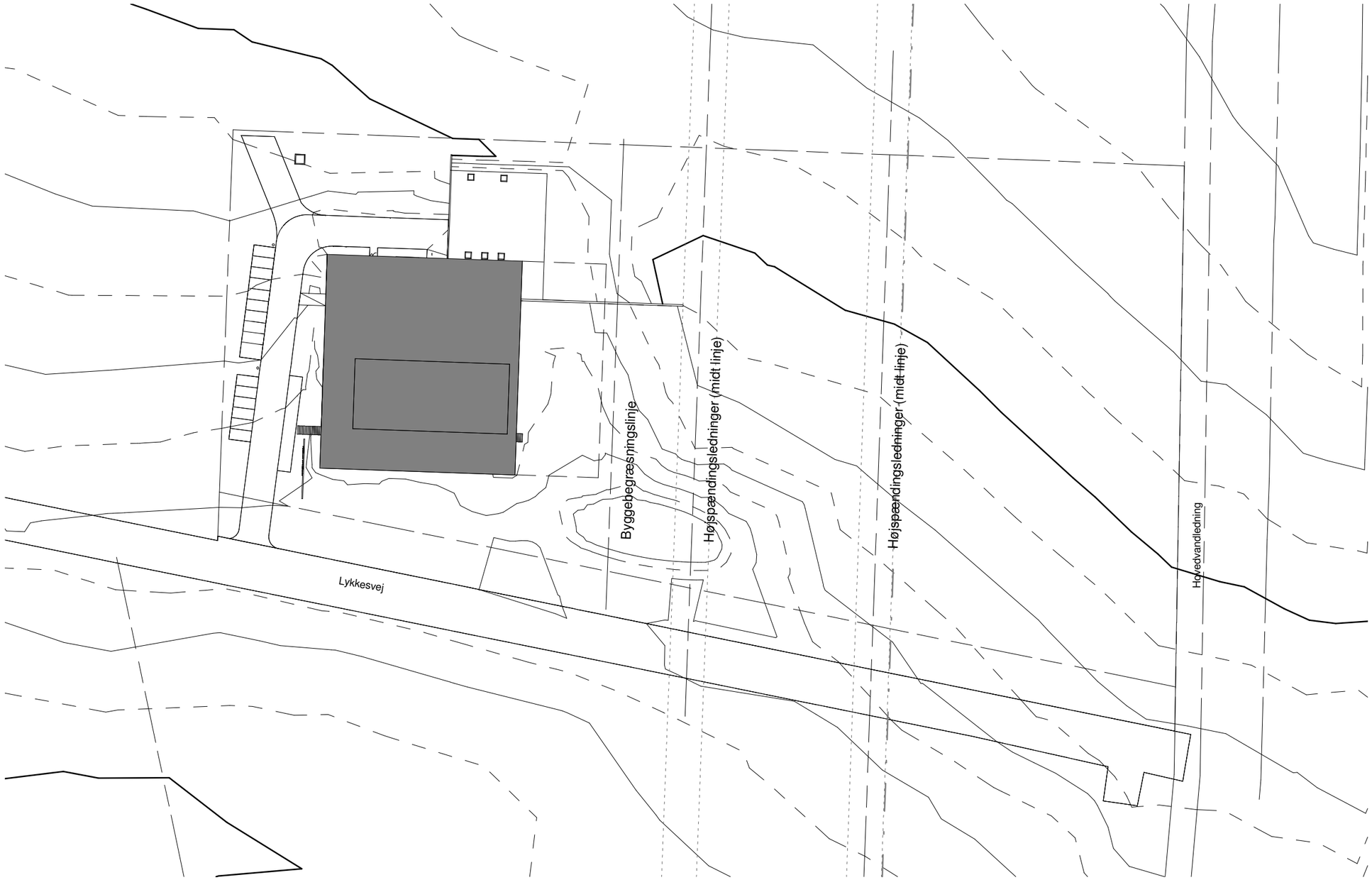
Vandindhold (%)	w	=	Vandvægten i procent af tørstofvægten
Flydegrænse (%)	w_L	=	Vandindhold ved flydegrænsen
Plasticitetsgrænse (%)	w_P	=	Vandindhold ved plasticitetsgrænsen
Plasticitetsindeks (%)	I_P	=	$w_L - w_P$
Rumvægt (kN/m^3)	γ	=	Forholdet mellem totalvægten og totalvolumen
Kornrumvægt (kN/m^3)	γ	=	Middelværdien af tørstoffets rumvægt
Poretal	e	=	Forholdet mellem porevolumen og tørstofvolumen
Løs/ fast lejring	e_{max}/e_{min}	=	Poretallet i løseste/fasteste standardlejring i laboratoriet
Tæthedsindeks	I_D	=	Relativ lejringstæthed $(e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min})$
Reduceret glødetab (%)	gl	=	Vægttabet ved langvarig glødning i procent af tørstofvægten (reduceret for eventuelt indhold af $Ca\ Co_3$)
Kalkindhold (%)	ka	=	Vægten af $Ca\ CO_3$ i procent af tørstof
Vingestyrke (kN/m^2)	c_v	=	Den udrænede forskydningsstyrke målt ved vingeforsøg i intakt jord
Vingestyrke (kN/m^2)	c_{vr}	=	Den udrænede forskydningsstyrke målt ved vingeforsøg efter omrøring (10 x 360 grader)
SPT-forsøg	N	=	Antal slag pr. 300 mm nedsynkning ved standardpenetrationsforsøg

HENVISNINGER

Fra boreprofiler til bilag med specielle laboratorieforsøg

S	Kornkurve	MP	Modificeret proctorforsøg	T_1	Simpelt trykforsøg	* Henvisning til rapport
SP	Standard proctorforsøg	K	Konsolideringsforsøg	T_3	Triaksialt trykforsøg	

BILAG C – ARKITEKTTEGNINGER



ESBJERG VANDVÆRK
ESBJERG VAND

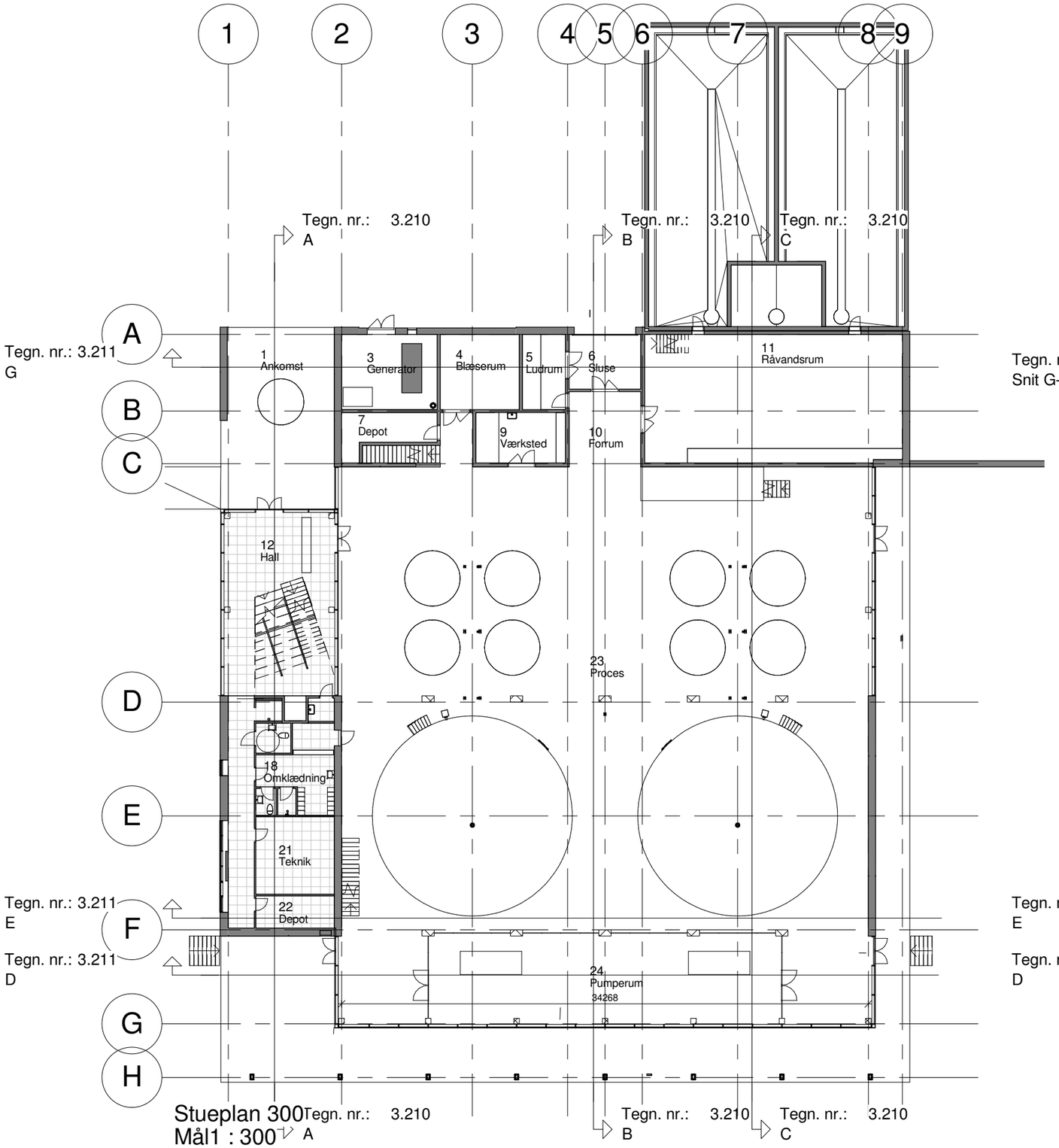
DATO: 22.01.2015
SAGSNR.: 14.036

ARKITEKT
GINNERUPARKITEKTER
SØNDERGADE 2-4
DK-8700 HORSENS
T +45 75620500
WWW.GINNERUPARKITEKTER.DK
INFO@GINNERUPARKITEKTER.DK

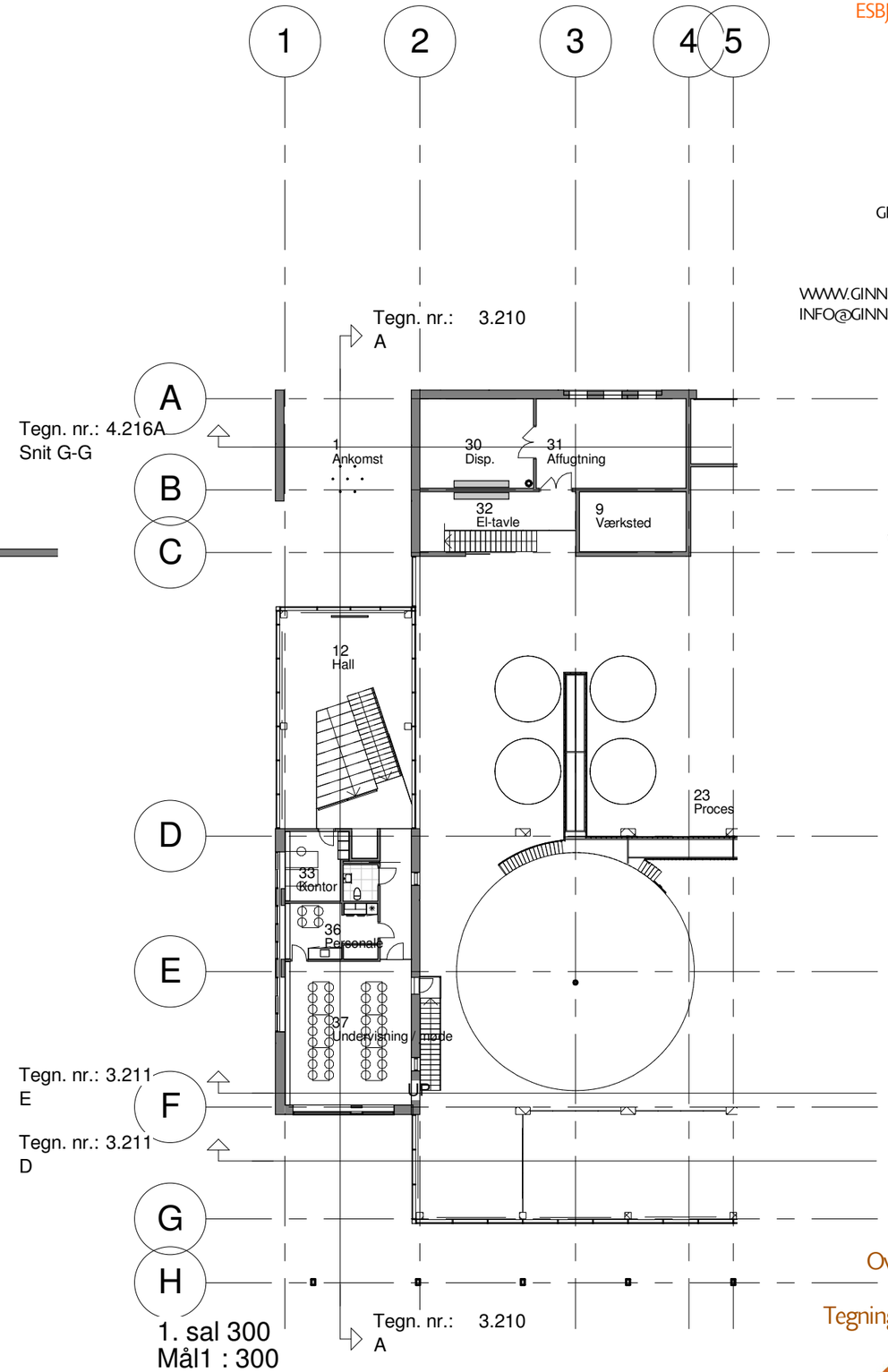
INGENIØR
RAMBØLL A/S
WILLEMOESGADE 2
DK-6700 ESBJERG
T +45 5161100
WWW.RAMBOLL.DK

Situationsplan
Mål 1 : 1000
Tegning nr. 3.101

GINNERUPARKITEKTER



Stueplan 300
Mål1 : 300



1. sal 300
Mål1 : 300

ESBJERG VANDVÆRK
ESBJERG VAND

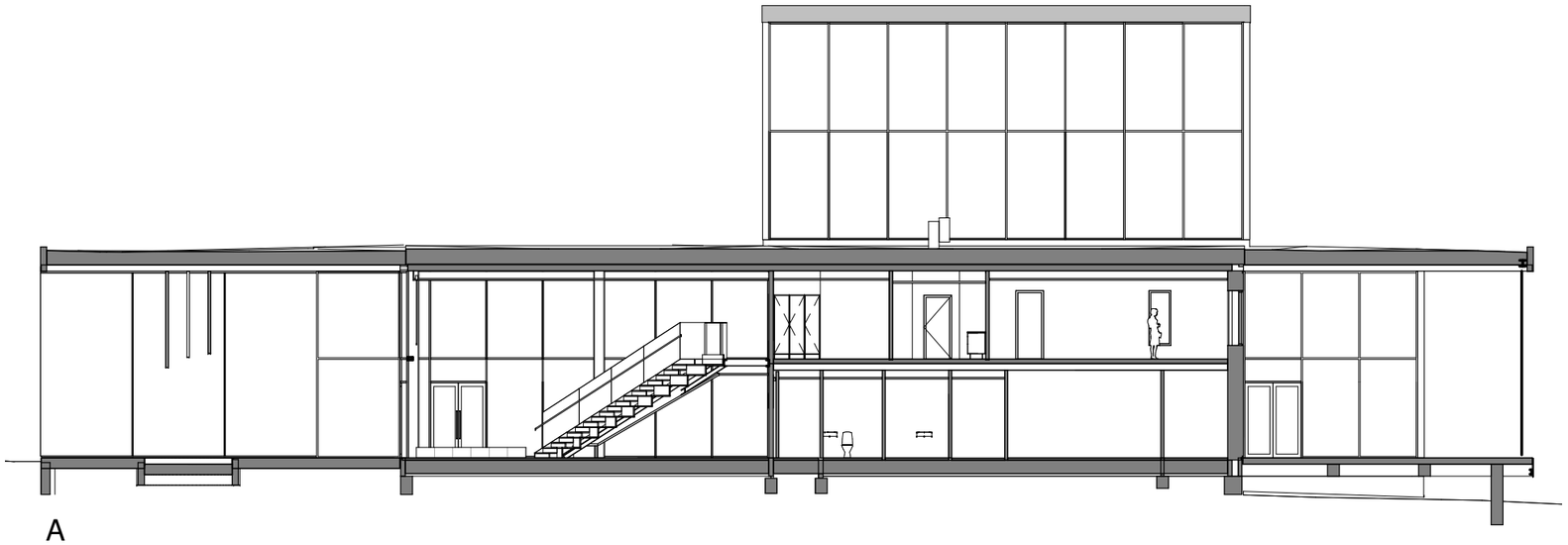
DATO: 22.01.2015
SAGSNR.: 14.036

ARKITEKT
GINNERUPARKITEKTER
SØNDERGADE 2-4
DK-8700 HORSENS
T +45 75620500
WWW.GINNERUPARKITEKTER.DK
INFO@GINNERUPARKITEKTER.DK

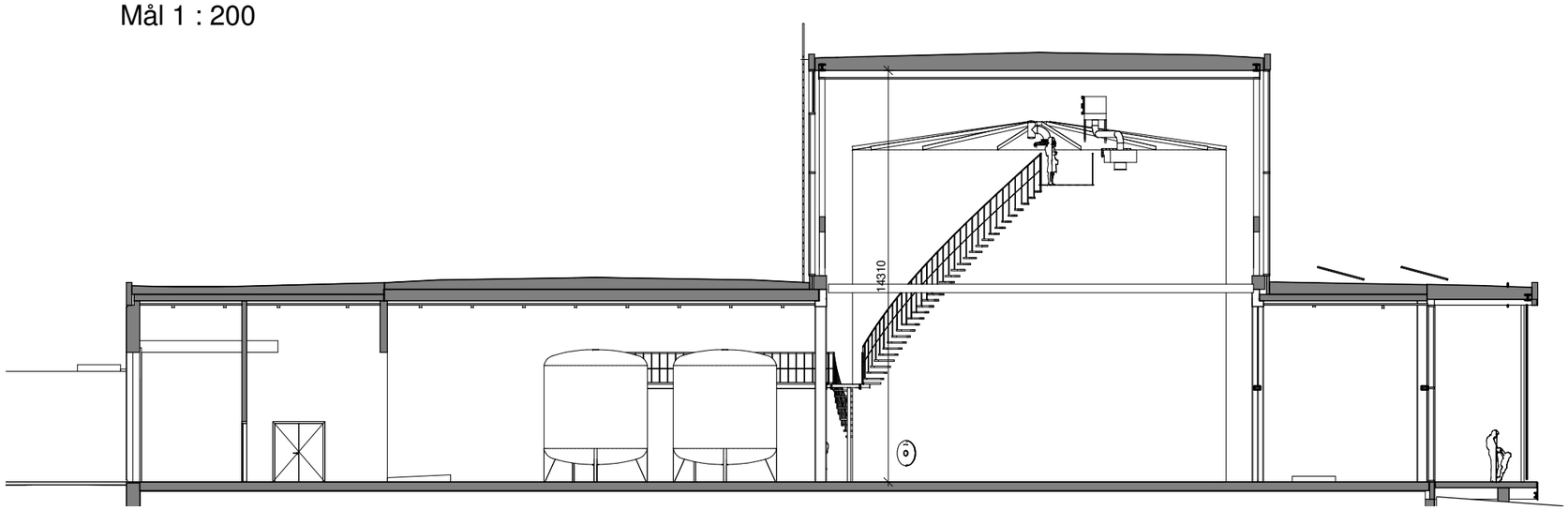
INGENIØR
RAMBØLL A/S
VILLEMOESGADE 2
DK-6700 ESBJERG
T +45 5161100
WWW.RAMBOLL.DK

Oversigtsplaner
Mål 1 : 300
Tegning nr. 3.110

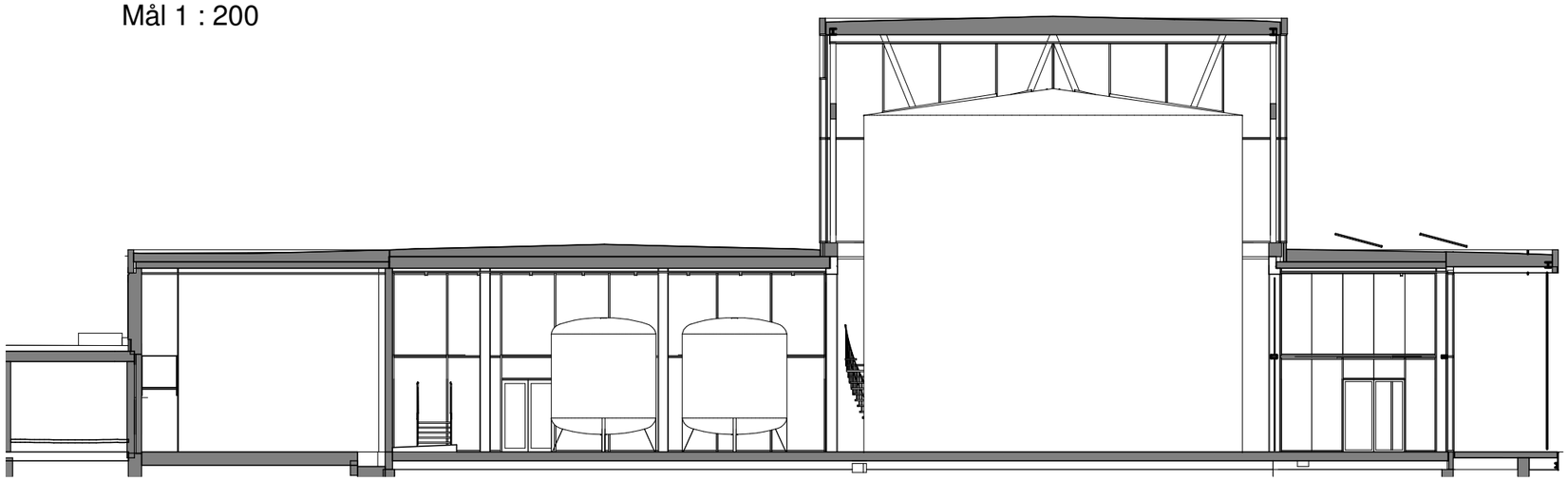
GINNERUPARKITEKTER



A
Mål 1 : 200



B
Mål 1 : 200



C
Mål 1 : 200

ESBJERG VANDVÆRK
ESBJERG VAND

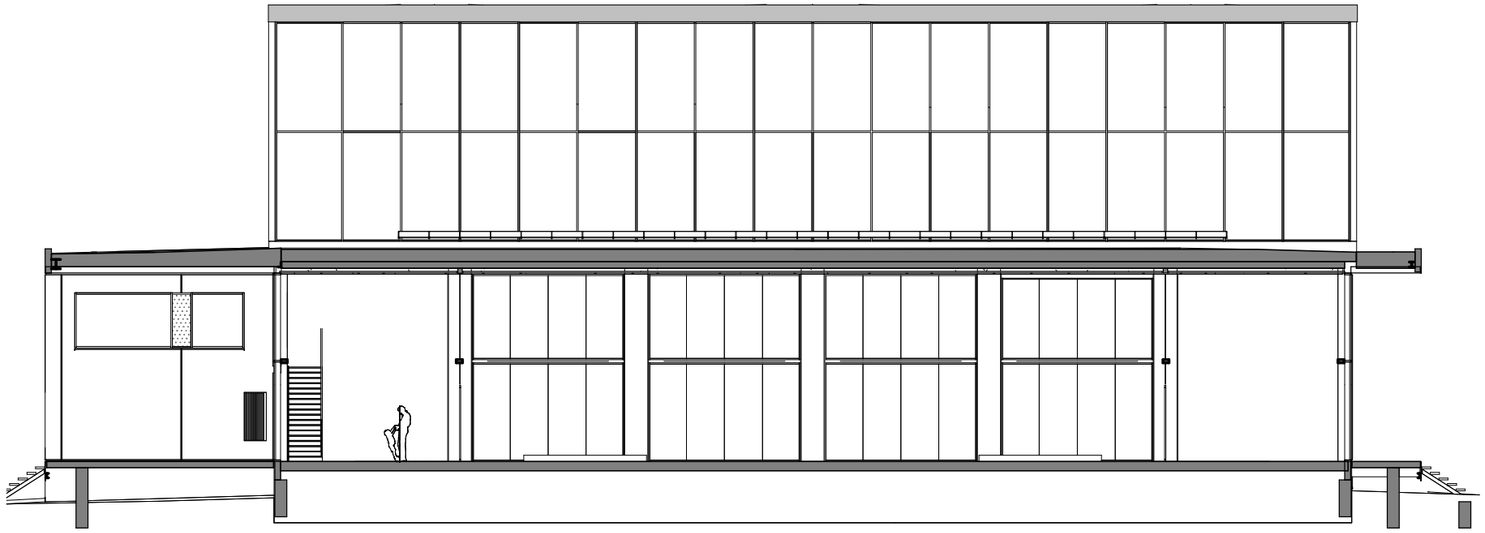
DATO: 22.01.2015
SAGSNR.: 14.036

ARKITEKT
GINNERUPARKITEKTER
SØNDERGADE 2-4
DK-8700 HORSENS
T +45 75620500
WWW.GINNERUPARKITEKTER.DK
INFO@GINNERUPARKITEKTER.DK

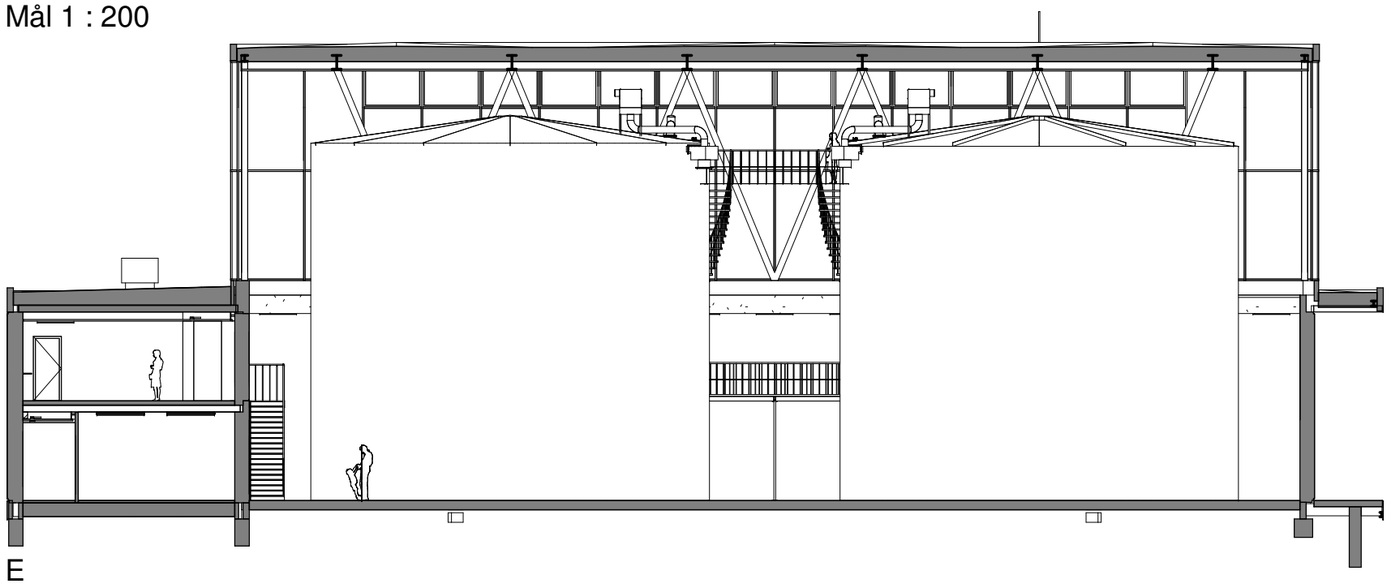
INGENIØR
RAMBØLL A/S
WILLEMOESGADE 2
DK-6700 ESBJERG
T +45 5161100
WWW.RAMBOLL.DK

Snit A, B og C
Mål 1 : 200
Tegning nr. 3.210

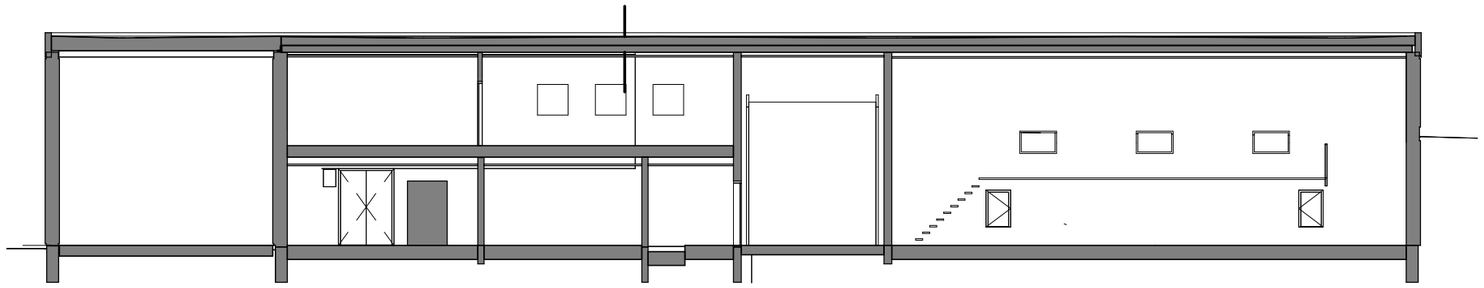
GINNERUPARKITEKTER



D
Mål 1 : 200



E
Mål 1 : 200



G
Mål 1 : 200

ESBJERG VANDVÆRK
ESBJERG VAND

DATO: 22.01.2015
SAGSNR.: 14.036

ARKITEKT

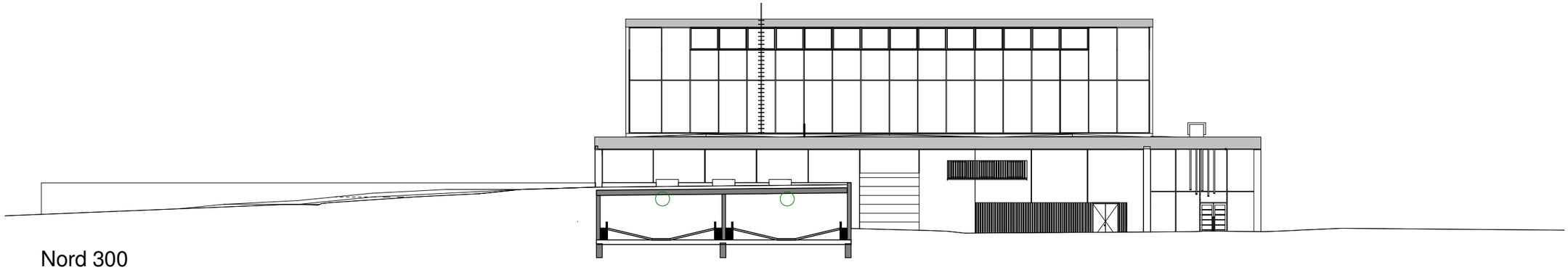
GINNERUPARKITEKTER
SØNDERGADE 2-4
DK-8700 HORSENS
T +45 75620500
WWW.GINNERUPARKITEKTER.DK
INFO@GINNERUPARKITEKTER.DK

INGENIØR

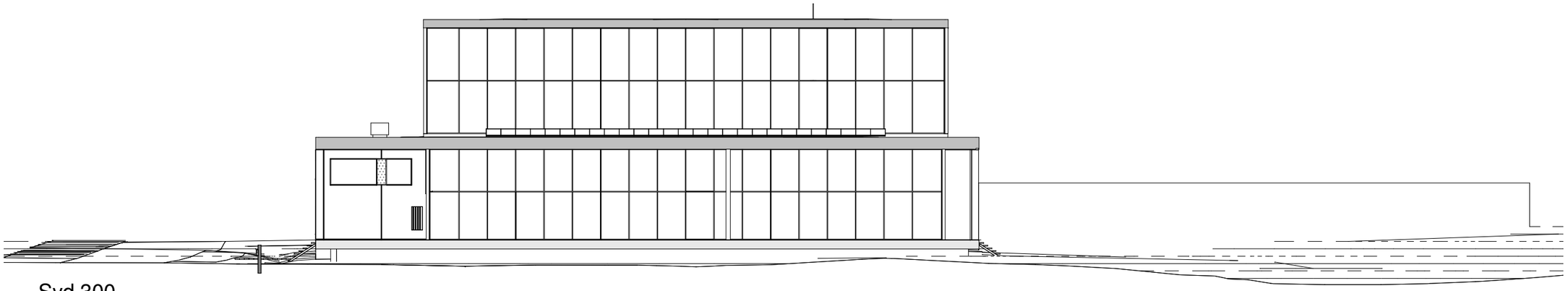
RAMBØLL A/S
WILLEMOESGADE 2
DK-6700 ESBJERG
T +45 5161100
WWW.RAMBOLL.DK

Snit D, E og G
Mål 1 : 200
Tegning nr. 3.211

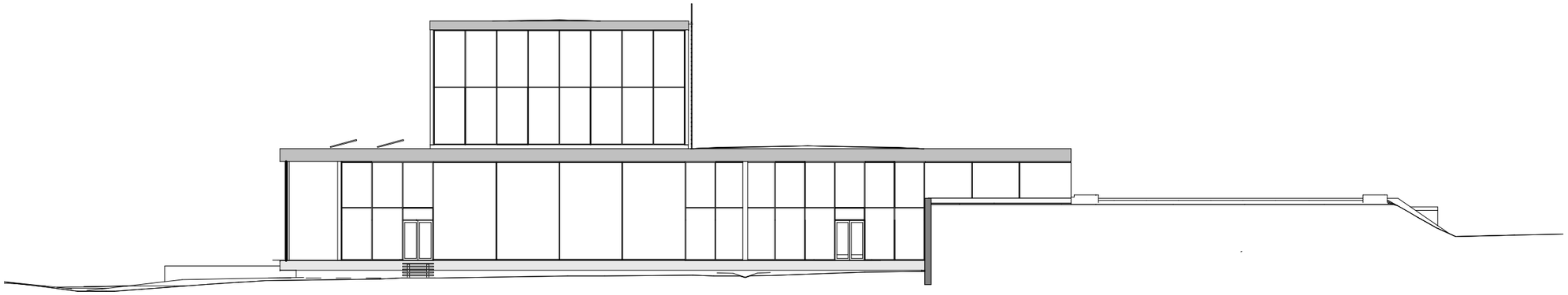
GINNERUPARKITEKTER



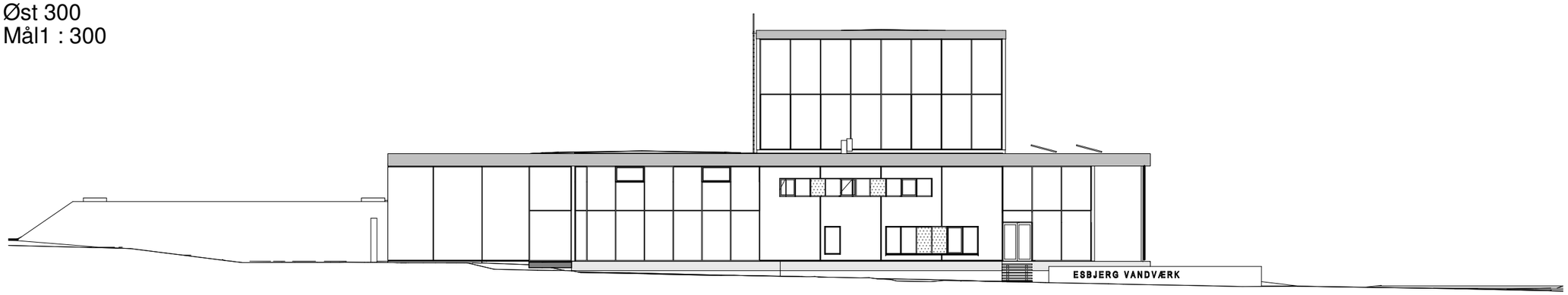
Nord 300
Mål1 : 300



Syd 300
Mål1 : 300



Øst 300
Mål1 : 300



Vest 300
Mål1 : 300

ESBJERG VANDVÆRK
ESBJERG VAND

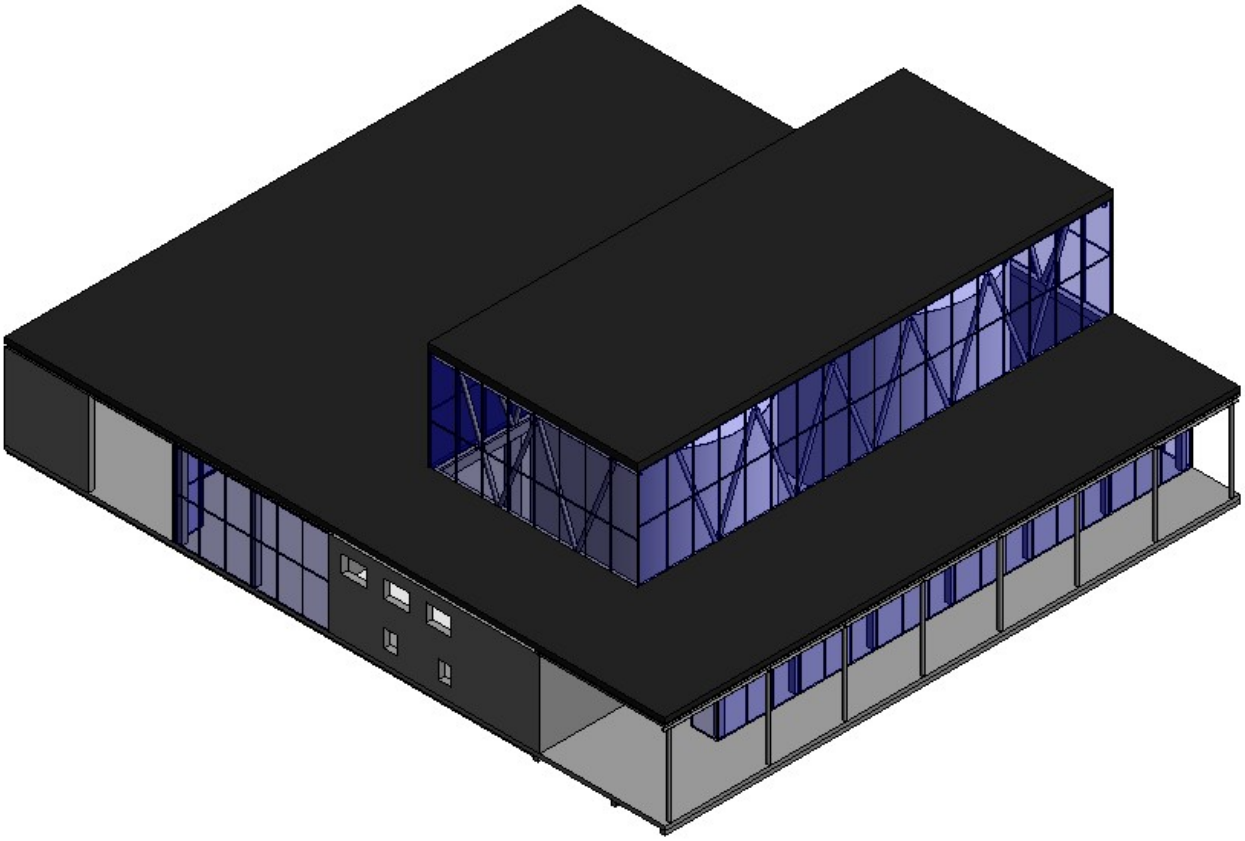
DATO: 22.01.2015
SAGSNR.: 14.036

ARKITEKT
GINNERUPARKITEKTER
SØNDERGADE 2-4
DK-8700 HORSENS
T +45 75620500
WWW.GINNERUPARKITEKTER.DK
INFO@GINNERUPARKITEKTER.DK

INGENIØR
RAMBØLL A/S
WILLEMOESGADE 2
DK-6700 ESBJERG
T +45 5161100
WWW.RAMBOLL.DK

Facader
Mål 1 : 300
Tegning nr. 3.310

GINNERUPARKITEKTER



PROJEKTERING AF NYT ESBJERG VANDVÆRK

A2. STATISKE BEREGNINGER

Titel: Projektering af Nyt Esbjerg Vandværk
Tema: Diplomprojekt
Udgivelsesår: 2017
Antal sider: 123 eksl. bilag
Studerende: Kenneth Sørensen
Universitet: Aalborg Universitet Esbjerg
Vejledere: Søren Harborg Blicher
Projektperiode: 24/10/2016 – 17/01/2017

AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT

Synopsis
Projektet omhandler projekteringen af de bærende konstruktioner til Nyt Esbjerg Vandværk. Projektet omhandler hhv. de forhold der er grundlæggende for udarbejdelsen af den statiske dokumentation samt selve den statiske dokumentation for bygværket.

I projektgrundlaget fastlægges konstruktionens opbygning og overordnede statiske virkemåde, hvilket indebærer, hvorledes de lodrette laster føres til fundamenter. Herudover redegøres for, hvorledes bygningens hovedstabilitet skal håndteres. De anvendte konstruktionsmaterialer og dertilhørende sikkerheder og anvendelseskrav fastlægges med henblik på at kunne dokumentere konstruktionens sikkerhed og anvendelse iht. gældende normer og standarder. De relevante laster der virker på konstruktionen opgøres med henblik på dimensioneringen af de bærende elementer i konstruktionen.

I de statiske beregninger dokumenteres hhv. bygningens overordnede sikkerhed og anvendelse, sikkerheden af de enkelte konstruktionselementer samt detailstatikken for udvalgte elementer. Dokumentationen af bygningens overordnede sikkerhed indbefatter eftervisning af, at bygningen udgør et stabilt system i forhold til de destabiliserende kræfter, der virker på konstruktionen. Herudover redegøres for, hvorledes bygværkets robusthed sikres i forhold til de krav der stilles i de gældende normer og standarder. Dimensioneringen af de enkelte konstruktionselementer indebærer dimensionering af stålbjælker og – søjler, dimensionering af betondæk- og bjælker og beregning af pælefundamenter. Den sidste del af den statiske dokumentation indebærer dokumentation af nogle udvalgte samlinger.

Kenneth Sørensen

_____

Forord

Denne rapport er udarbejdet som afgangsprojektet på diplomingeniøruddannelsen i byggeri og anlægskonstruktion på Aalborg Universitet Esbjerg. Projektet omfatter projektering af bærende konstruktioner til Esbjerg Ny Vandværk. Rapporten er udarbejdet som en statisk dokumentation med følgende opbygning:

- A1: Projektgrundlag med dertilhørende bilag
- A2: Statiske beregninger med dertilhørende bilag
- A3: Tegninger

Grundlaget for projektet er udleverede arkitekttegninger fra Esbjerg Forsyning.
Der skal lyde en stor tak til vejleder på projektet, Søren Harborg Blicher, for faglig sparring og støtte under hele projektforløbet. Herudover takkes Rambøll byggeriafdeling i Esbjerg for faglig sparring og for at stille computer samt relevante programmer til rådighed. Til sidst skal der også lyde en stor tak til Kasper Skovning og Krista Lykke Lauridsen for korrekturlæsning på projektet.

Læsevejledning

Henvisninger til normer, standarder sker jf. betegnelserne anvendt i afsnit 2.1 i A1 projektgrundlag. En henvisning til standarden DS/EN 199x-x-x vil derfor være på formen (ECx-x-x).

Henvisninger til faglitteratur sker jf. betegnelserne anvendt i afsnit 2.4 i A1 projektgrundlag, og vil være på formen [2.4.x].

Henvisninger til bilag sker ed henvisning til bilaget navn fx bilag D.

Når der i tegningsmappen refereres til KTHS, er det undertegnede Kenneth Sørensen.

Indholdsfortegnelse

1. Lodret lastnedføring 7

2. Stabilitet 9
2.1 Stabilitet 9
2.1.1 Væltning 10
2.1.2 Glidning 10
2.1.3 Knusning 11
2.2 Vandrette laster 11
2.3 Stabilitet ved vind fra syd 12
2.3.1 Reaktioner i vægge 1, 3 og 4 13
2.3.2 Stabilitetsundersøgelse af væg 1 14
2.3.3 Stabilitetsundersøgelse af væg 3 15
2.3.4 Stabilitetsundersøgelse af væg 4 16
2.4 Stabilitet ved vind fra nord 17
2.4.1 Reaktioner i væggene 5 og 8 18
2.4.2 Stabilitetsundersøgelse af væg 5 og 8 19
2.4.3 Stabilitetsundersøgelse af væg 3 og 4 20
2.5 Stabilitet ved vind fra vest 20
2.5.1 Reaktion i væg 2 21
2.5.2 Stabilitetsundersøgelse af væg 2 22
2.5.3 Fordeling af laster i væg 5,6,7 og 8 23
2.5.4 Stabilitetsundersøgelse af væg 5 27
2.5.5 Stabilitetsundersøgelse af væg 6 27
2.6 Stabilitet ved vind fra øst 29

3. Robusthed 30
3.1 Teknisk faglig redegørelse for robusthed af bygningen 30
3.1.1 Identifikation af nøgleelementer 32
3.1.2 Sikring af robusthed ved bortfald af nøgleelementer 42
3.2 Normkrav til trækforbindelsessystemer til sikring af robusthed 44
3.2.1 Periferi trækforbindelser 46
3.2.2 Stød og forankring i hjørner af randarmering 47
3.2.3 Interne trækforbindelser 48
3.2.4 Forankring og stød af interne trækforbindelser i dækfuger. 50
3.2.5 Vandrette trækforbindelser 51

4. Stringerberegninger 52
4.1 Stringerberegning af dæk T1 52
4.2 Stringerberegning af dæk T2 53
4.3 Stringerberegning af dæk T3 54
4.4 Stringerberegning af dæk T4 55
4.5 Bidrag til randarmering fra vindsug 56

5. Beregning af vindkryds i tag 58
5.1 Dimensionering af vindkryds 58
5.1.1 Statisk system ved vind fra vest 58
5.1.2 Statisk system ved vind fra nord 59
5.1.3 Laster ved vind fra vest 59

5.1.4 Laster ved vind fra nord 60
5.1.5 Snitkræfter i vindkryds ved vind fra vest 60
5.1.6 Snitkræfter i vindkryds ved vind fra nord 62
5.1.7 Bæreevneeftervisning af trækstænger 67

6. Beregning af stålbjælker i tage 68
6.1 Stålbjælker i tage i niveau 2 68
6.1.1 Dimensionering af HE280A bjælke 69
6.1.2 Dimensionering af UNP260 bjælker 74
6.2 Stålbjælker/trykstænger i tag i niveau 3 77
6.2.1 Dimensionering af 200x200x8 mm trykstang 78
6.2.2 Dimensionering af HE220A randbjælke 80
6.2.3 Dimensionering af HE450A tværbjælker 84

7. Beregning af terrændæk 87
7.1 Dimensionering af terrændæk 88
7.1.1 Statisk system 88
7.1.2 Laster 89
7.1.3 Snitkræfter 90
7.1.4 Bæreevneeftervisning 93
7.1.5 Nedbøjningsberegning 95
7.1.6 Armering af pladen 96

8. Fundering 99
8.1 Beregning af fundamentsbjælke 99
8.1.1 Beregning af momentbæreevne. 100
8.1.2 Forskydningsarmering 101
8.1.3 Nedbøjning af fundamentsbjælker 103
8.2 Beregning af regningsmæssig trykbæreevne af pæl 104
8.2.1 Beregning af spidsbæreevne 105
8.2.2 Beregning af overfladebæreevne 105
8.2.3 Regningsmæssige bæreevner i ULS 106
8.2.4 Regningsmæssige bæreevner i SLS 108
8.3 Placering af pæle 112
8.3.1 Pæle under søjler og i hjørner af fundamentsbjælker 113
8.3.2 Pæle under fundamentsbjælker 114

9. Samlinger 116
9.1 Detalje K3-F-FD-01 116
9.2 Detalje K3-KD-02 116
9.2.1 Eftervisning af samlingens bæreevne 117
9.3 Detalje K3-KD-03 120
9.3.1 Eftervisning af samlingens bæreevne 121

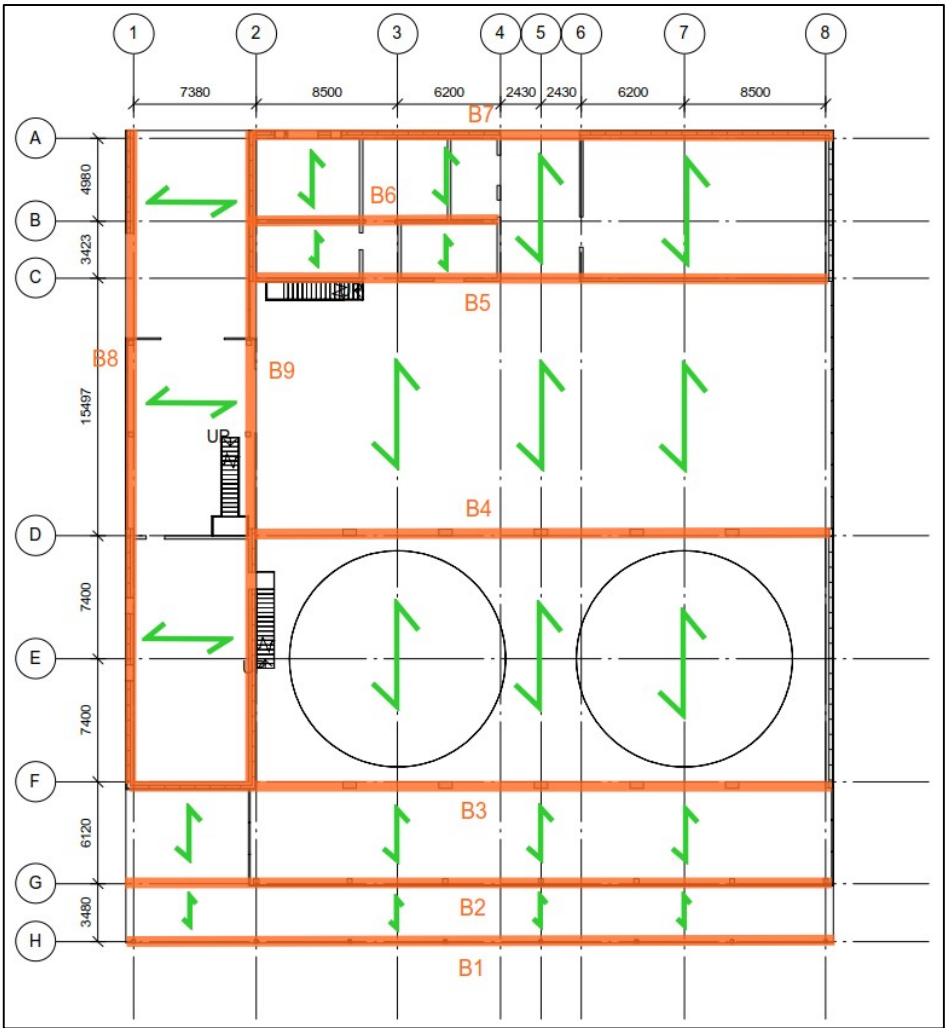
Bilag D – Lodret lastnedføring
Bilag E – Tværsnitseftervisning af HE220A i ULS og ALS
Bilag F – Tværsnitseftervisning af HE450A i ULS
Bilag G – Laster på fundamentsbjælker
Bilag H – Laster i søjler
Bilag I – Beregning af pæleafstande

1. LODRET LASTNEDFØRING

De lodrette laster føres ned som karakteristiske laster. Derved er alle laster, egenlaster, nyttelaster og naturlaster, beregnet hver for sig og ikke kombineret. Når de enkelte konstruktionsdele derefter skal beregnes, kombineres lasterne i hhv. brudgrænsetilstanden og anvendelsesgrænsetilstanden i de enkelte tilfælde ud fra de karakteristiske laster.

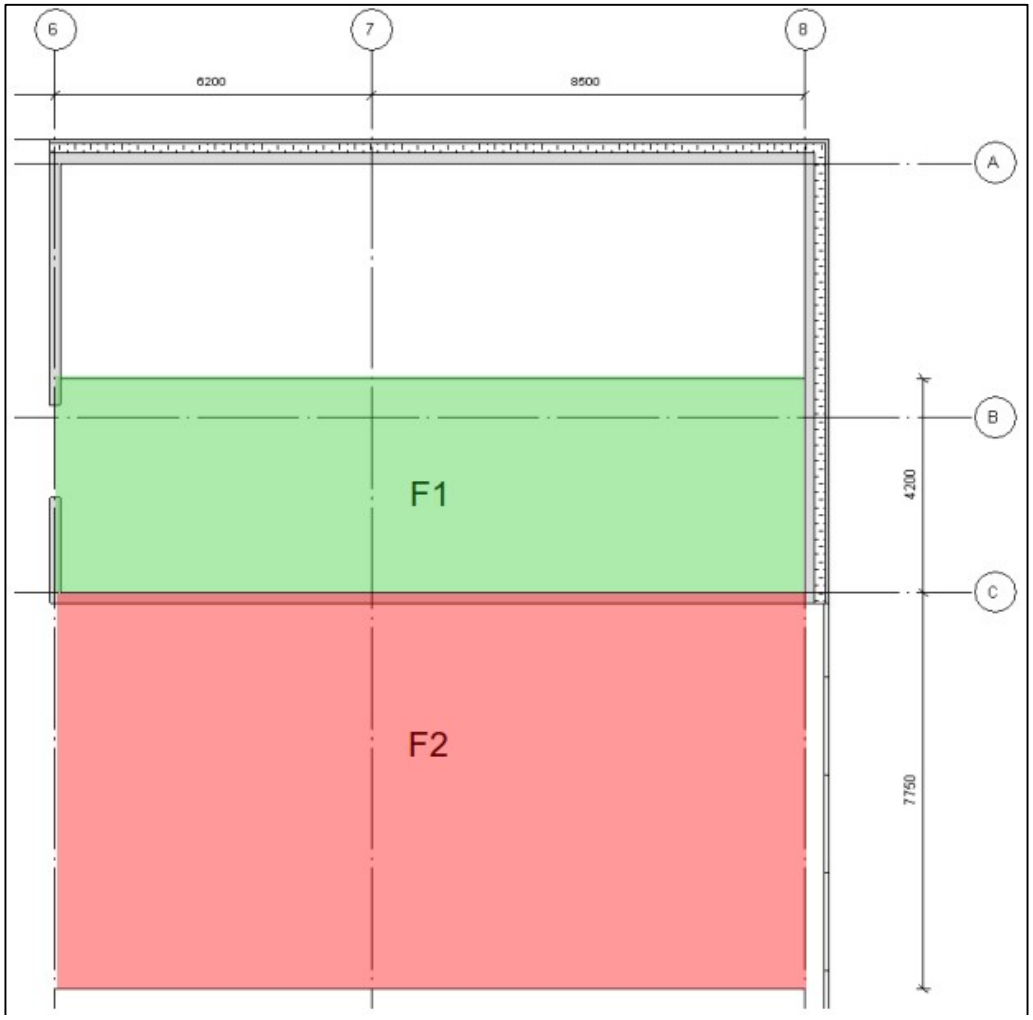
Lasterne er bestemt som linjelaster i hvert niveau for sig. Derfor skal punktlasten i evt. en søjle findes ved at multiplicere linjelasten i bærelinjen over søjlen med længden af oplandet til søjlen.

Hvis linjelasten på fundamentet skal bestemmes, skal linjelasterne i bærelinjen i alle niveauer over summeres og kombineres i det enkelte tilfælde for at finde de regningsmæssige værdier på fundamentet.
Lasterne i bærelinjerne bestemmes ud fra lastspecifikationer fastsat i afsnit 6.11 i A1 og ud fra oplandene til de enkelte bærelinjer. De enkelte bærelinjer fremgår af Figur 1.1.



Figur 1.1 Bærelinjer.

Lastnedføringen er udført i bilag D. Et eksempel på hvordan lastnedføringen er udført i bærelinje 5, mellem modullinje 6 og 8 i niveau 2, fremgår af Tabel 1.1. Lastoplandet til bærelinjen er vist på Figur 1.2.



Figur 1.2 Markering af lastopland til bærelinje 5 (B5).

Tabel 1.1 Karakteristiske linjelaster i bærelinje 5(B5).

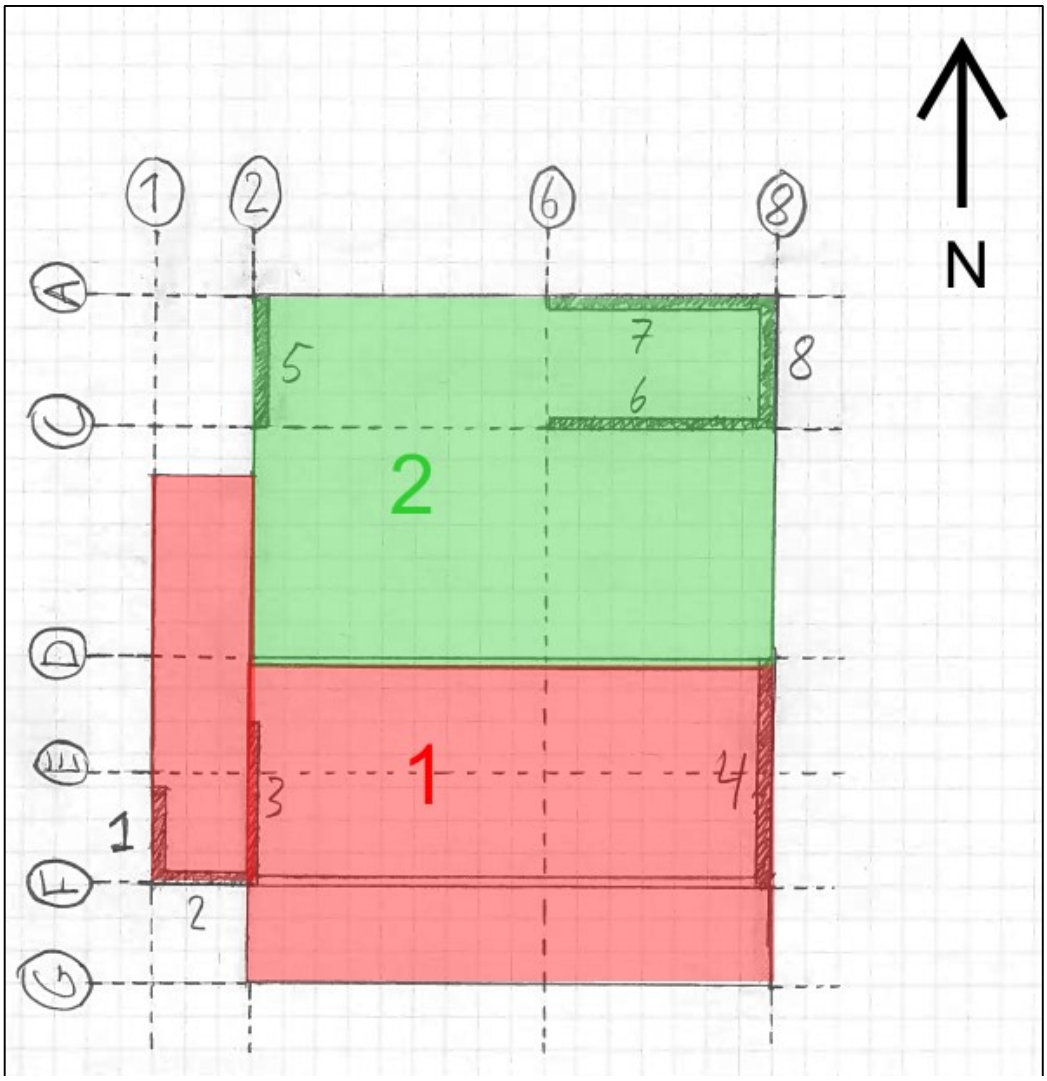
B5, modullinje 6-8, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	4,20	F1	3,97	3,24	0	0,8	0,57	16,7	13,6	0,0	3,4	2,4
h	7,75	F2	5,43	4,7	0	4	0,57	42,1	36,4	0,0	31,0	4,4
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker								0,0	0,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

Som det fremgår af tabellen beregnes lasterne fra højre og venstre side af bærelinjen hver for sig samt linjelasten i bærelinjen fra ovenstående vægge og bjælker.

2. STABILITET

2.1 Stabilitet

Stabiliteten af byggeriet sikres ved to stabiliserende systemer, 1 og 2, som vist på Figur 2.1.



Figur 2.1 Inddeling af stabiliserende systemer.

Stabiliteten af væggene undersøges for hhv. væltning, glidning og knusning.

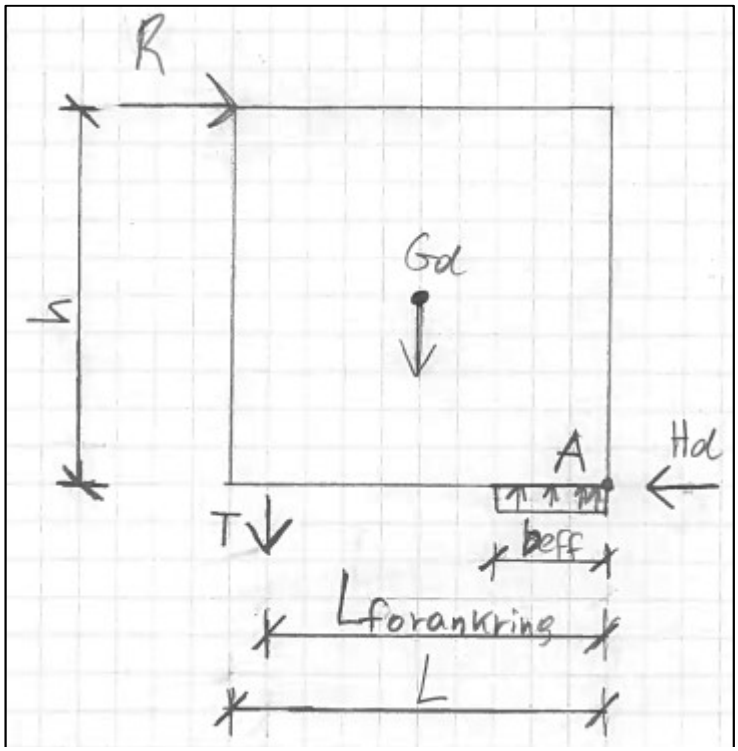
Den regningsmæssige egenlast af ydervægge til gunst:

$$G_{d_{ydervægge}} = 0{,}9 \cdot 6{,}54 \frac{kN}{m^2} = 5{,}89 \frac{kN}{m^2}$$

Den regningsmæssige egenlast af tunge indervægge til gunst:

$$G_{d_{indervægge}} = 0{,}9 \cdot 4{,}8 \frac{kN}{m^2} = 4{,}32 \frac{kN}{m^2}$$

Principskitsen på Figur 2.2 viser en opstalt af en væg med væggens geometriske størrelser og lasterne på væggen.



Figur 2.2 Opstalt af væg.

2.1.1 Væltning

Hvis følgende betingelse er opfyldt, vælter væggen ikke:

$$M_{stab} > M_{vælt}$$

Hvor

$$M_{stab} = G_d \cdot \frac{L}{2} + T \cdot L_{forankring}$$

$$M_{vælt} = R \cdot h$$

T er en forankring af væggen

2.1.2 Glidning

Væggens modstand mod glidning afhænger delvis af friktionsmodstanden i støbeskellet og kohæsionen i støbeskellet. Ved undersøgelse af glidning af væggene ses der for dette projekt på den sikre side bort fra bidraget til forskydningsbæreevnen i støbeskellet fra kohæsionen i betonen. Hvis følgende betingelse er opfyldt, glider væggen derfor ikke:

$$H_d = \mu \cdot G_d > V_d$$

Hvor friktionskoefficienten μ sættes til 0,5, da der regnes med glatte støbeskel. Jf. (EC2-1-1).

2.1.3 Knusning

Som følge af den vandrette last på væggen vil den lodrette reaktions resultant på væggen angribe med en excentricitet e i forhold til væggens midte. Denne excentricitet bestemmes af følgende udtryk:

$$e = \frac{M_{vælt}}{\sum Lodret\ last}$$

Reaktionen for den lodrette last vil fordeles ud over et betonareal svarende til:

$$A_c = b_{eff} \cdot t$$

Hvor

t er væggens tykkelse

$b_{eff} = L - 2 \cdot e$ er den effektive bredde

For at betonen ikke knuses skal følgende derfor være overholdt:

$$\frac{\sum Lodret\ last}{A_c} = \frac{\sum Lodret\ last}{(L - 2 \cdot e) \cdot t} > f_{cd}$$

Hvor f_{cd} er betonens regningsmæssige trykstyrke. Der anvendes en beton C30 i alle støbeskel. Dette er valgt, pga. af at et evt. brud derfor vil forekomme i støbeskellet frem for i elementet, eftersom betonstyrken i elementet er større end styrken i støbeskellet. Da støbeskellene er in-situ beton, er den regningsmæssige betontrykstyrke derfor:

$$f_{cd} = \frac{30\ MPa}{1{,}45} = 20{,}7\ MPa$$

2.2 Vandrette laster

Den dominerende vandrette last i forhold til bygningens stabilitet er vindlasten. Som beskrevet i 6.9 i A1, medtages imperfektioner ikke i den resulterende vandrette last.

Formfaktorer på facaderne og peakhastighedstrykket findes af afsnit 6.7.2 i A1. Heraf bestemmes de samlede vandrette fladelaster på bygningen.

Vandret karakteristisk fladelast ved vind fra nord og syd på facader under niveau 2:

$$w_{k,ns,2-0} = c_{p,res} \cdot q_{b,z,ns} = (0{,}7 + 0{,}3) \cdot 0{,}91 \frac{kN}{m^2} = 0{,}91 \frac{kN}{m^2}$$

Vandret regningsmæssig fladelast ved vind fra nord og syd på facader under niveau 2:

$$w_{d,ns,2-0} = K_{fi} \cdot \gamma_Q \cdot c_{p,res} \cdot q_{b,z,ns} = 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}91 \frac{kN}{m^2} = 1{,}5 \frac{kN}{m^2}$$

Vandret karakteristisk fladelast ved vind fra vest på facader under niveau 2:

$$w_{k,v,2-0} = c_{p,res} \cdot q_{b,z,v} = (0{,}7 + 0{,}3) \cdot 1{,}14 \frac{kN}{m^2} = 1{,}14 \frac{kN}{m^2}$$

Vandret regningsmæssig fladelast ved vind fra vest på facader under niveau 2:

$$w_{d,v,2-0} = K_{fi} \cdot \gamma_Q \cdot c_{p,res} \cdot q_{b,z,v} = 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}14 \frac{kN}{m^2} = 1{,}9 \frac{kN}{m^2}$$

Vandret karakteristisk fladelast ved vind fra nord og syd på facader over niveau 2:

$$w_{k,ns,3-2} = c_{p,res} \cdot q_{b,z,ns} = (0{,}8 + 0{,}5) \cdot 0{,}91 \frac{kN}{m^2} = 1{,}18 \frac{kN}{m^2}$$

Vandret regningsmæssig fladelast ved vind fra nord og syd på facader over niveau 2:

$$w_{d,ns,3-2} = K_{fi} \cdot \gamma_Q \cdot c_{p,res} \cdot q_{b,z,nsø} = 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot 1{,}18 \frac{kN}{m^2} = 1{,}95 \frac{kN}{m^2}$$

Vandret karakteristisk fladelast ved vind fra vest på facader over niveau 2:

$$w_{k,v,3-2} = c_{p,res} \cdot q_{b,z,v} = 1{,}0 \cdot 1{,}14 \frac{kN}{m^2} = 1{,}14 \frac{kN}{m^2}$$

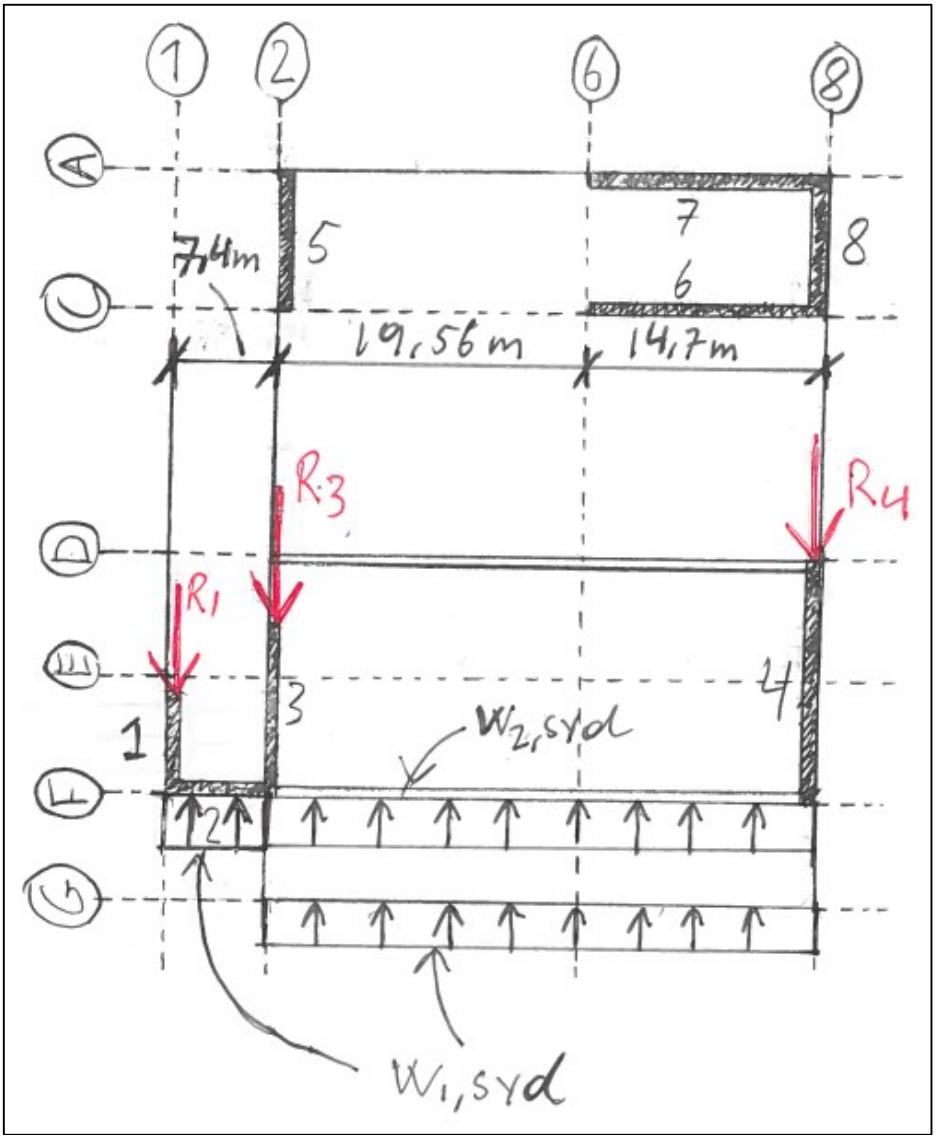
Vandret regningsmæssig fladelast ved vind fra vest på facader over niveau 2:

$$w_{d,v,3-2} = K_{fi} \cdot \gamma_Q \cdot c_{p,res} \cdot q_{b,z,v} = 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}14 \frac{kN}{m^2} = 1{,}9 \frac{kN}{m^2}$$

2.3 Stabilitet ved vind fra syd

Ved vind fra syd optages de vandrette laster på overbygningen i vindgitrene i modullinje 2 og modullinje 8. Vindgitteret i modullinje 2 viderefører lasten til den stabiliserende væg 3. Vindgitteret i modullinje 8 viderefører lasten til den stabiliserende væg 4.

Vindlasten på facaden mod syd fordeles ved en simpel fordeling.
Halvdelen af vind på nordfacaden mellem niveau 2 og niveau 0 og modullinje 2 og 8 optages af de stabiliserende vægge 3 og 4 og videreføres til terrændæk. Den anden halvdel af vind på facaden føres direkte til terrændæk.
Vind på facaden mellem modullinje 1 og 2 optages af de stabiliserende vægge 1 og 3. Halvdelen af vindlasten mellem niveau 2 og niveau 0 afleveres i tagskiven i niveau 2 og herfra til væg 1 og 3. Den anden halvdel af vind på facaden føres direkte til terrændæk. Figur 2.3 viser hvordan lasterne virker på tagskiverne og reaktionerne i væggene ved vind fra syd.



Figur 2.3 Laster på tagskiver og reaktioner i stabiliserende vægge ved vind fra syd.

2.3.1 Reaktioner i vægge 1, 3 og 4

Linjelaster:

$$w_{1,syd} = w_{d,ns,2-0} \cdot \frac{30{,}5\ m - 23{,}6\ m}{2} = 1{,}5\frac{kN}{m^2} \cdot \frac{30{,}5\ m - 23{,}6\ m}{2} = 5{,}2\frac{kN}{m}$$

$$w_{2,syd} = w_{d,ns,3-2} \cdot (38{,}5\ m\ - 30{,}5m) = 1{,}95\frac{kN}{m^2} \cdot (38{,}5\ m\ - 30{,}5m) = 15{,}5\frac{kN}{m}$$

Reaktion i væg 1:

$$R_1 = 5{,}2\frac{kN}{m} \cdot \frac{7{,}4\ m}{2} = 19{,}2\ kN$$

Reaktion i væg 4:

$$R_4 = \left(15{,}5\frac{kN}{m} + 5{,}2\frac{kN}{m}\right) \cdot \frac{34{,}3\ m}{2} = 354{,}6\ kN$$

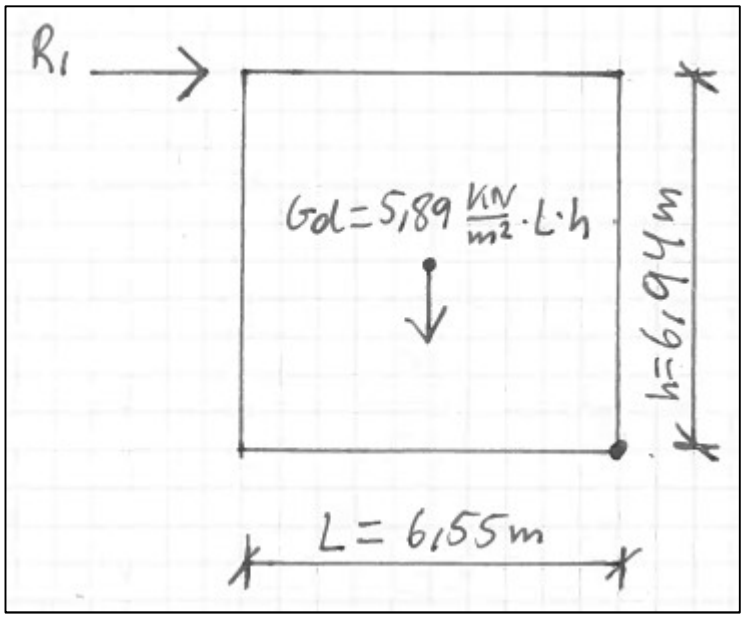
Reaktion i væg 3:

Væg 3 optager lasten på et opland svarende til lastoplandet for væg 1 samt lastoplandet for væg 4.

$$R_3 = R_1 + R_4 = 19{,}2\ kN + 354{,}6kN = 373{,}8\ kN$$

2.3.2 Stabilitetsundersøgelse af væg 1

Figur 2.4 viser en opstalt af væg 1 med de laster der virker på væggen og væggens geometri.



Figur 2.4 Opstalt af væg 1.

2.3.2.1 Væltning af væg 1

$$M_{vælt} = 19{,}2\ kN \cdot 6{,}94\ m = 133{,}2\ kNm$$

$$M_{stab} = 5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 6{,}55\ m \cdot 6{,}94\ m \cdot \frac{6{,}55\ m}{2} = 876{,}8\ kNm$$

$$M_{vælt} < M_{stab}\ OK!$$

2.3.2.2 Glidning af væg 1

$$H_d = 0{,}5 \cdot 5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 6{,}55\ m \cdot 6{,}94\ m = 133{,}8 > 10{,}2\ kN\ OK!$$

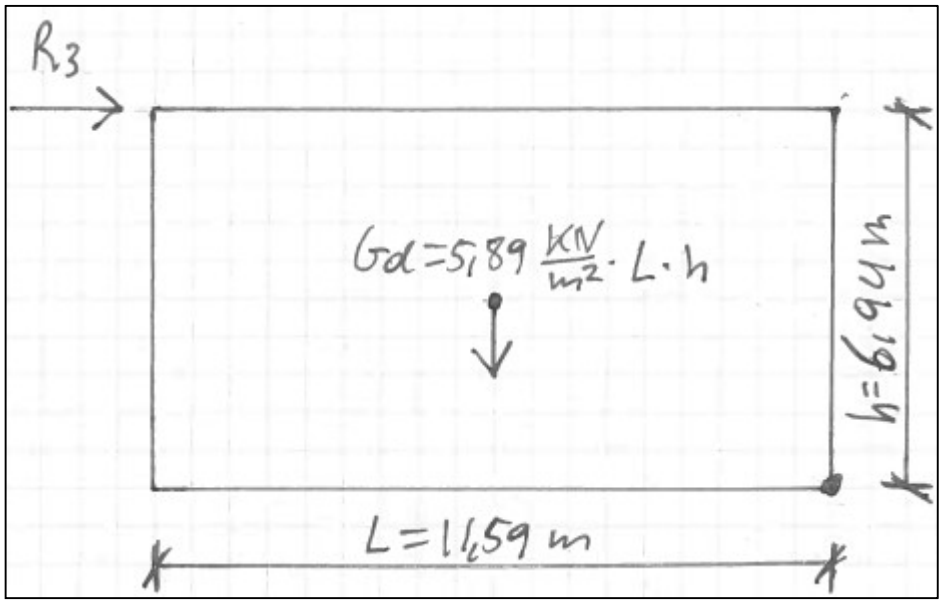
2.3.2.3 Knusning i væg 1

$$e = \frac{133{,}2\ kNm}{5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 6{,}55\ m \cdot 6{,}94\ m} = 0{,}5\ m$$

$$\frac{5{,}89\frac{kN}{m^2}\cdot 6{,}55\ m\cdot 6{,}94\ m}{(6{,}55\ m-2\cdot 0{,}5\ m)\cdot 0{,}2\ m}=0{,}2\ MPa<f_{cd}=20{,}7\ MPa\ \ OK!$$

2.3.3 Stabilitetsundersøgelse af væg 3

Figur 2.5 viser en opstalt af væg 3 med de laster der virker på væggen og væggens geometri.



Figur 2.5 Opstalt af væg 3.

2.3.3.1 Væltning af væg 3

$$M_{vælt}=373{,}8\ kN\cdot 6{,}94\ m=2593{,}4\ kNm$$

$$M_{stab}=5{,}89\frac{kN}{m^2}\cdot 11{,}59\ m\cdot 6{,}94\ m\cdot\frac{11{,}59\ m}{2}=2744{,}6\ kNm$$

$$M_{vælt}<M_{stab}\ OK!$$

2.3.3.2 Glidning af væg 3

$$H_d=0{,}5\cdot 5{,}89\frac{kN}{m^2}\cdot 11{,}59\ m\cdot 6{,}94\ m=236{,}8\ kN<373{,}8\ kN\ \ ikke\ OK!$$

Når vægens egenlast alene medregnes vil væggen glide. Derfor medtages den egenlast som etageadskillelsen og tagdækket afleverer til væggen. Suget på tagdækket medtages i beregningen. Den resulterende formfaktor for sug på tag og indvendigt overtryk findes af afsnit 6.7.2 i A1 til -0,5 + -0,2 = -0,7. Tagdækkets minimumslast findes af bilag A til A1 til 3,24 kN/m^2.

Regningsmæssig fladelast af tagdæk til gunst med sug på tag:

$$p_{tagdæk,inf,d}=0{,}9\cdot 3{,}24\frac{kN}{m^2}\cdot +1{,}1\cdot 1{,}5\cdot(-0{,}7)\cdot 0{,}91\frac{kN}{m^2}=1{,}86\frac{kN}{m^2}$$

Regningsmæssig fladelast af etagedæk til gunst:

$$p_{etagedæk,inf,d} = 0{,}9 \cdot 3{,}24\frac{kN}{m^2} = 2{,}92\frac{kN}{m^2}$$

Den resulterende last fra tagdæk og etagedæk på væg 3 beregnes:

$$P_{dæk} = 11{,}59\ m \cdot \frac{7{,}38m}{2} \cdot \left(1{,}86\frac{kN}{m^2} + 2{,}92\frac{kN}{m^2}\right) = 204\ kN$$

Glidningsmodstanden af væg 3 beregnes hvor last fra dæk er medtaget:

$$H_d = 236{,}8\ kN + 0{,}5 \cdot 204\ kN = 338{,}8\ kN > 373{,}8\ kN \text{ ikke } OK!$$

Det ses, at væggen vil glide, såfremt at der ikke foretages yderligere foranstaltninger, der sikrer mod dette. Der skal derfor etableres glidningssikring i bunden af væggen svarende til 35 kN for at sikre mod dette.

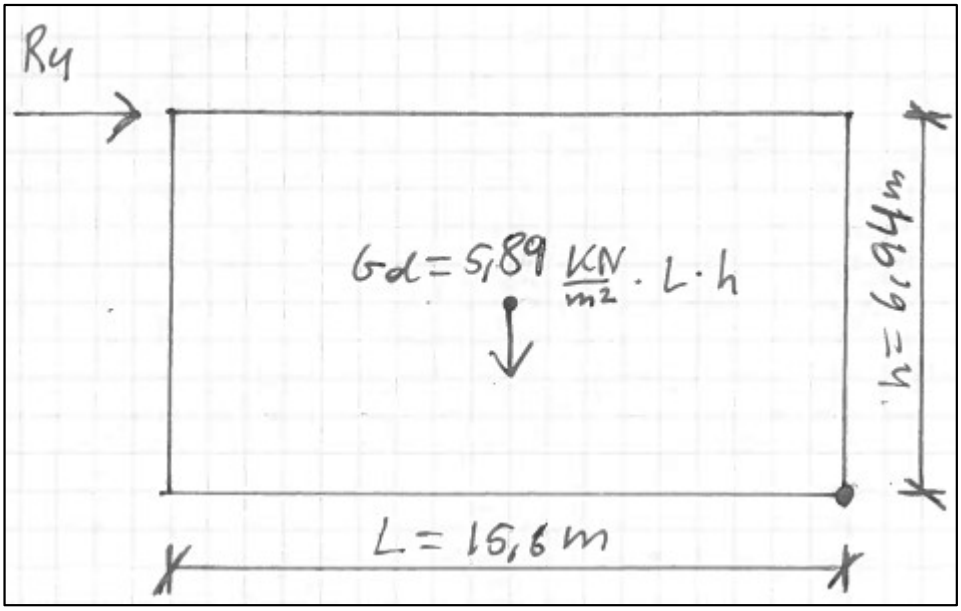
2.3.3.3 Knusning i væg 3

$$e = \frac{2593{,}4\ kNm}{5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 11{,}59\ m \cdot 6{,}94\ m} = 5{,}5\ m$$

$$\frac{5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 11{,}59\ m \cdot 6{,}94\ m}{(11{,}59\ m - 2 \cdot 5{,}5\ m) \cdot 0{,}2\ m} = 4{,}01\ MPa < f_{cd} = 20{,}7\ MPa\ \ OK!$$

2.3.4 Stabilitetsundersøgelse af væg 4

Figur 2.6 viser en opstalt af væg 3 med de laster der virker på væggen og væggens geometri.



Figur 2.6 Opstalt af væg 4.

2.3.4.1 Væltning af væg 4

$$M_{vælt} = 354{,}6\ kN \cdot 6{,}94\ m = 2460{,}2\ kNm$$

$$M_{stab} = 5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 15{,}6\ m \cdot 6{,}94\ m \cdot \frac{15{,}6\ m}{2} = 4972{,}4\ kNm$$

$$M_{vælt} < M_{stab}\ OK!$$

2.3.4.2 Glidning af væg 4

$$H_d = 0{,}5 \cdot 5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 15{,}6\ m \cdot 6{,}94\ m = 318{,}7\ kN > 354{,}6\ kN\ \text{ ikke } OK!$$

Det ses, at væggen vil glide, såfremt at der ikke foretages yderligere foranstaltninger, der sikrer mod dette. Der skal derfor etableres glidningssikring i bunden af væggen svarende til 36 kN for at sikre mod dette.

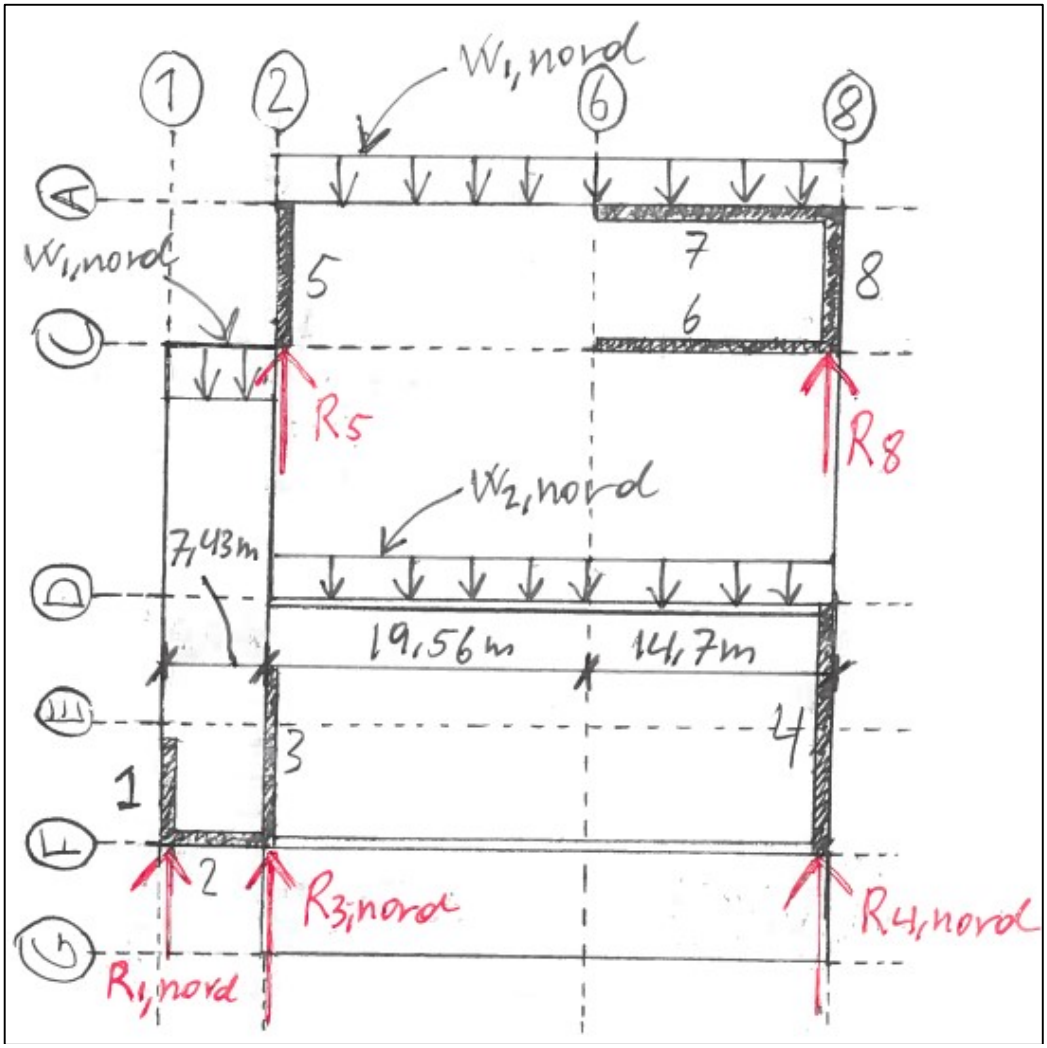
2.3.4.3 Knusning i væg 4

$$e = \frac{2460{,}2\ kNm}{5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 15{,}6\ m \cdot 6{,}94\ m} = 3{,}9\ m$$

$$\frac{5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 15{,}6\ m \cdot 6{,}94\ m}{(15{,}6\ ,m - 2 \cdot 3{,}9\ m) \cdot 0{,}2\ m} = 0{,}41\ MPa < f_{cd} = 20{,}7\ MPa\ \ OK!$$

2.4 Stabilitet ved vind fra nord

Ved vind fra nord optages halvdelen af den vandrette last på facaderne mellem niveau 2 og niveau 0 i de stabiliserende vægge 5 og 8. Den anden halvdel føres direkte til terrændækket.
Den vandrette vindlast på overbygningen ved vind fra nord optages af vindgitteret i modullinje 2 og modullinje 8. Vindgitteret i modullinje 2 videreführer lasten til den stabiliserende væg 3. Vindgitteret i modullinje 8 videreführer lasten til den stabiliserende væg 4. Figur 2.7 viser hvordan lasterne virker på tagskiverne og reaktionerne i væggene ved vind fra nord.



Figur 2.7 Laster på tagskiverne og reaktioner I stabiliserende vægge ved vind fra nord.

2.4.1 Reaktioner i væggene 5 og 8

Lasterne i væg 5 og 8 bestemmes. Væg 5 og væg 8 optager samme vandrette last. Herudover har begge vægge samme egenlast og geometri.

Linjelaster i tagskiver:

$$w_{1,nord} = w_{1,syd} = 5{,}2\frac{kN}{m}$$

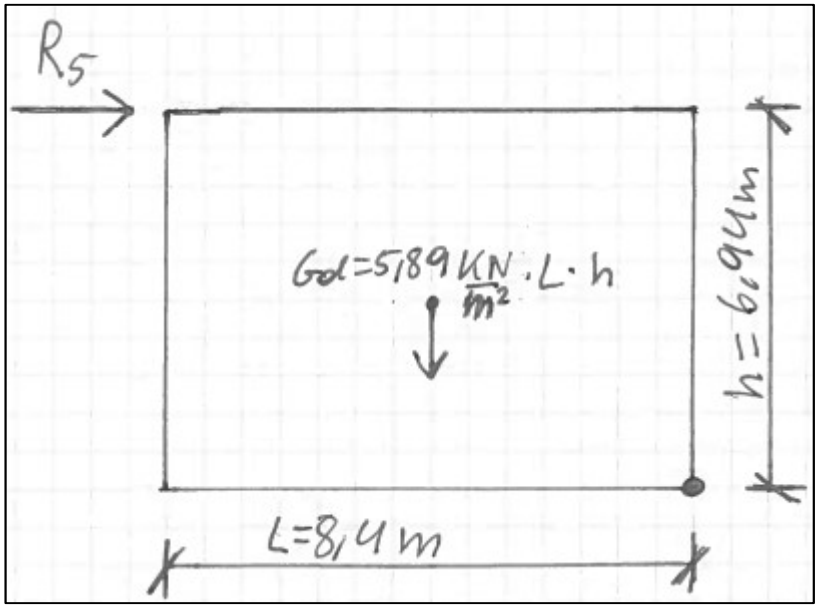
$$w_{2,nord} = w_{2,syd} = 15{,}5\frac{kN}{m}$$

Linjelasten $w_{2,nord}$ optages af de stabiliserende vægge 3 og 4. Linjelasten $w_{1,nord}$ optages af væg 5 og 8:

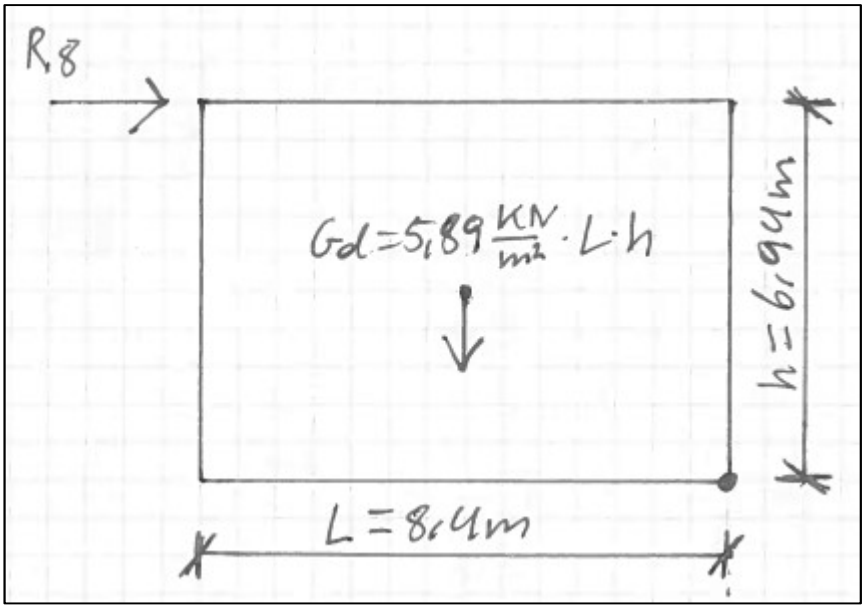
$$R_{5,8} = w_{1,nord} \cdot \frac{34{,}26\ m}{2} = 5{,}2\frac{kN}{m} \cdot \frac{34{,}26\ m}{2} = 89{,}1\ kN$$

2.4.2 Stabilitetsundersøgelse af væg 5 og 8

Væg 5 og 8 får samme reaktion og har samme egenvægt og geometri som det fremgår af Figur 2.8 og Figur 2.9.



Figur 2.8 Opstalt af væg 5.



Figur 2.9 Opstalt af væg 8.

2.4.2.1 Væltning af væg 5 og 8

$$M_{vælt} = 89{,}1\ kN \cdot 6{,}94\ \mathrm{m} = 618{,}2\ kNm$$

$$M_{stab} = 5{,}89 \frac{kN}{m^2} \cdot 8{,}4\ m \cdot 6{,}94\ m \cdot \frac{8{,}4\ m}{2} = 1442{,}7\ kNm$$

$$M_{vælt} < M_{stab}\ OK!$$

2.4.2.2 Glidning af væg 5 og 8

$$H_d = 0{,}5 \cdot 5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 8{,}4\ m \cdot 6{,}94\ m = 171{,}7kN > 89{,}1\ kN\ \ OK!$$

2.4.2.3 Knusning i væg 5 og 8

$$e = \frac{618{,}2\ kNm}{5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 8{,}4\ m \cdot 6{,}94\ m} = 1{,}8\ m$$

$$\frac{5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 8{,}4\ m \cdot 6{,}94\ m}{(8{,}4\ m - 2 \cdot 1{,}8\ m) \cdot 0{,}2\ m} = 0{,}4\ MPa < f_{cd} = 20{,}7\ MPa\ \ OK!$$

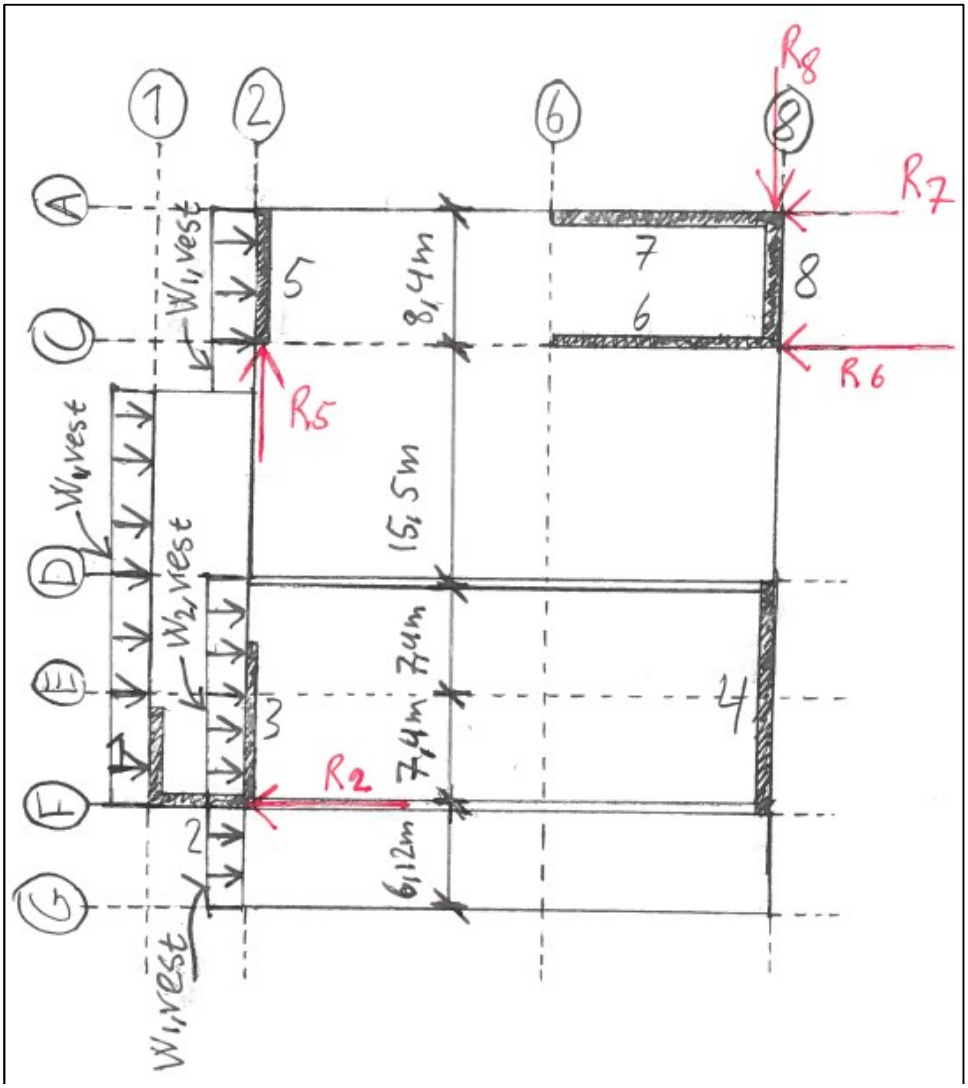
2.4.3 Stabilitetsundersøgelse af væg 3 og 4

Stabilitet af væg 3 og væg 4 er eftervist ved vind fra syd. Her er væggene påvirket af en større vandret last, og væggene vil derfor også være stabile ved vind fra nord.

Herudover ses det, at den stabiliserende væg 1 ved vind fra syd ikke var særlig hårdt belastet i forhold til væltning, glidning og knusning af væggen, hvorfor denne ikke eftervises ved vind fra nord.

2.5 Stabilitet ved vind fra vest

Ved vind fra vest optages den vandrette last på facaderne mellem niveau 2 og niveau 0 i tagskiven i niveau 2 og videreføres herefter til de stabiliserende vægge 2, 5, 6, 7 og 8.
I modullinje D optager vindgitteret den halve last fra vind på overbygningens facade og viderefører denne punktlast til bjælken i modullinje D. Bjælken overfører denne last til dækket i det stabiliserende system 2 og dækskiven fordeler herefter lasterne til de stabiliserende vægge 5,6,7 og 8. Figur 2.10 viser hvordan lasterne virker på tagskiverne og reaktionerne i væggene ved vind fra vest.



Figur 2.10 Laster på tagskiverne og reaktioner i stabiliserende vægge ved vind fra vest.

2.5.1 Reaktion i væg 2

Væg 2 optager lasten fra vindgitteret i modullinje F. Herudover optager væggen den halve last på facaden mod vest mellem modullinje G og E og niveau 2 og niveau 1. Den anden halvdel af lasten på facaden mod vest mellem modullinje E og G føres direkte til terrændæk. Lasterne i tagskiverne bestemmes:

$$w_{1,vest} = w_{d,v,2-0} \cdot \frac{6{,}94\ m}{2} = 1{,}9\frac{kN}{m^2} \cdot \frac{6{,}94\ m}{2} = 6{,}6\frac{kN}{m}$$

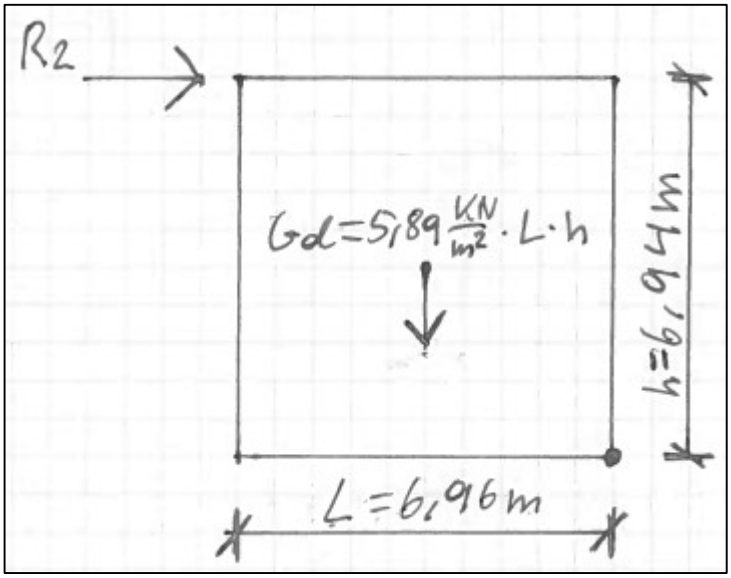
$$w_{2,vest} = w_{d,v,3-2} \cdot (38{,}48\ m - 30{,}5\ m) = 1{,}9\frac{kN}{m^2} \cdot (38{,}48\ m - 30{,}5\ m) = 15{,}1\frac{kN}{m}$$

Reaktion i væg 2:

$$R_2 = 6{,}6\frac{kN}{m} \cdot (7{,}4\ m + 6{,}12\ m\ ) + 15{,}1\frac{kN}{m} \cdot 7{,}4\ m = 200{,}8\ kN$$

2.5.2 Stabilitetsundersøgelse af væg 2

Figur 2.11 viser en opstalt af væg 2 med de laster der virker på væggen og væggens geometri.



Figur 2.11 Opstalt af væg 2.

2.5.2.1 Væltning af væg 2

$$M_{vælt} = 200{,}8\ kN \cdot 6{,}94\ m = 1393{,}4\ kNm$$

$$M_{stab} = 5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 6{,}96m \cdot 6{,}94\ m \cdot \frac{6{,}96\ m}{2} = 989{,}8\ kNm$$

$$M_{vælt} > M_{stab}\ ikke\ OK!$$

Der forekommer derfor væltning, når det udelukkende er egenlasten af væg 2, der medtages i det stabiliserende moment.

Væg 2 er i hjørnerne forbundet med væg 1 og væg 3. Egenlasten af væg 1 medtages derfor i det stabiliserende moment.

$$M_{stab} = 989{,}8\ kNm + 5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 6{,}55m \cdot 6{,}94\ m \cdot 6{,}96m = 2852{,}7\ kNm$$

$$M_{vælt} < M_{stab}\ OK!$$

Når egenlast af væg 1 medtages vil væg 2 ikke vælte. Ved vind fra øst vil væg 3 ligesom væg 1 være stabiliserende, og der vil derfor ikke forekomme væltning af væg 2.
For at kunne medregne egenlasten af væg 1 som stabiliserende for væg 2 skal der sikres, at forskydningskraften svarende til den stabiliserende kraft fra væg 1 kan overføres i samlingen mellem væg 1 og væg 2. Den nødvendige forskydningsbæreevne i samlingen mellem væg 1 og 2 bestemmes:

$$F_{samling} = 5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 6{,}94\ m \cdot (6{,}55\ m) = 267{,}7\ kN$$

Forskydningskraften der skal optages pr. m i samlingen bestemmes:

$$F_{samling,pr.m} = \frac{267{,}7\ kN}{6{,}94\ m} = 38{,}6\frac{kN}{m}$$

Det skal eftervises i detailprojekteringen, at samlingen kan overføre en forskydningskraft svarende til 38,6 kN/m eller en enkeltkraft på 267,7 kN.

2.5.2.2 Glidning af væg 2

$$H_d = 0{,}5 \cdot 5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 6{,}96\ \ m \cdot 6{,}94\ m = 142{,}2\ kN < 200{,}8\ kN\ ikke\ \ OK!$$

Væggen skal forankres vandret for at optage glidningen. Væggen skal forankres vandret for kraften:

$$vandret\ forankring = 200{,}8\ kN\ \ - 142{,}2\ kN = 58{,}6kN$$

Det ses, at væggen vil glide, såfremt at der ikke foretages yderligere foranstaltninger, der sikrer mod dette. Der skal derfor etableres glidningssikring i bunden af væggen svarende til 58,6 kN for at sikre mod dette.

2.5.2.3 Knusning i væg 2

Det resulterende moment om punkt A bestemmes:

$$M_{res} = 989{,}8\ kNm\ + 5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 6{,}55m \cdot 6{,}94\ m \cdot 6{,}96m - 1393{,}4\ kNm = 1459{,}4\ kNm$$

Afstanden ud til resultanten af den lodrette reaktion fra punkt A:

$$L_{res} = \frac{1459{,}4\ kNm}{5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 6{,}94\ m \cdot (6{,}96m + 6{,}55\ m)} = 2{,}64\ m$$

Den effektive bredde bestemmes:

$$b_{eff} = L_{res} \cdot 2 = 2{,}64\ m \cdot 2 = 5{,}3\ m$$

Spændingen under vederlaget for den effektive bredde:

$$\sigma_{vederlag} = \frac{5{,}89\frac{kN}{m^2} \cdot 6{,}94\ m \cdot (6{,}96m + 6{,}55\ m)}{5{,}3\ m \cdot 0{,}2m} = 0{,}52\ MPa < \ f_{cd} = 20{,}7\ MPa\ \ OK!$$

2.5.3 Fordeling af laster i væg 5,6,7 og 8

Lasterne vil blive fordelt i væggene ved brug af en elastisk metode. Dette betyder, at de vandrette laster fordeles efter væggenes stivheder. Herudover regnes væggene som skiver, hvilket vil sige, at væggene kun kan optage lasterne i vægskivens plan og ikke på tværs af planet. Med disse forudsætninger ses det derfor af Figur 2.12, at væggene 6 og 7 kun har stivheder og kun kan optage laster, der virker i retningen vest-øst/øst-vest og væg 5 og 8 kun har stivheder og kun kan optage laster, der virker i retningen syd-nord/nord-syd.
Væggenes stivheder fastsættes ud fra væggenes længder l og højder h i forhold til følgende udtryk:

$$\alpha = \frac{L^2}{h^2}$$

Eftersom væggenes bredder og højder er lige store, vil væggenes stivheder derfor afhænge af væggenes længder alene. Da væg 5 og 8 har samme længde vil disse to vægge have samme stivhed. Ligeledes har væg 6 og 7 samme længde, og derfor vil disse to vægge have samme stivhed.

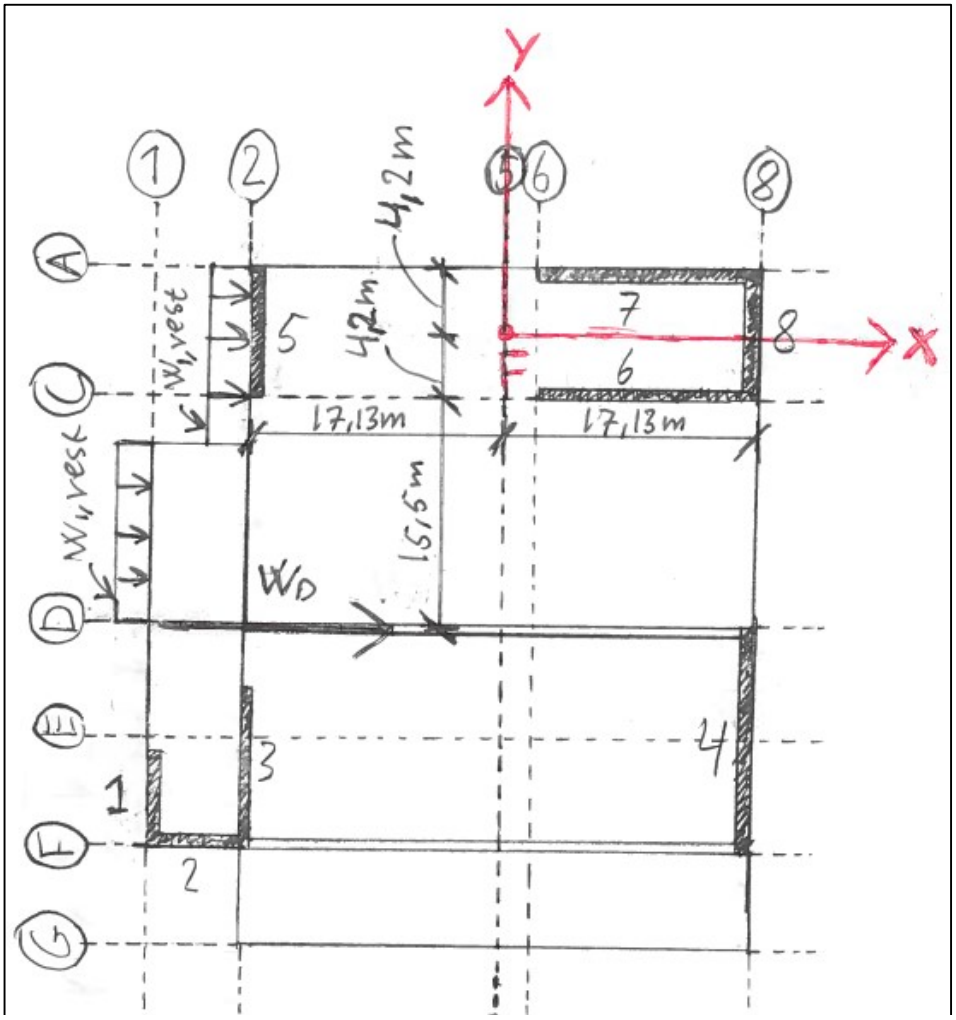
Vindgitteret i modullinje D optager lasten fra samme lastopland som vindgitteret i modullinje F. Herudover optages, i modullinje D, lasten fra det halve lastopland mellem modullinje E og D. Den anden halvdel videreføres direkte til terrændæk. Det samlede lastopland til modullinje D bliver derfor:

$$A_{opland,D} = \frac{15{,}6\ m}{2} \cdot (38{,}5\ m - 30{,}5\ m) + (7{,}4\ m) \cdot \frac{6{,}94\ m}{2} = 87{,}6\ m^2$$

Punktlasten i modullinje D er derfor:

$$W_D = A_{opland,D} \cdot w_{d,v} = 87{,}6\ m^2 \cdot 1{,}9 \frac{kN}{m^2} = 166{,}5\ kN$$

Ved symmetribetragtninger i forhold til væggenes stivheder i begge retninger ses det, at væggenes forskydningscenter F vil ligge i modullinje 5 og midt imellem modullinje A og C. Der indlægges et koordinatsystem i det stabiliserende vægsystems forskydningscenter med x-aksen i retning vest-øst og y-aksen med retning syd-nord. Placering af forskydningscenter og laster der virker på det stabiliserende system 2 ved vind fra vest fremgår af Figur 2.12.



Figur 2.12 Placering af forskydningscenter F og laster på det stabiliserende system 2 ved vind fra vest.

Det ses, at resultanterne af de vandrette laster på tagskiven virker excentrisk i forhold til forskydningscenteret, hvilket medfører en vridning i systemet. De vandrette lasters resultanter på tagskiven kan ækvivaleres med, at de samlede vandrette lasters resultanter angriber i systemets forskydningscenter plus et vridende moment om forskydningscenteret. Når $X_{F,i}$ og $Y_{F,i}$ er afstandene fra den enkelte vægs (i) forskydningscenter til systemets forskydningscenter og $\alpha_{x,i}$ og $\alpha_{y,i}$ er væggenes stivheder i hhv. x- og y-retningen, indføres systemets samlede vridningsstivhed ved følgende udtryk:

$$I_w = \sum(\alpha_{x,i} \cdot Y_{F,i}^2) + \sum(\alpha_{y,i} \cdot X_{F,i}^2)$$

På baggrund af dette bestemmes væggenes stivheder α og vridningsstivheder I_w. Væggenes geometrier, placering fra forskydningscenteret og stivheder fremgår af Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Geometrier, placering af vægge og stivheder af vægge i det stabiliserende system 2.

Væg	L [m]	H [m]	a_x	a_y	X_F [m]	Y_F [m]	I_w [m^2]
5	8,4	6,938	0	1,5	-17,130	0	440,16
6	14,7	6,938	3,1	0	0	-4,202	54,74
7	14,7	6,938	3,1	0	0	4,202	54,74
8	8,4	6,938	0	1,5	17,130	0	440,16
Σ			6,2	3			995,8

Ved beregningen af momentet om forskydningscenteret regnes der positivt mod uret. Det vridende moment om forskydningscenteret bestemmes:

$$M_w = (15{,}5\ m + 4{,}2\ m) \cdot 166{,}5\ kN + 6{,}6\frac{kN}{m} \cdot \frac{(15{,}5\ m + 4{,}2\ m)^2}{2} - 6{,}6\frac{kN}{m} \cdot \frac{(4{,}2\ m)^2}{2} = 4502{,}2\ kNm$$

Herefter bestemmes den resulterende lodrette resultant i systemet forskydningscenter:

$$W_{res,x} = 166{,}5\ kN + 6{,}6\frac{kN}{m} \cdot (15{,}5\ m + 2 \cdot 4{,}2\ m) = 324{,}2\ kN$$

Der er ingen vandret ydre last i y-retningen. Derfor:

$$W_{res,y} = 0$$

Den vandrette last i forskydningscenteret fordeles ud til væggene i forhold til deres stivheder i x retningen (α_x). Da væggene 5 og 8 ikke har stivheder i x-retningen, vil resultanten for de vandrette laster fordeles ud til væg 6 og 7 i forhold til deres stivheder. Ligeledes vil lasterne fra vridningen fordeles ud til væggene i forhold til hele systemets vridningsstivhed og de enkelte vægges stivheder samt placering i det stabiliserende system. Derved vil væggene 5 og 8 optage størstedelen af reaktionerne hidrørende fra momentet, da disse vægge har den største arm til systemets forskydningscenter. Reaktionerne i hhv. x- og y-retningen på de enkelte vægge findes derfor af følgende udtryk:

$$R_{x,i} = \frac{\alpha_{xi}}{\sum \alpha_{xi}} \cdot W_{res,x} - \frac{M_w}{I_w} \cdot Y_F \cdot \alpha_{xi}$$

$$R_{y,i} = \frac{\alpha_{yi}}{\sum \alpha_{yi}} \cdot W_{res,y} + \frac{M_w}{I_w} \cdot X_F \cdot \alpha_{yi}$$

Herefter bestemmes reaktionerne til de 4 vægge fra dækskiven.

Da væg 5 og 8 ikke har stivheder i x-retningen og væg 6 og 7 ikke har stivheder i y-retningen gælder følgende:

$$R_{x,5} = R_{x,8} = 0$$

Og

$$R_{y,6} = R_{y,7} = 0$$

De øvrige reaktioner bestemmes:

$$R_{y,5} = \frac{1,5}{3} \cdot 0 + \frac{4502,2\ kNm}{995,8\ m^2} \cdot (-17,13\ m) \cdot 1,5 = -116,2\ kN$$

$$R_{y,8} = \frac{1,5}{3} \cdot 0 + \frac{4502,2\ kNm}{995,8\ m^2} \cdot 17,13\ m \cdot 1,5 = 116,2\ kN$$

$$R_{x,6} = \frac{3,1}{6,2} \cdot 324,2\ kN - \frac{4502,2\ kNm}{995,8\ m^2} \cdot (-4,2\ m) \cdot 3,1 = 221\ kN$$

$$R_{x,7} = \frac{3,1}{6,2} \cdot 324,2kN - \frac{4502,2\ kNm}{995,8\ m^2} \cdot 4,2\ m \cdot 3,1 = 103,2\ kN$$

2.5.4 Stabilitetsundersøgelse af væg 5

Eftersom væg 5 og væg 8 har samme geometri og samme egenlast, vil en eftervisning af at væg 5 er stabil betyde, at væg 8 også er stabil. Opstalter af væg 5 og væg 8 fremgår af Figur 2.8 og Figur 2.9.

2.5.4.1 Væltning af væg 5 og 8

$$M_{vælt} = 116,2\ kN \cdot 6,94\ m = 806,2\ kNm$$

$$M_{stab} = 5,89 \frac{kN}{m^2} \cdot 8,4\ m \cdot 6,94\ m \cdot \frac{8,4\ m}{2} = 1442,7\ kNm$$

$$M_{vælt} < M_{stab}\ OK!$$

2.5.4.2 Glidning af væg 5 og 8

$$H_d = 0,5 \cdot 5,89 \frac{kN}{m^2} \cdot 8,4\ m \cdot 6,94\ m = 171,7kN > 116,2\ kN\ \ OK!$$

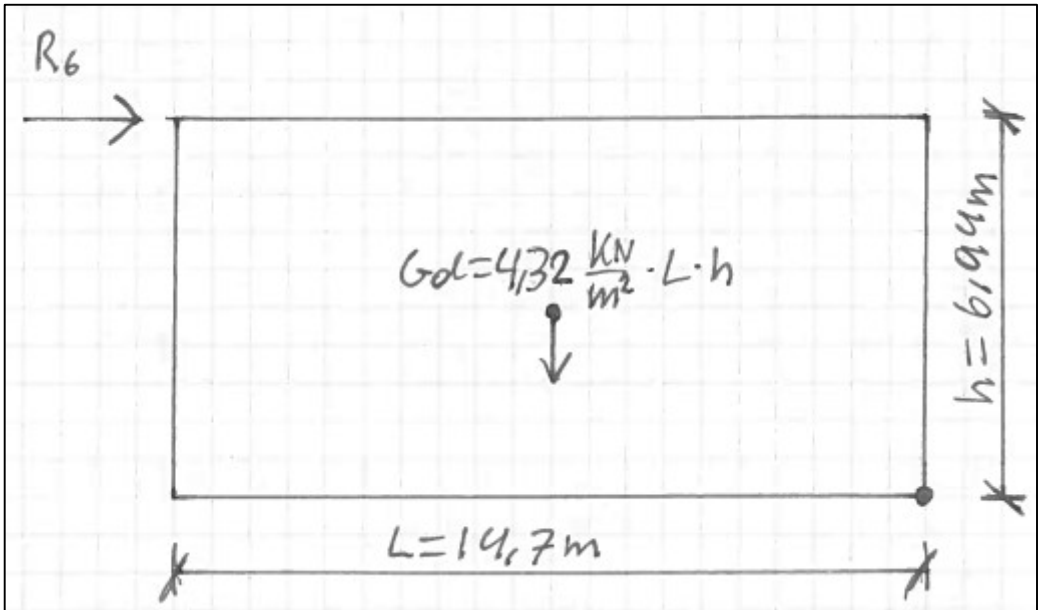
2.5.4.3 Knusning i væg 5

$$e = \frac{806,2\ kNm}{5,89 \frac{kN}{m^2} \cdot 8,4\ m \cdot 6,94\ m} = 2,36\ m$$

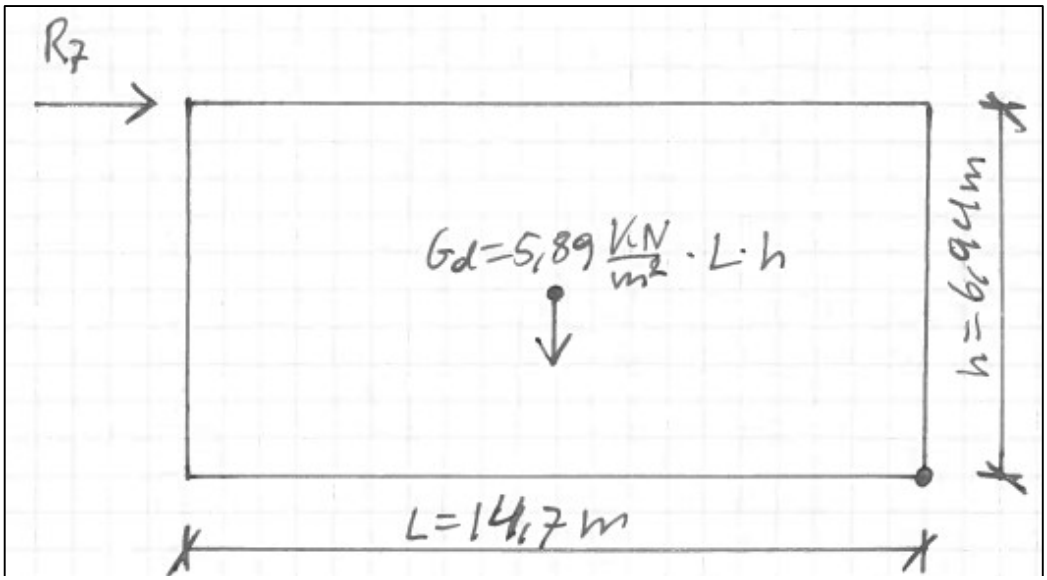
$$\frac{5,89 \frac{kN}{m^2} \cdot 8,4\ m \cdot 6,94\ m}{(8,4\ m - 2 \cdot 2,36\ m) \cdot 0,2\ m} = 0,5\ MPa < f_{cd} = 20,7\ MPa\ \ OK!$$

2.5.5 Stabilitetsundersøgelse af væg 6

Væg 6 og 7 har samme længde og samme bredde. Egenlasten af væg 6 er mindre end egenlasten af væg 7. Herudover får væg 6 en reaktion fra tagskiven, der er over dobbelt så stor, som reaktionen til væg 7. Derfor vil væg 7 være stabil, hvis væg 6 er stabil. En opstalt af væg 6 og væg 7 er vist på Figur 2.13 og Figur 2.14.



Figur 2.13 Opstalt af væg 6.



Figur 2.14 Opstalt af væg 7.

2.5.5.1 Væltning af væg 6

$$M_{vælt} = 221\ kN \cdot 6{,}94\ m = 1533{,}3\ kNm$$

$$M_{stab} = 4{,}32 \frac{kN}{m^2} \cdot 14{,}7m \cdot 6{,}94\ m \cdot \frac{14{,}7\ m}{2} = 3238{,}3\ kNm$$

$$M_{vælt} < M_{stab}\ OK!$$

2.5.5.2 Glidning af væg 6

$$H_d = 0{,}5 \cdot 4{,}32 \frac{kN}{m^2} \cdot 14{,}7m \cdot 6{,}94\ m = 220{,}3\ kN < 221\ kN\ ikke\ \ OK!$$

Væggen optager laster fra dækkene, der spænder fra modullinje D-C og fra modul-linje C-A. Denne last er ikke medregnet i det stabiliserende moment for væggen, men det vil medvirke til at stabilisere væggen mod glidning. Det vurderes derfor uden yderlig beregning, at væggen ikke vil glide, når lasten fra dækkene medregnes.

2.5.5.3 Knusning i væg 6

$$e = \frac{1533{,}3\ kNm}{4{,}32 \frac{kN}{m^2} \cdot 14{,}7m \cdot 6{,}94\ m} = 3{,}48\ m$$

$$\frac{4{,}32 \frac{kN}{m^2} \cdot 14{,}7m \cdot 6{,}94\ m}{(14{,}7\ m - 2 \cdot 3{,}48\ m) \cdot 0{,}2\ m} = 0{,}3\ MPa < f_{cd} = 20{,}7\ MPa\ \ OK!$$

2.6 Stabilitet ved vind fra øst

Stabiliteten ved vind fra øst sikres ved de samme stabiliserende vægge og gitre, som ved vind fra vest. Ved vind fra vest vil peakhastighedstrykket være større end ved vind fra øst. Dermed vil den resulterende vandrette last i det stabiliserende system være større ved vind fra vest end ved vind fra øst. Bygningen vil derfor også være stabil ved vind fra øst.

3. ROBUSTHED

En konstruktion er robust, når den kun er lidt følsom overfor utilsigtede påvirkninger, og der ikke sker et omfattende svigt af konstruktionen, hvis en begrænset del af konstruktionen svigter jf. [2.4.2]. Eksempler på utilsigtede påvirkninger på en konstruktion kan fx være: ændrede lastsituationer, uforudsete ulykkeslaster, jordskælv, materialemæssige fejl eller fejl i udførelsen, uforudsete sætninger osv. Eftersom der for dette projekt er tale om høj konsekvensklasse(CC3), skal der jf. (EC0 DK NA) udarbejdes en teknisk faglig redegørelse, der udpeger nøgleelementer og dokumenterer, at konstruktionen er robust.

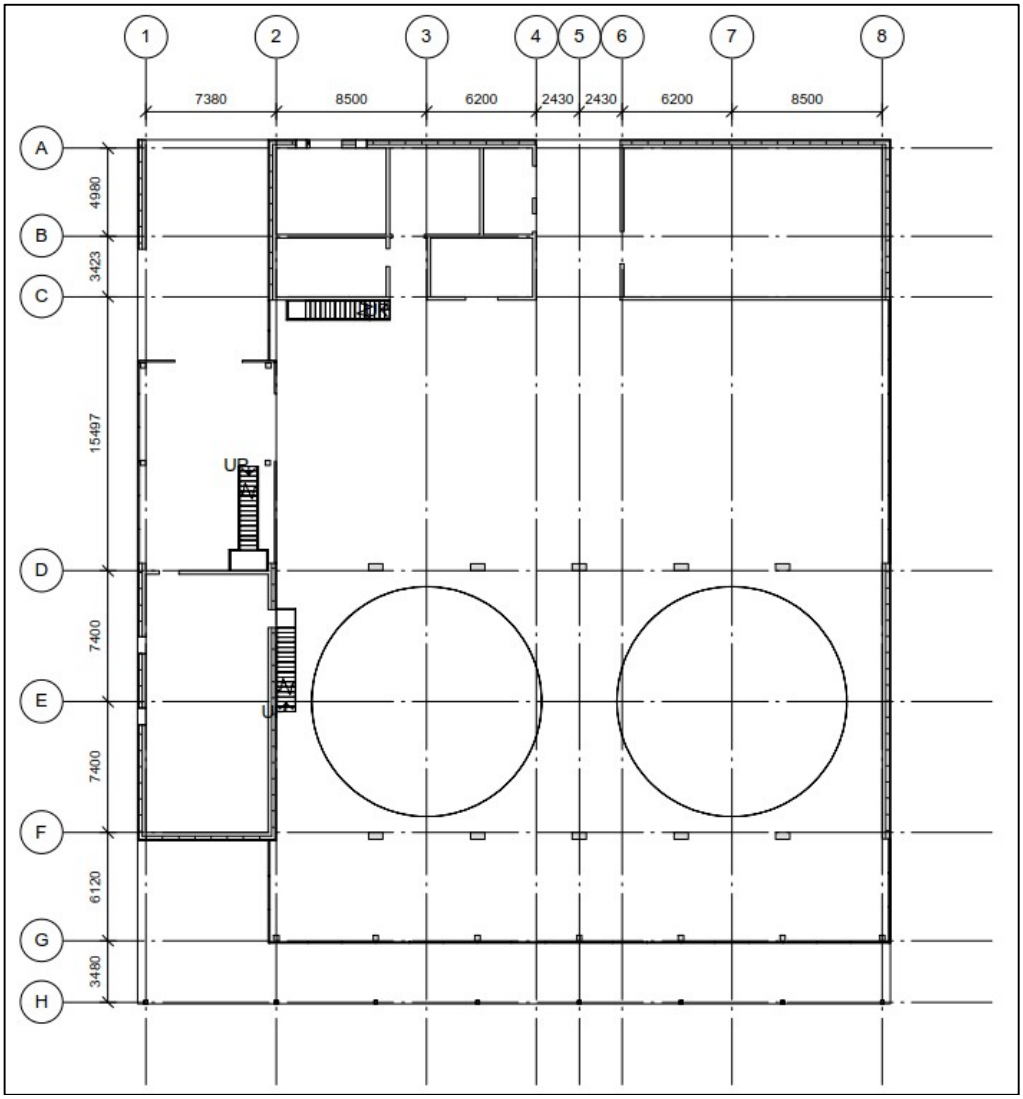
3.1 Teknisk faglig redegørelse for robusthed af bygningen

Jf. (EC0 DK NA) anneks E kan en konstruktion anses for at være robust, når en af følgende krav er opfyldt:

1. *Eftervisning af, at de afgørende dele af konstruktionen, det vil sige nøgleelementer, kun er lidt følsomme over for utilsigtede påvirkninger og defekter, jf. (2)*
2. *Eftervisning af, at der ikke sker et omfattende svigt af konstruktionen, hvis en begrænset del af konstruktionen svigter('bortfald af element'), se (7)-(8)*
3. *Eftervisning af tilstrækkelig sikkerhed af nøgleelementer, således at hele konstruktionen, hvori de indgår, opnår mindst samme systemsikkerhed som en tilsvarende konstruktion, hvor robustheden er dokumenteret ved eftervisning af tilstrækkelig sikkerhed ved 'bortfald af element'.*

For denne bygning dokumenteres robustheden ved pkt. 2, altså ved eftervisning af, at der ikke sker et omfattende svigt af konstruktionen, hvis en begrænset del af konstruktionen svigter. Jf.(EC0 DK NA) er et det acceptable kollapsomfang for bygninger op til 15 etager defineret som:

- Højst to etager må kollapse, og disse skal ligge umiddelbart over hinanden.
- Det maksimale kollapsomfang pr. etage må højst udgøre 15 % af etagearealet, og maks 240 m^2 pr. etage, og i alt maks 360 m^2.



Figur 3.1 Plantegning over bygningen.

Det samlede areal af tagfladerne bestemmes i forhold til Figur 3.1:

$$A_{tage} = (7{,}38\ m + (8{,}5\ m + 6{,}2\ m + 2{,}43\ m) \cdot 2) \cdot (4{,}98\ m + 3{,}4\ m + 15{,}5\ m + 7{,}4\ m \cdot 2 + 6{,}12\ m + 3{,}48\ m) = 2011{,}2\ m^2$$

Det samlede etageareal på 1.sal bestemmes:

$$A_{1.sal} = 7{,}38\ m \cdot 7{,}4\ m \cdot 2 + (8{,}5\ m + 6{,}2\ m) \cdot (4{,}98\ m + 3{,}4\ m) = 232{,}7\ m^2$$

Det acceptable kollapsomfang ved kollaps af tagkonstruktionen bestemmes:

$$A_{tage,acceptabel} = A_{tage} \cdot 15\ \% = 2011{,}2\ m^2 \cdot 15\ \% = 301{,}7\ m^2 > 240\ m^2$$

Da 15 % af det acceptable kollapsomfang for tagkonstruktionen er større end 240 m^2, er det acceptable kollapsomfang for et kollaps af tagkonstruktionen 240 m^2.

Det acceptable kollapsomfang ved kollaps på 1.sal bestemmes:

$$A_{1.sal,acceptabel} = A_{1.sal} \cdot 15\ \% = 232{,}7\ m^2 \cdot 15\ \% = 34{,}9\ m^2$$

Det samlede kollapsomfang i alt for alle etager må derfor ikke overstige:

$$A_{samlet,acceptabel} = 240\,m^2 + 34{,}9\,m^2 = 274{,}9\,m^2$$

Eftervisning af tilstrækkelig bæreevne sker i en ulykkesdimensioneringstilstand jf. formel (6.11 a/b) i (EC0 DK NA). Derfor gælder lastkombinationen for ulykke i øvrigt, og der regnes derfor ikke med partialkoefficienter på styrkerne.

Ved eftervisning af robusthed ved bortfald af element, kan bortfald af element jf. (ECO DK NA) indskrænkes til:

- enten en dækkonstruktion og en vilkårlig søjle
- eller en dækkonstruktion og et vilkårligt 3 m langt vægstykke i længde- eller tværretningen

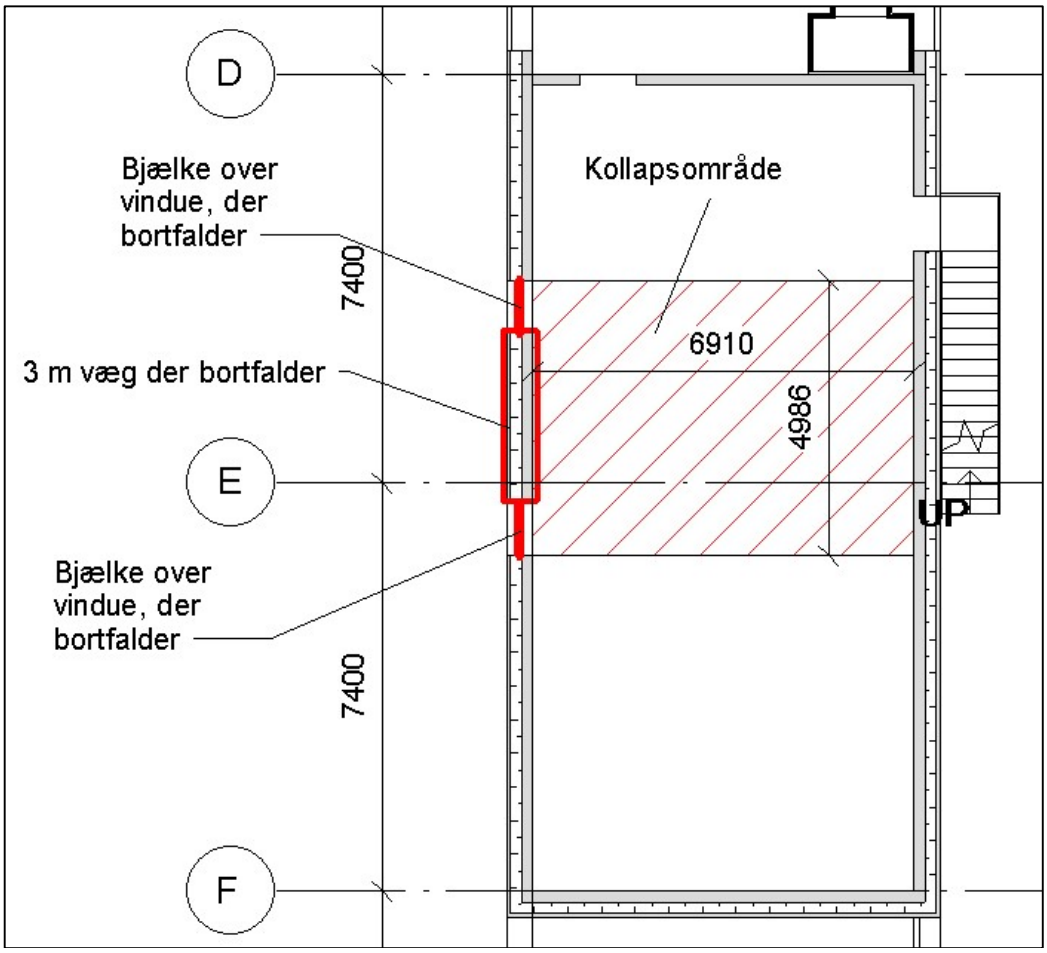
3.1.1 Identifikation af nøgleelementer

Nøgleelementerne for dette projekt vælges som de elementer, der ved bortfald medfører et kollapsomfang, der er større end det acceptable kollapsomfang. Jf. lastkombinationen 6.11b gælder der for den primære variable last, at den regningsmæssige værdi af denne er givet ved Ψ_2 x Q_k. Det vil sige, at eventuelle vandrette vindlaster vil have værdien:

$$w_{d,ALS} = \psi_2 \cdot w_k$$

For vind er lastkombinationsfaktoren Ψ_2 = 0, hvilket betyder, at i ulykkessituationen ved bortfald af element er $w_{d,ALS}$ = 0, hvilket vil sige, at der regningsmæssigt ikke virker vandrette vindlaster og heller ikke vandrette masselaster. Det betyder, at bortfald af en væg, der kun er stabiliserende og ikke bærende, ikke vil have omfattende konsekvenser i forhold til et evt. kollaps af bygningen. Derfor kan valget af nøgleelementer indskrænkes til kun at omfatte elementer, der bærer andre konstruktioner. Ligesom for vindlasten vil snelasten i ulykkestilfældet ikke bidrage til den regningsmæssige last, da lastkombinationsfaktoren Ψ_2 for snelast også er nul.

3.1.1.1 Bortfald af 3 m vægstykke i modullinje 1/D-F



Figur 3.2 Kollapsomfang ved bortfald af 3 m væg I modullinje 1/D-F.

Væggen bærer huldækelementerne der spænder mellem modullinje 1 og 2. Herudover er væggen placeret midt imellem to vinduesåbninger. Over vinduesåbningerne vil der være et vægstykke/bjælke, der er understøttet af væggen. Derfor vil disse bjælker også kollapse, når væggen kollapser. Ved bortfald af et 3 m langt vægstykke i modullinje 1/D-F vil kollapsomfanget derfor være som vist Figur 3.2. Her vil både tagkonstruktionen og etageadskillelsen, der hviler af på væggen bortfalde. Kollapset for taget og etageadskillelsen ligger over hinanden, og kollapsomfanget vil på 1.sal og i stuen ca. være:

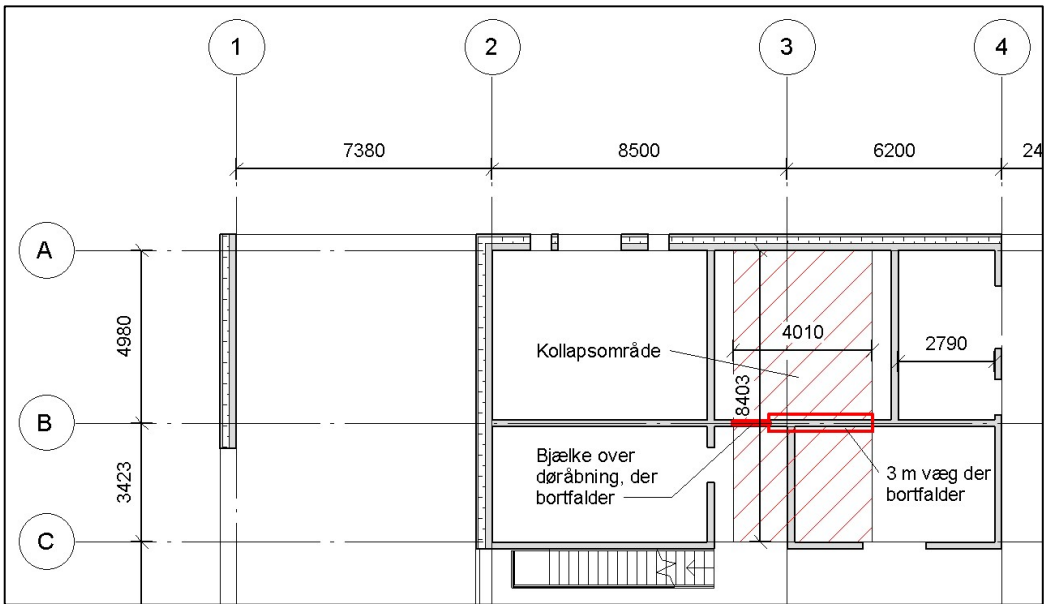
$$A_{kollaps,1.sal} = 4{,}986\ m \cdot 6{,}91\ m = 34{,}5\ m^2 < 34{,}9\ m^2$$

Det samlede kollapsomfang:

$$A_{kollaps,\ samlet} = 34{,}5\ m^2 \cdot 2 = 68{,}9\ m^2 < 274{,}9\ m^2$$

Det ses, at kollaps på 1. sal er mindre end det acceptable kollapsomfang. Herudover er det samlede kollapsomfang mindre end det acceptable. Derfor er denne væg ikke et nøgleelement.

3.1.1.2 Bortfald af 3 m vægstykke i modullinje B/2-4



Figur 3.3 Kollapsomfang ved bortfald af 3 m væg i modullinje B/2-4.

Væggen bærer huldækelementerne, der spænder fra modullinje A-B og B-C. Herud-over er det vægstykke/bjælke, der ligger over døråbningen understøttet af væggen, og vil derfor også bortfalde. Kollapsomfanget er vist på Figur 3.3.

Kollapset vil på 1.sal derfor ca. være:

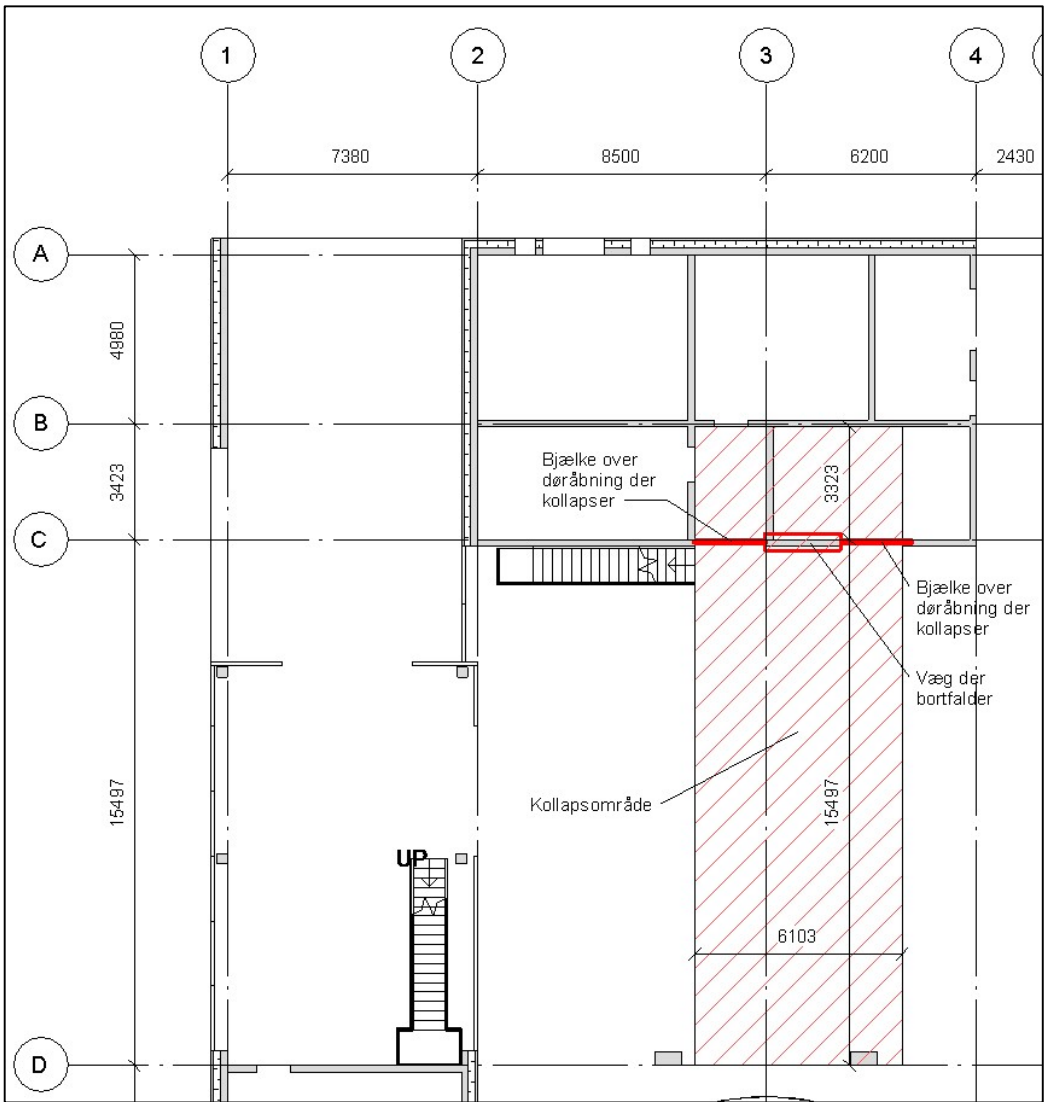
$$A_{kollaps,pr.etage} = 4{,}01\ m \cdot 8{,}4\ m = 33{,}7\ m^2 < 34{,}9\ m^2$$

Det samlede kollapsomfang:

$$A_{kollaps,\ samlet} = 33{,}7\ m^2 \cdot 2 = 67{,}4\ m^2$$

Det ses, at kollaps på 1. sal er mindre end det acceptable kollapsomfang. Derfor er der tale om et acceptabelt kollaps, og væggen er derfor ikke et nøgleelement.

3.1.1.3 Bortfald af vægstykke i modullinje C/3-4



Figur 3.4 Kollapsomfang ved bortfald af væg i modullinje C/3-4.

Væggen vist på Figur 3.4 der bortfalder, er ikke 3 m lang, men bortfald af denne vil alligevel have betydelige konsekvenser. Væggen understøtter de huldæk der spænder fra modullinje B-C og fra modullinje C-D. Herudover understøtter væggen de vægstykker/bjælker, der ligger af på denne på begge sider af væggen. Kollapsomfanget ved bortfald af denne væg, vil derfor være som vist på Figur 3.4.

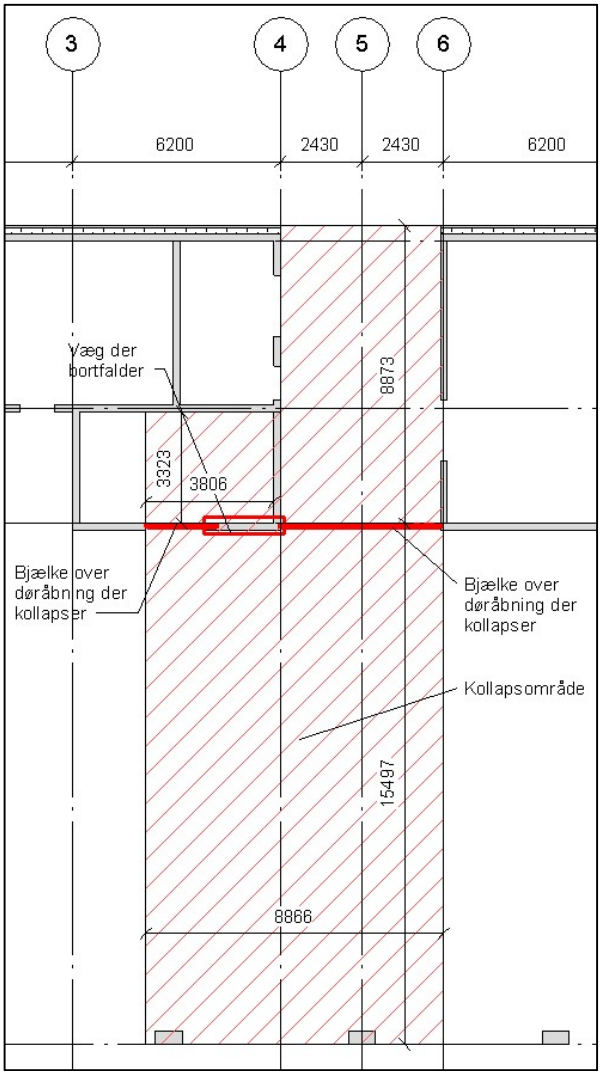
Kollapset for taget og etageadskillelsen ligger over hinanden, og kollapsomfanget vil for tagkonstruktionen være:

$$A_{kollaps,tag} = 6{,}1\ m \cdot (15{,}5\ m + 3{,}3\ m) = 114{,}9\ m^2 < 240\ m^2$$

Kollapset af 1. sal vil være:

$$A_{kollaps,1.sal} = 6{,}1\ m \cdot 3{,}3\ m = 20{,}3\ m^2 < 34{,}9\ m^2$$

Det ses, at kollaps på 1. sal er mindre end det acceptable kollapsomfang. Herudover er det samlede kollapsomfang mindre end det acceptable. Derfor er der tale om et acceptabelt kollaps, og væggen er derfor ikke et nøgleelement.



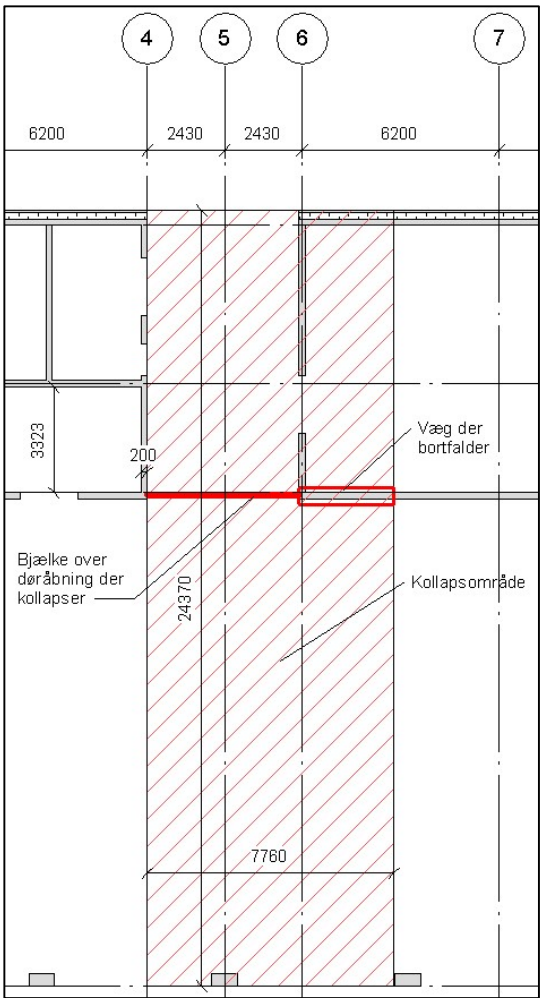
Figur 3.5 Kollapsomfang ved bortfald af væg i modullinje C/3-4.

Væggen vist på Figur 3.5 der bortfalder, er ikke 3 m lang, men bortfald af denne vil alligevel have betydelige konsekvenser. Væggen understøtter de huldæk der spænder fra modullinje B-C og fra modullinje C-D. Herudover understøtter væggen de vægstykker/bjælker, der ligger af på denne på begge sider af væggen. Kollapsomfanget ved bortfald af denne væg, vil derfor være som vist på Figur 3.5. Det bemærkes, at kollapset af 1. sal er mindre end kollapset for væggen vist på Figur 3.4, hvorfor dette ikke er afgørende for om væggen er et nøgleelement eller ej. Kollapsomfanget af tagkonstruktionen for væggen vist på Figur 3.5 bliver derfor:

$$A_{kollaps,tag} = 8{,}9\ m \cdot 15{,}5\ m\ + 8{,}9\ m \cdot 2{,}43\ m \cdot 2 + 8{,}9\ m \cdot 3{,}8\ m = 215\ m^2 < 240\ m^2$$

Der er tale om et acceptabelt kollaps, hvorfor denne væg ikke er et nøgleelement.

3.1.1.4 Bortfald af vægstykke i modullinje C/6-7



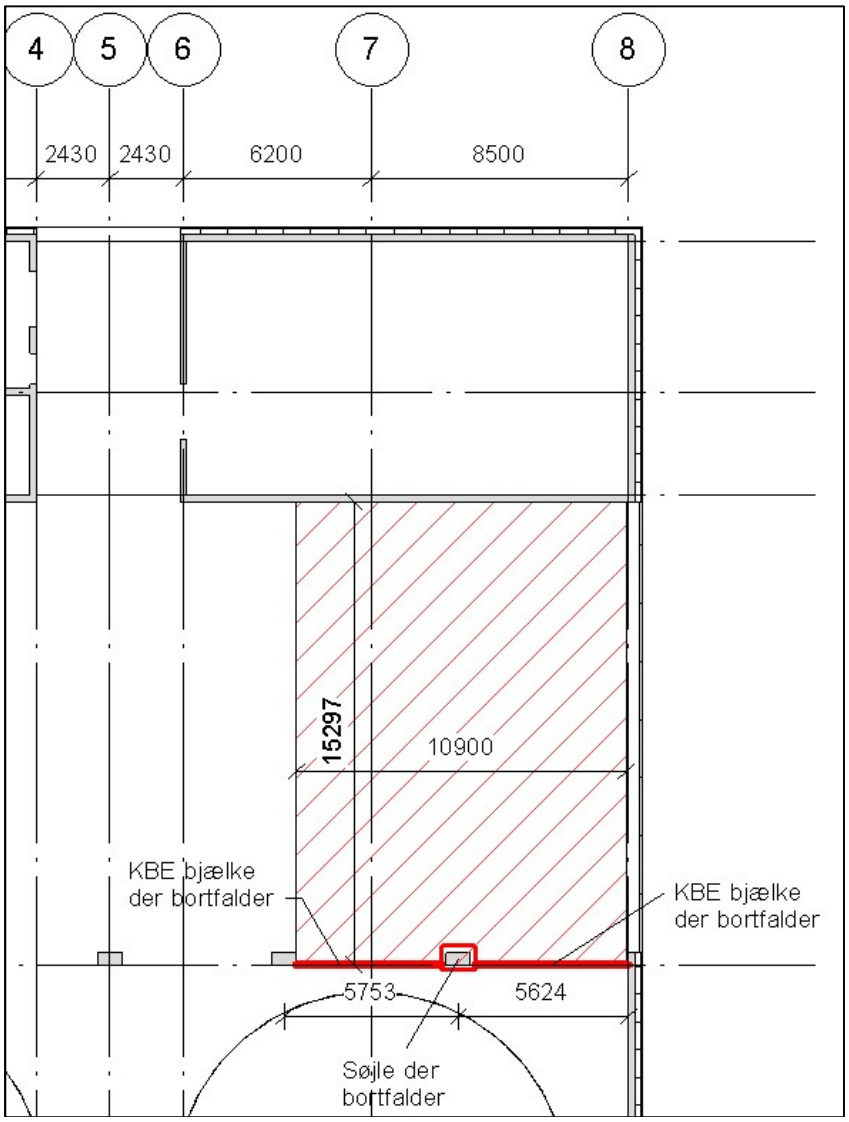
Figur 3.6 Kollapsomfang ved bortfald af 3 m væg i modullinje C/6-7.

Væggen bærer huldækelementerne, der spænder fra modullinje A-C og C-D. Herudover er det vægstykke/bjælke, der ligger over døråbningen understøttet af væggen og vil derfor også bortfalde. Kollapsomfanget er vist på Figur 3.6. Det er kun tagkonstruktionen, der vil kollapse ved bortfald af denne væg. Kollapset af tagkonstruktionen vil være:

$$A_{kollaps,tag} = 7{,}760\ m \cdot 24{,}37\ m\ = 189{,}1\ m^2 < 240\ m^2$$

Der er tale om et acceptabelt kollaps, hvorfor væggen ikke er et nøgleelement.

3.1.1.5 Bortfald af søjle i modullinje D/7-8



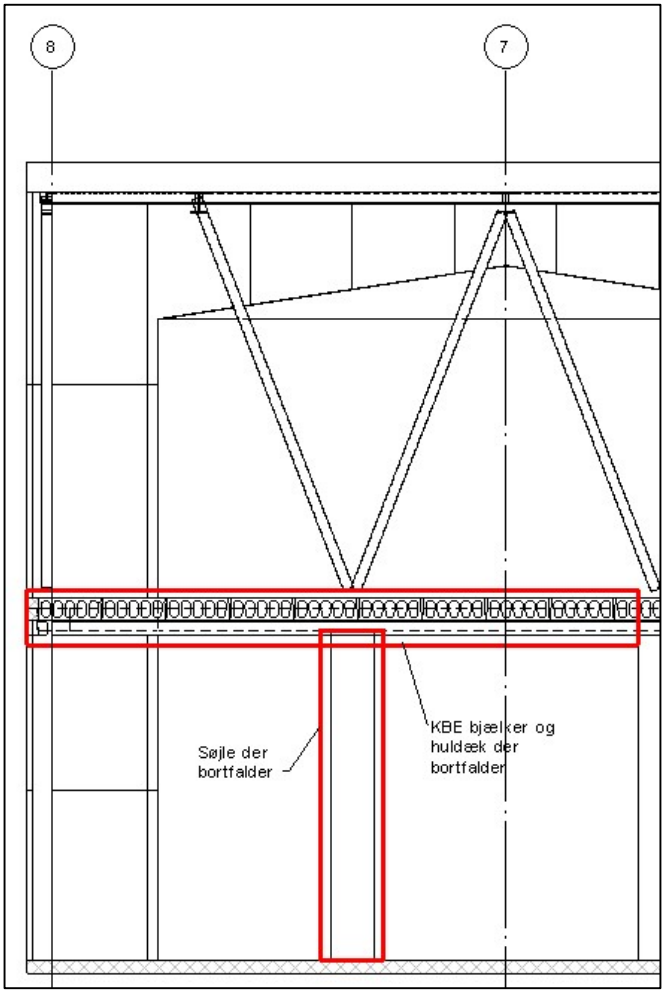
Figur 3.7 Kollapsomfang af tagkonstruktionen i niveau 2 mellem modullinje C og D ved bortfald af betonsøjle i modullinje D/7-8.

Søjlen i modullinje D/7-8 bærer KBE bjælker på begge sider. KBE bjælkerne bærer huldækelementer, der spænder mellem modullinje C og D. Ved bortfald af denne søjle vil kollapsomfanget af taget mellem modullinje C og D være som vist på Figur 3.7. Det kollapsede areal mellem modullinje C og D er derfor:

$$A_{kollaps,C-D} = 10{,}9\ m \cdot 15{,}297\ m = 166{,}7\ m^2 < 240\ m^2$$

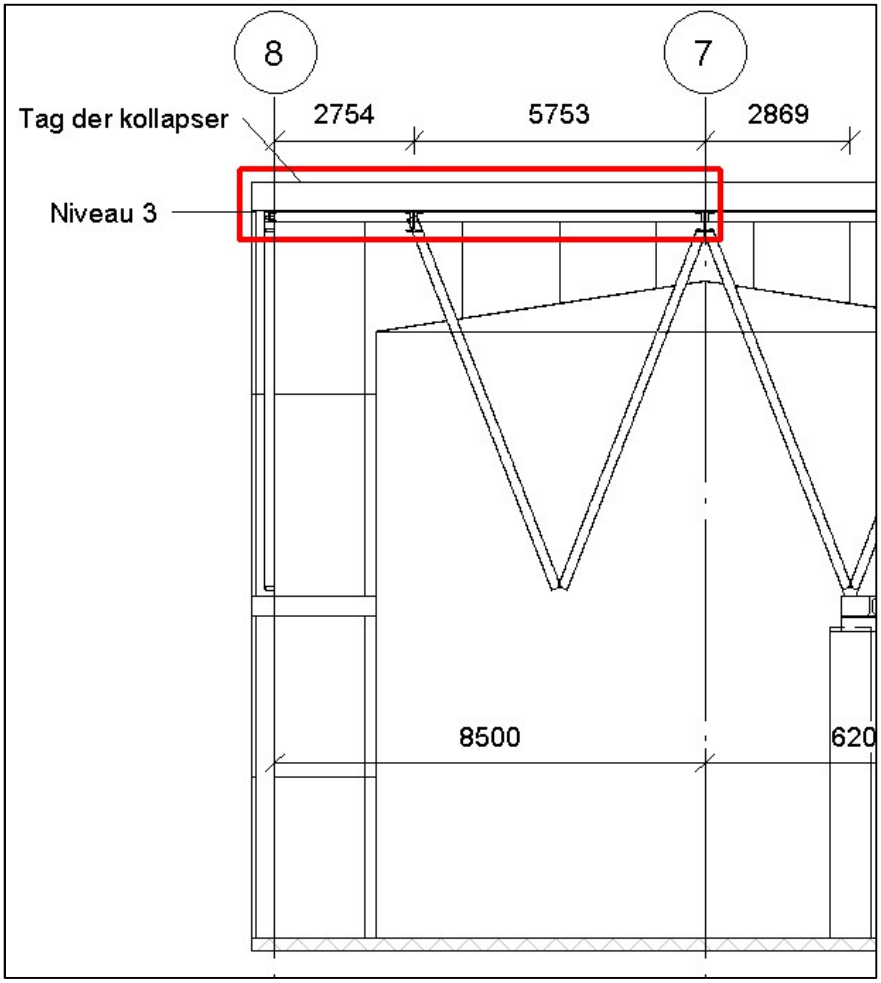
Det vil sige, at hvis det kun er det viste kollapsareal på Figur 3.7, er der tale om et acceptabelt kollaps.

Vindgitteret i modullinje D i overbygningen er derimod også understøttet af søjlen der bortfalder som vist på Figur 3.8.



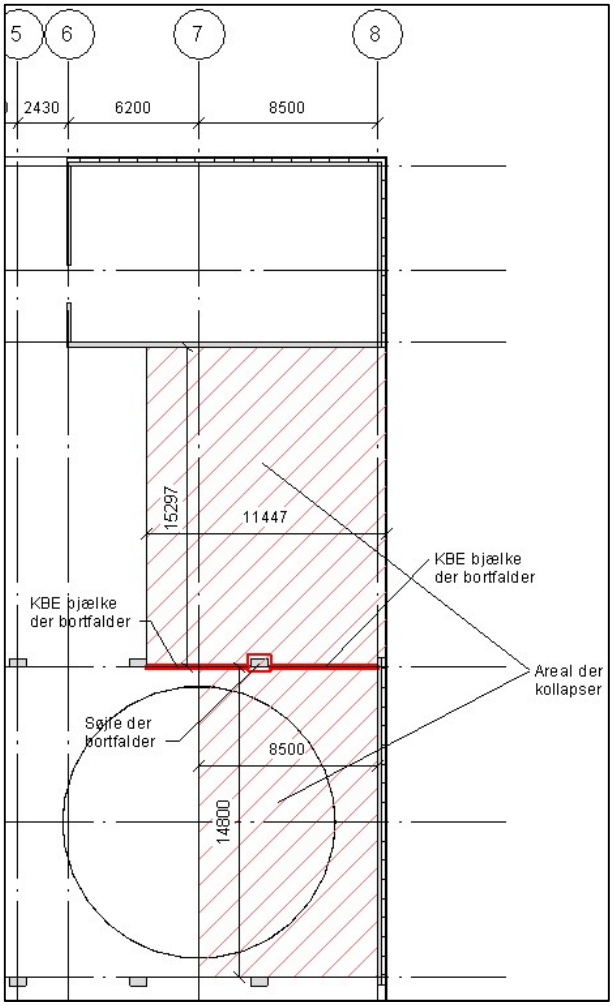
Figur 3.8 Opstalt af søjle i modullinje D/7-8 der bortfalder og vindgitter i overbygning.

Ved bortfald af betonsøjlen i modullinje D/7-8 vil vindgitteret i modullinje D, der er understøttet af denne søjle som vist på Figur 3.8, derved ikke kunne optage lasten fra tagdækket i niveau 3 mellem modullinje 7 og 8 og føre lasten til søjlen. Hvis randbjælkerne, der bærer taget i niveau 3 og modullinje D/7-8, er simpelt understøttede af vindgitteret, vil taget i niveau 3 mellem modullinje 7 og 8 og D og F også kollapse. En opstalt af taget over overbygningen der vil kollapse ved bortfald af søjlen, er vist på Figur 3.9.



Figur 3.9 Opstalt af tag kollapser mellem modullinje 7 og 8 i niveau 3 ved simpelt understøtte-de randbjælker.

Kollapsarealet ved simpelt understøttede randbjælker er vist på Figur 3.10.



Figur 3.10 Kollapsomfang ved simpelt understøttede randbjælker i tagkonstruktionen.

Såfremt randbjælkerne udføres som simpelt understøttede i hele modullinje D, vil det maksimale kollapsomfang være:

$$A_{kollaps} = 15{,}3\ m \cdot 11{,}5\ m + 14{,}8\ m + 8{,}5\ m = 300{,}9\ m^2 > 240\ m^2$$

Derfor vil søjlen i modullinje D/7-8 samt søjlen i modullinje D/2-3 være nøgleelementer, da disse optager samme lastopland, og der ved bortfald af disse forekommer et uacceptabelt kollaps.

3.1.1.6 Bortfald af søjler i modullinje D/3-7

Randbjælkerne i taget i overbygningen i modullinje D og F og mellem modullinje 3 og 7 er alle understøttet at to gitterstænger. Det vil sige, at ved bortfald af en af betonsøjlerne i modullinje D/3-7, vil randbjælkerne kun være understøttet af en gitterstang i hver ende frem for to. Det vil sige, at gitterstængerne skal kunne optage den dobbelte last ved bortfald af en betonsøjle i modullinje D/3-7. Det undersøges derfor om lasten, gitterstængerne skal optage i en ulykkessituation, er større end lasten i brudgrænsetilstanden.

Den samlede lodrette last på taget over overbygningen i ulykkestilfældet bestemmes. Som tidligere beskrevet, vil hverken vind- eller snelast bidrage til den reg-

ningsmæssige ulykkeslast, da lastkombinationsfaktoren Ψ_2 for disse laster er nul. Det er derfor udelukkende egenlasten af taget, der bidrager til samlede lodrette regningsmæssige last på taget i ulykkestilfældet. Den regningsmæssige fladelast af taget over overbygningen i ulykkestilfældet er derfor:

$$p_{d,ALS} = 0{,}92\frac{kN}{m^2}$$

Hvis den regningsmæssige nedadrettede lodrette fladelast på taget i niveau 3 i brudgrænsetilstanden er mere end dobbelt så stor end den regningsmæssige last i ulykkestilfældet, vil gitterstængerne godt kunne bære tagkonstruktionen ved bortfald af en betonsøjle. Herudover regnes der med en partialkoefficient 1,0 på styrkerne af stålet i en ulykkessituation, så bæreevnen af stålbjælkerne vil kunne regnes højere end i brudgrænsetilstanden. Den regningsmæssige lodrette nedadrettede fladelast på taget i brudgrænsetilstanden beregnes. Denne beregnes for dominerende sne, da snelasten på taget er større end den maksimale nedadrettede resulterende vindlast. Lasterne på taget fremgår af lastspecifikation F3.

Dominerende sne på tag i niveau 3:

$$p_{d,ULS} = 1{,}1 \cdot 0{,}92\frac{kN}{m^2} + 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}8\frac{kN}{m^2} + 1{,}1 \cdot 0{,}45 \cdot 0{,}57\frac{kN}{m^2} = 2{,}6\frac{kN}{m^2} > 2 \cdot p_{d,ALS}$$

Det ses, at gitterstængerne skal optage en last i ulykkestilfældet, der er mindre end halvdelen af den last, de skal optage i brudgrænsetilstanden. Herudover regnes gitterstængerne med en større bæreevne i ulykkestilfældet, hvorfor tagkonstruktionen ikke vil kollapse ved bortfald af en betonsøjle i modullinje D/3-7. Disse søjler er derfor ikke nøgleelementer.

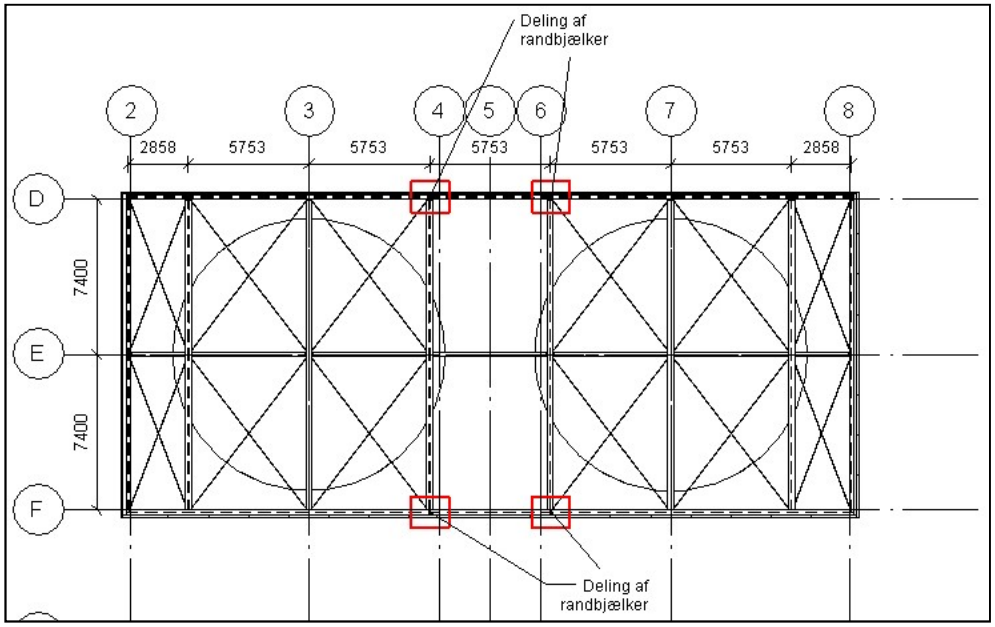
3.1.1.7 Bortfald af øvrige søjler

Det ses umiddelbart, at bortfald af søjlerne i modullinje G og H og søjlerne beliggende ved modullinje 1 og 2 ikke vil medføre et kollaps af tagkonstruktionen, der er større end 240 m^2. Derfor vil disse søjler ikke være nøgleelementer. Ligeledes vil et bortfald af søjlerne i modullinje F heller ikke medføre et kollaps større end 240 m^2, og disse vil derfor heller ikke være nøgleelementer.

3.1.2 Sikring af robusthed ved bortfald af nøgleelementer

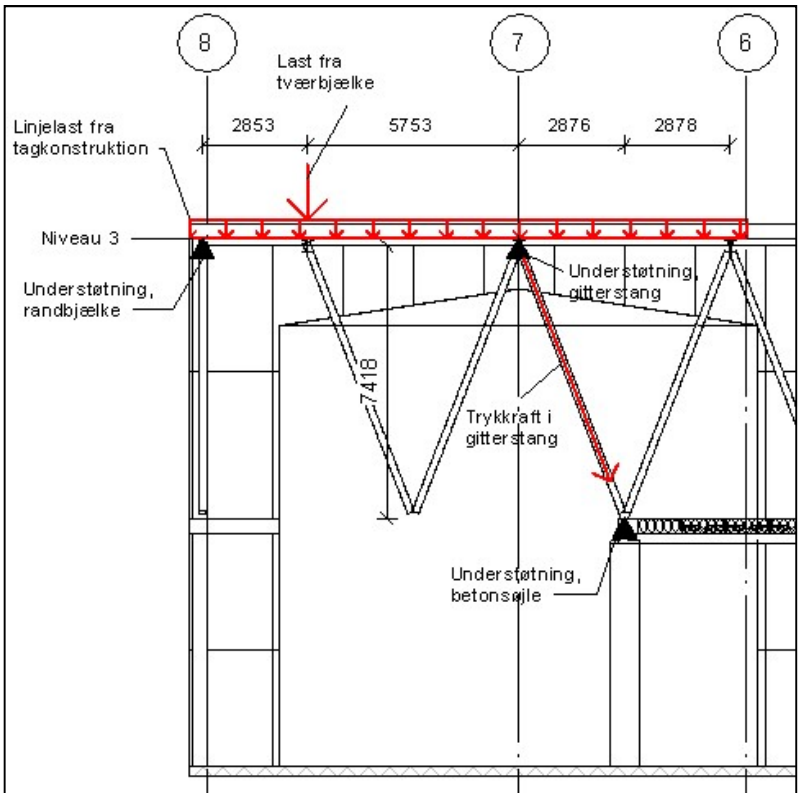
Som beskrevet i afsnit 3.1.1 er det kun søjlen i modullinje D/7-8 og søjlen i modullinje D/2-3, der er nøgleelementer. Det betyder, at ved bortfald af disse søjler, vil der forekomme et uacceptabelt kollaps. For at sikre imod et uacceptabelt kollaps, skal tagkonstruktionen i niveau 3 derfor ikke kollapse, når disse nøgleelementer bortfalder.

Randbjælkerne i tagkonstruktionen i niveau 3 placeret i modullinje D/2-4, D/6-8, F/2-4, F/6-8 udføres derfor kontinuerte, således at randbjælkerne placeret i modullinje D/4-6 og F/4-6 er simpelt understøttede. Figur 3.11 viser hvor randbjælkerne i modullinje D og F er delt.



Figur 3.11 Plan over stålkonstruktioner i tag på overbygning.

Ved et bortfald af et nøgleelement, fx betonsøjlen i modullinje D/7-8, vil den overliggende randbjælke i tagkonstruktionen i niveau 3 være understøttet af en gitterstang i modullinje 7 og randbjælken i modullinje 8. Herudover vil tværbjælken, der spænder mellem modullinje D og F og ligger mellem modullinje 7 og 8 være understøttet af randbjælke D/7-8. Det nye statiske princip ved bortfald af nøgleelementet i modullinje D/7-8 er vist på Figur 3.12.



Figur 3.12 Den statiske princip ved bortfald af nøgleelement.

Som det fremgår at det statiske system på Figur 3.12, ses det, at randbjælken i modullinje D har et frit spænd på 2,853 m + 5,753 m = 8,606 m, frem for 5,753 m efter bortfald af nøgleelementet. Herudover skal randbjælken i modullinje 8, gitterstangen der understøtter denne randbjælke i modullinje 8, og gitterstangen der understøtter randbjælken i modullinje 7 optage lasten fra et større lastopland.

Det skal derfor eftervises at randbjælken i modullinje D, randbjælken i modullinje 8, gitterstangen der understøtter randbjælken i modullinje 7 samt gitterstagen der understøtter randbjælken i modullinje 8 har tilstrækkelig bæreevne i ulykkestilfældet. Tværsnitsundersøgelsen af randbjælken i modullinje D er foretaget i afsnit 6.2.2.

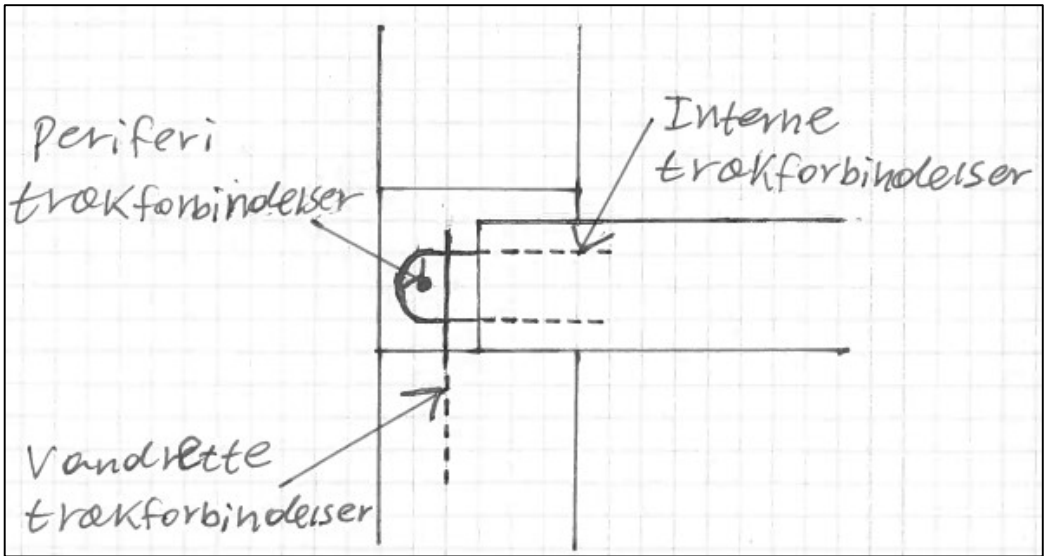
3.2 Normkrav til trækforbindelsessystemer til sikring af robusthed

Udover eftervisningen af at der kun forekommer et acceptabelt kollaps, stiller (EC2-1-1 og EC2-1-1 DK NA) krav til, at der etableres trækforbindelsessystemer, der sikrer bygningens robusthed. Eftersom tilstrækkelig bæreevne sikres i en ulykkesdimensioneringstilstand, regnes der ikke med partialkoefficienter på styrker.

Disse trækforbindelsessystemer består af:

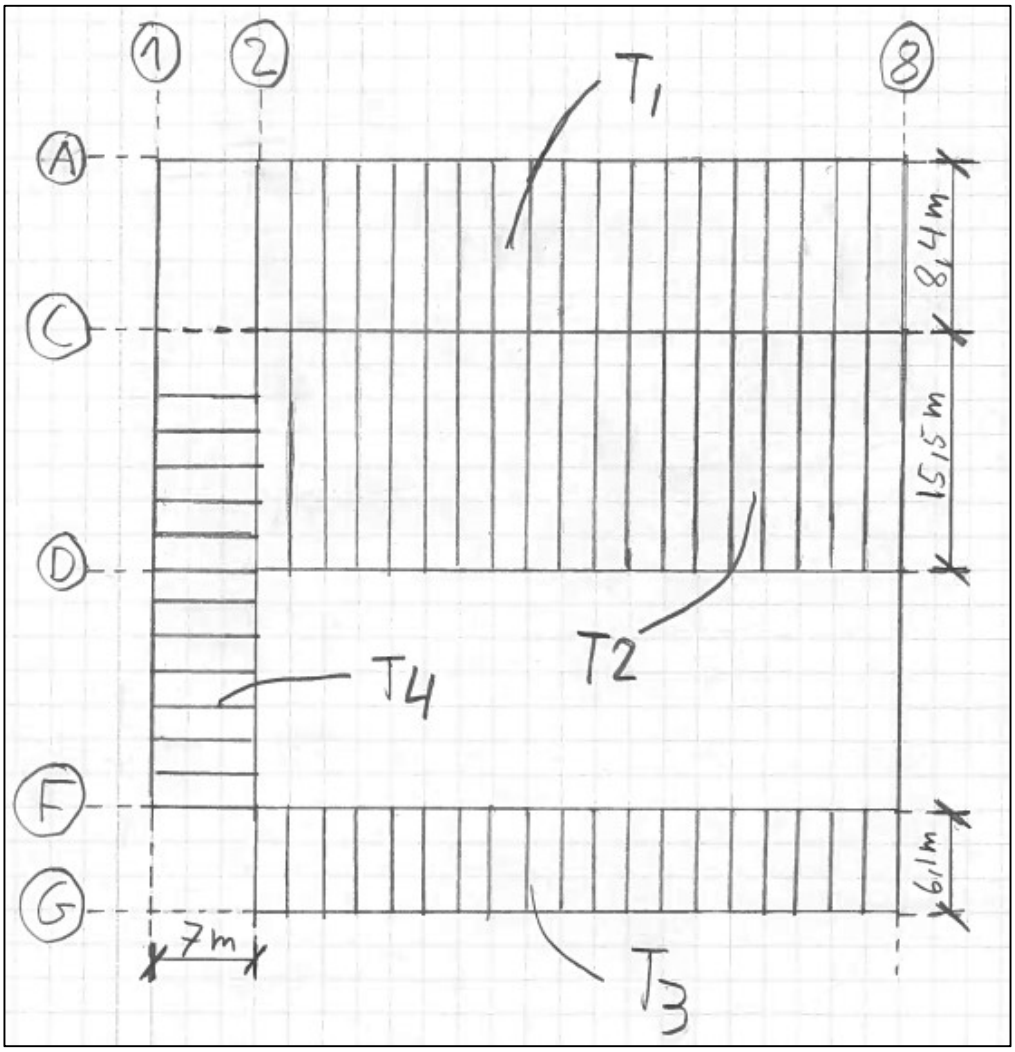
- Periferi-trækforbindelser
- Interne trækforbindelser
- Vandrette søjle-eller vægtrækforbindelser

Principskitsen på Figur 3.13 viser placeringen af disse trækforbindelser i et støbeskel.



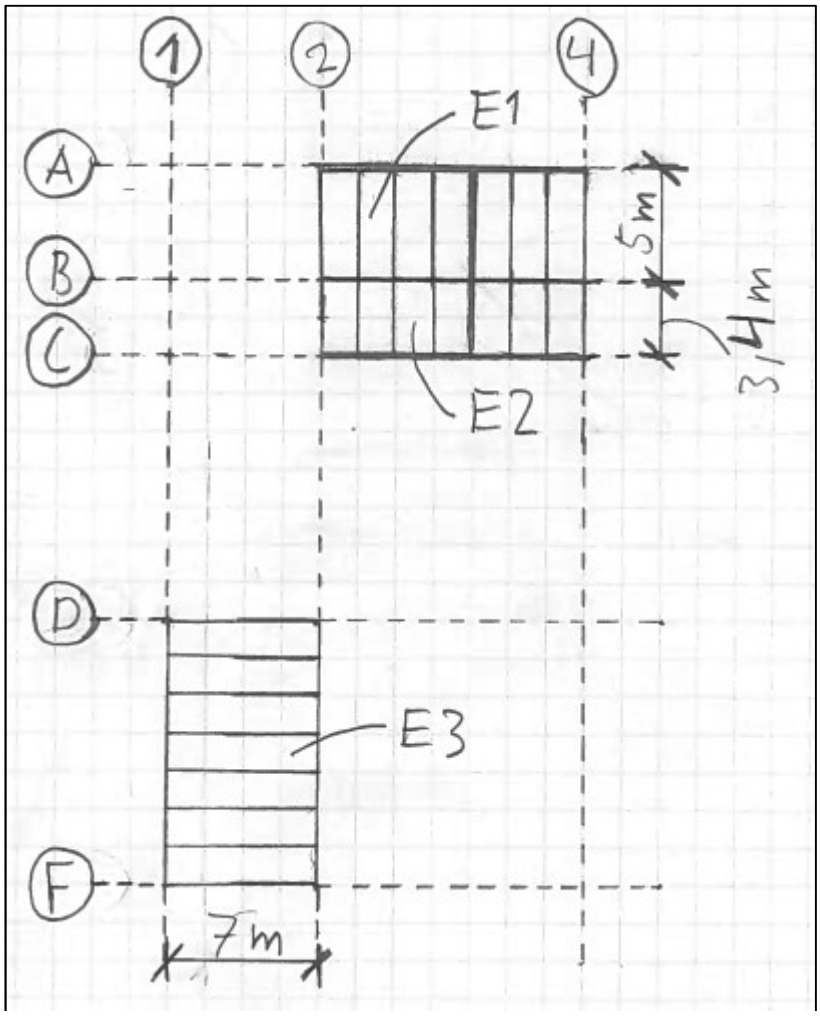
Figur 3.13 Placering af trækforbindelser i støbeskel.

Placering og navngivning af tagdækskiverne er vist på Figur 3.14.



Figur 3.14 Placering og navngivning af tagdækskiver.

Placering af etagedækskiverne er vist på Figur 3.15.



Figur 3.15 Placering og navngivning af etagedækskiver.

3.2.1 Periferi trækforbindelser

Periferi trækforbindelserne eller randarmeringen skal være kontinuerte effektive trækforbindelser inden for 1,2 m fra randen af dækelementerne. I høj konsekvensklasse er kravene til periferitrækforbindelser følgende:

$$F_{tie,per} = max\begin{cases} l_i \cdot 15\frac{kN}{m} \\ 80\ kN \end{cases}$$

Hvor l_i er længden af det sidste fag i dækkonstruktionen og dermed længden mellem understøtningerne for dækket. For randarmeringen langs de rande der ikke understøtter dækket er $l_i = 0$. Når $F_{tie,per}$ er bestemt, bestemmes det nødvendige armeringsareal ved:

$$A_s = \frac{F_{tie,per}}{f_y} = \frac{F_{tie,per}}{550\ MPa}$$

Periferitrækforbindelser for rande på tværs af bæreretningen af dækkene fremgår af Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Randarmering i tagdæk på langs af dækkonstruktioner.

Dæk	l_i [m]	l_i x 15 kN/m eller 80 kN	$F_{tie,per,langs}$ rande på langs af dæk [kN]	A_s [mm^2]	Valgt armering
T1	8,4	126 > 80	126	229	2 Y14
T2	15,5	232,5 > 80	233	424	3 Y14
T3	6,1	91,5 > 80	91,5	166	2 Y12
T4	7	105 > 80	105	191	2 Y12
E1	5	75 < 80	80	145	2 Y12
E2	3,4	51 < 80	80	145	2 Y12
E3	7	105 > 80	105	191	2 Y12

Det skal bemærkes, at armeringen der placeres imellem dæk T1 og T2 er summen af hhv. af den nødvendige armering for begge dæk. Denne armering vil derfor også svare til den interne trækforbindelse mellem dæk T1 og T2.
Periferitrækforbindelser for rande parallel med bæreretningen af dækkene fremgår af Tabel 3.2.

Tabel 3.2 Randarmering i etagedæk på tværs af dækkonstruktioner.

Dæk	l_i [m]	l_i x 15 kN/m eller 80 kN	$F_{tie,per,tværs}$ rande på tværs af dæk [kN]	A_s [mm^2]	Valgt armering
T1	0	0 < 80	80	145	2 Y12
T2	0	0 < 80	80	145	2 Y12
T3	0	0 < 80	80	145	2 Y12
T4	0	0 < 80	80	145	2 Y12
E1	0	0 < 80	80	145	2 Y12
E2	0	0 < 80	80	145	2 Y12
E3	0	0 < 80	80	145	2 Y12

3.2.2 Stød og forankring i hjørner af randarmering

Ved hjørner indlægges der L jern, der skal stødes på begge sider af hjørnet. Den nødvendige stødlængde skal derfor bestemmes. Ved beregning af forankringslængder og stødlængder anvendes der i praksis en klassisk metode anført i (EC2-1-1). Metoden baserer sig på forskellige faktorer, der dækker over forskellige forhold, som har indflydelse på forankringsbæreevnen. For dette projekt anvendes metoden beskrevet i (EC2-1-1).

Den nødvendige stødlængde bestemmes jf. (EC2-1-1) afsnit 8.7.3 af følgende udtryk:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}$$

Hvor

Faktorerne a_1, a_2, a_3 og a_5 er værdier der tager hensyn til bl.a. stængernes form, dæklag og tilstedeværelsen af tværarmering. For denne beregning sættes disse konservativt til 1,0.
a_6 er en faktor der tager hensyn til andelen af stødte stænger i det totale tværsnit. For dette tilfælde stødes alle stænger i samme tværsnit, hvorfor a_6 jf. (EC2-1-1), skal sættes til 1,5.
$l_{b,rqd}$ er basisforankringslængden.

Basisforankringsstyrken bestemmes for ribbestål og in-situ beton med en trykstyrke på 30 MPa og under den antagelse på den sikre side, at der ikke er tale om gode forankringsforhold er jf. (EC2-1-1):

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot \mathrm{f_{ctk;0,05}} = 2{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot 2{,}0\ \mathrm{MPa} = 3{,}15\ MPa$$

Der regnes med fuld udnyttelse i randarmeringen, hvorfor basisforankringslængden for Y14 armering fås til:

$$l_{b,rqd} = \frac{ø}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{14\ mm}{4} \cdot \frac{550\ MPa}{3{,}15\ MPa} = 611\ mm$$

Den nødvendige stødlængde fås derfor til:

$$l_0 = \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 1{,}5 \cdot 611\ mm = 917\ mm$$

Stødlængden af randarmeringen for Y14 armering vælges som L bøjler med længden 1,5 m. Som beskrevet i (EC2-1-1) kræves der tværarmering i stødzonen. Regnings-mæssigt er der ikke behov for tværarmering, hvorfor der blot vælges at indlægge lukkede bøjler svarende til minimumstværarmeringen. For stød gælder følgende for minimumstværarmeringen:

$$\sum A_{st,min} = A_s$$

Hvor

A_s er tværsnitsarealet af en stødt stang. For en Y14 stang medfører det at A_s = $\sum A_{st,min}$ = 154 mm^2. Der vælges derfor 8 R5 BJL/stød, svarende til 157 mm^2.

Stødlængden for Y12 randarmering bliver:

$$l_0 = 1{,}5 \cdot \frac{ø}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 1{,}5 \cdot \frac{12\ mm}{4} \cdot \frac{550\ MPa}{3{,}15\ MPa} = 786\ mm$$

For en Y12 stang medfører det at A_s = $\sum A_{st,min}$ = 113 mm^2. Der vælges derfor 6 R5 BJL/stød, svarende til 118 mm^2.

3.2.3 Interne trækforbindelser

De interne trækforbindelser skal indlægges i fugerne mellem dækelementerne parallelt med dækkenes bæreretning. Herudover skal der indlægges interne trækforbindelser over dækelementernes bjælkelinjer/bærelinjer, altså vinkelret på dækkenes bæreretning.

De interne trækforbindelser skal i høj konsekvensklasse overholde følgende krav:

$$F_{tie} = max \begin{cases} 30\frac{kN}{m} \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{2}\right) \\ 80\ kN \end{cases}$$

Hvor

l_1 og l_2 er spændvidden på hver side af den koncentrerede armering

Da dækelementernes standardbredde er 1,2 m, skal der i alle fuger parallelt med dækelementernes bæreretning indlægges armering svarende til kraften herunder:

$$F_{tie,parallel} = 1{,}2\ m \cdot 30\frac{kN}{m} = 36\ kN < 80\ kN\ \Rightarrow F_{tie,parallel} = 80\ kN$$

Nødvendigt armeringsareal i fugerne parallelt med dækkenes bæreretning:

$$A_{s,parallel} = \frac{80\ kN}{f_y} = \frac{80\ kN}{550\ \text{MPa}} = 145\ mm^2$$

Der vælges 2 stk. Y10 svarende til A_s =157 mm^2 i fugerne parallelt med dækkenes bæreretninger for alle dæk. Ved de rande der ligger over dækelementernes understøtninger/bjælkelinjer, vælges der med Y10 U-bøjler at forankre disse omkring randarmeringen.

<u>Den interne trækforbindelse mellem dæk T1 og T2 (i modullinje C) bestemmes</u>:

$$F_{tie,T1,T2} = max\begin{Bmatrix} 30\frac{kN}{m}\cdot\left(\frac{8{,}4\ m + 15{,}5\ m}{2}\right) \\ 80\ kN \end{Bmatrix} = max\begin{Bmatrix} 359\ kN \\ 80\ kN \end{Bmatrix} \Rightarrow F_{tie,T1,T2} = 359\ kN$$

Den nødvendige armering bestemmes:

$$A_{s,T1,T2} = \frac{359\ kN}{f_y} = \frac{359\ kN}{550\ \text{MPa}} = 653\ mm^2$$

Der vælges en armering i fugen svarende til 4 Y16. Disse forankres omkring randarmeringen i modullinje 2 og 8 som 2 Y16 U-bøjler.

<u>Den interne trækforbindelse i modullinje A for dæk T1 bestemmes:</u>

$$F_{tie,T1} = max\begin{Bmatrix} 30\frac{kN}{m}\cdot\left(\frac{8{,}4\ m}{2}\right) \\ 80\ kN \end{Bmatrix} = max\begin{Bmatrix} 126\ kN \\ 80\ kN \end{Bmatrix} \Rightarrow F_{tie,T1} = 126\ kN$$

Det bemærkes, at den trækforbindelse der skal indlægges svarer til den randarmering, der allerede er beregnet for dæk T1.

<u>Den interne trækforbindelse i modullinje D for dæk T2 bestemmes</u>:

$$F_{tie,T2} = max\begin{Bmatrix} 30\frac{kN}{m}\cdot\left(\frac{15{,}5\ m}{2}\right) \\ 80\ kN \end{Bmatrix} = max\begin{Bmatrix} 232{,}5\ kN \\ 80\ kN \end{Bmatrix} \Rightarrow F_{tie,T2} = 233kN$$

Det bemærkes, at den trækforbindelse der skal indlægges svarer til den periferitrækforbindelse, der allerede er beregnet for dæk T2.

<u>De interne trækforbindelser i modullinje F og G for dæk T3 bestemmes:</u>

$$F_{tie,T3} = max\begin{Bmatrix} 30\frac{kN}{m}\cdot\left(\frac{6{,}1\ m}{2}\right) \\ 80\ kN \end{Bmatrix} = max\begin{Bmatrix} 91{,}5\ kN \\ 80\ kN \end{Bmatrix} \Rightarrow F_{tie,T3} = 91{,}5\ kN$$

Det bemærkes, at de trækforbindelser der skal indlægges svarer til de periferitrækforbindelser, der allerede er beregnet for dæk T3.

<u>De interne trækforbindelser i modullinje 1 og 2 for dæk T4 og dæk E3 bestemmes:</u>

$$F_{tie,T4,E3} = max\begin{cases}30\frac{kN}{m}\cdot\left(\frac{7\,m}{2}\right)\\ 80\,kN\end{cases} = max\begin{cases}105\,kN\\ 80\,kN\end{cases} \Rightarrow F_{tie,T4,E3} = 105\,kN$$

Det bemærkes, at de trækforbindelser der skal indlægges svarer til de periferitræk-forbindelser, der allerede er beregnet for dæk T4 og dæk E3.

<u>Den interne trækforbindelse mellem dæk E1 og E2 (i modullinje B) bestemmes:</u>

$$F_{tie,E1,E2} = max\begin{cases}30\frac{kN}{m}\cdot\left(\frac{5\,m+3{,}4\,m}{2}\right)\\ 80\,kN\end{cases} = max\begin{cases}126\,kN\\ 80\,kN\end{cases} \Rightarrow F_{tie,E1,E2} = 126\,kN$$

Den nødvendige interne trækforbindelse mellem dæk E1 og E2 svarer til et armeringsareal på 275 mm og der vælges derfor 2 Y14.

<u>De interne trækforbindelser i modullinje A for dæk E1 og i modullinje C for dæk E2 bestemmes:</u>

$$F_{tie,E1} = max\begin{cases}30\frac{kN}{m}\cdot\left(\frac{5\,m}{2}\right)\\ 80\,kN\end{cases} = max\begin{cases}75\,kN\\ 80\,kN\end{cases} \Rightarrow F_{tie,E1} = 80\,kN$$

Det bemærkes, at den trækforbindelse der skal indlægges svarer til den periferitræk-forbindelse, der allerede er beregnet for dæk E1.

$$F_{tie,E2} = max\begin{cases}30\frac{kN}{m}\cdot\left(\frac{3{,}4\,m}{2}\right)\\ 80\,kN\end{cases} = max\begin{cases}51\,kN\\ 80\,kN\end{cases} \Rightarrow F_{tie,E2} = 80\,kN$$

Det bemærkes, at den trækforbindelse der skal indlægges svarer til den periferitræk-forbindelse, der allerede er beregnet for dæk E2.

3.2.4 Forankring og stød af interne trækforbindelser i dækfuger.

De interne trækforbindelser udføres ikke som gennemgående i fugerne imellem dæ-kelementerne, men forankres med den nødvendige forankringslængde, der derved sikrer, at trækket overføres fra fugen til huldækelementerne. Der regnes konservativt med basisforankringslængden som den regningsmæssige forankringslængde.

Den maksimale trækkræft der skal forankres for imellem dækelementerne er 80 kN. Eftersom der indlægges 2 Y10 i hver fuge parallel med dækkenes bæreretning, skal hver armeringsstang imellem dækelementerne optage en trækkraft svarende til 40 kN. Armeringsspændingen bliver derfor:

$$40kN = A_s\cdot\sigma_{sd} = \frac{\pi}{4}\cdot(10\,mm)^2\cdot\sigma_{sd} \Leftrightarrow \sigma_{sd} = \frac{40\,kN}{\frac{\pi}{4}\cdot(10\,mm)^2} = 509{,}3\,MPa$$

Basisforankringsstyrken bestemmes for ribbestål og in-situ beton med en trykstyrke på 30 MPa og under den antagelse på den sikre side, at der ikke er tale om gode forankringsforhold jf. (EC2-1-1):

$$f_{bd} = 2{,}25\cdot 0{,}7\cdot \mathrm{f_{ctk;0,05}} = 2{,}25\cdot 0{,}7\cdot 2{,}0\ \mathrm{MPa} = 3{,}15\,MPa$$

Basisforankringslængden bestemmes:

$$l_{b,rqd} = \frac{ø}{4}\cdot\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{10\,mm}{4}\cdot\frac{509{,}3\,MPa}{3{,}15\,MPa} = 404\,mm$$

De interne trækforbindelser i fugerne imellem dækelementerne parallelt med dækkenes bæreretning forankres med længden 1000 mm ind i fugerne mellem dækelementerne.

I tagkonstruktionen i modullinje C skal der også indlægges stødarmering ved forankring af Y16 U-bøjlerne. Den nødvendige stødlængde bestemmes under forudsætning af at σ_{sd} = f_{yd}:

$$l_0 = 1{,}5 \cdot \frac{ø}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 1{,}5 \cdot \frac{16\ mm}{4} \cdot \frac{550\ MPa}{3{,}15\ MPa} = 1048\ mm$$

Stødlængden vælges til 1500 mm. Armeringsarealet for en Y16 stang er 201 mm^2. Der vælges at indlægge 11 R5/BJL svarende til et armeringsareal $\Sigma A_{s,min}$ = 216 mm^2.

Fugearmeringen for hhv. tagdæk og etagedæk fremgår af tegningerne K3-1-03 og K3-2-04 i tegningsmappen.

3.2.5 Vandrette trækforbindelser

Robusthedskravene i høj konsekvensklasse(CC3) for vandrette trækforbindelser er jf. (EC2-1-1 DK NA) følgende:

I toppen og bunden af vægge, på tværs af støbeskellet: $f_{tie,fac} = 30\frac{kN}{m}$

I toppen og bunden af søjler: $F_{tie,col} = 160\ kN$

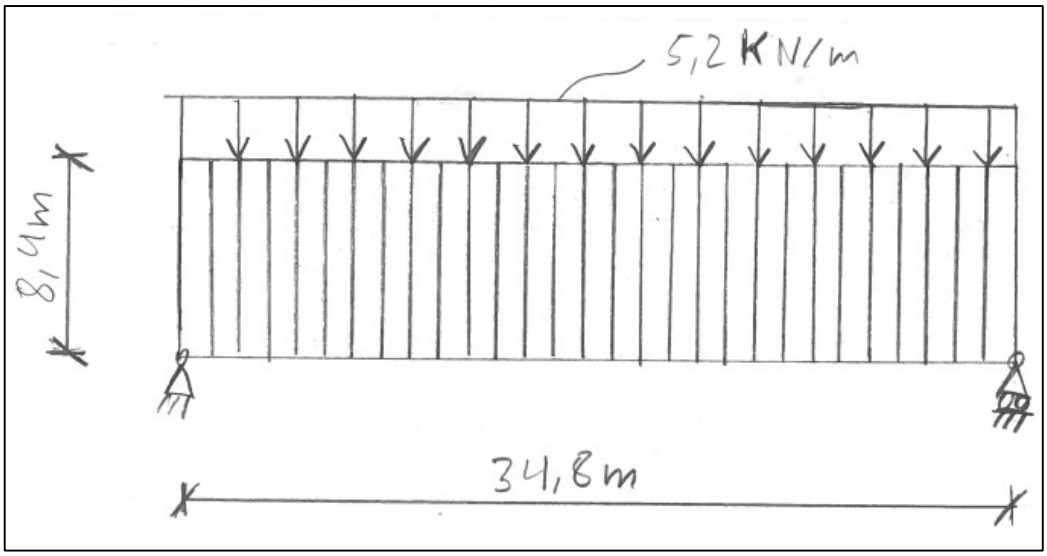
Robusthedskravene sikres ved at indstøbe strittere i topppen og bunden af væggene og dorne i toppen og bunden af søjlerne. Dimensionering af vandrette trækforbindelser efter robusthedskravene skal foretages i detailprojekteringen.

4. STRINGERBEREGNINGER

Dækskiverne T1, T2, T3 og T4 skal videreføre de vandrette laster til de stabiliserende vægge. Derfor skal skiverne være tilstrækkelig stive, og dette sikres ved at indlægge tilstrækkelig fugearmering og randarmering. Alle tagdæk beregnes som bjælker og momentet i bjælkerne optages ved at opløse denne i en træk og trykkomposant i randene af dækkene.

4.1 Stringerberegning af dæk T1

Dæk T1 er understøttet og belastet som vist på Figur 4.1.



Figur 4.1 Statisk system for dæk T1.

Den nødvendige fugearmering i skiven bestemmes ud fra hhv. momentet og forskydningen i skiven ved vind fra nord.

Moment i T1:

$$M_{T1,nord} = \frac{1}{8} \cdot 5{,}2 \frac{kN}{m} \cdot (34{,}8\ m)^2 = 788{,}7\ kNm$$

Momentet fordeles som en tryk- og trækkomposant i hhv. modullinje A og C. Der regnes med en indre momentarm z på 0,9 x h.

Træk- og trykkomposanterne bestemmes:

$$N_{tryk,T1,modul\ A} = N_{træk,T1,modul\ C} = \frac{M_{T1,nord}}{0{,}9 \cdot 8{,}4\ m} = \frac{788{,}7\ kNm}{0{,}9 \cdot 8{,}4\ m} = 104{,}3\ kN$$

Den nødvendige trækarmering bliver derfor:

$$A_s = \frac{104{,}3\ kN}{f_{yd}} = \frac{104{,}3\ kN}{\frac{550\ MPa}{1{,}2}} = 228\ mm^2$$

Trykkomposanten fordeles ud over en trykzonehøjde på 0,2 x h og pladens bredde på 0,22 m. Trykket i betonen i modullinje A bliver derfor:

$$\sigma_{modul,A} = \frac{104{,}3\ kN}{0{,}2 \cdot 8{,}4\ m \cdot 0{,}22\ m} = 0{,}28\ MPa < f_{cd} = 20{,}7\ MPa\ OK!$$

Betonen kan derfor godt optage trykket.

Det ses, at robusthedskravene for randarmeringen i både modullinje A og modullinje C bliver dimensionsgivende.

Forskydning ved understøtningerne for T1:

$$V_{T1,nord} = \frac{1}{2} \cdot 5{,}2 \frac{kN}{m} \cdot 34{,}8\ m = 90{,}7\ kN$$

Der skal derfor optages følgende trækkraft pr. længdeenhed i et snit parallelt med dækskivens længderetning, altså parallelt med modullinje A og C. Der regnes med Cot θ =1,0:

$$V_{T1,pr.m} = \frac{V_{T1,nord}}{z \cdot \cot(\theta)} = \frac{90{,}7kN}{0{,}9 \cdot 8{,}4\ m \cdot 1{,}0} = 12 \frac{kN}{m}$$

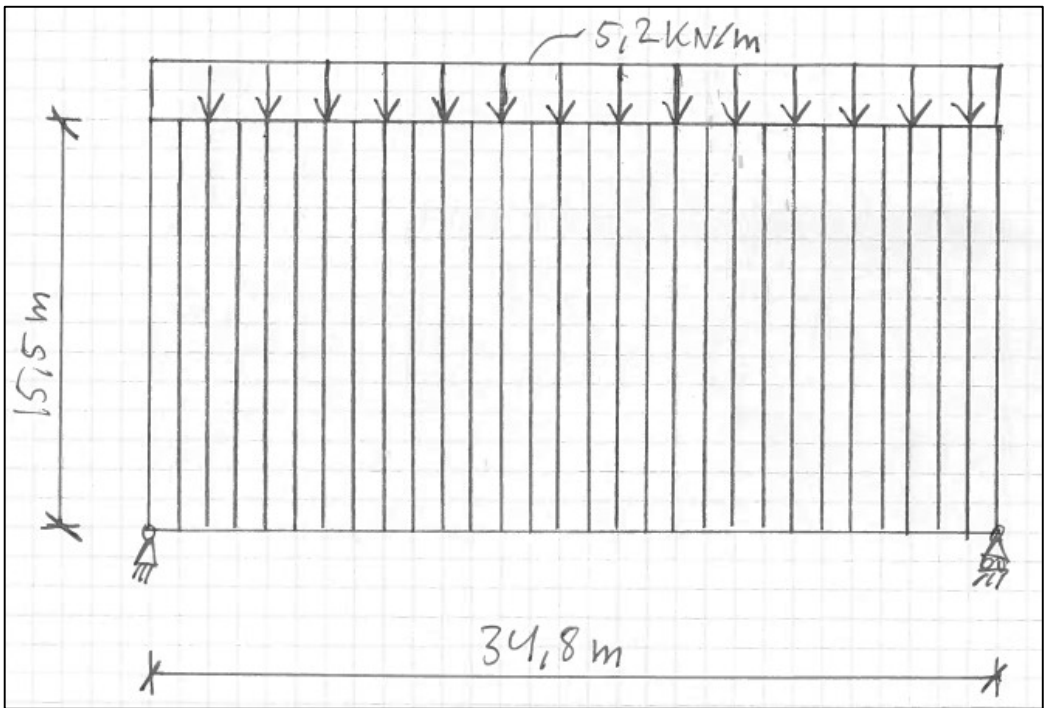
Idet der indlægges armering i dækskivens fuger pr. 1,2 m, bliver den nødvendige stringerarmering pr. fuge:

$$A_{s,V,T1} = \frac{12 \frac{kN}{m} \cdot 1{,}2\ m}{f_{yd}} = \frac{12 \frac{kN}{m} \cdot 1{,}2\ m}{\frac{550\ MPa}{1{,}2}} = 31{,}4\ mm^2$$

Det bemærkes, at det nødvendige armeringsareal, der kræves som følge af forskydning i skiven, er væsentlig mindre end den armering, der kræves for at overholde robusthedskravene, hvorfor robusthedskravene bliver dimensionsgivende.

4.2 Stringerberegning af dæk T2

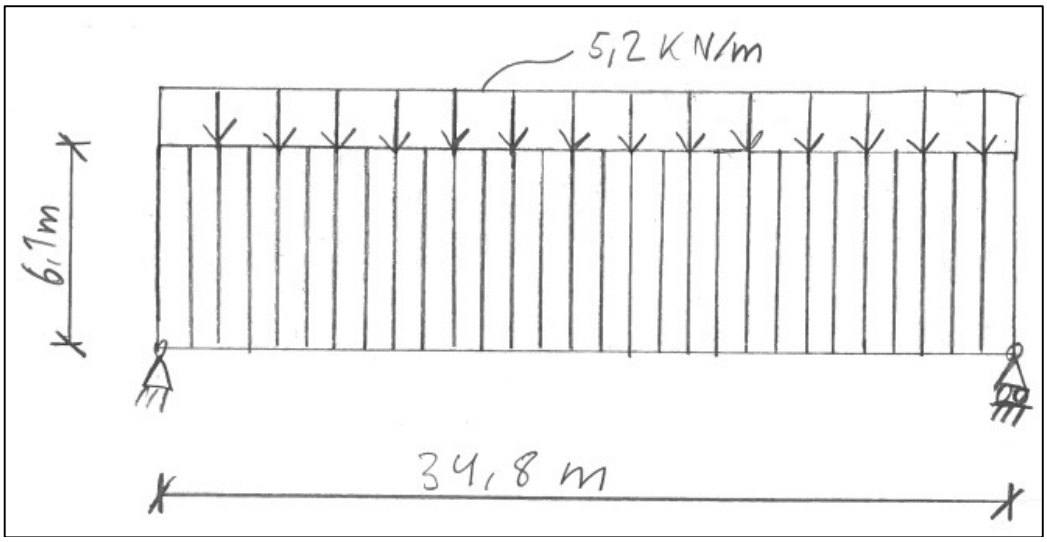
Dæk T2 skal optage samme moment og forskydning som dæk T1, hvorfor der ikke beregnes yderlig stringerarmering og randarmering for denne dækkonstruktion. Ligesom for dæk T1 bliver robusthedskravene derfor dimensionsgivende i forhold til fugearmeringen. Det statiske system for dæk T2 fremgår af Figur 4.2.



Figur 4.2 Statisk system for dæk T2.

4.3 Stringerberegning af dæk T3

Dæk T3 er understøttet og belastet som vist på Figur 4.3.



Figur 4.3 Statisk system for dæk T3.

Den nødvendige randarmering og fugearmering i skiven bestemmes ud fra hhv. momentet og forskydningen i skiven ved vind fra syd.

Moment i T3:

$$M_{T3,syd} = \frac{1}{8} \cdot 5{,}21 \frac{kN}{m} \cdot (34{,}8\ m)^2 = 788{,}7\ kNm$$

Momentet fordeles som en tryk- og trækkomposant i hhv. modullinje G og F. Der regnes med en indre momentarm z på 0,9 x h. Træk- og trykkomposanterne bestemmes:

$$N_{tryk,T3,modul\ G} = N_{træk,T3,modul\ F} = \frac{M_{T3,nord}}{z} = \frac{788{,}7\ kNm}{0{,}9 \cdot 6{,}1\ m} = 143{,}7\ kN$$

Trykkomposanten fordeles ud over en trykzonehøjde på 0,2 x h og pladens bredde på 0,22 m. Trykket i betonen i modullinje A bliver derfor:

$$\sigma_{modul\ G} = \frac{143{,}7\ kN}{0{,}2 \cdot 6{,}1\ m \cdot 0{,}22\ m} = 0{,}54\ MPa < f_{cd} = 20{,}7\ MPa\ OK!$$

Betonen kan derfor godt optage trykket.

Den nødvendige trækarmering bestemmes:

$$A_{s,træk,T3} = \frac{143{,}7\ kN}{f_{yd}} = \frac{143{,}7\ kN}{\frac{550\ MPa}{1{,}2}} = 313{,}5\ mm^2$$

Der vælges 3 Y12 i både modullinje F og G svarende til et armeringsareal på 339 mm^2.

Forskydning ved understøtningerne for T3:

$$V_{T3,syd} = \frac{1}{2} \cdot 5{,}21 \frac{kN}{m} \cdot 34{,}8\ m = 90{,}7\ kN$$

Der skal derfor optages følgende trækkraft pr. længdeenhed i et snit parallelt med dækskivens længderetning, altså parallelt med modullinje F og G. Der regnes med Cot θ =1,0:

$$V_{T3,pr.m} = \frac{V_{T3,nord}}{z \cdot \cot(\theta)} = \frac{90{,}7kN}{0{,}9 \cdot 6{,}1\ m} = 16{,}5 \frac{kN}{m}$$

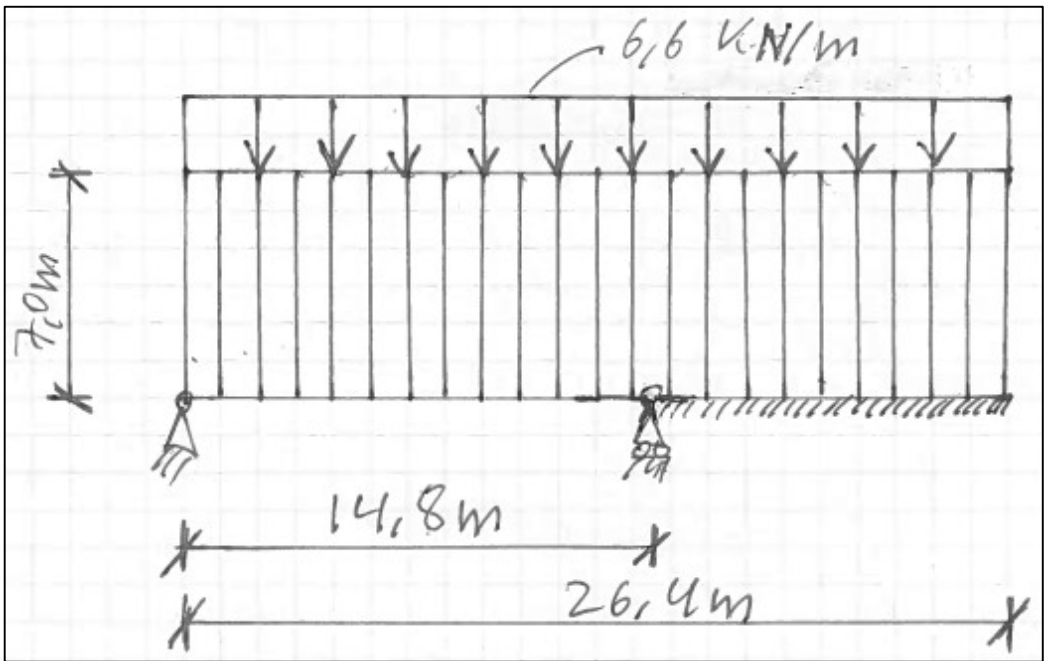
Idet der indlægges armering i dækskivens fuger pr. 1,2 m, bliver den nødvendige stringerarmering pr. fuge:

$$A_{V,T3} = \frac{16{,}5 \frac{kN}{m} \cdot 1{,}2\ m}{f_{yd}} = \frac{16{,}5 \frac{kN}{m} \cdot 1{,}2\ m}{\frac{550\ MPa}{1{,}2}} = 43{,}2\ \ mm^2$$

Det bemærkes, at det nødvendige armeringsareal, der kræves som følge af forskydning i skiven, er væsentlig mindre end den armering, der kræves for at overholde robusthedskravene, hvorfor robusthedskravene bliver dimensionsgivende.

4.4 Stringerberegning af dæk T4

Dæk T4 er understøttet og belastet som vist på Figur 4.4.



Figur 4.4 Statisk system for dæk T4.

Den nødvendige randarmering og fugearmering i skiven bestemmes ud fra hhv. momentet og forskydningen i skiven ved vind fra syd og vind fra vest.

Moment i T4:

$$M_{T4,vest} = \frac{1}{8} \cdot 6{,}6 \frac{kN}{m} \cdot (14{,}8\ m)^2 = 180{,}7\ kNm$$

Momentet fordeles som en tryk- og trækkomposant i hhv. modullinje 1 og 2. Der regnes med en indre momentarm z på 0,9 x h. Træk- og trykkomposanterne bestemmes:

$$N_{tryk,T4,modul\ 1} = N_{træk,T4,modul\ 2} = \frac{M_{T4,nord}}{z} = \frac{180{,}7\ kNm}{0{,}9 \cdot 7\ m} = 28{,}7\ kN$$

Den maksimale forskydning i dækkonstruktionen bestemmes:

$$V_{T4} = \frac{1}{2} \cdot 6{,}6 \frac{kN}{m} \cdot 14{,}8\ m = 48{,}8\ kN$$

Det ses, at eftersom trykkomposanten for dæk T4 er mindre end trykkomposanten for både dæk T1 og T3, så kan betonen også optage trykket for dæk T4. Herudover ses det, at trækkomposanten $N_{træk,T4,modul\ 2}$, er mindre end robusthedskravet, som derfor vil være dimensionsgivende for randarmeringen i modullinje 1 og 2. I forhold til armeringen i enderne af dæk T4 ses det, at forskydningskraften i T4 er mindre end forskydningskraften i T3, hvorfor robusthedskravet vil være dimensionsgivende ligesom for dæk T3.

4.5 Bidrag til randarmering fra vindsug

Ved vind fra vest og øst vil der forekomme vindsug på hhv. den nordlige og sydlige facade. Herudover vil der ved vind fra syd og nord forekomme vindsug på den vestlige og østlige facade. Vindsuget på facaderne parallelt med vindretningen er lige sto-

re og modsatrettede, hvilket vil sige, at det resulterende vindsug på tværs af vindretningen vil være nul.

For at det resulterende vindsug på tværs af vindretningen skal være nul, skal det sikres, at de yderste huldækelementer er tilstrækkelig forankret til det resterende dæk, således at det yderste dækelement ikke hives fra det øvrige dæk. Herudover skal der etableres en gennemgående trækforbindelse i modullinje 2 og 8, således at det resulterende vindsug på tværs af vindretningen vest-øst kan regnes for nul.

Den nødvendige armering til at optage vindsuget skal tillægges den trækarmering der i forvejen er krævet jf. stringerberegningerne i randene af dækkene. Der er for dette projekt valgt at undlade denne beregning, velvidende at dette er et forhold, der bør medtages i dimensioneringen af den nødvendige randarmering for dækelementerne.

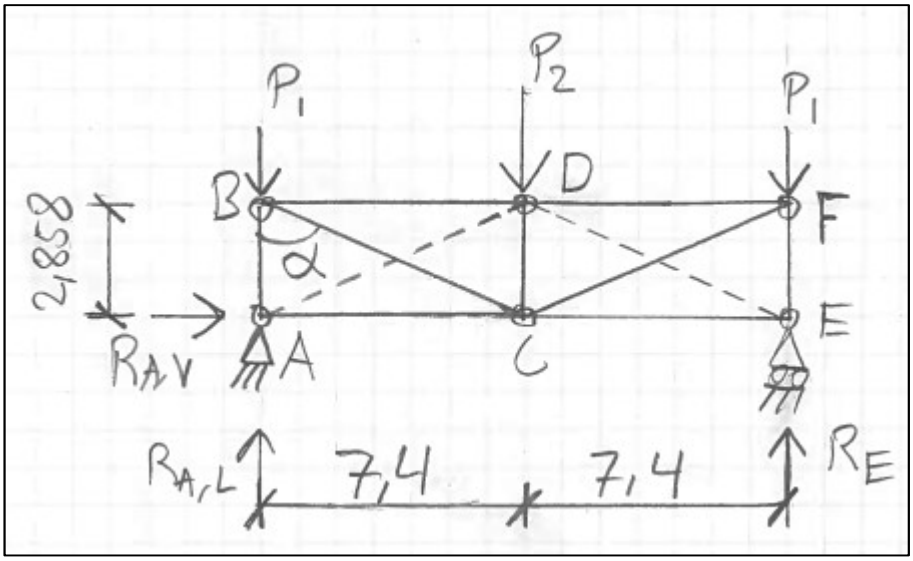
5. BEREGNING AF VINDKRYDS I TAG

5.1 Dimensionering af vindkryds

For at sikre at tagskiven i overbygningen er tilstrækkelig stiv til at føre de vandrette laster til vindgitrene i modullinje 2, 8, D og F, vælges der et indlægge vindkryds i tagskiven. Når der anvendes vindkryds, kan der optages laster i alle retninger, og der vil udelukkende være træk i de skrå gitterstænger.
Når gitterstængerne udelukkende optager træk, vil dimensionerne på stængerne kunne reduceres væsentligt i forhold til, hvis der også var tryk, da der ikke skal tages hensyn til søjleinstabilitet af gitterstængerne.
Der undersøges om vindkrydsene kan optage lasterne ved vind på langs af overbygningen og ved vind på tværs af overbygningen. Ved vind på langs af overbygningen beregnes vindkrydsene for vind fra vest. Ved vind på tværs af overbygningen beregnes vindkrydsene for vind fra nord.

5.1.1 Statisk system ved vind fra vest

Den jævnt fordelte vindlast på tagskiven fordeles ud som punktlaster i knuderne på gitteret. De skrå stiplede stænger optager ingen last, mens de skrå ubrudte stænger er trækstænger. Ved vind fra modsat retning vil de stiplede stænger derimod være trækstænger, mens de skrå ubrudte stænger ikke vil optage last.

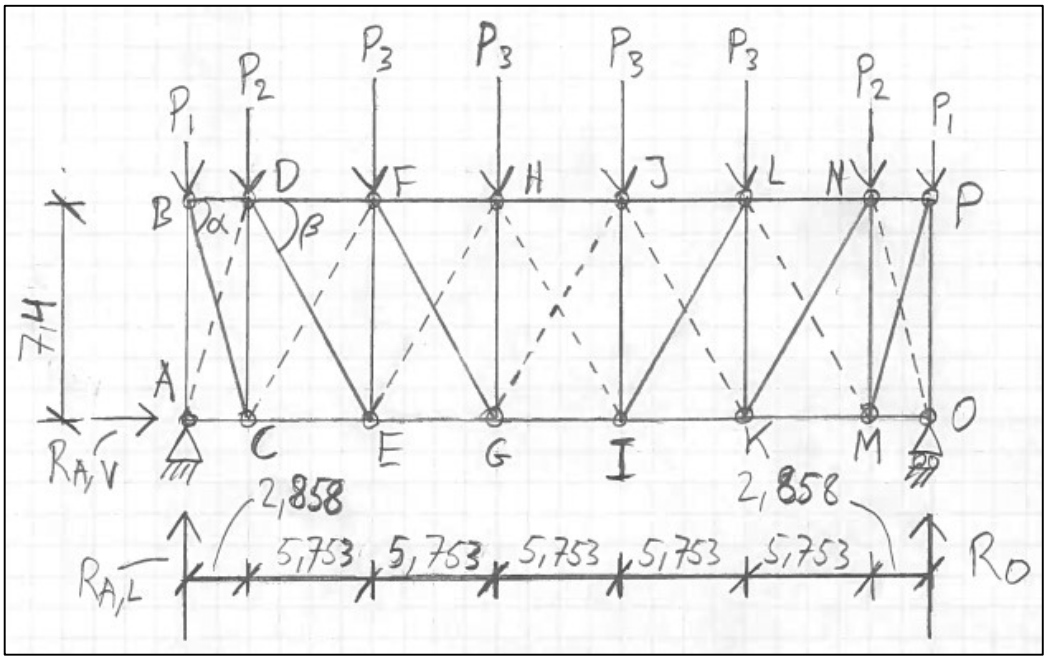


Figur 5.1 Statisk system for vindkryds ved vind fra vest.

Vinklen α bestemmes:

$$\tan(\alpha) = \frac{7{,}4\ m}{2{,}858\ m} \Rightarrow \alpha = \tan^{-1}\left(\frac{7{,}4\ m}{2{,}858\ m}\right) = 68{,}9\ °$$

5.1.2 Statisk system ved vind fra nord



Figur 5.2 Statisk system for vindkryds ved vind fra nord.

Vinklen β bestemmes:

$$\tan(\beta) = \frac{7{,}4\ m}{5{,}753\ m} \Rightarrow \beta = \tan^{-1}\left(\frac{7{,}4\ m}{5{,}753\ m}\right) = 52{,}1\ °$$

5.1.3 Laster ved vind fra vest

Tagskiven i niveau 3 optager den halve vindlast på facaderne mellem niveau 3 og niveau 2. Den anden halvdel afleveres ind i tagskiverne i niveau 2.
Peakhastighedstrykkene ved vind fra vest er fastlagt i afsnit 6.7.2 i A1. Formfaktorerne for vindtryk på luv side og vindsug på læ side er fastlagt i afsnit 6.7.2.1 i A1. Den resulterende formfaktor er derfor 0,7 + 0,3 = 1,0.

Karakteristisk vindlast i tagskiven ved vind fra vest:

$$w_{k,vest} = 1{,}0 \cdot q_v \cdot \frac{38{,}48\ m - 30{,}5\ m}{2} = 1{,}0 \cdot 1{,}14\frac{kN}{m^2} \cdot \frac{38{,}48\ m - 30{,}5\ m}{2} = 4{,}53\frac{kN}{m}$$

Regningsmæssig vindlast i tagskiven ved vind fra vest:

$$w_{d,v} = 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot 4{,}53\frac{kN}{m} = 7{,}47\frac{kN}{m}$$

Som vist på det statiske system på Figur 5.1 fordeles lasterne ud i knuderne på vindgitteret.

Laster i knuder ved vind fra vest:

$$P_{1,vest} = 7{,}47\frac{kN}{m} \cdot \frac{7{,}4\ m}{2} = 27{,}6\ kN$$

$$P_{2,vest} = 7{,}47\frac{kN}{m} \cdot 7{,}4\ m = 55{,}3\ kN$$

5.1.4 Laster ved vind fra nord

Vindlasten ved vind fra nord bestemmes idet den resulterende formfaktor af afsnit 6.7.2.1 fås til 0,8 + 0,5 = 1,3.

Karakteristisk vindlast i tagskiven ved vind fra nord:

$$w_{k,n} = 1{,}3 \cdot q_s \cdot \frac{38{,}48\ m - 30{,}538\ m}{2} = 1{,}0 \cdot 0{,}91\frac{kN}{m^2} \cdot \frac{38{,}48\ m - 30{,}538\ m}{2} = 4{,}7\frac{kN}{m}$$

Regningsmæssig vindlast i tagskiven ved vind fra nord:

$$w_{d,n} = 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot 4{,}7\frac{kN}{m} = 7{,}8\frac{kN}{m}$$

Laster i knuder ved vind fra nord:

$$P_{1,nord} = 7{,}8\frac{kN}{m} \cdot \frac{2{,}858\ m}{2} = 11{,}08\ kN$$

$$P_{2,nord} = 7{,}8\frac{kN}{m} \cdot \frac{(2{,}858\ m + 5{,}753\ m)}{2} = 33{,}4\ kN$$

$$P_{3,nord} = 7{,}8\frac{kN}{m} \cdot \frac{(5{,}753\ m + 5{,}753\ m)}{2} = 44{,}87\ kN$$

Lasterne virker som vist på Figur 5.2.

5.1.5 Snitkræfter i vindkryds ved vind fra vest

Reaktioner:

Lodret ligevægt:

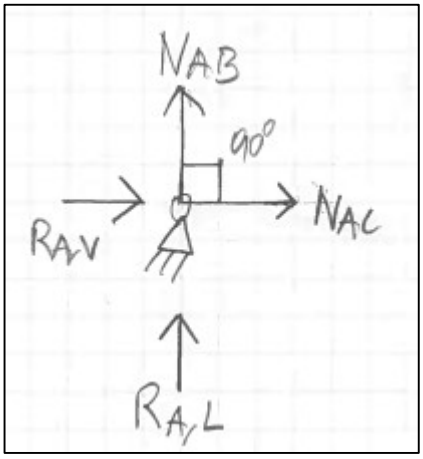
$$R_{A,v} = 0$$

Ved symmetri og lodret ligevægt fås:

$$R_{A,L} = R_E = P_{1,vest} + \frac{1}{2} \cdot P_{2,vest} = 27{,}6\ kN + \frac{1}{2} \cdot 55{,}3\ kN = 55{,}3\ kN$$

Stangkræfterne findes ved løsskæring af knuderne som vist på Figur 5.3 og Figur 5.4.

Knude A:



Figur 5.3 Løsskæring af knude A i vindkryds.

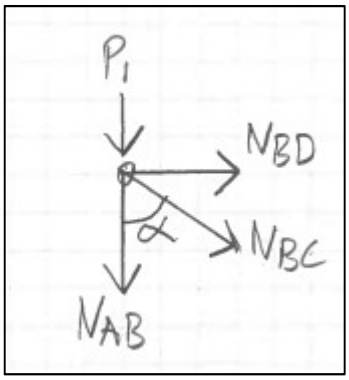
Vandret ligevægt:

$$R_{A,v} + N_{AC} = 0 \Leftrightarrow N_{AC} = 0$$

Lodret ligevægt:

$$R_{A,L} + N_{AB} = 0 \Leftrightarrow N_{AC} = -R_{A,L} = -55{,}3\ kN$$

Knude B:



Figur 5.4 Løsskæring af knude B i vindkryds.

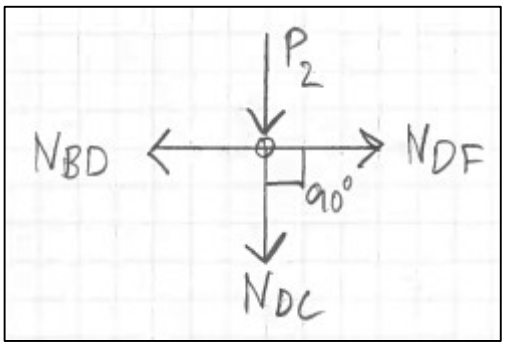
Lodret ligevægt:

$$-N_{AB} - N_{BC} \cdot \cos(68{,}9°) - P_{1,vest} = 0 \Leftrightarrow N_{BC} = \frac{-N_{AB} - P_{1,vest}}{\cos(68{,}9°)} = \frac{55{,}3\ kN - 27{,}6\ kN}{\cos(68{,}9°)} = 76{,}9\ kN$$

Vandret ligevægt:

$$N_{BD} + N_{BC} \cdot \sin(68{,}9°) = 0 \Leftrightarrow N_{BD} = -N_{BC} \cdot \sin(68{,}9°) = -76{,}9\ kN \cdot \sin(68{,}9°) = -71{,}7\ kN$$

Knude D:



Figur 5.5 Løsskæring af knude D i vindkryds.

Lodret ligevægt:

$$-N_{DC} - P_{2,vest} = 0 \Leftrightarrow N_{DC} = -P_{2,vest} = -55{,}3\ kN$$

5.1.6 Snitkræfter i vindkryds ved vind fra nord

Reaktioner:

Lodret ligevægt:

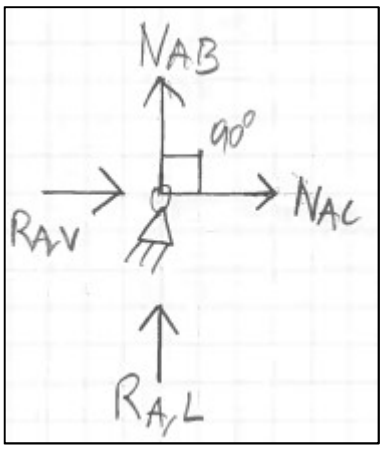
$$R_{A,v} = 0$$

Ved symmetri og lodret ligevægt fås:

$$R_{A,L} = R_O = P_{1,nord} + P_{2,nord} + 2 \cdot P_{3,nord} = 11{,}08\ kN + 33{,}4\ kN + 2 \cdot 44{,}87\ kN = 134{,}22\ kN$$

Stangkræfterne findes ved løsskæring af knuderne som vist på Figur 5.6 - Figur 5.13.

Knude A:



Figur 5.6 Løsskæring af knude A i vindkryds.

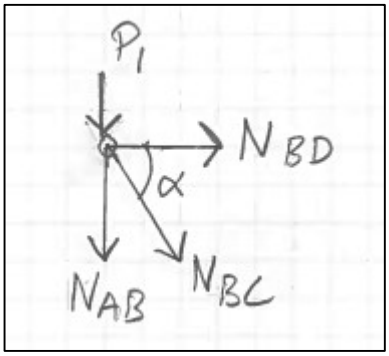
Lodret ligevægt:

$$N_{AB} + R_{A,L} = 0 \Leftrightarrow N_{AB} = -R_{A,L} = -134{,}22\ kN$$

Vandret ligevægt:

$$R_{A,v} + N_{AC} = 0 \Leftrightarrow N_{AB} = 0$$

Knude B:



Figur 5.7 Løsskæring af knude B i vindkryds.

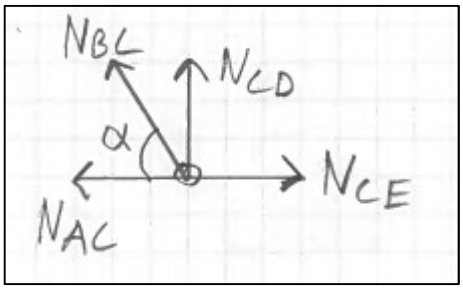
Lodret ligevægt:

$$-N_{AB} - P_{1,nord} - N_{BC} \cdot \sin(70°) = 0 \Leftrightarrow N_{BC} = \frac{-N_{AB} - P_{1,nord}}{\sin(68{,}9°)} = \frac{134{,}22 - 11{,}08\ kN}{\sin(68{,}9°)} = 131{,}99\ kN$$

Vandret ligevægt:

$$N_{BC} \cdot \cos(70°) + N_{BD} = 0 \Leftrightarrow N_{BD} = -N_{BC} \cdot \cos(68{,}9°) = -131{,}99\ kN \cdot \cos(68{,}9°) = -47{,}5\ kN$$

Knude C:



Figur 5.8 Løsskæring af knude C i vindkryds.

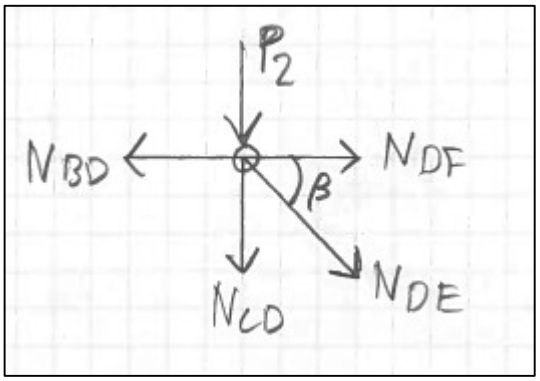
Lodret ligevægt:

$$N_{CD} + N_{BC} \cdot \sin(70°) = 0 \Leftrightarrow N_{CD} = -N_{BC} \cdot \sin(68{,}9°) = -131{,}99\ kN \cdot \sin(68{,}9°) = -123{,}14\ kN$$

Vandret ligevægt:

$$N_{CE} - N_{BC} \cdot \cos(70°) - N_{AC} = 0 \Leftrightarrow N_{CE} = N_{BC} \cdot \cos(68{,}9°) + N_{AC} = 131{,}99\ kN \cdot \cos(68{,}9°) + 0 = 47{,}5\ kN$$

Knude D:



Figur 5.9 Løsskæring af knude D i vindkryds.

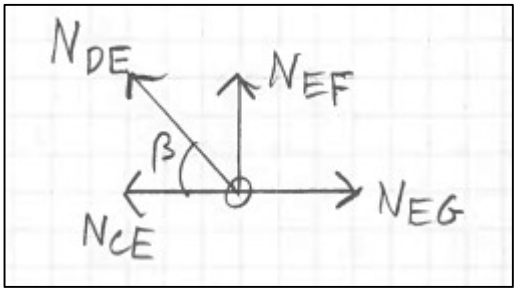
Lodret ligevægt:

$$-N_{CD} - N_{DE} \cdot \sin(52{,}1°) - P_{2,nord} = 0 \Leftrightarrow N_{DE} = \frac{-N_{CD} - P_{2,nord}}{\sin(52{,}1°)} = \frac{123{,}14\ kN - 33{,}4\ kN}{\sin(52{,}1°)}$$
$$= 113{,}73\ kN$$

Vandret ligevægt:

$$N_{DF} - N_{BD} + N_{DE} \cdot \cos(52{,}1°) = 0 \Leftrightarrow N_{DF} = N_{BD} - N_{DE} \cdot \cos(52{,}1°)$$
$$= -47{,}5\ kN - 113{,}73\ kN \cdot \cos(52{,}1°) = -117{,}36\ kN$$

Knude E:



Figur 5.10 Løsskæring af knude E i vindkryds.

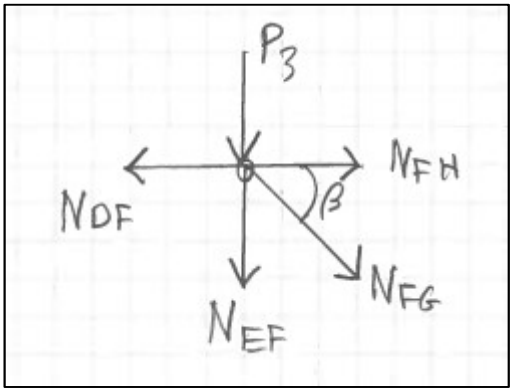
Lodret ligevægt:

$$N_{EF} + N_{DE} \cdot \sin(52{,}1°) = 0 \Leftrightarrow N_{EF} = -N_{DE} \cdot \sin(52{,}1°) = -113{,}73\ kN \cdot \sin(52{,}1°) = -89{,}74\ kN$$

Vandret ligevægt:

$$N_{EG} - N_{CE} - N_{DE} \cdot \cos(52{,}1°), 1 = 0 \Leftrightarrow N_{EG} = N_{CE} + N_{DE} \cdot \cos(52{,}1°)$$
$$= 47{,}5\ kN + 113{,}73\ kN \cdot \cos(52{,}1°) = 117{,}36\ kN$$

Knude F:



Figur 5.11 Løsskæring af knude F i vindkryds.

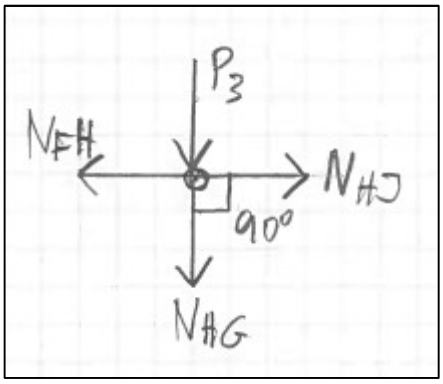
Lodret ligevægt:

$$-N_{EF} - P_{3,nord} - N_{FG} \cdot \sin(52{,}1°) = 0 \Leftrightarrow N_{FG} = \frac{-N_{EF} - P_{3,nord}}{\sin(52{,}1°)} = \frac{89{,}74\ kN - 44{,}87\ kN}{\sin(52{,}1°)} = 56{,}86\ kN$$

Vandret ligevægt:

$$N_{FH} - N_{DF} + N_{FG} \cdot \cos(52{,}1°) = 0 \Leftrightarrow N_{FH} = N_{DF} - N_{FG} \cdot \cos(52{,}1°)$$
$$= -117{,}36\ kN - 56{,}86\ kN \cdot \cos(52{,}1°) = -152{,}29\ kN$$

Knude H:



Figur 5.12 Løsskæring af knude H i vindkryds.

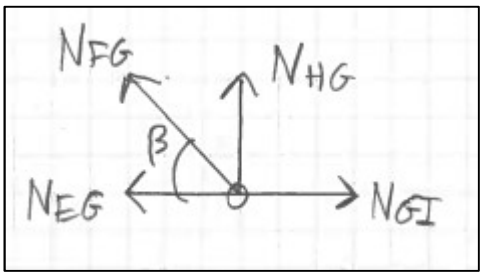
Lodret ligevægt:

$$N_{HG} + P_{3,nord} = 0 \Leftrightarrow N_{HG} = -P_{3,nord} = -44{,}87\ kN$$

Vandret ligevægt:

$$-N_{FH} + N_{HJ} = 0 \Leftrightarrow N_{HJ} = N_{FH} = -152{,}29\ kN$$

Knude G:



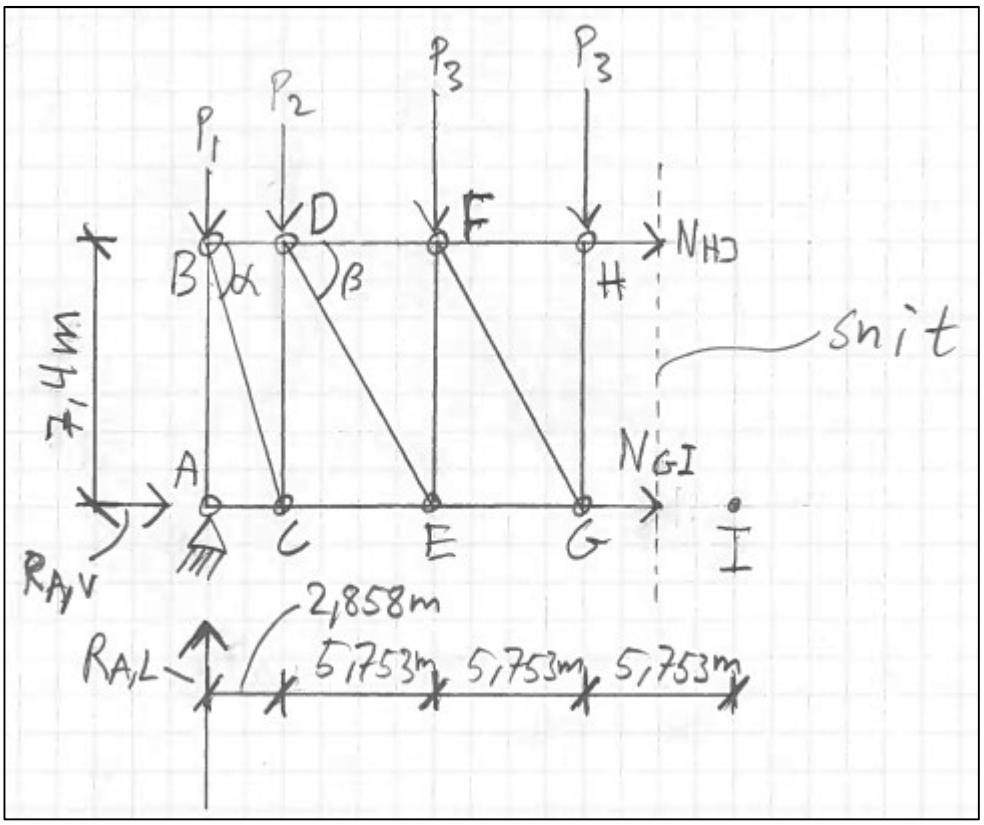
Figur 5.13 Løsskæring af knude G i vindkryds

Vandret ligevægt:

$$N_{GI} - N_{EG} - N_{GF} \cdot \cos(52{,}1°) = 0 \Leftrightarrow N_{GI} = N_{EG} + N_{FG} \cdot \cos(52{,}1°)$$
$$= 117{,}36\ kN + 56{,}86\ kN \cdot \cos(52{,}1°) = 152{,}29\ kN$$

Kontrol af ligevægt

Der kontrolleres ved rittersnit midt igennem stang HJ og stang GI som vist på Figur 5.14, at der er ligevægt i systemet.



Figur 5.14 Rittersnit igennem stang HJ og stang GI.

Lodret ligevægt:

$$R_{A,L} - P_{1,nord} - P_{2,nord} - 2 \cdot P_{3,nord} = 134{,}22\ kN - 11{,}08\ kN - 33{,}4\ kN - 44{,}87\ kN \cdot 2 = 0$$

Den lodrette ligevægt er opfyldt!

Vandret ligevægt:

$$R_{A,v} + N_{HJ} + N_{GI} = 0\ kN + (-152{,}29\ kN) + 152{,}29\ kN = 0$$

Den vandrette ligevægt er opfyldt!

Der tages moment om knude I:

$$-N_{HJ} \cdot 7{,}4\ m + \left(P_{1,nord} - R_{A,L}\right) \cdot (2{,}858\ m + 3 \cdot 5{,}753\ m) + P_{2,nord} \cdot 3 \cdot 5{,}753\ m + P_{3,nord} \cdot (2 \cdot 5{,}753\ m + 5{,}753m)$$

$$152{,}29kN \cdot 7{,}4\ m + (11{,}08\ kN - 134{,}22\ kN) \cdot (2{,}858\ m + 3 \cdot 5{,}753\ m) + 33{,}4\ kN \cdot 3 \cdot 5{,}753\ m + 44{,}87\ kN \cdot (2 \cdot 5{,}753\ m + 5{,}753\ m) = 0{,}6\ kNm\ \approx 0\ kNm$$

Det ses, at moment om knude I er 0,6 kNm. Dette kan forklares ved at der er regnet med afrundede værdier både for laster og vinkler, hvorfor momentligevægten kan betragtes som opfyldt! Beregningen af stangkræfter er derfor OK!

5.1.7 Bæreevneeftervisning af trækstænger

Den hårdest belastede skrå trækstang er trækstangen BC ved vind fra nord. Denne stang er belastet af kræften:

$$N_{BC} = 132kN$$

Der vælges at udføre de skrå trækstænger som Ø30 rundstål.

Bæreevne af trækstang:

$$N_{t,Rd} = A_{stang} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{\pi}{4} \cdot (30\ mm)^2 \cdot \frac{235\ MPa}{1{,}1} = 151{,}0\ kN > 132\ kN\ OK!$$

Bæreevnen af stangen er OK!

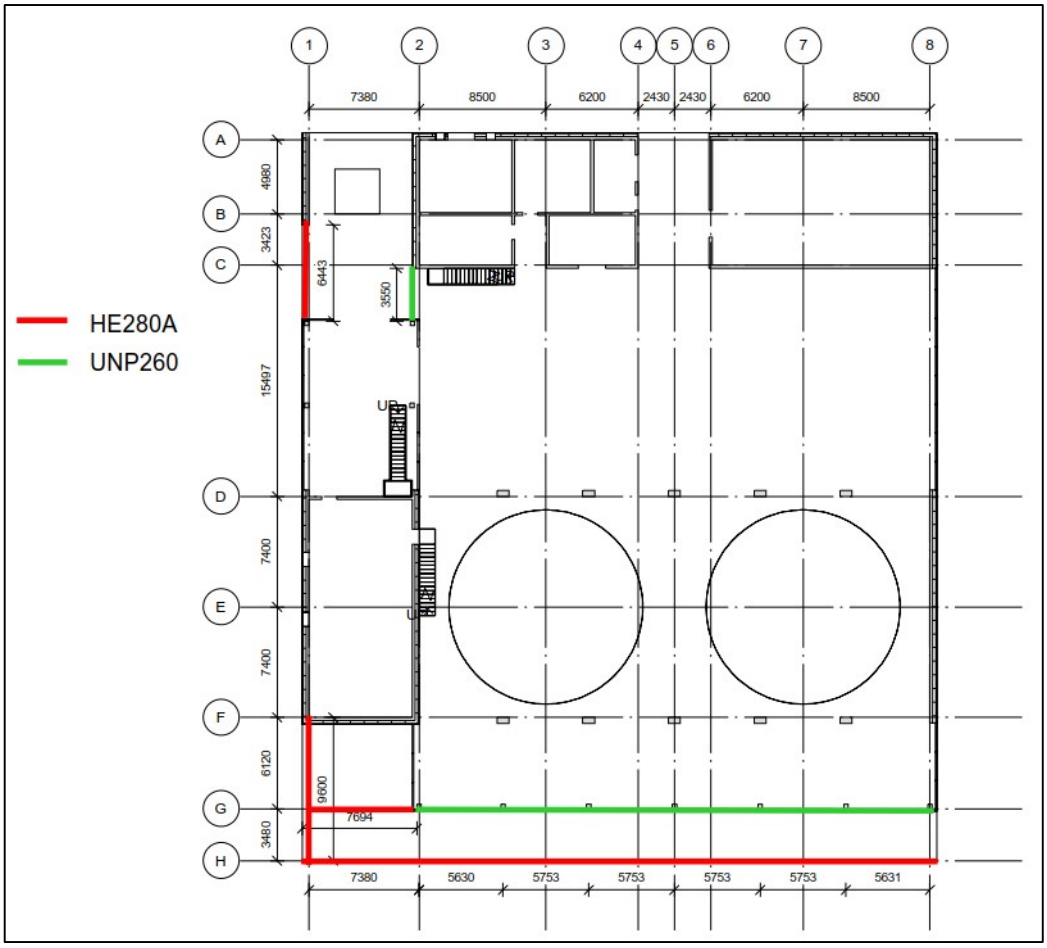
Trækstangen GI er belastet af en større trækkræft, og når vinden vender vil denne stang også være en trykstang og stang HJ vil derfor være trækstang. På grund af søjlevirkning vil trækkræfterne i stang GI og HJ derfor ikke være dimensionsgivende for disse stænger, men derimod vil trykkraften og momentpåvirkningen i disse stænger være dimensionsgivende.

6. BEREGNING AF STÅLBJÆLKER I TAGE

Der anvendes stålbjælker til bæring af alle trapeztagene i niveau 2 og niveau 3.

6.1 Stålbjælker i tage i niveau 2

Bjælkerne i taget i niveau 2 består af hhv. UNP260 og HE280A. De er placeret som vist på Figur 6.1 herunder. Bjælkerne skal kunne optage lasterne fra trapeztagene. Dette er hhv. det maksimale sug på tagene og den maksimale nedadrettede lodrette last på tagene.



Figur 6.1 Placering af stålbjælker i tagkonstruktion i niveau 2.

HE280A bjælkerne placeret i modullinje H/2-8 har det mindste lastopland, den mindste spændvidde, men den største fladelast på taget. Bjælken i modullinje G/1-2 har over dobbelt så stort et lastopland og en større spændvidde end bjælkerne i modullinje H/2-8. Denne bjælke afleverer lasten til bjælken placeret i modullinje 1/F-H, som har den største spændvidde.
Ud fra en ingeniørmæssig betragtning vurderes det derfor, at stålbjælken placeret i modullinje 1/F-G vil være dimensionsgivende for HE280A bjælkerne i taget i niveau 2, da denne bjælke har den største spændvidde og optager lasten fra et forholdsvis stort opland.

Ligesom for HE280A bjælkerne vurderes det ud fra en ingeniørmæssig betragtning, at UNP260 bjælkerne placeret i modullinje G/2-8 vil være dimensionsgivende frem

for UNP bjælken i modullinje 2, da disse bjælker har en større spændvidde, og der virker en større fladelast på taget de understøtter.

6.1.1 Dimensionering af HE280A bjælke

6.1.1.1 Laster

HE280A bjælken i modullinje 1/F-H er påvirket af hhv. en lodret nedadrettet last som følge af egenlast, snelast og vindtryk på taget. Herudover er bjælken belastet af en lodret opadrettet last som følge af sug på taget.
Maksimal regningsmæssig nedadrettet last vurderes ud fra lastspecifikation F6 at være dominerende snelast:

$$p_{HE,ned} = 1{,}1 \cdot 0{,}92\frac{kN}{m^2} + 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}8\frac{kN}{m^2} + 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}23\frac{kN}{m^2} = 2{,}45\frac{kN}{m^2}$$

Ved beregning af suget på taget regnes der konservativt med den resulterende formfaktor, der giver det maksimale sug på tagene fordelt over hele tagfladen. Denne formfaktor forekommer i zone F og svarer til sug på oversiden af taget og et tryk på undersiden svarende til et tryk på et tagudhæng. Værdien findes af afsnit 6.7.2.2 i A1 til -1,8 – 0,7 = -2,5. Herudover regnes der med et peakhastighedstryk svarende til vind fra vest.

Der ses konservativt bort fra bjælkens egenlast, eftersom denne virker modsat den opadrettede vindlast:

$$p_{HE,op} = 0{,}9 \cdot 0{,}19\frac{kN}{m^2} - 2{,}5 \cdot 1{,}14\frac{kN}{m^2} \cdot 1{,}1 \cdot 1{,}5 \ = -4{,}5\frac{kN}{m^2}$$

Det ses, at egenlast til gunst og sug på taget er det dimensionsgivende lasttilfælde for HE280A bjælkerne.

HE280A bjælken er belastet af den karakteristiske last:

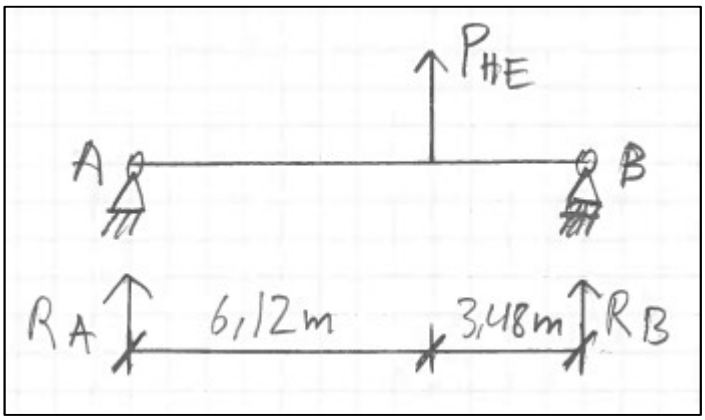
$$P_{HE,k} = 2{,}5 \cdot 1{,}14\frac{kN}{m^2} \cdot \frac{3{,}48\ m + 6{,}12\ m}{2} \cdot \frac{7{,}38\ m}{2} = 50{,}5\ kN$$

HE280A bjælken er belastet af den regningsmæssige last:

$$P_{HE,d} = 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}14\frac{kN}{m^2} \cdot \frac{3{,}48\ m + 6{,}12\ m}{2} \cdot \frac{7{,}38\ m}{2} = 83{,}3\ kN$$

6.1.1.2 Statisk system

Den dimensionsgivende HE280A bjælke i tagkonstruktionen i niveau 2 optager reaktionen fra bjælken placeret i modullinje G/1-2. Det statiske system fremgår af Figur 6.2.



Figur 6.2 Statisk system for HE280A bjælke i modullinje 1/F-H.

6.1.1.3 Snitkræfter

Der tages moment om A for at bestemme reaktionen i B:

$$R_B \cdot (3{,}48\ m + 6{,}12\ m) + P_{HE,d} \cdot 3{,}48\ m = 0 \Leftrightarrow R_B = -\frac{P_{HE,d} \cdot 3{,}48\ m}{(3{,}48\ m + 6{,}12\ m)} = -\frac{83{,}3\ kN \cdot 3{,}48\ m}{(3{,}48\ m + 6{,}12\ m)}$$
$$= -30{,}2\ kN$$

Lodret ligevægt giver:

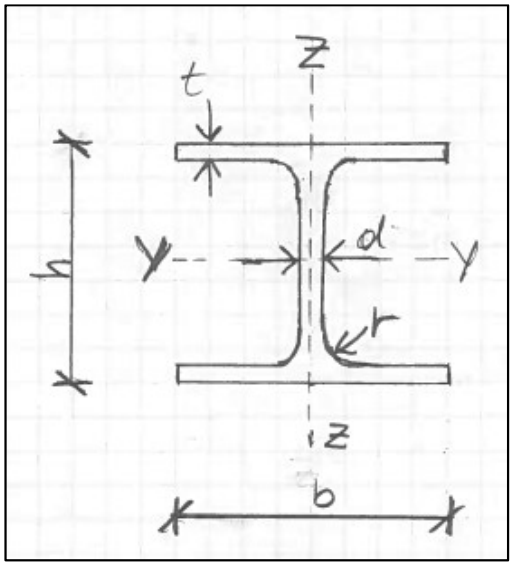
$$R_A = -P_{HE,d} - R_B = -83{,}3\ kN - (-30{,}2\ kN) = -53{,}1\ kN$$

Maksimalmoment i bjælken findes ved at snitte ved lasten P, og tage moment om snittet:

$$M_{max} - R_A \cdot 3{,}48m = 0 \Leftrightarrow M_{max} = R_A \cdot 3{,}48m = -53{,}1\ kN \cdot 3{,}48\ m = -184{,}8\ kNm$$

6.1.1.4 Tværsnitseftervisning

Bjælkens geometri og y og z akse er som vist på principskitsen på Figur 6.3.



Figur 6.3 Principskitse af H-profil.

Tværsnitskonstanter:

h=270 mm

b=280 mm

d=8 mm

t=13 mm

r=24 mm

I_y=136,7 x 10^6 mm^4

I_z=47,6 x 10^6 mm^4

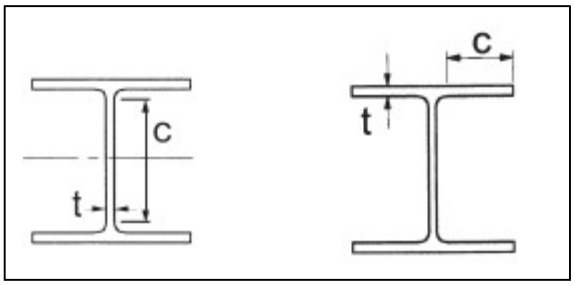
I_v=624 x 10^3 mm^4

I_w=785 x 10^9 mm^6

$W_{pl,y}$=1112 x 10^3 mm^3

Klassifikation af tværsnit:

Tværsnitsklassen bestemmes, for at undersøge om der forekommer foldning af profilets pladefelter. Tværsnitsklassen for hele profilet fastlægges ud fra den laveste tværsnitsklasse for hhv. kroppen og flangen. Ud fra bredde/tykkelsesforholdene angivet i (EC3-1-1) og vist på Figur 6.4 kan tværsnitsklassen fastlægges:



Figur 6.4 Bredde/tykkelsesforhold for kropfelt til venstre og flange til højre.

Bredde/tykkelsesforhold for kropfelt:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2 \cdot (r + t)}{d} = \frac{270\ mm - 2 \cdot (24mm + 13mm)}{8\ mm} = 24{,}5$$

Bredde/tykkelsesforhold for trykpåvirket flange:

$$\frac{c}{t} = \frac{\frac{b}{2} - \frac{d}{2} - r}{t} = \frac{\frac{280mm}{2} - \frac{8\ mm}{2} - 24\ mm}{13\ mm} = 8{,}6$$

For en bjælke påvirket til bøjning gælder der for klasse 1 tværsnit:

Kropfelt:

$$\frac{c}{t} \leq 72 \cdot \epsilon = 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 72 > 24{,}5$$

Derfor er kropfeltet klasse 1 tværsnit.

Trykpåvirket flange:

$$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \epsilon = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 9 > 8{,}6$$

Derfor er flangerne klasse 1 tværsnit.

Det er derfor tilladt jf. (EC3-1-1) at regne med den plastiske bæreevne af profilet, og der forekommer derfor ikke foldning af pladefelterne.

<u>Eftervisning af profilets forskydningsbæreevne:</u>

Bjælkens forskydningsareal for en kraft i z-retningen bestemmes konservativt til:

$$A_{v,z} = h \cdot d = 270\ mm \cdot 8\ mm = 2160\ mm^2$$

Plastisk forskydningsbæreevne:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{v,z} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{2160\ mm^2 \cdot \frac{235\ MPa}{\sqrt{3}}}{1{,}1} = 266{,}4\ kN > 53{,}1\ kN\ OK!$$

<u>Eftervisning af profilets momentbæreevne:</u>

Plastisk momentbæreevne af tværsnittet er givet ved:

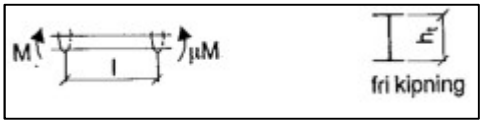
$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Ved bøjning af bjælken vil der være tryk i profilets underflange, og derfor skal der tages hensyn til kipning af bjælken. Kipningen kan sammenlignes med udknækningen af en trykbelastet søjle. Bjælken er fastholdt mod kipning ved bjælkens understøtninger, og der hvor bjælken i modullinje G/1-2 er understøttet. Imellem understøtningen er bjælken ikke fastholdt sideværts, og derfor er der tale om fri kipning.

Der tages hensyn til kipning ved at gange en reduktionsfaktor X_{LT} mht. kipning på den plastiske momentbæreevne. Momentbæreevnen mht. kipning bliver derfor:

$$M_{b,Rd} = \chi_{Lt} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Det kritiske kipmoment bestemmes med udgangspunkt i standardtilfældene i teknisk ståbi [2.4.1]. Der er tale om kipningstilfælde 1 som vist på Figur 6.5.



Figur 6.5 Kipningstilfælde 1.

μ er forholdet mellem maksmomentet i bjælken og momentet ved understøtningen af bjælken. Eftersom momentet er 0 ved understøtningen er μ=0. Længden l er længden mellem gaffellejringerne for bjælken. Bjælken er fastholdt, hvor der er maksimalmoment i bjælken og ved bjælkens understøtninger.

Det kritiske kipmoment bestemmes af:

$$M_{cr} = m_1 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot h_t$$

Længden l = 6,12 m giver et mindre kritisk kipmoment, og vil derfor være kipnings-længden. h_t er højden mellem flangernes centerlinjer, og m_1 bestemmes af følgende jf. teknisk ståbi [2.4.1]:

$$m_1 = (9{,}22 - 4{,}29 \cdot \mu) \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{kl}{\pi}\right)^2}$$

Hvor faktoren kl er givet ved:

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot l^2}{E \cdot I_w}} = \sqrt{\frac{81 \cdot 10^3 MPa \cdot 624 \cdot 10^3 mm^4 \cdot (6{,}12\ m)^2}{0{,}21 \cdot 10^6\ MPa \cdot 785 \cdot 10^9\ mm^6}} = 3{,}39$$

Det kritiske kipmoment fastlægges:

$$m_1 = (9{,}22 - 4{,}29 \cdot 0) \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{3{,}39}{\pi}\right)^2} = 13{,}6$$

$$M_{cr} = m_1 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot h_t = 13{,}6 \cdot \frac{0{,}21 \cdot 10^6\ MPa \cdot 47{,}6 \cdot 10^6\ mm^4}{(6{,}12\ m)^2} \cdot (270mm - 13mm) = 932{,}8\ kNm$$

Bjælkens relative slankhedsforhold jf. (EC3-1-1) bestemmes:

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_{PL,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1112 \cdot 10^3\ mm^3 \cdot 235\ MPa}{932{,}8\ kNm}} = 0{,}53$$

For valsede I- og H-profiler fås:

$$\overline{\lambda_{LT,0}} = 0{,}4$$

$$\beta = 0{,}75$$

Kipningskurven for valsede I- og H-profiler bestemmes for forholdet mellem h/b:

$$\frac{h}{b} = \frac{270\ mm}{280\ mm} = 0{,}96 < 2 \Rightarrow kipningskurve\ b$$

Ud fra kipningskurve b findes imperfektionsfaktoren mht. kipning α_{LT} =0,34.

Reduktionsfaktoren X_{LT} mht. kipning fastlægges:

$$\Phi_{LT} = 0{,}5 \cdot \left(1 + \alpha_{LT} \cdot \left(\overline{\lambda_{LT}} - \overline{\lambda_{LT,0}}\right) + \beta \cdot \overline{\lambda_{LT}}^2\right) = 0{,}5 \cdot (1 + 0{,}34 \cdot (0{,}53 - 0{,}4) + 0{,}75 \cdot 0{,}53^2) = 0{,}63$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \overline{\lambda_{LT}}^2}} = \frac{1}{0{,}63 + \sqrt{0{,}63^2 - 0{,}75 \cdot 0{,}53^2}} = 0{,}94$$

Momentbæreevnen mht. til kipning bliver derfor:

$$M_{b,Rd} = \chi_{Lt} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M2}} = 0{,}94 \cdot \frac{1112 \cdot 10^3 mm^3 \cdot 235\ MPa}{1{,}2} = 204{,}7\ kNm > 184{,}8\ kNm\ OK!$$

I brudgrænsetilstanden er bæreevnen af bjælken derfor OK!

6.1.1.5 Udbøjningsberegning

Udbøjningen af bjælken beregnes konservativt som en simpelt understøttet bjælke med en enkeltkraft på midten af bjælken. Den vejledende værdi for en acceptabel udbøjning fra én variabel karakteristisk last er jf.(EC-1-1 DK NA) L/200, hvor L er hele bjælkens spændvidde.

$$u_{acceptabel} = \frac{9600\ mm}{200} = 48\ mm$$

Udbøjningen som følge af vindlasten bliver:

$$u_{max} = \frac{1}{48} \cdot \frac{P_{HE,k} \cdot l^3}{E \cdot I_y} = \frac{1}{48} \cdot \frac{50{,}5\ kN \cdot (9{,}6\ m)^3}{0{,}21 \cdot 10^6\ MPa \cdot 136{,}7 \cdot 10^6 mm^4} = 32{,}4\ mm < 48\ mm$$

Udbøjningen er acceptabel og dimensionen af bjælken er derfor OK!

6.1.2 Dimensionering af UNP260 bjælker

6.1.2.1 Laster

Maksimal regningsmæssig nedadrettet last vurderes ud fra lastspecifikation F5 at være dominerende snelast. Fladelasterne på taget bliver derfor:

$$p_{UNP,ned} = 1{,}1 \cdot 0{,}92 \frac{kN}{m^2} + 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot 3{,}3 \frac{kN}{m^2} + 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}23 \frac{kN}{m^2} = 6{,}57 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_{UNP,op} = p_{HE,op} = -4{,}5 \frac{kN}{m^2}$$

Dominerende snelast er det dimensionsgivende lasttilfælde for UNP260 bjælkerne.

I (EC3-1-1 DK NA) er den vejledende værdi for nedbøjningen af stålbjælker i tage fra én variabel last sat til L/200. Der regnes derfor med udbøjningen fra den karakteristiske snelast, da snelasten er den maksimale variable last på bjælken. UNP260 bjælken er derfor belastet af den karakteristiske snelast:

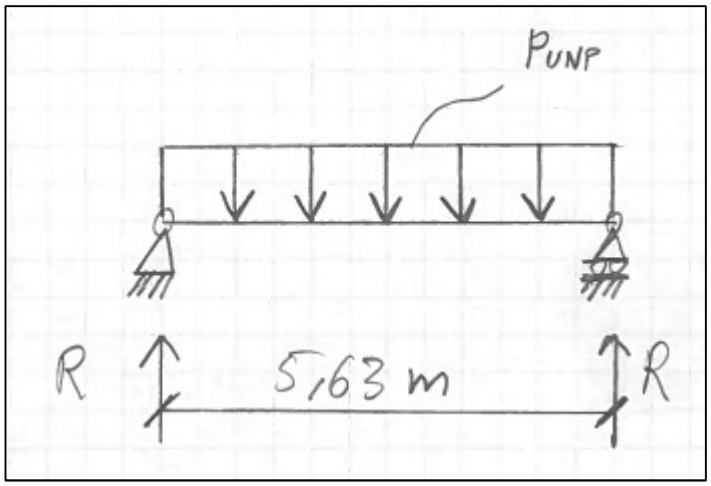
$$p_{UNP,k} = 3{,}3 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{3{,}48\ m}{2} = 5{,}7 \frac{kN}{m}$$

UNP260 bjælken egenvægt pr. m er 83,2 kg/m. Bjælken er derfor er belastet af den regningsmæssige last:

$$p_{UNP,d} = 6{,}57\frac{kN}{m^2} \cdot \frac{3{,}48\ m}{2} + 1{,}1 \cdot 83{,}2\frac{kg}{m} \cdot 9{,}82\frac{m}{s^2} = 12{,}2\frac{kN}{m}$$

6.1.2.2 Statisk system

Den dimensionsgivende UNP260 bjælke i tagkonstruktionen i niveau 2 optager reaktionen fra bjælken placeret i modullinje G/1-2. Det statiske system fremgår af Figur 6.6.



Figur 6.6 Statisk system for UNP260 bjælke i modullinje G/2-3.

6.1.2.3 Snitkræfter

De maksimale regningsmæssige reaktioner i bjælken bestemmes:

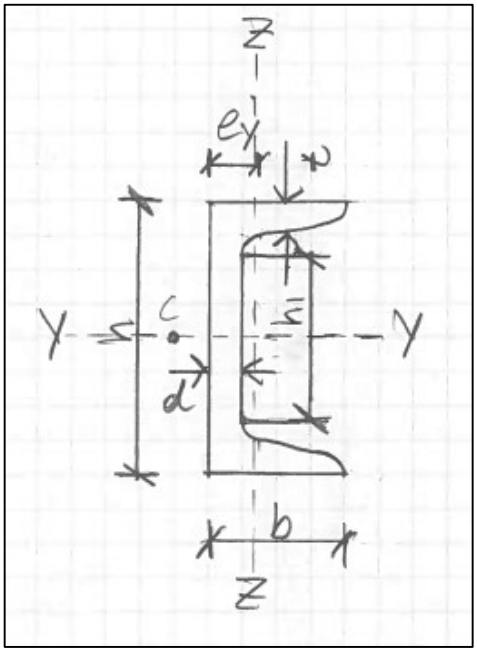
$$R_{UNP} = \frac{1}{2} \cdot P_{UNP,d} \cdot 5{,}63\ m = \frac{1}{2} \cdot 11{,}4\frac{kN}{m} \cdot 5{,}63\ m = 32{,}2\ kN$$

Det maksimale regningsmæssige moment bestemmes:

$$M_{max,UNP} = \frac{1}{8} \cdot P_{UNP,d} \cdot (5{,}63\ m)^2 = \frac{1}{8} \cdot 12{,}2\frac{kN}{m} \cdot (5{,}63\ m)^2 = 48{,}3\ kNm$$

6.1.2.4 Tværsnitseftervisning

Bjælkens geometri og y og z akse er som vist på principskitsen på Figur 6.3.



Figur 6.7 Principskitse af UNP-profil.

Tværsnitskonstanter:

h=260 mm

h_1=201 mm

b=90 mm

d=10 mm

t=14 mm

e_y=23,6 mm

I_y=48,2 x 10^6 mm^4

$W_{pl,y}$=442 x 10^3 mm^3

Klassifikation af tværsnit:

Tværsnitsklassen bestemmes som for HE280A bjælken.

Bredde/tykkelsesforhold for kropfelt:

$$\frac{c}{t} = \frac{h_1}{d} = \frac{201\ mm}{10\ mm} = 20{,}1 < 72$$

Bredde/tykkelsesforhold for trykpåvirket flange:

$$\frac{c}{t} = \frac{b - e_y}{t} = \frac{90\ mm - 23{,}6\ mm}{14\ mm} = 4{,}74 < 9$$

Profilet er tværsnitsklasse 1, hvorfor der regnes med plastiske bæreevner.

Eftervisning af profilets forskydningsbæreevne:

Bjælkens forskydningsareal for en kraft i z-retningen bestemmes konservativt til:

$$A_{v,z} = h \cdot d = 260\ mm \cdot 10\ mm = 2600\ mm^2$$

Det ses, at eftersom bjælken har større forskydningsareal end HE280A bjælken og belastet af en mindre forskydningskraft, har UNP260 bjælken derfor også tilstrækkelig forskydningsbæreevne!

Eftervisning af profilets momentbæreevne:

Plastisk momentbæreevnen af tværsnittet er givet ved:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{442 \cdot 10^3 mm^3 \cdot 235\ MPa}{1{,}1} = 94{,}4\ kNm > 48{,}3\ kNm\ OK!$$

Udnyttelsesgrad:

$$\frac{M_{max,UNP}}{M_{pl,Rd}} = \frac{48{,}3\ kNm}{94{,}4\ kNm} = 0{,}5$$

Eftersom momentbæreevnen uden hensyntagen til kipning kun er 50 % udnyttet, vurderes bjælken også at have tilstrækkelig momentbæreevne mht. kipning, og bjælkens momentbæreevne er derfor OK!

6.1.2.5 Udbøjningsberegning

Den acceptable nedbøjning er ligesom for HE280A bjælken L/200. Den acceptable nedbøjning for UNP bjælken bliver derfor:

$$\frac{L}{200} = \frac{5630\ mm}{200} = 28\ mm$$

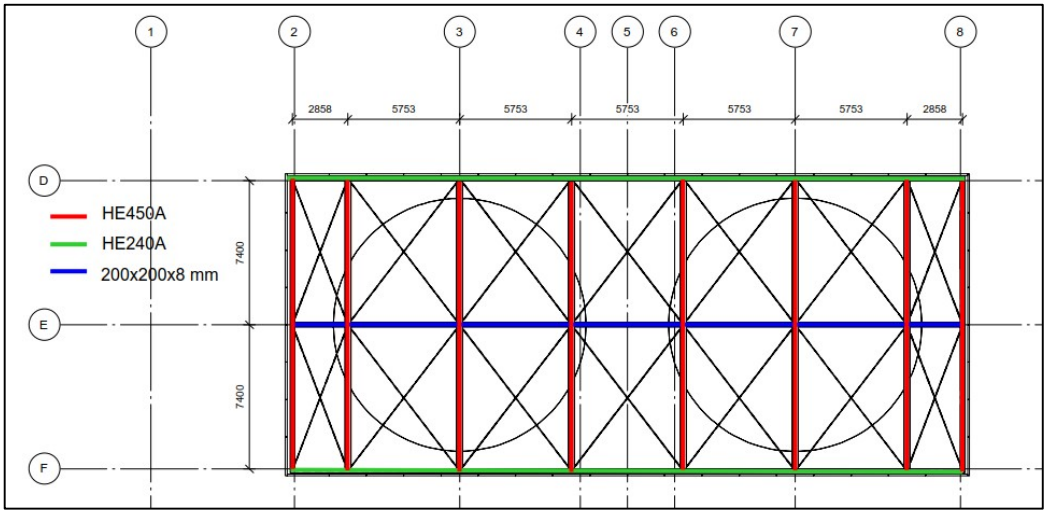
Udbøjningen af bjælken som følge af karakteristisk snelast:

$$u_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{UNP,k} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{5{,}7 \frac{kN}{m} \cdot (5{,}63\ m)^4}{0{,}21 \cdot 10^6\ MPa \cdot 48{,}2 \cdot 10^6 mm^4} = 7{,}4\ mm < 28\ mm$$

Udbøjningen er acceptabel og dimensionen af bjælken er derfor OK!

6.2 Stålbjælker/trykstænger i tag i niveau 3

Stålbjælkerne i niveau 3 består af hhv. HE220A bjælker og HE450A bjælker. H220A profilerne er placeret i modullinje D og F, og tværbjælkerne der spænder imellem modullinje D og F er HE450A. Herudover er der placeret en tryk-/trækstang i modullinje E udført som en 200x200x8 mm firkantrør.



Figur 6.8 Placering af stålbjælker og trykstænger i tag i niveau 3.

6.2.1 Dimensionering af 200x200x8 mm trykstang

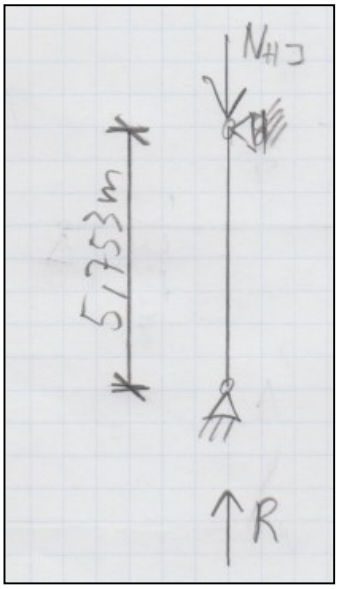
6.2.1.1 Laster

Stangen i modullinje E markeret med blå på Figur 6.8 fungerer udelukkende som tryk- og trækstang. Den optager hhv. tryk og træk fra vindlasten på tagskiven, der numerisk er lige store. Pga. søjlevirkningen i en trykstang, vil det ikke være trækket i stangen der er dimensionsgivende men derimod trykkraften. Den maksimale tryk-kraft i stangen forekommer i stang HJ. Stangkræften er bestemt i afsnit 5.1.6 til følgende:

$$N_{HJ} = -152{,}29\ kN$$

6.2.1.2 Statisk system

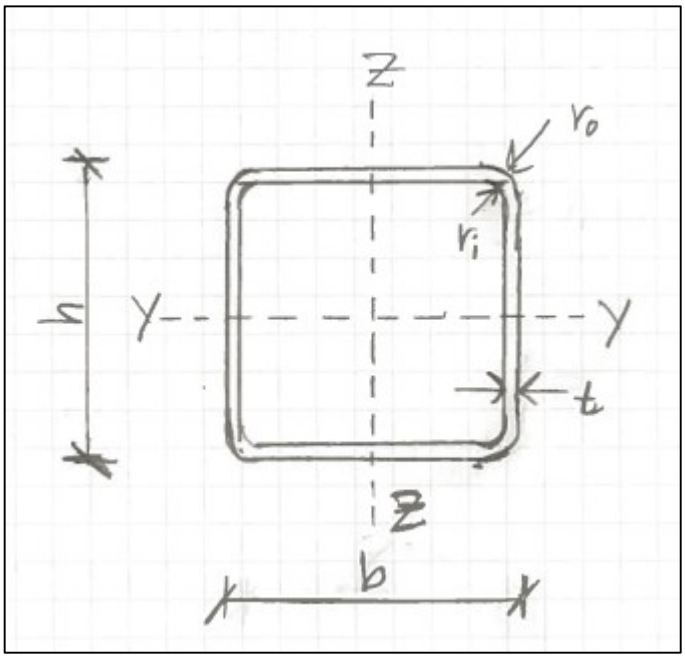
Det statiske system for den hårdest belastede trykstang i modullinje E fremgår af Figur 6.9.



Figur 6.9 Statisk system for trykstang i modullinje E.

6.2.1.3 Tværsnitseftervisning

Søjlens geometri og y og z akse er som vist på principskitsen på Figur 6.10.



Figur 6.10 Principskitse af kvadratisk rørprofil.

<u>Tværsnitskonstanter:</u>

h=200 mm

b=200 mm

t=8 mm

r_0=1,5 x t = 1,5 x 8 mm = 12 mm

r_i=1,0 x t = 8 mm

A=6,08 x 10^3 mm^2

I=37,1 x 10^6 mm^4

<u>Klassifikation af tværsnit:</u>

Tværsnitsklassen bestemmes som for profilet, idet profilet er påvirket af rent tryk.

Bredde/tykkelsesforhold for kropfelt:

$$\frac{c}{t} = \frac{b - r_0}{t} = \frac{200\,mm - 8\,mm}{8\,mm} = 24 < 33$$

Profilet er tværsnitsklasse 1, hvorfor der ikke forekommer foldning af de trykkede pladefelter. Der regnes derfor med søjlens fulde tværsnitareal og ikke et effektivt tværsnitsareal.

Eftervisning af trykbæreevne af søjle:

Søjlen er simpelt understøttet i begge ender. Der er derfor tale om en eulersøjle, og søjlens knæklængde er derfor l_s = l = 5,753 m.

Den kritiske søjlelast N_{cr} der netop medfører, at søjlen bliver ustabil, bliver derfor:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_s^2} = \frac{\pi^2 \cdot 0{,}21 \cdot 10^6 MPa \cdot 37{,}1 \cdot 10^6\ mm^4}{(5{,}753\ m)^2} = 2323{,}3\ kN$$

Søjlens relative slankhedsforhold bestemmes:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{6{,}08 \cdot 10^3\ mm^2 \cdot 235\ MPa}{2323{,}3\ kN}} = 0{,}78$$

Da der anvendes et rørprofil, varmvalset og med f_y = 235 MPa, er der tale om søjle-kurve a jf.(EC3-1-1). Det medfører at imperfektionsfaktoren α=0,21. Faktoren Φ bestemmes iht. (EC3-1-1):

$$\Phi = 0{,}5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0{,}2) + \lambda^2) = 0{,}5 \cdot (1 + 0{,}21 \cdot (0{,}78 - 0{,}2) + 0{,}78^2) = 0{,}87$$

Reduktionsfaktoren mht. stabilitetssvigt af søjlen bestemmes:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{0{,}87 + \sqrt{0{,}87^2 - 0{,}78^2}} = 0{,}8$$

Søjlens regningsmæssige trykbæreevne mht. stabilitetssvigt bestemmes:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0{,}8 \cdot 6{,}08 \cdot 10^3\ mm^2 \cdot 235\ MPa}{1{,}2} = 952{,}5\ kN > 152{,}29\ kN\ OK!$$

Udnyttelsesgrad:

$$\frac{152{,}3\ kN}{952{,}5\ kN} = 0{,}16$$

Det bemærkes, at profilstørrelsen ville kunne reduceres væsentligt. Der vælges dog ikke at reducere størrelsen yderligere, men det vurderes, at eftersom bæreevnen af søjlen kun er 16 % udnyttet, vil søjlerne, der indgår i de stabiliserende vindgitre i modullinje D, F, 2 og 8 samt de udvendige søjler i kollonaden også have tilstrækkelig bæreevne, da disse er udført i samme profilstørrelse. Der foretages ikke yderligere beregninger af stålsøjlerne.

6.2.2 Dimensionering af HE220A randbjælke

6.2.2.1 Laster

Laster i ULS:
Randbjælkerne i modullinje D og F skal i ULS for dominerende vindlast optage de vandrette laster fra vinden og trykkraften hidrørende fra vindkrydset i taget. Tryk-

kraften i bjælken er numerisk lig med trækkraften i stang GI bestemt i afsnit 5.1.6. Trykkraften i stangen bliver derfor:

$$N_{GI,tryk} = -152{,}3kN$$

Den vandrette linjelast på bjælken hidrørende fra vindlasten på tagskiven ved vind fra nord er bestemt i afsnit 5.1.4:

$$w_{d,n} = 7{,}8\frac{kN}{m}$$

<u>Laster i ALS:</u>
Som beskrevet i afsnit 3.1.2 skal der ved bortfald af nøgleelementerne eftervises af randbjælken i taget i niveau 3 i modullinje D har tilstrækkelig bæreevne i ulykkessituationen.

Som beskrevet vil der jf. lastkombination 6.11a/b ikke være bidrag fra hverken sne eller vindlasten på taget. I ulykkessituationen optager randbjælken lasten fra tværbjælken imellem modullinje 7 og 8 som vist på Figur 3.12, da tværbjælkerne er simpelt understøttet af randbjælkerne i modullinje D og F. Tværbjælken afleverer lasten fra oplandet vist på Figur 6.11 til randbjælken.

Lastoplandet bestemmes:

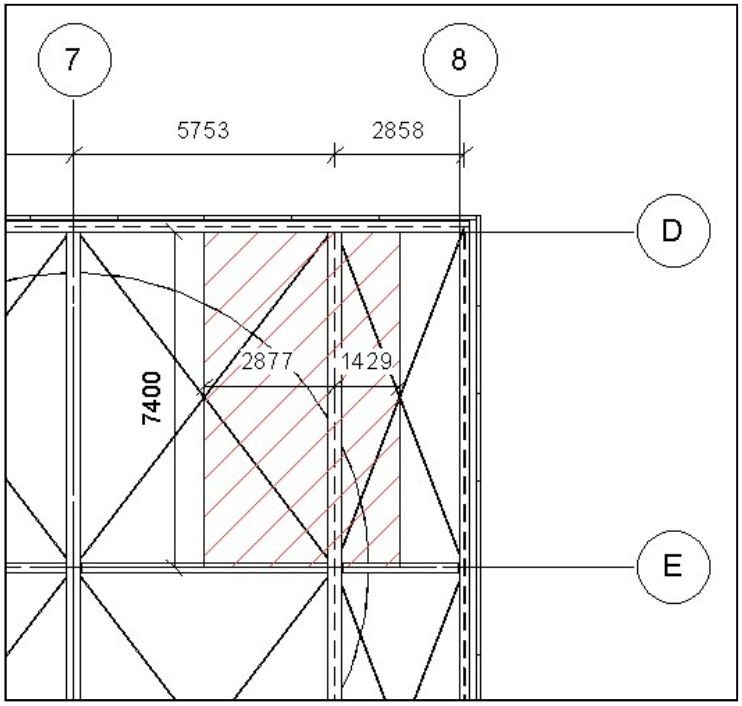
$$A_{opland} = 7{,}4\ m \cdot (2{,}877\ m + 1{,}429\ m\ ) = 31{,}9\ m^2$$

Den regningsmæssige punktlast på randbjælken i ulykkessituationen bestemmes, idet tværbjælkens egenlast pr. m er 140 kg/m:

$$P_{ALS} = (1{,}0 \cdot g_k + 0 \cdot s_k + 0 \cdot w_k) \cdot A_{opland} + 1{,}0 \cdot 140\frac{kg}{m} \cdot 9{,}82\frac{m}{s^2} \cdot 7{,}4\ m$$
$$= 1{,}0 \cdot 0{,}92\frac{kN}{m^2} \cdot 31{,}9m^2 + 10{,}2\ kN = 39{,}5kN$$

Herudover skal bjælken også optage sin egenlast, der virker jævnt fordelt over bjælken:

$$p_{ALS} = 60{,}3\frac{kg}{m} \cdot 9{,}82\frac{m}{s^2} = 0{,}6\frac{kN}{m}$$

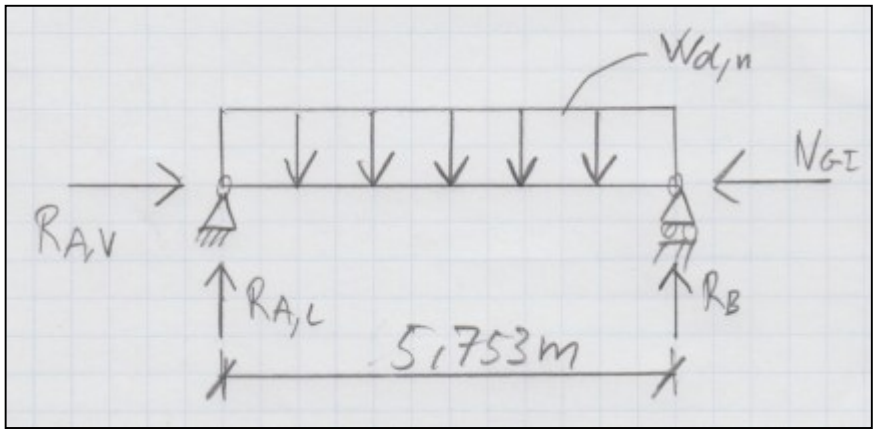


Figur 6.11 Lastopland til randbjælke i modullinje D.

6.2.2.2 Statisk system

Randbjælkerne i modullinje D skal undersøges for to lastsituationer.

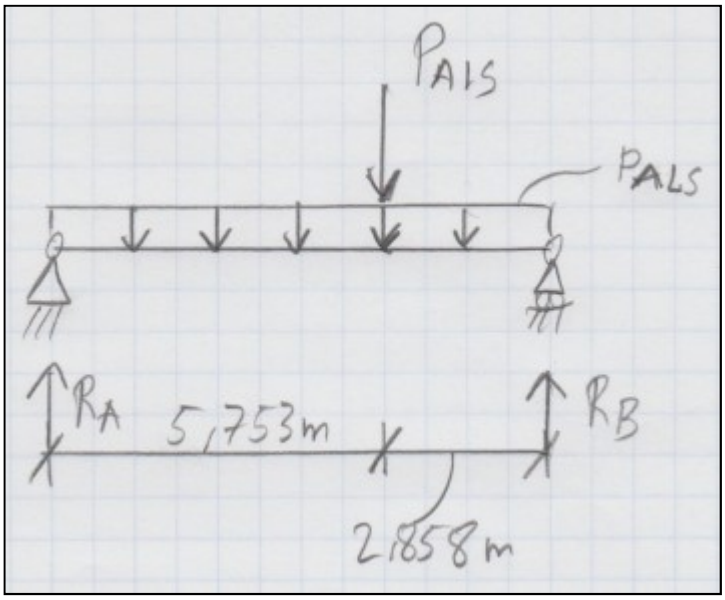
Den ene undersøgelse er i brudgrænsetilstanden, hvor randbjælken er belastet af en vandret vindlast og trykbelastet. Her skal bjælken kunne optage hhv. en trykkraft og vandret last, der medvirker til bøjning om den svage akse. Det statiske system i brudgrænsetilstanden fremgår af Figur 6.12.



Figur 6.12 Statisk system for randbjælke i modullinje D i ULS.

Den anden undersøgelse er en undersøgelse i en ulykkessituation, hvor det skal sikres, at bjælken har tilstrækkelig bæreevne ved bortfald af en søjle, og konstruktio-

nen er robust. Det statiske system for bjælken ved bøjning om den stærke akse fremgår af Figur 6.13.



Figur 6.13 Statisk system for randbjælke i modullinje D i ALS.

6.2.2.3 Snitkræfter

Trykkraft i bjælke i ULS:

$$N_{GI} = -152{,}3\ kN$$

Reaktioner i ULS(svag akse):

Vandret ligevægt:

$$R_{A,v} = 152{,}3\ kN$$

Lodret ligevægt:

$$R_{A,L} = R_B = \frac{1}{2} \cdot w_{d,n} \cdot 5{,}753\ m = \frac{1}{2} \cdot 7{,}8 \frac{kN}{m} \cdot 5{,}753\ m = 22{,}4\ kN$$

Moment i ULS(svag akse):

$$M_{max,ULS} = \frac{1}{8} \cdot w_{d,n} \cdot (5{,}753\ m)^2 = \frac{1}{8} \cdot 7{,}8 \frac{kN}{m} \cdot (5{,}753\ m)^2 = 32{,}3\ kN$$

Reaktioner i ALS(stærk akse):

$$R_B = \frac{P_{ALS} \cdot 5{,}753\ m + \frac{1}{2} \cdot p_{ALS} \cdot (5{,}753\ m + 2{,}858\ m)^2}{5{,}753\ m + 2{,}858\ m}$$
$$= \frac{39{,}5\ kN \cdot 5{,}753\ m + \frac{1}{2} \cdot 0{,}6 \frac{kN}{m} \cdot (5{,}753\ m + 2{,}858\ m)^2}{5{,}753\ m + 2{,}858\ m} = 29\ kN$$

$$R_A = -R_B + P_{ALS} + p_{ALS} \cdot (5{,}753\ m + 2{,}858\ m) = -29\ kN + 39{,}5\ kN + 0{,}6\frac{kN}{m} \cdot (5{,}753\ m + 2{,}858\ m) = 15{,}7\ kN$$

Moment i ALS(stærk akse):

Maksimal momentet findes ved at snitte i punktet hvor lasten P_{ALS} angriber og tage moment om punktet:

$$M_{max,ALS} = R_B \cdot 2{,}858\ m - \frac{1}{2} \cdot p_{ALS} \cdot (2{,}858\ m)^2 = 29\ kN \cdot 2{,}858\ m - \frac{1}{2} \cdot 0{,}6\frac{kN}{m} \cdot (2{,}858\ m)^2 = 80{,}3\ kNm$$

6.2.2.4 Tværsnitseftervisning

Tværsnitseftervisningen i ULS af bjælken er foretaget i programmet RamSteel i bilag E.

Tværsnitseftervisningen i ALS af bjælken er foretaget i programmet RamSteel i bilag E.

6.2.3 Dimensionering af HE450A tværbjælker

6.2.3.1 Laster

Tværbjælkerne er belastet af en nedadrettet last fra egenlasten, snelasten og vindlasten på tagkonstruktion. Herudover skal bjælkerne kunne optage et evt. løft for sug på tagkonstruktionen. Udover de lodrette laster vil der også forekomme trykkræfter i bjælkerne som følge af den vandrette vindlast på tagskiven.

Randbjælkerne i modullinje 2 og 8 skal, udover at optage den lodrette last hidrørende fra tagkonstruktionen, også optage den vandrette vindlast på tagskiven ved vind fra vest og øst samt trykkræfter. Ud fra en ingeniørmæssig betragtning vurderes det, at randbjælkerne i modullinje 2 og 8 ikke vil være dimensionsgivende, da de øvrige tværbjælker optager lasten fra over dobbelt så stort et lastopland. Herudover har randbjælkerne i modullinje 2 og 8 en kortere spændvidde end de øvrige tværbjælker.

Det farligste lasttilfælde vurderes at være tværbjælkerne i modullinje 3 og 7, da disse bjælker har det største lastopland. Herudover er bjælkerne belastet af en større trykkraft end tværbjælkerne med samme lastopland. Det ses af lastspecifikation F3, at dominerende snelast vil medføre den største nedadrettet last. Bjælken har en egenlast pr. m svarende til 140 kg/m. Den maksimale nedadrettede linjelast på bjælken bliver derfor:

$$p_{HE450A,sne,dom} = 1{,}1 \cdot g_k + 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot s_k + 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}3 \cdot w_k = 1{,}1 \cdot \left(0{,}92\frac{kN}{m^2} \cdot 5{,}753\ m + 140\frac{kg}{m} \cdot 9{,}82\frac{m}{s^2}\right) + 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}8\frac{kN}{m^2} \cdot 5{,}753\ m + 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}57\frac{kN}{m^2} \cdot 5{,}753\ m = 16{,}6\frac{kN}{m}$$

Som det ses af fremgår af afsnit 6.7.2.2 i A1 forekommer det maksimale sug i zone F. Denne zone udgør et relativt lille areal i forhold til de øvrige zoner, og det vurderes derfor ikke at være rimeligt at anvende denne formfaktor over hele bjælkens lastopland. Der undersøges derfor hvad den løftende kraft bliver for vind fra vest og med den resulterende formfaktor -1,2+(-0,2) = -1,4 idet at tagkonstruktion og bjælkens egenlast regnes til gunst:

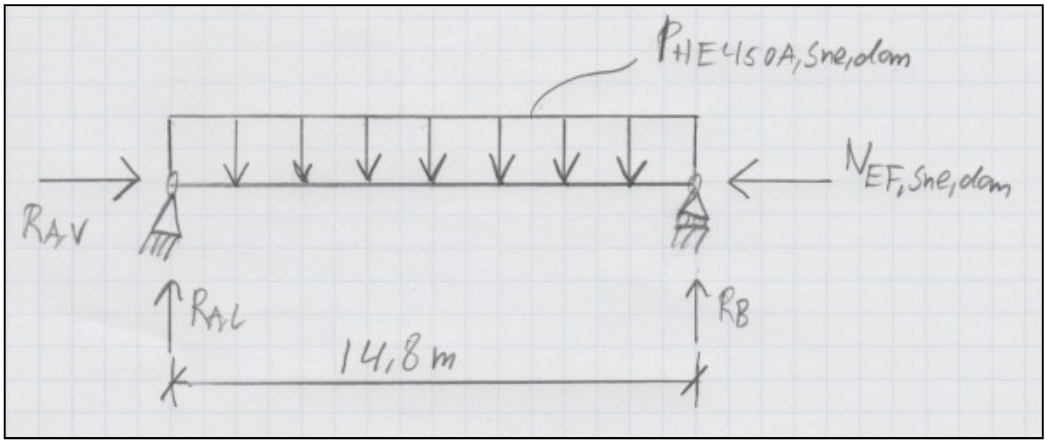
$$p_{HE450A,løft} = 0{,}9 \cdot g_{k,inf} + 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot w_k$$
$$= 0{,}9 \cdot \left(0{,}19\frac{kN}{m^2} \cdot 5{,}753\ m + 140\frac{kg}{m} \cdot 9{,}82\frac{m}{s^2}\right) + 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot (-1{,}4) \cdot 1{,}14\frac{kN}{m^2}$$
$$\cdot 5{,}753\ m = -12{,}9\frac{kN}{m} < 16{,}6\frac{kN}{m} \Rightarrow sne\ er\ dominerende$$

Det ses, at snelast er dominerende last. Derfor beregnes trykkraften i bjælken hidrørende fra vindlasten for dominerende snelast. Stangkraften N_{EF} fundet ved dominerende vindlast i afsnit 5.1.6 omregnes til dominerende sne:

$$N_{EF,sne,dom} = \frac{N_{EF,vind,dom}}{1{,}5} \cdot 0{,}3 = \frac{-68{,}7\ kN}{1{,}5} \cdot 0{,}3 = -13{,}7\ kN$$

6.2.3.2 Statisk system

Det statiske system for farligste lasttilfælde for tværbjælkerne fremgår af Figur 6.14.



Figur 6.14 Statisk system for tværbjælke HE450A.

6.2.3.3 Snitkræfter

Trykkraft i bjælke i ULS(sne dom.):

$$N_{EF,sne,dom} = -13{,}7\ kN$$

Reaktioner:

Vandret ligevægt:

$$R_{A,v} = N_{EF,sne,dom} = 13{,}7\ kN$$

Lodret ligevægt:

$$R_{A,L} = R_B = \frac{1}{2} \cdot p_{HE450A,sne,dom} \cdot 14{,}8\ m = \frac{1}{2} \cdot 16{,}6\frac{kN}{m} \cdot 14{,}8\ m = 122{,}8\ kN$$

Moment:

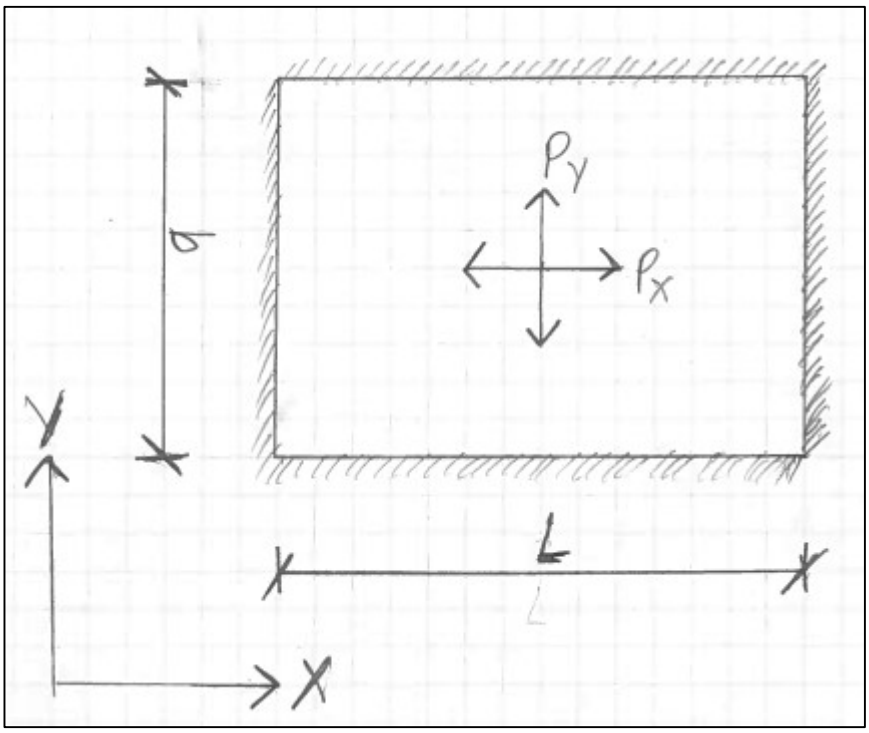
$$R_{A,L} = R_{B,L} = \frac{1}{8} \cdot p_{HE45\quad,sne,dom} \cdot (14{,}8\ m)^2 = \frac{1}{8} \cdot 16{,}6\frac{kN}{m} \cdot (14{,}8\ m)^2 = 454{,}4\ kNm$$

6.2.3.4 Tværsnitseftervisning

Tværsniteftervisningen af bjælken er foretaget i programmet RamSteel i bilag F. Det bemærkes, at den tilnærmede udbøjning beregnet i RamSteel er større end L/200, men eftersom snitkræfterne der er indtastet i programmet er regningsmæssige værdier og udbøjningskravet er for én variabel karakteristisk last, vurderes det, at udbøjningen af bjælken er acceptabel.

7. BEREGNING AF TERRÆNDÆK

Terrændækket dimensioneres ved brug af strimmelmetoden. Ved brug af denne metode anvendes pladens armering som bjælkearmering og ved dobbeltspændte plader betyder det derfor, at pladen består af bjælker i to retninger. Princippet illustreres ved en simpelt understøttet dobbeltspændt plade som vist på Figur 7.1.



Figur 7.1 Principskitse af simpelt understøttet dobbeltspændt plade.

Pladen er belastet af den samlede last p, hvor p er givet ved:

$$p = p_x + p_y$$

Pladen bæres af bjælker i hhv. i retningen x og y. Bjælken i y-retningen spænder over en længde b og bærer lasten p_y. Dette betyder derfor, at bjælken i y-retningen skal have en momentbæreevne svarende til:

$$m_y = \frac{1}{8} \cdot p_y \cdot b^2$$

Og tilsvarende for bjælken i x-retningen:

$$m_x = \frac{1}{8} \cdot p_x \cdot L^2$$

Fordelingen af lasterne p_x og p_y kan vælges frit så længe det er opfyldt at $p=p_x+p_y$, og eftervises at bjælkerne i hver retning har tilstrækkelig bæreevne.

For dette projekt vælges der at dimensionere for det værste lasttilælde, hvilket er dækket, der er afgrænset af modullinje A og C og modullinje 6 og 8. Dette dæk har den største spændvidde. Herudover har dækket en relativ stor last i forhold til i forhold til de udvendige pladsstøbte dæk. Dækket afgrænset af modullinjerne 2 og 8 og D og F har den største last, men understøttes af fundamentsbjælker pr. 2 m, for at

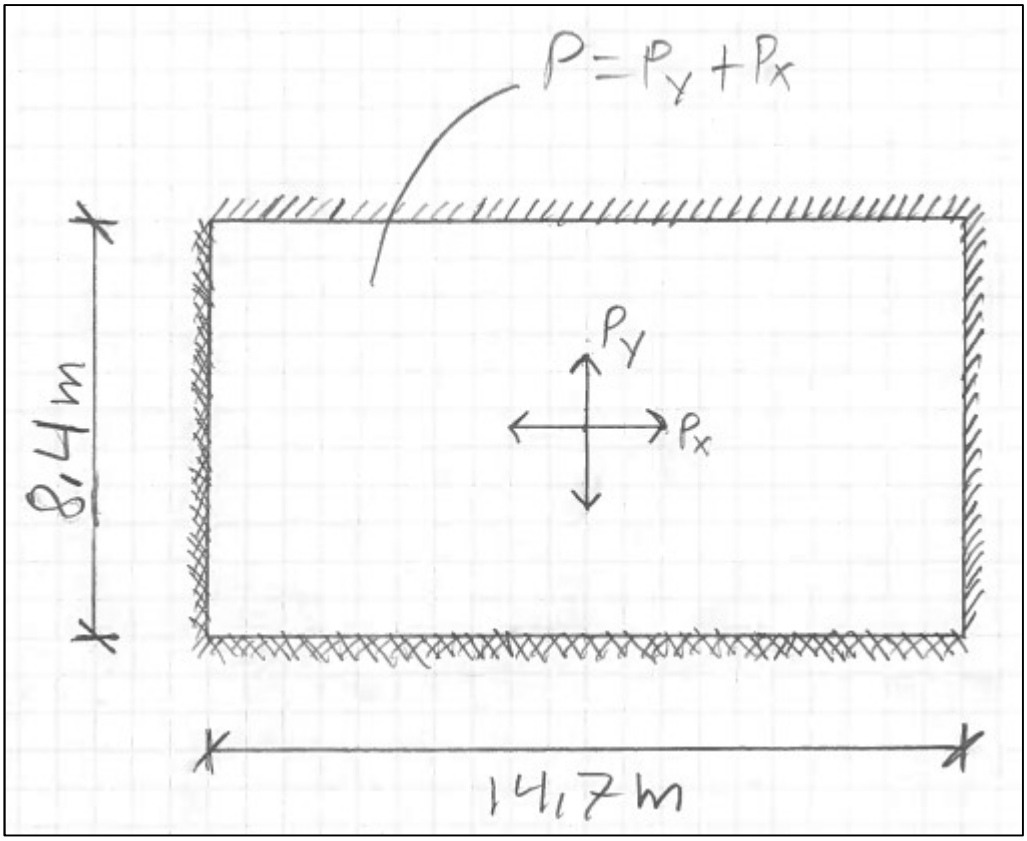
pælene skal kunne optage den lodrette last. Dette bevirker, at momentet i pladen derved ikke bliver større end momentet i pladen afgrænset af modullinjerne A, C, 6 og 8.

Terrændækkene udføres med en tykkelse på h =300 mm.

7.1 Dimensionering af terrændæk

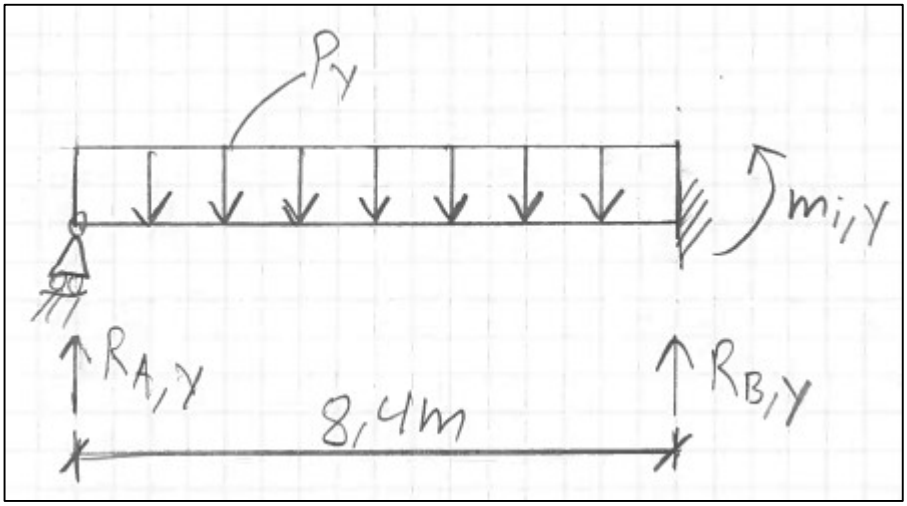
7.1.1 Statisk system

Pladen er kontinuert henover fundamentsbjælken i modullinje 6 og fundamentsbjælken i modullinje C. Dette betyder, at disse rande regnes som indspændte. Randene i modullinje A og 8 er simpelt understøttede, eftersom der ikke kan overføres moment over disse understøtninger. Det statiske system af pladen fremgår af Figur 7.2.

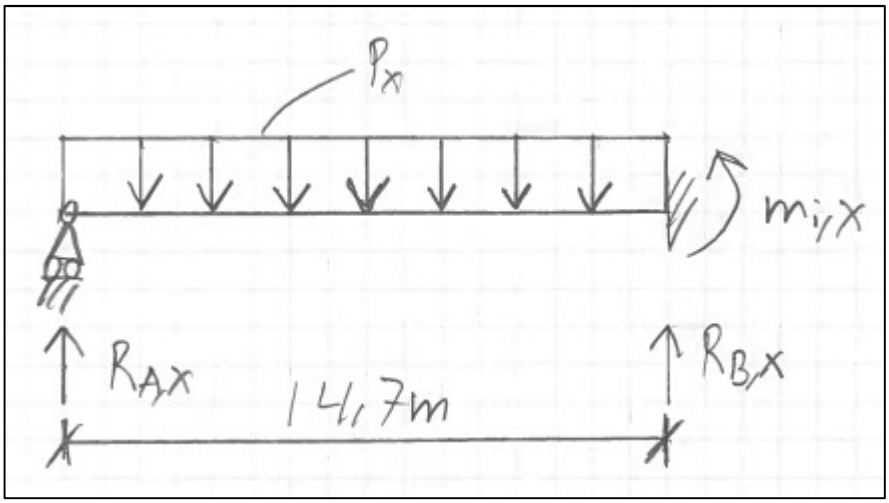


Figur 7.2 Statisk system for pladen.

Pladen beregnes som bjælker i x-retningen og bjælker i y-retningen. De statiske systemer for bjælkerne fremgår af Figur 7.3 og Figur 7.4.



Figur 7.3 Statisk system for bjælkerne I y-retningen.



Figur 7.4 Statisk system for bjælkerne I x-retningen.

7.1.2 Laster

De karakteristiske laster på dækket fremgår af lastspecifikation F9.

Laster i ULS:

Dominerende egenlast

$$p_{d,g} = 1{,}2 \cdot 1{,}1 \cdot 7{,}7 \frac{kN}{m^2} = 10{,}16 \frac{kN}{m^2}$$

Dominerende nyttelast

$$p_{d,q} = 1{,}1 \cdot 1{,}0 \cdot 7{,}7 \frac{kN}{m^2} + 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot 7{,}5 \frac{kN}{m^2} = 20{,}85 \frac{kN}{m^2}$$

Nyttelast er dominerende i ULS.

Laster i SLS:

Kvasipermanent last(langtidslast)

$$p_{kvasi} = p_L = 7{,}7\frac{kN}{m^2} + \psi_{2,E} \cdot 7{,}5\frac{kN}{m^2} = 7{,}7\frac{kN}{m^2} + 0{,}7 \cdot 7{,}5\frac{kN}{m^2} = 12{,}95\frac{kN}{m^2}$$

Der vælges at armere pladen isotropt i undersiden, hvilket vil sige, at der anvendes samme mængde armering i begge retninger i undersiden af pladen. Herudover anvendes der samme armeringsmængde i oversiden over understøtningen i modullinje 6 og modullinje C. Der regnes derfor med at pladen har samme momentbæreevne i begge retninger af pladen. Herudover har bjælkerne samme understøtningsforhold. Forholdet mellem p_x og p_y vælges derfor ud fra pladernes længde og bredde kvadreret.

$$p_x \cdot (14{,}7m)^2 = p_y \cdot (8{,}4\ m)^2 \Leftrightarrow p_x = p_y \cdot \frac{(8{,}4\ m)^2}{(14{,}7\ m)^2} = p_y \cdot 0{,}326$$

$$p = p_x + p_y = p_y + p_y \cdot 0{,}326 = 1{,}326 \cdot p_y \Leftrightarrow p_y = \frac{p}{1{,}326}$$

Heraf fås følgende forhold mellem lasterne p_y, p_x og p:

$$p_y = 0{,}754 \cdot p$$

$$p_x = p_y \cdot 0{,}326 = \frac{p}{1{,}326} \cdot 0{,}326 = 0{,}246 \cdot p$$

7.1.3 Snitkræfter

Eftersom pladen er kontinuert henover understøtningen i modullinje C og modullinje 6 skal indspændingsmomenterne henover disse understøtninger bestemmes. Indspændingsgraden i vælges til halvdelen af maksimalmomentet i pladen.

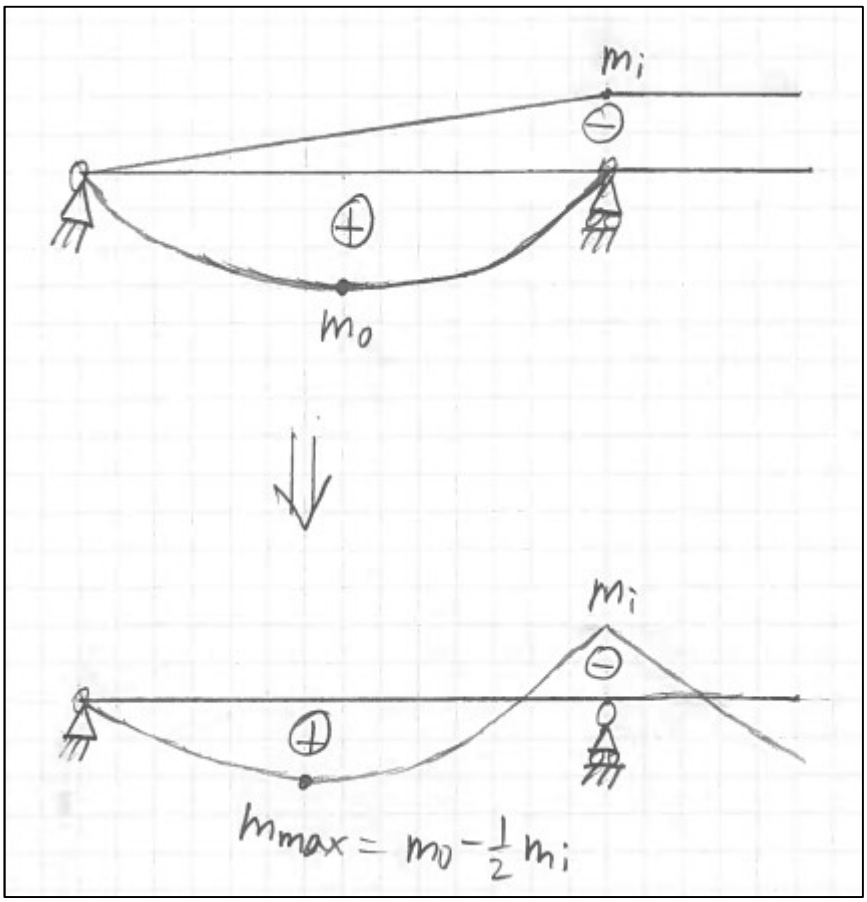
Snitkræfter i ULS:

Det simple moment vil være ens for bjælkerne i x-retningen og y-retningen.

$$m_{0,y,d} = \frac{1}{8} \cdot p_{y,d} \cdot (8{,}4m)^2 = \frac{1}{8} \cdot 0{,}754 \cdot 20{,}85\frac{kN}{m^2} \cdot (8{,}4m)^2 = 139\frac{kNm}{m}$$

$$m_{0,x,d} = \frac{1}{8} \cdot p_{x,d} \cdot (14{,}7\ m)^2 = \frac{1}{8} \cdot 0{,}246 \cdot 20{,}85\frac{kN}{m^2} \cdot (14{,}7\ m)^2 = 139\frac{kNm}{m}$$

Indspændingsmomenterne vælges til halvdelen af maksimalmomentet i pladen. Indspændingsmomenter og maksimalmomenter bestemmes ved superposition af momentkurverne for indspændingsmomentet og det simple moment i faget som vist på Figur 7.5.



Figur 7.5 Superposition af momentkurver til bestemmelse af momenter i plade.

$$m_{max,d} = m_{0,d} - \frac{1}{2} \cdot m_{i,d} = m_{0,d} - \frac{1}{2} \cdot i \cdot m_{max,d} = m_{0,d} - 0{,}25 \cdot m_{max,d} \Leftrightarrow m_{max,d} = \frac{m_{0,d}}{1{,}25} = 111 \frac{kNm}{m}$$

$$m_{i,d} = i \cdot m_{max,d} = 0{,}5 \cdot \left(-111 \frac{kNm}{m}\right) = -55{,}5 \frac{kNm}{m}$$

Reaktionerne til fundamentsbjælkerne i y-retningen bestemmes:

$$-R_{A,y,d} \cdot (8{,}4\ m) + \frac{1}{2} \cdot p_{y,d} \cdot (8{,}4\ m)^2 + m_{i,d} = 0 \Leftrightarrow R_{a,y,d} = \frac{\frac{1}{2} \cdot p_{y,d} \cdot (8{,}4\ m)^2 + m_{i,d}}{8{,}4\ m}$$

$$= \frac{\frac{1}{2} \cdot 0{,}754 \cdot 20{,}85 \frac{kN}{m^2} \cdot (8{,}4\ m)^2 - 55{,}5 \frac{kNm}{m}}{8{,}4\ m} = 59{,}4 \frac{kN}{m}$$

$$-p_{y,d} \cdot 8{,}4\ m + R_{A,y,d} + R_{B,y,d} = 0 \Leftrightarrow R_{B,y,d} = p_{y,d} \cdot 8{,}4\ m - R_{A,y,d}$$

$$= 0{,}754 \cdot 20{,}85 \frac{kN}{m^2} \cdot 8{,}4\ m - 59{,}4 \frac{kN}{m} = 72{,}7 \frac{kN}{m}$$

Reaktionerne fra pladen i x-retningen:

$$R_{a,x,d} = \frac{\frac{1}{2} \cdot p_{x,d} \cdot (14{,}7\ m)^2 + m_i}{14{,}7\ m} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 0{,}246 \cdot 20{,}85 \frac{kN}{m^2} \cdot (14{,}7\ m)^2 - 55{,}5 \frac{kNm}{m}}{14{,}7\ m} = 33{,}9 \frac{kN}{m}$$

$$R_{B,x,d} = p_{y,d} \cdot 14{,}7\ m - R_{A,x,d} = 0{,}246 \cdot 20{,}85 \frac{kN}{m} \cdot 14{,}7\ m - 33{,}9 \frac{kN}{m} = 41{,}5 \frac{kN}{m}$$

Snitkræfter i SLS:

Det simple moment vil være ens for bjælkerne i x-retningen og y-retningen.

$$m_{0,y,kvasi} = \frac{1}{8} \cdot p_{y,kar} \cdot (8{,}4m)^2 = \frac{1}{8} \cdot 0{,}754 \cdot 12{,}95 \frac{kN}{m^2} \cdot (8{,}4m)^2 = 86 \frac{kNm}{m}$$

$$m_{0,x,kvasi} = \frac{1}{8} \cdot p_{x,kvasi} \cdot (14{,}7\ m)^2 = \frac{1}{8} \cdot 0{,}246 \cdot 12{,}95 \frac{kN}{m^2} \cdot (14{,}7\ m)^2 = 86 \frac{kNm}{m}$$

Indspændingsmomenterne vælges til halvdelen af maksimalmomentet i pladen. Indspændingsmomenter og maksimalmomenter bestemmes.

$$m_{max,kvasi} = m_{0,kvasi} - \frac{1}{2} \cdot m_{i,kvasi} = m_{0,kvasi} - \frac{1}{2} \cdot i \cdot m_{max,kvasi} = m_{0,kvasi} - 0{,}25\ \cdot m_{max,kvasi}$$

$$\Leftrightarrow m_{max,kvasi} = \frac{m_{0,kvasi}}{1{,}25} = 68{,}8 \frac{kNm}{m}$$

$$m_{i,kvasi} = i \cdot m_{max,kvasi} = 0{,}5 \cdot \frac{kNm}{m} = 34{,}4 \frac{kNm}{m}$$

Reaktionerne til fundamentsbjælkerne i y-retningen bestemmes:

$$R_{a,y,kvasi} = \frac{\frac{1}{2} \cdot p_{y,kvasi} \cdot (8{,}4\ m)^2 + m_{i,kvasi}}{8{,}4\ m} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 0{,}754 \cdot 12{,}95 \frac{kN}{m^2} \cdot (8{,}4\ m)^2 - 34{,}4 \frac{kNm}{m}}{8{,}4\ m} = 36{,}9 \frac{kN}{m}$$

$$R_{B,y,kvasi} = p_{y,kvasi} \cdot 8{,}4\ m - R_{A,y,kvasi} = 0{,}754 \cdot 12{,}95 \frac{kN}{m^2} \cdot 8{,}4\ m - 36{,}9 \frac{kN}{m} = 45{,}1 \frac{kN}{m}$$

Reaktionerne fra pladen i x-retningen:

$$R_{a,x,kvasi} = \frac{\frac{1}{2} \cdot p_{x,kvasi} \cdot (14{,}7\ m)^2 + m_{i,x,kvasi}}{14{,}7\ m} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 0{,}246 \cdot 12{,}95 \frac{kN}{m^2} \cdot (14{,}7\ m)^2 - 34{,}4 \frac{kNm}{m}}{14{,}7\ m}$$

$$= 21{,}1 \frac{kN}{m}$$

$$R_{B,x,kvasi} = p_{x,kvasi} \cdot 14{,}7\ m - R_{A,x,kvasi} = 0{,}246 \cdot 12{,}95 \frac{kN}{m^2} \cdot 14{,}7\ m - 21{,}1 \frac{kN}{m} = 25{,}7 \frac{kN}{m}$$

7.1.4 Bæreevneeftervisning

Pladen armeres isotropt i undersiden, hvilket betyder, at pladen udføres med samme armering i begge retninger af pladen. Først skønnes den effektive højde d, der er afstanden fra overkanten af betonens trykzone til tyngdepunktet af trækarmeringen.

$$d_{skøn} = 0{,}9 \cdot h = 0{,}9 \cdot 300\ mm = 270\ mm$$

Idet der regnes med en trykstyrke mindre end 50 MPa og en rektangulær spændingsfordeling er de dimensionsløse størrelser følgende: λ=0,8 og η = 1,0. Armeringsgraden ω skønnes:

$$\mu_{skøn} = \frac{m_{max,d}}{d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{111\frac{kNm}{m}}{(270\ mm)^2 \cdot \frac{35\ MPa}{1{,}45}} = 0{,}063$$

$$\omega_{skøn} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{skøn}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}063} = 0{,}065$$

Det skønnede nødvendige armeringsareal bestemmes:

$$A_{s,skøn} = \omega_{skøn} \cdot \frac{d_{skøn} \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}065 \cdot \frac{270\ mm \cdot \frac{35MPa}{1{,}45}}{\frac{550\ MPa}{1{,}2}} = 924\frac{mm^2}{m}$$

Der vælges Y14/150 svarende til A_s = 1030 mm^2/m. Momentbæreevnen med den valgte armering bestemmes.

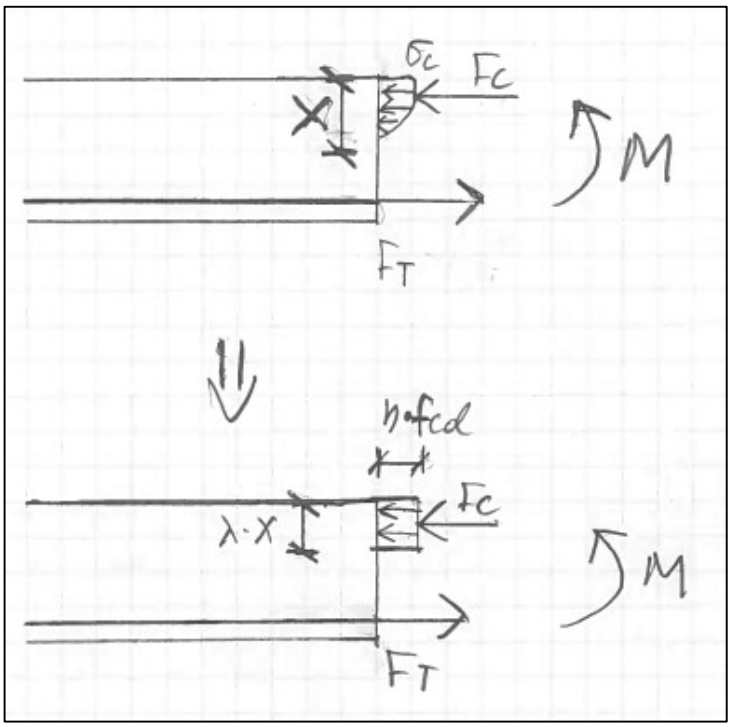
Den effektive højde d beregnes:

$$d = h - c - \frac{ø}{2} = 300\ mm - 25\ mm - \frac{14\ mm}{2} = 268\ mm$$

Armeringsgraden med den valgte armering bestemmes:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{d \cdot f_{cd}} = \frac{1030\frac{mm^2}{m} \cdot \frac{550MPa}{1{,}2}}{268\ mm \cdot \frac{35\ MPa}{1{,}45}} = 0{,}073$$

Der regnes med den rektangulære plastiske spændingsfordeling i tværsnittet som vist på Figur 7.6 frem for den rigtige spændingsfordeling i brudtilstanden, da denne giver samme bæreevne og er lettere at anvende.



Figur 7.6 Den rigtige spændingsfordeling kontra den rektangulære spændingsfordeling i et betontværsnit.

Vandret ligevægt mellem tryk og træk i tværsnittet pr. m med regningsmæssige værdier giver:

$$F_T - F_C = 0$$

Trykresultanten i armeringen opskrives under den forudsætning, at der i armeringen opstår flydning, før der opstår trykbrud i betonens overside. Der forudsættes derfor, at tværsnittet er normalarmeret. Den regningsmæssige trækresultant i armeringen pr. m bestemmes ved:

$$F_T = A_s \cdot f_{yd}$$

Den regningsmæssige resultant i trykzonen pr. m bestemmes ved:

$$F_C = \lambda \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \eta$$

Afstanden til nullinjen x bestemmes ved at opstille den vandrette ligevægt i tværsnittet:

$$\lambda \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \eta = A_s \cdot f_{yd} \Leftrightarrow x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\lambda \cdot f_{cd} \cdot \eta} = \frac{1030 \frac{mm^2}{m} \cdot \frac{550\ MPa}{1{,}2}}{0{,}8 \cdot \frac{35\ MPa}{1{,}45}} = 24{,}45\ mm$$

Momentbæreevnen bestemmes herefter ved at tage moment om armeringen:

$$M - F_c \cdot \left(d - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot x\right) = 0 \Leftrightarrow M = \lambda \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \eta \cdot \left(d - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot x\right)$$

Momentbæreevnen for pladen bliver derfor:

$$M_{Rd} = \lambda \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \eta \cdot \left(d - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot x\right) = 0{,}8 \cdot 24{,}45\ mm \cdot \frac{35\ MPa}{1{,}45} \cdot 1{,}0 \cdot \left(268mm - \frac{1}{2} \cdot 0{,}8 \cdot 24{,}45\ mm\right)$$

$$= 121{,}9\ \frac{kNm}{m} > m_{max,d} = 111 \frac{kNm}{m}\ \ OK!$$

Idet der regnes med en indspændingsgrad på 0,5, vælges der derfor en oversidearmering over understøtningen i modullinje C og modullinje 6 til Y14/300 svarende til et armeringsareal på 513 mm^2/m.

Der undersøges om forudsætningen om, at tværsnittet er normalarmeret, altså om der opstår flydning i armeringen, før der opstår trykbrud i betonen er OK. Tværsnittet må derfor ikke være overarmeret. Herudover sikres der jf. (EC2-1-1) afsnit 9.2, at bjælken er minimumsarmeret. Armeringsmængden for minimumsarmeringen findes af:

$$A_{s_{min}} = \begin{cases} 0{,}26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d \\ 0{,}0013 \cdot d \end{cases} = \begin{cases} 0{,}26 \cdot \frac{3{,}2\ MP}{550\ MPa} \cdot 268\ mm \\ 0{,}0013 \cdot 268mm \end{cases} = \begin{cases} 405 \frac{mm^2}{m} \\ 348 \frac{mm^2}{m} \end{cases} \Rightarrow 405 \frac{mm^2}{m}$$

Det ses, at tværsnittet overholder kravet til minimumsarmeringen.

Der undersøges herefter om forudsætningen om, at tværsnittet er normalarmeret er korrekt. Ved et overarmeret tværsnit vil tøjningen i oversiden af betonen blive lig med betonens brudtøjning, før armeringen begynder at flyde. Der vil derfor opstå trykbrud i oversiden af betonen, inden armeringen flyder. Overgangen fra et normalarmeret tværsnit til et overarmeret tværsnit kaldes det balancerede tværsnit og er karakteriseret ved, at der opstår trykbrud i betonen samtidig med, at armeringen begynder at flyde. Idet ϵ_{cu} er betonens brudtøjning for den rektangulære spændingsfordeling og ϵ_y er den regningsmæssige flydetøjning for armeringsstålet, fås armeringsgraden for det balancerede tværsnit ved:

$$\omega_{bal} = \lambda \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = 0{,}8 \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}0035 + 0{,}00229} = 0{,}484 > 0{,}073$$

Det ses, at armeringen vil flyde før der opstår trykbrud i betonen, og tværsnittet er derfor normalarmeret, og forudsætningen for beregningen er derfor OK!

7.1.5 Nedbøjningsberegning

Nedbøjningen bestemmes på baggrund af en enkel nedbøjningsberegning, hvilket vil sige, at der regnes med fuldt revnet tværsnit i trækzonen. Herudover tages der hensyn til krybningen. Dette giver dermed en langtidsdeformation af bjælken. Deformationen af bjælken regnes i forhold til spændingerne efter elasticitetsteorien. Herudover kendes det af erfaring, at ved betondæk med store spændvidder og forholdsvis store laster vil nedbøjningen af pladen være væsentlig større end de vejledende værdier der angives i (EC2-1-1), hvis der kun indlægges den armering, der kræves for at pladen har en tilstrækkelig momentbæreevne i ULS.

Det vurderes, at denne plade har en relativ stor spændvidde og last, og det derfor vil være vanskeligt at overholde de vejledende værdier for acceptabel nedbøjning. For at kunne overholde udbøjningskravet L/250 vælges der på forhånd at indlægge en større mængde armering end den armeringsmængde, der ellers er beregnet for momentbæreevnen. I forhold til de vejledende værdier sættes den acceptable nedbøjning af pladen til:

$$\frac{L}{250} = \frac{8{,}4\ m}{250} = 33{,}6\ mm$$

Værdien α = E_S/E_C i langtidstilstanden for en beton med trykstyrken 35 MPa findes ved tabelopslag i [2.4.1] til 24. Idet der indlægges en undersidearmering i begge retninger svarende til Y16/100 hvilket medfører at A_s = 2010 mm^2/m, bliver armeringsforholdet ρ pr. m derved:

$$\rho = \frac{A_s}{d} = \frac{2010\frac{mm^2}{m}}{300\ mm - 25\ mm - \frac{16\ mm}{2}} = 0{,}0075$$

$$\alpha \cdot \rho = 24 \cdot 0{,}0075 = 0{,}18$$

De dimensionsløse størrelser φ_b og β bestemmes:

$$\beta = \alpha \cdot \rho \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha \cdot \rho}} - 1\right) = 0{,}18 \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{0{,}18}} - 1\right) = 0{,}45$$

$$\varphi_b = \frac{1}{6} \cdot \beta \cdot (3 - \beta) = 0{,}19$$

Trykzonehøjden:

$$x = \beta \cdot d = 0{,}45 \cdot \left(300\ mm - 25\ mm - \frac{16\ mm}{2}\right) = 120{,}15\ mm$$

Spændingen i trykzonen bestemmes:

$$\sigma_c = \frac{m_{max,kvasi}}{\varphi_b \cdot d^2} = \frac{68{,}8\frac{kNm}{m}}{0{,}19 \cdot \left(300\ mm - 25\ mm - \frac{16\ mm}{2}\right)^2} = 5{,}08\frac{MPa}{m}$$

Langtidsdeformationen bestemmes:

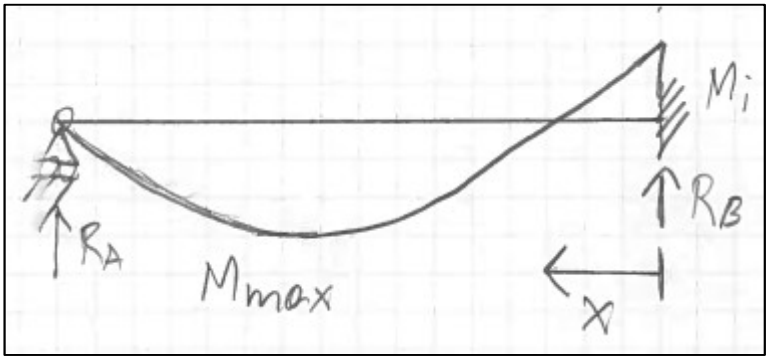
$$u_{langtid} = \frac{1}{10} \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_c}{E_s \cdot x} \cdot L^2 = \frac{1}{10} \cdot 23 \cdot \frac{5{,}08\ MPa}{2 \cdot 10^5 MPa \cdot 120{,}15\ mm} \cdot (8{,}4m)^2 = 34{,}3\ mm > 33{,}6\ mm$$

Det ses, at deformationen er tilnærmelsesvis lig den acceptable deformation. Formlen for udbøjningen er baseret på udbøjningen af en simpel understøttet bjælke. Herudover vil der i praksis være områder i trækzonen af betonen, der ikke er fuldt revnede, og som vil bidrage med stivhed til pladen, og derved reducere den maksimale udbøjning. Dette er ikke medregnet, og det vurderes derfor, at udbøjningen er acceptabel.

Eftersom indspændingsgraden er 0,5, vælges oversidearmeringen over understøtningerne til halvdelen af undersidearmeringen svarende til Y16/200 og A_s = 1010 mm^2/m.

7.1.6 Armering af pladen

Udstrækningen af oversidearmeringen bestemmes ved at finde afstanden fra indspændingen til punktet, hvor der er momentnul som vist på Figur 7.7.



Figur 7.7 Udstrækning af oversidearmering I forhold til momentkurven.

Der tages moment om punktet hvor momentnul forekommer for både x- og y-retningen, og afstanden x isoleres i 2. gradsligningen. Det giver følgende brugbare løsning:

$$m_i + R_{B.x} \cdot x - p_x \cdot x \cdot \frac{1}{2} \cdot x = 0 \Leftrightarrow x = \frac{-\sqrt{R_{B.x}^2 + 2 \cdot m_i \cdot p_x} + R_{B,x}}{p_x}$$

Den nødvendige udstrækning af oversidearmeringen bestemmes for hhv. x- og y-retningen:

$$x_x = \frac{-\sqrt{R_{B.x,d}^2 + 2 \cdot m_{i,d} \cdot p_{x,d}} + R_{B,x,d}}{p_{x,d}}$$

$$= \frac{-\sqrt{\left(41,5\frac{kN}{m}\right)^2 + 2 \cdot \left(-55,5\frac{kNm}{m}\right) \cdot 0,246 \cdot 20,85\frac{kN}{m^2}} + 41,5\frac{kN}{m}}{0,246 \cdot 20,85\frac{kN}{m^2}} = 1,47\ m$$

$$x_y = \frac{-\sqrt{R_{B.y,d}^2 + 2 \cdot m_{i,d} \cdot p_{y,d}} + R_{B,y,d}}{p_{y,d}}$$

$$= \frac{-\sqrt{\left(72,7\frac{kN}{m}\right)^2 + 2 \cdot \left(-55,5\frac{kNm}{m}\right) \cdot 0,754 \cdot 20,85\frac{kN}{m^2}} + 72,7\frac{kN}{m}}{0,754 \cdot 20,85\frac{kN}{m^2}} = 0,84\ m$$

Der vælges derfor at armere med en udstrækning af oversidearmeringen over understøtningerne i modullinje C og modullinje 6 på minimum 1,5 m.

Idet der regnes med delvis indspænding langs understøtningerne, foreskriver (EC2-1-1), at der mindst regnes med en udstrækning af oversidearmeringen ved understøtningerne på 0,2 x spændvidden i det tilstødende fag. Herudover foreskriver (EC2-1-1) at ved rande hvor der ikke regnes med delvis indspænding, i dette tilfælde ved de simple understøtninger, bør der placeres en armeringsmængde svarende til mindst 25 % af undersidearmeringen. Udstrækningen af oversidearmeringen jf. kravene i (EC2-1-1) i x- og y-retningen bestemmes:

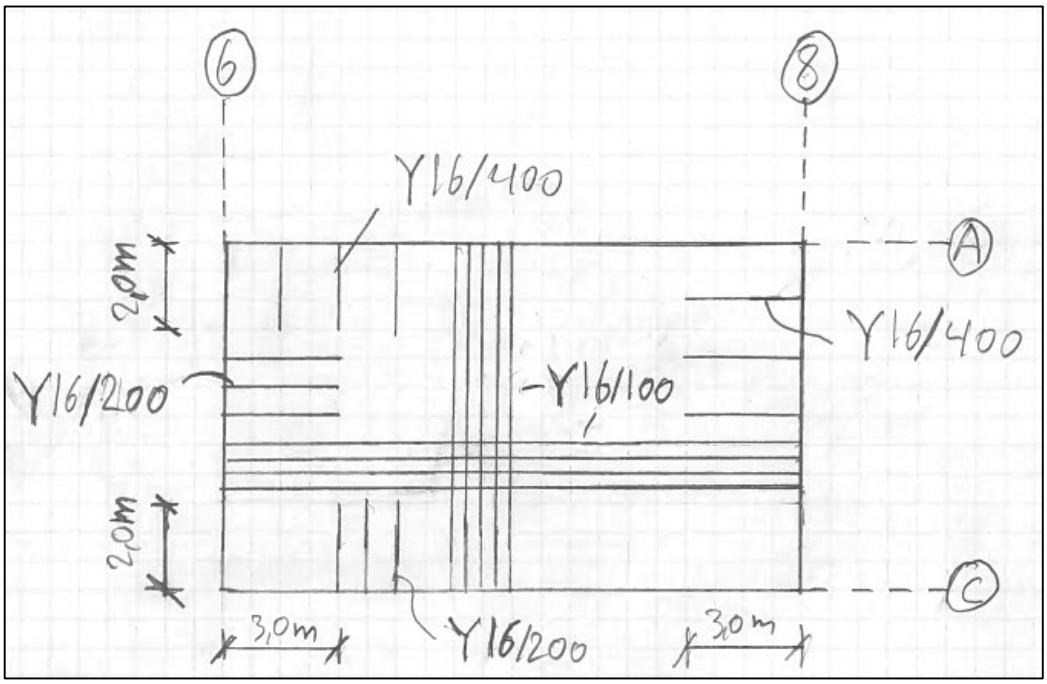
$$x_x = 0{,}2 \cdot 14{,}7m = 2{,}9m \;\Rightarrow vælges\ til\ 3{,}0\ m$$

$$x_y = 0{,}2 \cdot 8{,}4m = 1{,}7\ m \Rightarrow vælges\ til\ 2{,}0\ m$$

Oversidearmering ved de simple understøtninger:

$$A_{s,simple\ understøtninger} = 0{,}2 \cdot 2010\frac{mm^2}{m} = 503\frac{mm^2}{m} \Rightarrow der\ vælges\ Y16/400$$

Pladen armeres derfor som vist på Figur 7.8.



Figur 7.8 Armering af betonpladen.

Pladen har en tykkelse på 300 mm. Herudover armeres pladen med forholdsvis store armeringsmængder. Ved at understøtte pladen på midten med fundamentsbjælker er det muligt at reducere tykkelsen og armeringsmængden væsentligt, hvilket ville være at foretrække. Der vælges dog ikke at optimere yderligere på denne plade i dette projekt.

8. FUNDERING

Bygningen funderes på fundamentsbjælker, der er understøttet af præfabrikerede jernbetonpæle.

Pælene understøtter fundamentsbjælkerne, der udføres i samme dimension og med samme armering overalt. Der dimensioneres derfor kun én type fundamentsbjælke.

Der anvendes én type pæl overalt med dimensionerne 0,3 m x 0,3 m og med en længde på 30 m. Der er valgt denne type pæl med en længde på 30 m, da de interglaciale lerlag der ligger dybest, er de lag, som bidrager mest til bæreevnen. Herudover er længden af pælene valgt, således at sætninger af pælene så vidt muligt undgås.

Pælene placeres under fundamentsbjælkerne, således at hverken pælenes eller fundamentsbjælkens bæreevne på noget tidspunkt overskrides.

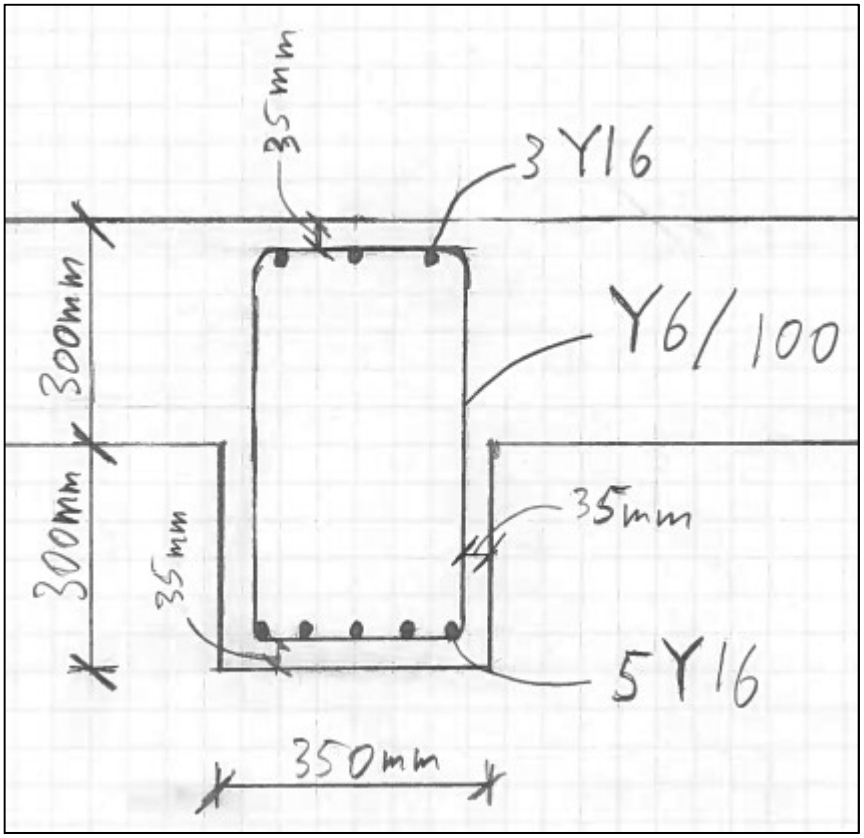
Bæreevnen af pælen beregnes med udgangspunkt i en geostatisk beregning.

Når der i denne beregning refereres til pælens trykbæreevne, er det bæreevnen af pælens lodrette bæreevne ved en lodret nedadrettet last. Anvendelsesgrænsetilstanden vurderes ud fra indflydelsen af den negative overfladelast på pælenes lodrette bæreevne.

De vandrette laster føres til terrændækket. Når de vandrette laster er ført til terrændækket, videreführer terrændækket herefter ved skivevirkning lasterne til pælene, som fører lasterne i jorden. Der er for dette projekt valgt at afgrænse sig fra denne beregning.

8.1 Beregning af fundamentsbjælke

Terrændækket har overside i 0 m.u.t. Fundamentsbjælkerne udføres således, at de støbes sammen med terrændækket. Herved kan tykkelsen af terrændækket udnyttes i bjælkens effektive højde d. Der vælges at udføre fundamentsbjælkerne med en højde under terrændækket på 300 mm og en bredde på 350 mm. Fundamentsbjælkerne har derved en samlet højde på 600 mm. Et tværsnit af bjælken ses på Figur 8.1.



Figur 8.1 Tværsnit af fundamentsbjælke.

8.1.1 Beregning af momentbæreevne.

Fundamentsbjælkerne støbes sammen med terrændækket. Der vælges derfor en miljøklasse svarende til den største miljøklasse for terrændækket, hvilket er aggressiv miljøklasse.

Effektiv højde:

$$d = 600\,mm - 35\,mm - 6\,mm - \frac{16mm}{2} = 551\,mm$$

Bjælkens armeringsgrad uden hensyntagen til trykarmering:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{1010\frac{mm^2}{m} \cdot \frac{550\,MPa}{1{,}2}}{350\,mm \cdot 551\,mm \cdot \frac{35\,MPa}{1{,}45}} = 0{,}099$$

Der undersøges om bjælken er normalarmeret:

$$\omega_{min} = \begin{cases} 0{,}26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0{,}26 \cdot \frac{3{,}2\,MPa}{550\,MPa} \cdot \frac{\frac{550\,MPa}{1{,}2}}{\frac{35\,MPa}{1{,}45}} = 0{,}029 \\ 0{,}0013 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0{,}0013 \cdot \frac{\frac{550\,MPa}{1{,}2}}{\frac{35\,MP}{1{,}45}} = 0{,}025 \end{cases} \Rightarrow \omega_{min} = 0{,}029$$

$$\omega_{bal} = \lambda \cdot \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd}} = 0{,}8 \cdot \frac{3{,}5}{3{,}5 + 2{,}29} = 0{,}349$$

$$\omega_{min} < \omega < \omega_{bal} \Rightarrow tværsnittet\ er\ normalarmeret$$

Eftersom tværsnittet er normalarmeret, vil armeringen flyde, før der indtræder trykbrud i betonens trykzone, og momentbæreevnen findes derfor således:

$$M_{Rd} = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega\right) \cdot \omega \cdot b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd} = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0{,}099\right) \cdot 0{,}099 \cdot 350\ mm \cdot (551\ mm)^2 \cdot \frac{35\ MPa}{1{,}45}$$

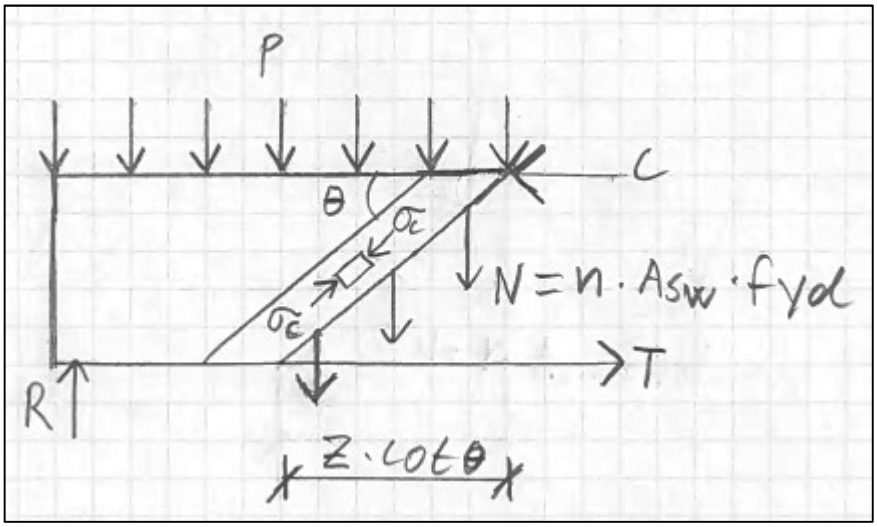
$$= 241{,}4\ kNm$$

Der skal derfor blot sikres, ved placering af pælene under fundamentsbjælkerne, at der ikke forekommer et moment større end 241,4 kNm. Bjælkerne regnes som simpelt understøttede bjælker.

8.1.2 Forskydningsarmering

Armeres fundamentsbjælkerne ikke for forskydning, kan der forekomme skrå revner, og der kan forekomme forskydningsbrud af bjælken. Derfor vælges at indlægge forskydningsarmering i bjælken.

Ved at indlægge bøjlearmering kan de ydre laster føres til understøtningerne ved gittervirkning i bjælken. Ved gittervirkning menes, at de ydre laster føres af "indre tryk og træk stænger" i bjælken til understøtningerne. De "indre trykstænger" består af tryklameller i bjælken. De "indre trækstænger" består af bøjlearmeringen. Betontrykket σ_c optages af betonen, mens trækket optages af bøjlearmeringen. Princippet er illustreret på Figur 8.2, hvor N er den resulterende regningsmæssige trækkapacitet af bøjlearmeringen over strækningen zCot θ, og C og T er hhv. tryk- og trækresultanten.



Figur 8.2 Snit langs skrå betontryk ved bjælkeende.

Der vælges overalt at udføre forskydningsarmeringen med en afstand på 100 mm mellem bøjlerne, og bøjlerne vælges som Y6 bøjler. Dette betyder, at den maksimale forskydningsspænding der kan optages over tværsnittet findes ved:

$$s = \frac{A_{sw}}{\tau_{Ed} \cdot b} \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta \Rightarrow \tau_{Ed} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta$$

Hvor

A_{sw} der er armeringsarealet af forskydningsarmeringen, hvilket svarer til to stangtværsnit
s er bøjleafstanden
b er bredden af bjælken
f_{yd} er armeringens regningsmæssige flydestyrke
θ er trykhældningen. Cot θ kan frit vælges i intervallet 1 ≤ Cot θ ≤ 2,5.

Der vælges Cot θ=2,5, eftersom denne værdi giver mulighed for at optage den største forskydningskraft over tværsnittet, og den maksimale udnyttelse af betonens styrke. Den maksimale forskydningsspænding der kan optages over tværsnittet bestemmes:

$$\tau_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta = \frac{2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (6mm)^2}{100\,mm \cdot 350\,mm} \cdot \frac{550\,MPa}{1{,}2} \cdot 2{,}5 = 1{,}85\,MPa$$

Der undersøges om det skrå betontryk σ_c er mindre end den regningsmæssige plastiske styrke $v_v f_{Cd.}$ Effektivitetsfaktoren v_v tager hensyn til, at betonen ikke er fuldstændig idealplastisk. Ved at gange den regningsmæssige betontrykstyrke med effektivitetsfaktoren, tages der hensyn til dette, og betonen kan i forbindelse med forskydning regnes idealplastisk. Det skrå betontryk bestemmes:

$$\sigma_c = \tau_{Rd} \cdot \left(\frac{1}{\cot\theta} + \cot\theta\right) = 1{,}85\,MPa \cdot \left(\frac{1}{2{,}5} + 2{,}5\right) = 5{,}4\,MPa$$

Den plastiske regningsmæssige styrke bestemmes for beton C35:

$$v_v = 0{,}7 - \frac{f_{ck}}{200}, \qquad hvor\ f_{ck}\ er\ i\ MPa$$

$$v_v = 0{,}7 - \frac{35}{200} = 0{,}53$$

$$v_v \cdot f_{cd} = 0{,}53 \cdot \frac{35\,MPa}{1{,}45} = 12{,}8\,MPa > \sigma_c = 5{,}4\,MPa\ OK!$$

Den regningsmæssige plastiske styrke overskrides derfor ikke og bøjlearmeringen og valget af trykhældning er derfor OK!

Den indre momentarm z bestemmes:

$$z = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega\right) \cdot d = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0{,}099\right) \cdot 551\,mm = 524\,mm$$

Den maksimale forskydningskraft der kan optages over tværsnittet bliver derfor:

$$\tau_{Rd} = \frac{V_{Rd}}{b \cdot z} \Leftrightarrow V_{Rd} = \tau_{Rd} \cdot b \cdot z = 1{,}85\,MPa \cdot 350\,mm \cdot 524\,mm = 339{,}4\,kN$$

Der skal derfor blot sikres, ved placering af pælene, at der ikke forekommer en forskydningskraft større end 339,4 kN.

For at sikre et minimum af plasticitet, som beregningen forudsætter, undersøges der derfor, om kravet til minimumsarmeringen for forskydningsarmeringen er overholdt. I (EC2-1-1 og EC2-1-1) afsnit 9.2.2 er der fastsat følgende krav til minimumsarmeringen og mindste bøjleafstand, idet der anvendes lodrette bøjler:

$$\rho_{w,min} = \frac{0{,}063 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0{,}0007$$

Og

$$s_{min} = 0{,}75 \cdot d = 0{,}75 \cdot 551\,mm = 413\,mm > 100\,mm\ OK!$$

Der undersøges om bjælken overholder minimumskravet til forskydningsarmeringsforholdet:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} = \frac{2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (6mm)^2}{100\,mm \cdot 350\,mm} 0{,}002 > 0{,}0007\ OK!$$

Bjælken overholder kravene til minimumsarmeringen.

8.1.3 Nedbøjning af fundamentsbjælker

For at sikre at fundamentsbjælkerne ikke får nedbøjninger, der er uacceptable, beregnes nedbøjningen for samtlige fundamentbjælker, som for simpelt understøttede bjælker.

Armeringsforholdet ρ, idet der ikke tages hensyn til trykarmeringen, bestemmes:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1010\,mm^2}{350\,mm \cdot 551\,mm} = 0{,}0052$$

$$\alpha_\infty \cdot \rho = 23 \cdot 0{,}0052 = 0{,}12$$

De dimensionsløse hjælpestørrelser β og φ_b bestemmes:

$$\beta = \alpha_\infty \cdot \rho \cdot \left(\sqrt{\frac{2}{\alpha_\infty \cdot \rho} + 1} - 1\right) = 0{,}12 \cdot \left(\sqrt{\frac{2}{0{,}12} + 1} - 1\right) = 0{,}38$$

$$\varphi_b = \frac{1}{6} \cdot \beta \cdot (3 - \beta) = \frac{1}{6} \cdot 0{,}38 \cdot (3 - 0{,}38) = 0{,}17$$

Trykzonehøjden x bestemmes:

$$x = \beta \cdot d = 0{,}38 \cdot 551\,mm = 209{,}4\,mm$$

Momentet fra den kvasipermanente last i bjælkerne bestemmes som for simpelt understøttede bjælker:

$$M_\infty = \frac{1}{8} \cdot p_\infty \cdot L^2$$

Betonspændingen findes derefter af:

$$\sigma_c = \frac{M_\infty}{\varphi_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{\frac{1}{8} \cdot p_\infty \cdot L^2}{0{,}17 \cdot 350mm \cdot (551mm)^2}$$

Nedbøjningen af bjælkerne findes herefter af:

$$u_\infty = \frac{1}{10} \cdot \alpha_\infty \cdot \frac{\sigma_c}{E_s \cdot x} \cdot L^2 = \frac{1}{10} \cdot 23 \cdot \frac{\sigma_c}{2 \cdot 10^5\, MPa \cdot 209{,}4\, mm} \cdot L^2$$

Den acceptable nedbøjning sættes til L/250:

$$u_{acc} = \frac{L}{250}$$

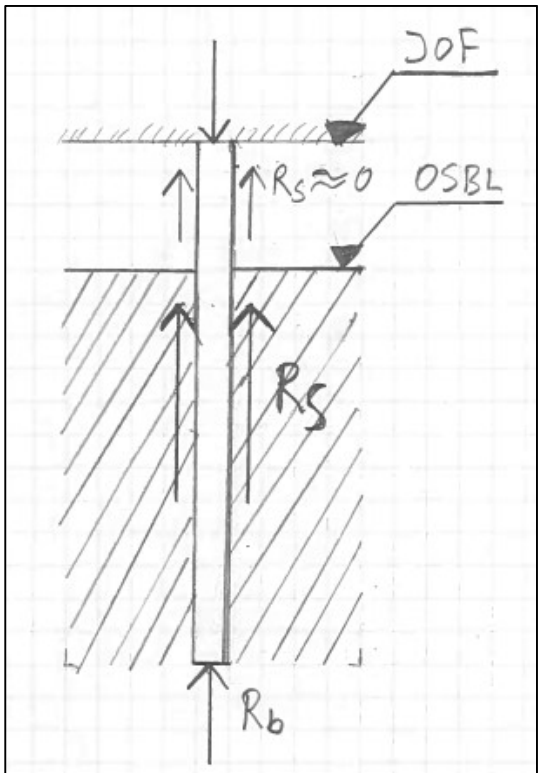
Der skal derfor blot sikres, ved placering af pælene, at der ikke forekommer nedbøjninger større end L/250.

8.2 Beregning af regningsmæssig trykbæreevne af pæl

Bæreevnen af pælen afhænger af hhv. spidsbæreevnen (R_b) og overfladebæreevnen (R_s). Der medregnes, på den sikre side, ikke med bæreevnen af jordlagene over OSBL(overside af bæredygtige lag). Jordparametrene fremgår af afsnit 5.1.2.1 i A1.

Som det fremgår af afsnit 2 er pælene på intet tidspunkt belastet af opadrettet trækkraft fra stabiliserende vægge. Pælene er herudover heller ikke på noget tidspunkt påvirket af træk, som følge af et opadrettet løft fra vinden, eftersom terrændækket har en større egenlast til gunst end den opadrettede regningsmæssige vindlast. Derfor beregnes pælenes trækbæreevne ikke.

Pælens trykbæreevne kan illustreres på Figur 8.3.



Figur 8.3 Trykbæreevner af en pæl.

8.2.1 Beregning af spidsbæreevne

Pæletoppen er beliggende i dybden 0,6 m.u.t. Eftersom pælene er 30 m lange vil pælens spids ligge i dybden 30,6 m.u.t. Den karakteristiske spidsbæreevne for pæle, idet pælespidsen står i kohæsionsjord (ikke moræneler), er givet ved:

$$R_{b,k} = \frac{9 \cdot c_{u,k} \cdot A_b}{\xi}$$

Hvor

$C_{u,k}$ er jordens karakteristiske forskydningsstyrke

A_b er pælens tværsnitareal

ξ = 1,5 er en korrelationsfaktor til udledelse af karakteristisk bæreevne

Pælenes karakteristiske spidsbæreevne:

$$R_{b,k} = \frac{9 \cdot 100 \frac{kN}{m^2} \cdot (0{,}3m \cdot 0{,}3m)}{1{,}5} = 54\ kN$$

Pælenes regningsmæssige spidsbæreevne i ULS:

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_R} = \frac{54\ kN}{1{,}3} = 41{,}5\ kN$$

Pælenes regningsmæssige spidsbæreevne i SLS:

$$R_{b,SLS} = \frac{9 \cdot c_{u,k} \cdot A_b}{\sqrt{\gamma_R \cdot \xi}} = \frac{9 \cdot 100 \frac{kN}{m^2} \cdot (0{,}3\ m \cdot 0{,}3\ m)}{\sqrt{1{,}3 \cdot 1{,}5}} = 58\ kN$$

8.2.2 Beregning af overfladebæreevne

Karakteristisk overfladebæreevne af en pæl i kohæsionsjord i laget i:

$$R_{s,i,k} = \frac{\sum\left(m \cdot r \cdot c_{u,i,k} \cdot A_{si}\right)}{\xi}$$

Hvor

m er en materialefaktor. For beton er m =1,0.

r er kohæsionsjordens regenerationsfaktor. Idet der ikke regnes med større styrker end c_u = 500 kN/m^2 kan r sættes til 0,4. Ved geostatisk beregning af den negative overflademodstand regnes der med r = 1,0.

$C_{u,i,k}$ er den udrænede forskydningsstyrke i jordlag i

A_{si} er overfladearealet af pælen i jordlag i

Karakteristisk overfladebæreevne af en pæl i friktionsjord i laget i:

$$R_{s,i,k} = \frac{\sum N_m \cdot q'_{mi} \cdot A_{si}}{\xi}$$

Hvor

N_m er 0,6 for trykpæle og 0,2 for trækpæle

A_{si} er overfladearealet af pælen i jordlag i

q'_{mi} er det effektive overlejringstryk i midten af laget i og bestemmes som

$$q'_m = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot t_{lag}$$

Hvor

γ' er den effektive rumvægt

t_{lag} er lagtykkelsen

Pælenes regningsmæssige overfladebæreevne i ULS:

$$R_{s,i,d} = \frac{R_{s,i,k}}{\gamma_R}$$

Pælenes regningsmæssige overfladebæreevner i SLS i kohæsionsjord:

$$R_{s,i,SLS} = \frac{\sum(m \cdot r \cdot c_{u,i,k} \cdot A_{si})}{\sqrt{\gamma_R \cdot \xi}}$$

Negativ overflademodstand idet r, ξ og γ_R er 1,0:

$$R_{s,i,SLS} = \sum m \cdot c_{u,i,k} \cdot A_{si}$$

Pælenes regningsmæssige overfladebæreevne i SLS i friktionsjord:

$$R_{s,i,SLS} = \frac{\sum N_m \cdot q'_{mi} \cdot A_{si}}{\sqrt{\gamma_R \cdot \xi}}$$

Negativ overflademodstand idet ξ og γ_R er 1,0:

$$R_{s,i,SLS} = \sum N_m \cdot q'_{mi} \cdot A_{si}$$

8.2.3 Regningsmæssige bæreevner i ULS

I tabellerne Tabel 8.1 - Tabel 8.3 er de regningsmæssige overfladebæreevner i ULS bestemt for de tre boreprofiler.

Tabel 8.1 Beregning af regningsmæssige bæreevne for pæl for boring B1.

Jord	Udstrækning [m.u.t]	Tykkelse [m]	A_s [m^2]	R_s [kN]	R_B [kN]	R_{samlet} [kN]
Ler, Ma Pg	7,2-8	0,8	0,96	7,9	-	7,9
Ler, Ma Ig	8-30,5	22,5	27	553,8	41,5	595,3
				561,7	41,5	603,2

Tabel 8.2 Beregning af regningsmæssige bæreevne for pæl for boring B2.

Jord	Udstrækning [m.u.t]	Tykkelse [m]	A_s [m^2]	R_s [kN]	R_B [kN]	R_{samlet} [kN]
Ler, Ma Pg	7,5-9,5	2	2,4	19,7	-	19,7
Ler, Ma Ig	9,5-30,5	21	25,2	516,9	41,5	558,4
				536,6	41,5	578,1

Tabel 8.3 Beregning af regningsmæssige bæreevne for pæl for boring B3.

Jord	Udstrækning [m.u.t]	Tykkelse [m]	A_s [m^2]	R_s [kN]	R_B [kN]	R_{samlet} [kN]
Ler, Ma Pg	4,8-14	9,2	11,04	90,6	-	90,6
Ler, Ma Ig	14-30,5	16,5	19,8	406,2	41,5	447,7
				496,8	41,5	538,3

Pælens egenvægt fratrækkes den regningsmæssige bæreevne af pælen. For tyngde af geotekniske konstruktioner gælder der jf. tabel A.3-2 NA (EC7-1 DK NA) for alle lastkombinationer både til gunst og ugunst at γ_G =1,0. Den regningsmæssige last der skal fratrækkes pælens bæreevne bliver derved:

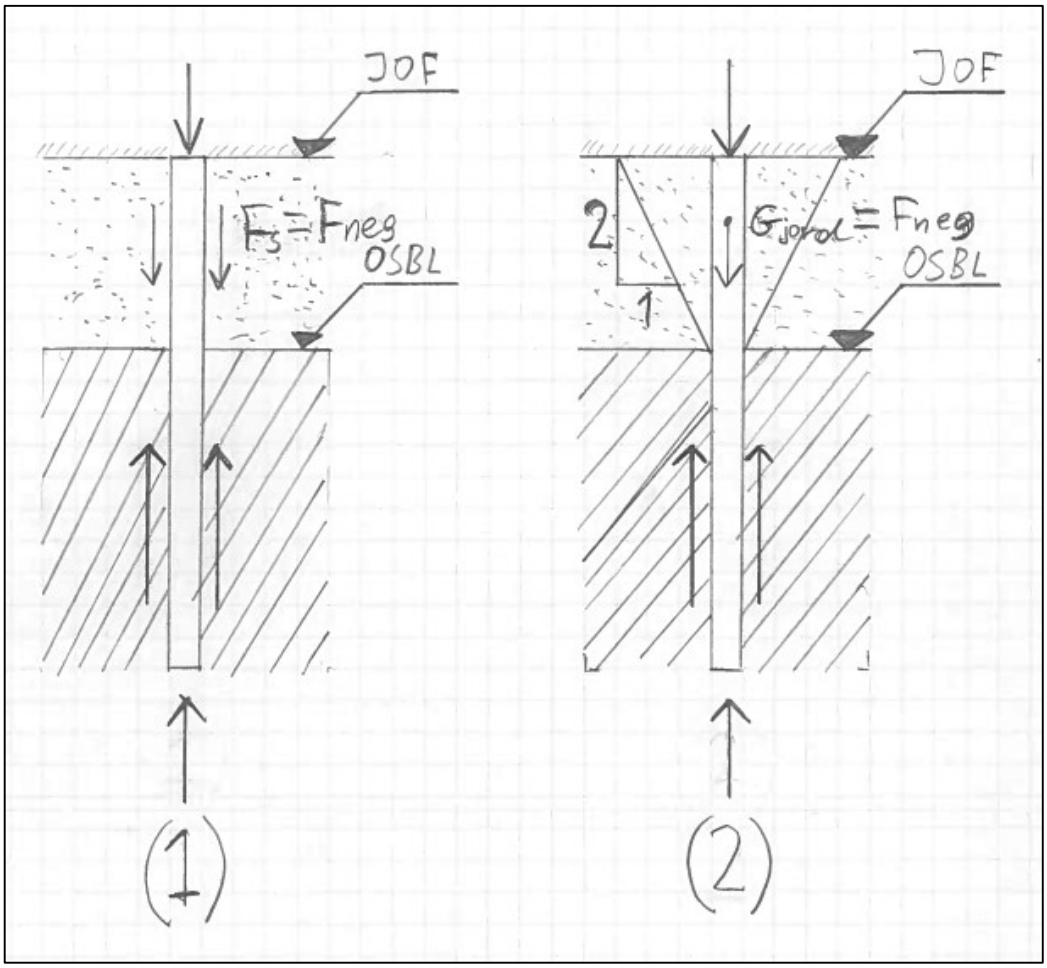
$$G_{pæl} = 1{,}0 \cdot 24\frac{kN}{m^3} \cdot 30\ m \cdot 0{,}3\ m \cdot 0{,}3\ m = 64{,}8\ kN$$

Der regnes derfor med en regningsmæssig bæreevne af en pæl på:

$$R_{d,pæl} = 538{,}3\ kN - 64{,}8\ kN = 473{,}5\ kN$$

8.2.4 Regningsmæssige bæreevner i SLS

I anvendelsestilstanden vurderes sætningerne af pælene ud fra indflydelsen af den negative overfladelast. Den negative overfladelast sættes jf.(EC7-1 DK NA) anneks L til den mindste værdi af hhv. overflademodstanden over undersiden af de sætningsgivende lag ($R_{neg,1}$) eller den sætningsgivende last ($R_{neg,2}$). De to principper er illustreret på Figur 8.4.

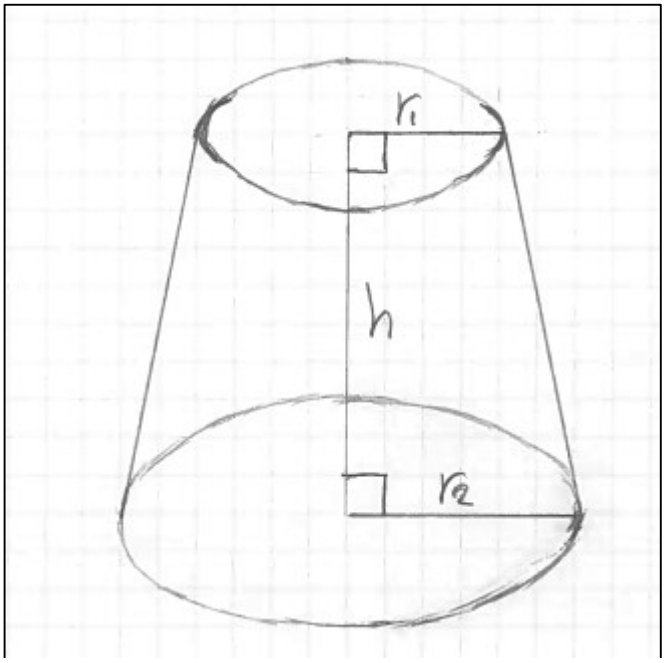


Figur 8.4 Negative overfladelaster.

Hvis $R_{neg,2} > R_{neg,1}$ vil lasten af jorden være større end overfladebæreevnen på pælen, og jorden vil derfor ikke hænge fast på pælen men blot glide af pælen. Derfor sættes den negative overfladelast til den mindste af de to værdier. I praksis regnes der typisk med en hældning på 1:2, som der også fremgår Figur 8.4. Jordvolumenerne bestemmes som for en keglestub ud fra følgende:

$$V = \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot h \cdot (r_1^2 + r_2^2 + r_1 \cdot r_2)$$

Hvor de geometriske parametre fremgår af Figur 8.5.



Figur 8.5 Principskitse af keglestub.

De negative overfladelaster bestemmes for de tre boringer og er beregnet i Tabel 8.4 - Tabel 8.6.

Tabel 8.4 Beregning af negativ overfladelast for de to tilfælde for boring B1.

Jord	Udstræk-ning [m.u.t]	Tyk-kelse [m]	A_s [m^2]	γ [kN/m^3]	q'_m [kN/m^2]	V [m^3]	$R_{neg,1}$ [kN]	$R_{neg,2}$ [kN]
Fyld	0,6-3,5	2,9	3,48	20	29	62,0	60,6	1240
Ler, Ma Pg	3,5-4,4	0,9	1,08	17	-	7,51	43,2	127,7
Gyt-je, Ma Pg	4,4-4,8	0,4	0,48	14	-	2,13	19,2	29,82
Ler, Ma Pg	4,8-5,5	0,7	0,84	17	-	2,33	33,6	39,61
Tørv Ma Pg	5,5-6,6	1,1	1,32	11	-	1,83	92,4	20,13
Ler, Ma Pg	6,6-7,2	0,6	0,72	17	-	0,06	28,8	1,02
							277,8	1458

Tabel 8.5 Beregning af negativ overfladelast for de to tilfælde for boring B2.

Jord	Udstræk-ning [m.u.t]	Tyk-kelse [m]	A_s [m^2]	ɣ [kN/m^3]	q'_m [kN/m^2]	V [m^3]	$R_{neg,1}$ [kN]	$R_{neg,2}$ [kN]
Fyld, over GVS	0,6-1,3	0,7	0,84	20	7	23,6	3,5	472
Fyld, un-der GVS	1,3-2,8	1,5	1,8	20	7,5	35,2	8,1	704
Gyt-je, Ma Pg	2,8-4,5	1,7	2,04	14	-	20,1	81,6	281,4
Ler, Ma Pg	4,5-7,5	3	3,6	17	-	7,07	144	120,2
							237,2	1578

Tabel 8.6 Beregning af negativ overfladelast for de to tilfælde for boring B3.

Jord	Udstræk-ning [m.u.t]	Tyk-kelse [m]	A_s [m^2]	ɣ [kN/m^3]	q'_m [kN/m^2]	V [m^3]	$R_{neg,1}$ [kN]	$R_{neg,2}$ [kN]
Fyld, over GVS	0,6-1,0	0,4	0,48	20	4	5,03	-1,2	100,6
Fyld, un-der GVS	1,0-4,5	3,5	4,2	20	17,5	14,4	-44,1	288
Gyt-je, Ma Pg	4,5-4,8	0,3	0,36	14	-	0,01	-14,4	0,01
							59,7	388,6

Pælens regningsmæssige bæreevner i SLS er beregnet i Tabel 8.7 - Tabel 8.9.

Tabel 8.7 Beregning af regningsmæssige bæreevne for pæl for boring B1 inkl. Negativ overfla-demodstand.

Jord	Udstrækning [m.u.t]	Tykkelse [m]	A_s [m^2]	$R_{s,neg}$ [kN]	R_s [kN]	R_b [kN]	R_{samlet} [kN]
Ler, Ma Pg	7,2-8	0,8	0,96	-	11	-	11
Ler, Ma Pg	8-30,5	22,5	27	-	773,4	58	831,4
				-277,8	784,4	58	564,6

Tabel 8.8 Beregning af regningsmæssig bæreevne for pæl for boring B2 inkl. negativ overfla-demodstan.

Jord	Udstrækning [m.u.t]	Tykkelse [m]	A_s [m^2]	$R_{s,neg}$ [kN]	R_s [kN]	R_b [kN]	R_{samlet} [kN]
Ler, Ma Pg	7,5-9,5	2	2,4	-	27,5	-	27,5
Ler, Ma Pg	9,5-30,5	21	25,2	-	721,8	58	779,8
				-237,5	749,3	58	569,8

Tabel 8.9 Beregning af regningsmæssige bæreevne for pæl for boring B3 inkl. negativ overfla-demodstand.

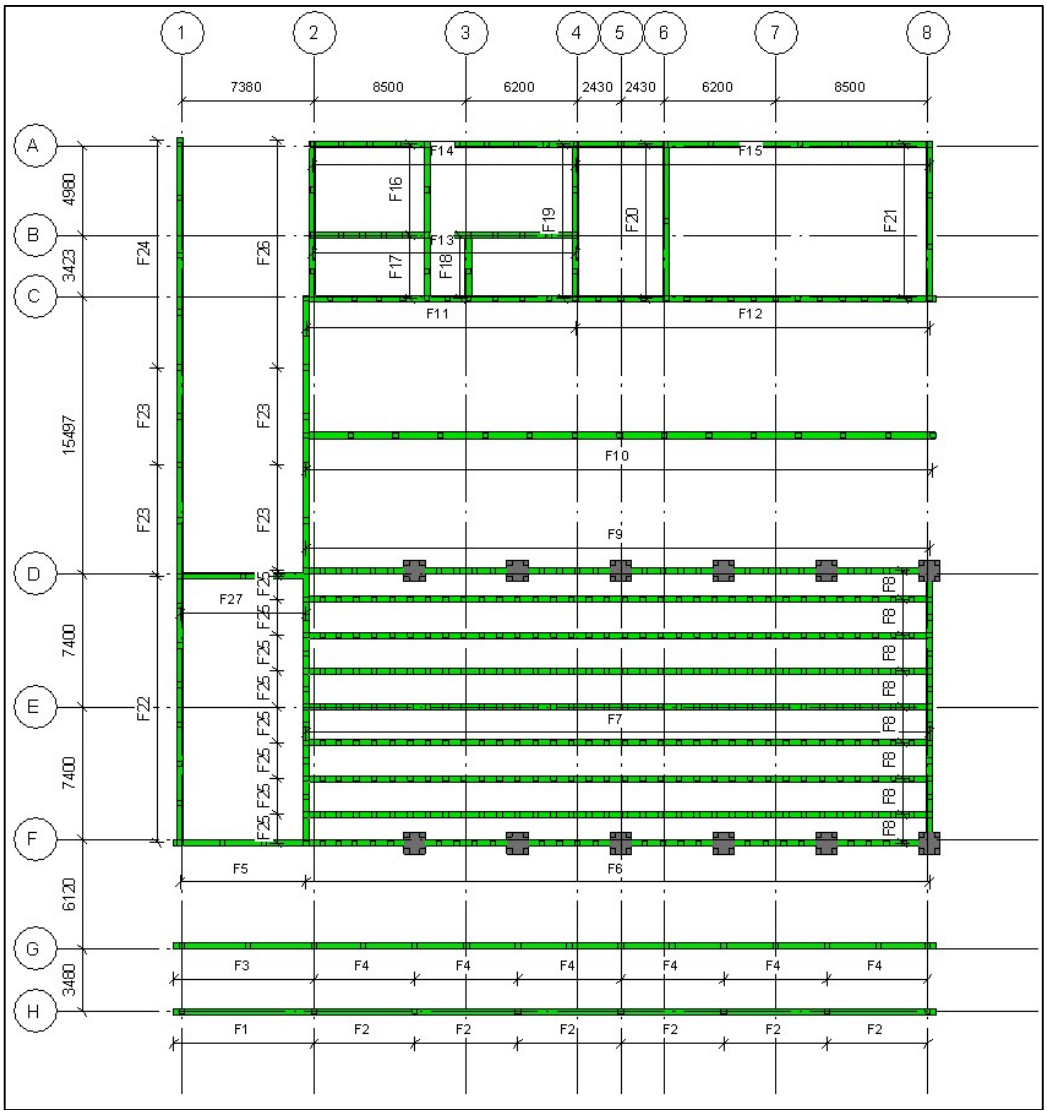
Jord	Udstrækning [m.u.t]	Tykkelse [m]	A_s [m^2]	$R_{s,neg}$ [kN]	R_s [kN]	R_b [kN]	R_{samlet} [kN]
Ler, Ma Pg	4,8-14	9,2	11,04	-	126,5	-	126,5
Ler, Ma Pg	14-30,5	16,5	19,8	-	567,2	58	625,2
				-59,7	693,7	58	692

Som det fremgår af beregningerne af pælenes lodrette bæreevner i hhv. ULS og SLS, ses det, at den laveste regningsmæssige bæreevne i ULS er mindre end den laveste regningsmæssige bæreevne i SLS inkl. den negative overfladelast.

Det vurderes, at den regningsmæssige lodrette last på alle fundamentsbjælker i ULS vil være større end lasterne i anvendelsesgrænsetilstanden. Idet pælenes regnings-mæssige bæreevner i ULS sættes til bæreevnen for en pæl for boring B3 beregnet i Tabel 8.3, vil der derfor ikke forekomme sætninger af pælene, da pælenes lodrette bæreevner i SLS inkl. negativ overflademodstand ikke overskrides.

8.3 Placering af pæle

Pælene placeres under søjlerne og fundamentsbjælkerne. Fundamentsbjælkerne inddeles efter laster og placering som vist på Figur 8.6.



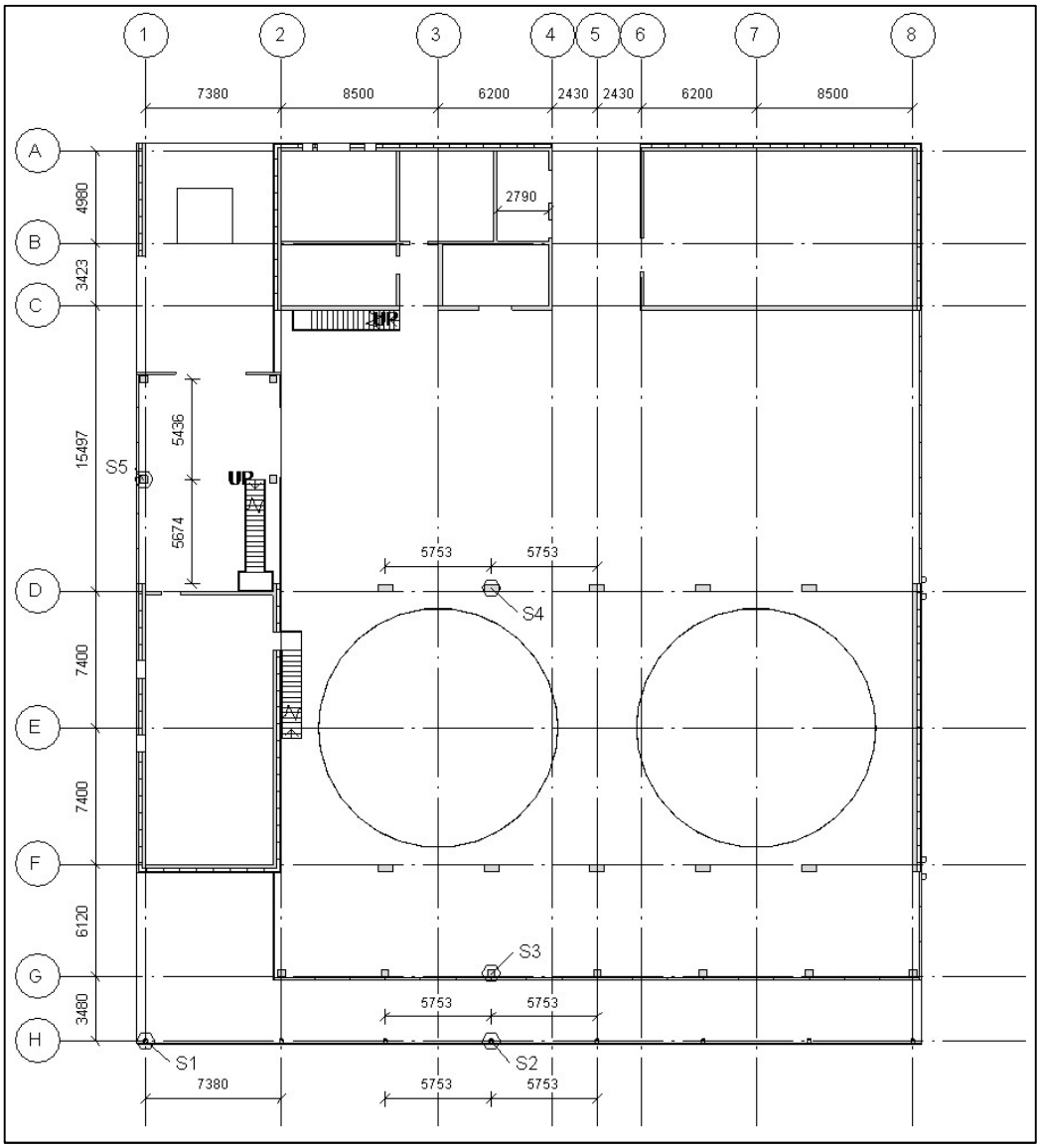
Figur 8.6 Placering af fundamentsbjælker.

Alle regningsmæssige laster og kvasipermanente laster på fundamentsbjælkerne er bestemt i bilag G.

For pælegrupper i ler kan pælegruppen betragtes som en stor pæl. Dette vil betyde, at der kan regnes med en relativ stor spidsmodstand, end hvis der kun regnes med pælenes areal hver for sig. Som beskrevet i [2.4.6] kræver det en betydelig nedsynkning af pælene, for at pælegruppen kan udvikle denne spidsmodstand. For dette projekt kan dette ikke tolereres, hvorfor der er valgt ikke at medregne denne forøgelse af spidsmodstanden. For at sikre imod denne gruppevirkning skal overflademodstanden af pælegruppen være den samme som for enkeltpælene, som beskrevet i [2.4.6]. Da pælenes bredde er 300 mm, betyder dette derfor, at pælene skal placeres således, at den frie afstand imellem pælene ikke må være mindre end 600 mm. Den mindste centerafstand mellem to pæle vælges derfor til 900 mm.

8.3.1 Pæle under søjler og i hjørner af fundamentsbjælker

Pælene placeres under alle søjler samt hjørner for at optage lasten herfra. Der er tre typer af søjler, der er understøttet af pæle. Dette er hhv. 200x200x8 mm stålsøjler, 400x400 mm betonsøjler og 400x800 mm betonsøjler. De farligste lasttilfælde for de tre typer af søjler er vist på Figur 8.7.



Figur 8.7 Farligste lasttilfælde for søjler.

Lasterne fra søjlerne S1 – S5 er beregnet i bilag H. For søjlen S4 er lasten fra søjlen større end pælens bæreevne. Der placeres derfor fire pæle under søjlerne i modullinje D og F, for at hhv. pæle og fundamentsbjælker har tilstrækkelig bæreevne. Der placeres fundamentsklodser under søjler i modullinje D og F som vist Figur 8.6. Disse dimensioneres ikke, men armeres blot med en tilsvarende armering som i fundamentsbjælken.

8.3.2 Pæle under fundamentsbjælker

Da hhv. alle regningsmæssige og kvasipermanente laster på fundamentsbjælkerne er kendt samt længderne på alle fundamentsbjælkerne, kan det nødvendige antal pæle under fundamentsbjælkerne bestemmes, ud fra hhv. pælenes bæreevne og bjælkens bæreevner og nedbøjninger. Da alle laster og bæreevner er kendt, er den eneste ubekendte længden mellem pælene under de enkelte fundamentsbjælker. Længden imellem pælene kan i udtrykkene for bæreevner og nedbøjninger isoleres, og herved kan der findes udtryk til at bestemme den mindste afstand L mellem pælene.

8.3.2.1 Bestemmelse af længder mellem pæle ift. pælebæreevne

Det nødvendige antal pæle(n), der kræves under hver fundamentsbjælke for at pælene har tilstrækkelig bæreevne, bestemmes ud fra lasten på bjælken, bjælkens længde og pælens bæreevne:

$$L_{fundamentsbjælke} \cdot p_d = n \cdot R_{d,pæl} \Leftrightarrow n = \frac{L_{fundamentsbjælke} \cdot p_d}{R_{d,pæl}} = \frac{L_{fundamentsbjælke} \cdot p_d}{473{,}5\ kN}$$

Når antallet af pæle er kendt kan pæleafstanden bestemmes:

$$L = \frac{L_{fundamentsbjælke}}{n}$$

De maksimale pæleafstande imellem pælene ift. pælenes bæreevner er bestemt i bilag I.

8.3.2.2 Bestemmelse af længder mellem pæle ift. momentbæreevne

Som beregnet i afsnit 8.1.1 er momentbæreevnen for bjælken bestemt. Ved at sætte momentbæreevnen af bjælken lig momentet i bjælken for den regningsmæssige last i ULS kan den maksimale afstand imellem pælene bestemmes:

$$M_{Rd} = M_{Ed}$$

$$241{,}4\ kNm = \frac{1}{8} \cdot p_d \cdot L^2 \Leftrightarrow L = \sqrt{\frac{8 \cdot 241{,}4\ kNm}{p_d}}$$

De maksimale pæleafstande imellem pælene ift. bjælkernes momentbæreevner er bestemt i bilag I.

8.3.2.3 Bestemmelse af længder mellem pæle ift. forskydningsbæreevne

Som beregnet i afsnit 8.1.2 er forskydningsbæreevnen for bjælken bestemt. Ved at sætte forskydningsbæreevnen af bjælken lig den maksimale forskydning i bjælken for den regningsmæssige last i ULS, kan den maksimale afstand imellem pælene bestemmes:

$$V_{Rd} = V_{Ed}$$

$$339{,}4\ kN = \frac{1}{2} \cdot p_d \cdot L \Leftrightarrow L = \frac{2 \cdot 339{,}4\ kN}{p_d}$$

De maksimale pæleafstande imellem pælene ift. bjælkernes forskydningsbæreevner er bestemt i bilag I.

8.3.2.4 Bestemmelse af længder mellem pæle ift. nedbøjning

Som beskrevet i afsnit 8.1.3 sættes den maksimale acceptable nedbøjning til L/250. Ved at sætte den acceptable nedbøjning lig den beregnede nedbøjning for bjælken, kan et udtryk for den maksimale længde mellem pælene bestemmes:

$$u_{acc} = u_{\infty}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{1}{10} \cdot \alpha_{\infty} \cdot \frac{\sigma_c}{E_s \cdot x} \cdot L^2 = \frac{1}{10} \cdot \alpha_{\infty} \cdot \frac{\frac{M_{\infty}}{\varphi_b \cdot b \cdot d^2}}{E_s \cdot x} \cdot L^2 = \frac{1}{10} \cdot \alpha_{\infty} \cdot \frac{\frac{\frac{1}{8} \cdot p_{\infty} \cdot L^2}{\varphi_b \cdot b \cdot d^2}}{E_s \cdot x} \cdot L^2 \Leftrightarrow$$

$$\frac{L}{250 \cdot L^4} = \frac{1}{250 \cdot L^3} = \frac{1}{10} \cdot \alpha_{\infty} \cdot \frac{\frac{\frac{1}{8} \cdot p_{\infty}}{\varphi_b \cdot b \cdot d^2}}{E_s \cdot x} \Leftrightarrow L = \sqrt[3]{\left(\frac{1}{L^3}\right)^{-1}} = \sqrt[3]{\left(\frac{1}{10} \cdot \alpha_{\infty} \cdot \frac{\frac{\frac{1}{8} \cdot p_{\infty}}{\varphi_b \cdot b \cdot d^2}}{E_s \cdot x} \cdot 250\right)^{-1}}$$

Værdierne indsættes i udtrykket:

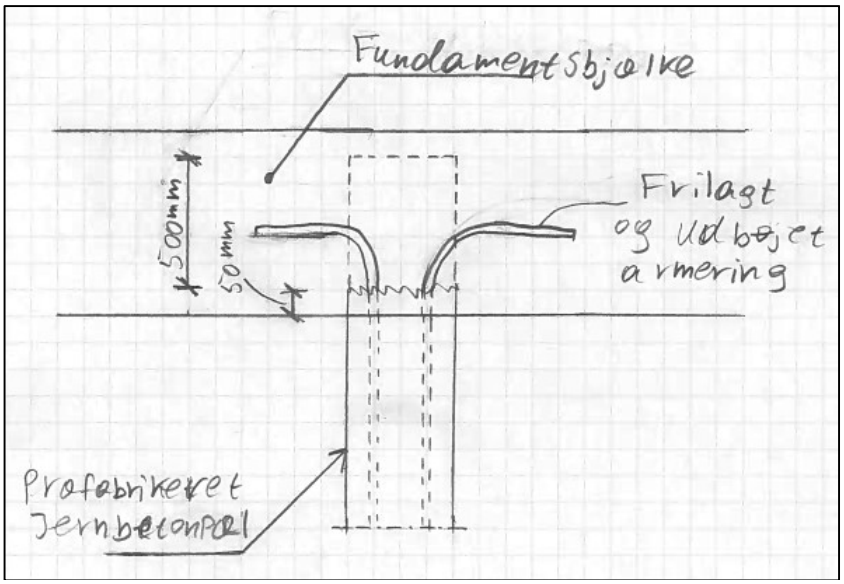
$$L = \sqrt[3]{\left(\frac{1}{10} \cdot \alpha_{\infty} \cdot \frac{\frac{\frac{1}{8} \cdot p_{\infty}}{\varphi_b \cdot b \cdot d^2}}{E_s \cdot x} \cdot 250\right)^{-1}} = \sqrt[3]{\left(\frac{1}{10} \cdot 23 \cdot \frac{\frac{\frac{1}{8} \cdot p_{\infty}}{0{,}17 \cdot 350\, mm \cdot (551\, mm)^2}}{2 \cdot 10^5 MPa \cdot 209{,}4\, mm} \cdot 250\right)^{-1}}$$

De maksimale pæleafstande imellem pælene ift. bjælkernes nedbøjninger er bestemt i bilag I.

9. SAMLINGER

9.1 Detalje K3-F-FD-01

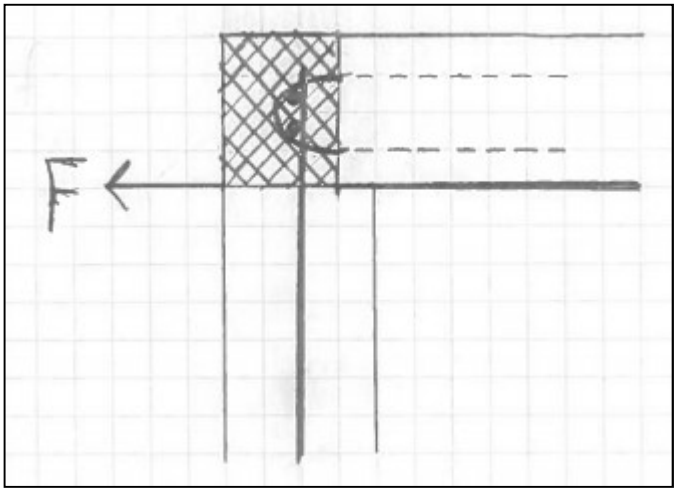
Detaljen er samlingen mellem en fundamentsbjælke og en pæl. Eftersom ingen af pælene er belastet af trækkræfter, og idet pælenes vandrette bæreevne ikke er behandlet i dette projekt, er samlingen udelukkende belastet af et tryk som følge af lasten fra det overstående bygværk. Trykket videreføres fra fundamentsbjælkerne og direkte ned i pælene, og samlingen skal derfor ikke optage nogen belastninger. Pælen indstøbes i fundamentsbjælken ved at forøge fundamentsbjælkens højde og dermed dæklag i undersiden med 50 mm og føre pælen 50 mm op i fundamentsbjælken. For at sikre en god forbindelse imellem pælen og fundamentsbjælken skal pælens top ligge 0,5 m over fundamentsbjælkens underside, og armeringen i pælen fritlægges og indstøbes i fundamentsbjælken. En principskitse af samlingen er vist på Figur 9.1.



Figur 9.1 Principskitse af samling mellem fundamentsbjælke og pæl.

9.2 Detalje K3-KD-02

Samlingen D1 er samlingen mellem den bærende ydervæg i modullinje 1 og tagdækket, der spænder imellem modullinje 1 og 2. Samlingen skal dimensioneres i forhold til hhv. robusthedskravet for de vandrette trækforbindelser i toppen af væggen og for sug på facaden. En principskitse af samlingen og hvorledes belastningen F i samlingen virker, er vist på Figur 9.2.



Figur 9.2 Kræfter i støbeskel.

Robusthedskravet for den vandrette trækforbindelse i toppen af væggen findes af afsnit 3.2.5 til følgende:

$$f_{tie,fac} = 30\frac{kN}{m}$$

Peakhastighedstryk og formfaktor for sug på facaden findes af afsnit 6.7.2.1 i A1. Den regningsmæssige linjelast fra sug i tagskiven fra sug på facaden bestemmes, idet der konservativt regnes med den maksimale resulterende formfaktor for sug og peakhastighedstrykket svarende til vind fra vest:

$$w_{d,tagskive} = 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot C_{p,res} \cdot q_k \cdot \frac{30{,}5\ m - 23{,}6\ m}{2}$$
$$= 1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot (1{,}2 + 0{,}2) \cdot 1{,}14\frac{kN}{m^2} \cdot \frac{30{,}5\ m - 23{,}6\ m}{2} = 9{,}1\frac{kN}{m}$$

Eftersom den vandrette kraft pr. m ift. robusthedskravet og kraften for suget virker i samme retning, er det robusthedskravet, der er dimensionsgivende.

9.2.1 Eftervisning af samlingens bæreevne

Samlingen udføres med strittere Y20/600 med en udragende længde på 200 mm i støbeskellet og udstøbes med C30 beton.

Forskydningsbæreevnen v_{Rdi} (MPa) af et støbeskel er givet ved:

$$\tau_{Rdi} = c \cdot f_{ct} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_y \cdot (\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) \leq \frac{1}{2} \cdot \nu_v \cdot f_{cd}$$

Hvor

c er betonens kohæsion
f_{ct} er betonen trækstyrke
μ er betonens friktionskoefficienten i støbeskellet. For denne beregning regnes der konservativt med glat støbeskel, hvilket medfører jf. (EC2-1-1) at μ = 0,5
σ_n er normalspændingen fra den ydre last vinkelret på støbeskellet
f_{yd} er armeringens flydespænding
v_v er effektivitetsfaktoren. For C30 beton er v_v = 0,55
α er vinklen mellem armeringsstangen og støbeskellet
ρ er armeringsforholdet givet ved:

$$\rho = \frac{A_s}{l \cdot b}$$

Hvor

A_s er arealet af armeringen vinkelret på støbeskellet
l er længden af støbeskellet
b er bredden af støbeskellet

For denne beregning ses der på den sikre side bort fra normalspændingen fra den ydre last og kohæsionen i støbeskellet. Herudover placeres armeringsjernene i toppen af væggen således, at disse står vinkelret på støbeskellet, altså at α = 90°. Det er derfor kun stritterne, der bidrager til bæreevnen. Bæreevnen af støbeskellet findes derfor af følgende:

$$\tau_{Rdi} = \mu \cdot \rho \cdot f_y$$

Der regnes med den plastiske forskydningsspænding i tværsnittet, som er givet af:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{l \cdot b}$$

Analog til dette fås for bæreevnen:

$$\tau_{Rdi} = \frac{V_{Rdi}}{l \cdot b}$$

Bæreevnen ønskes udtrykt i kN/m, og udtrykket for bæreevnen omskrives derfor til følgende, idet at afstanden imellem stritterne er 600 mm:

$$\frac{\tau_{Rdi}}{m} = \frac{\frac{V_{Rdi}}{l \cdot b}}{m} = \frac{\mu \cdot \rho \cdot f_{yd}}{0{,}3\ m} = \frac{\mu \cdot \frac{A_s}{l \cdot b} \cdot f_y}{0{,}3\ m} \Rightarrow \frac{V_{Rdi}}{m} = \frac{\mu \cdot A_s \cdot f_y}{0{,}3\ m}$$

Bæreevnen af støbeskellet pr. m med Y20/600, idet det antages at armeringen er fuld forankret bliver derfor:

$$\frac{V_{Rdi}}{m} = \frac{\mu \cdot A_s \cdot f_{yd}}{0{,}3\ m} = \frac{0{,}5 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (20\ mm)^2 \cdot 550\ MPa}{0{,}6\ m} = 144 \frac{kN}{m} < \frac{1}{2} \cdot v_v \cdot f_{cd} \cdot b$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 0{,}55 \cdot 30MPa \cdot 0{,}22m\ = 1815 \frac{kN}{m}$$

Forskydningsbæreevnen er beregnet under den forudsætning at armeringen er tilstrækkelig forankret på begge sider af støbeskellet. Teoretisk set har forankringen af armeringen ikke indflydelse på støbeskellets forskydningsbæreevne. Dette er i praksis midlertidig ikke tilfældet. Der regnes derfor i dette tilfælde med, at armeringen er fuldt udnyttet, og den nødvendige forankringslængde af armeringen findes som for hvis armeringsstangen var trækpåvirket. Det er midlertidig ikke muligt at opnå den fulde forankring i støbeskellet svarende til en fuldt udnyttet trækarmering, hvorfor der ikke regnes med den fulde forskydningsbæreevne af støbeskellet. Der beregnes derfor den forankringslængde, der medfører, at armeringsstangen kan regnes fuldt forankret.

Forankringsstyrken f_{bd} findes af afsnit 8.4.2 i (EC-1-1) til:

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ct}$$

Hvor

η_1 tager hensyn til stangens forankringsevne og placering ved udstøbning, og sættes til 1,0 for gode forankringsforhold og 0,7 for øvrige forhold. Denne sættes på den sikre side til 0,7.
η_2 er relateret til armeringsstangens diameter. Når ø < 32 er η_2 =1,0.
f_{ct} er trækstyrken baseret på den karakteristiske trækstyrke $f_{ctk;0,05}$. For C30 beton er $f_{ctk;0,05}$ = 2,0 MPa.

Forankringsstyrken bliver derfor:

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05} = 2{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}0\ MPa = 3{,}15\ MPa$$

Basisforankringslængden findes af afsnit 8.4.3 i (EC-1-1) til:

$$l_{b,rqd} = \frac{ø}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

Idet der regnes med fuld udnyttelse af armeringen er $\sigma_{sd} = f_y$. Basisforankringslængden bliver derfor:

$$l_{b,rqd} = \frac{ø}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{20mm}{4} \cdot \frac{550\ MPa}{3{,}15\ MPa} = 873\ mm$$

Der gælder for forankringslængden l_b at $l_b \leq l_{b,rqd}$. Der vælges derfor konservativt, at regne med basisforankringslængden, som den regningsmæssige forankringslængde.

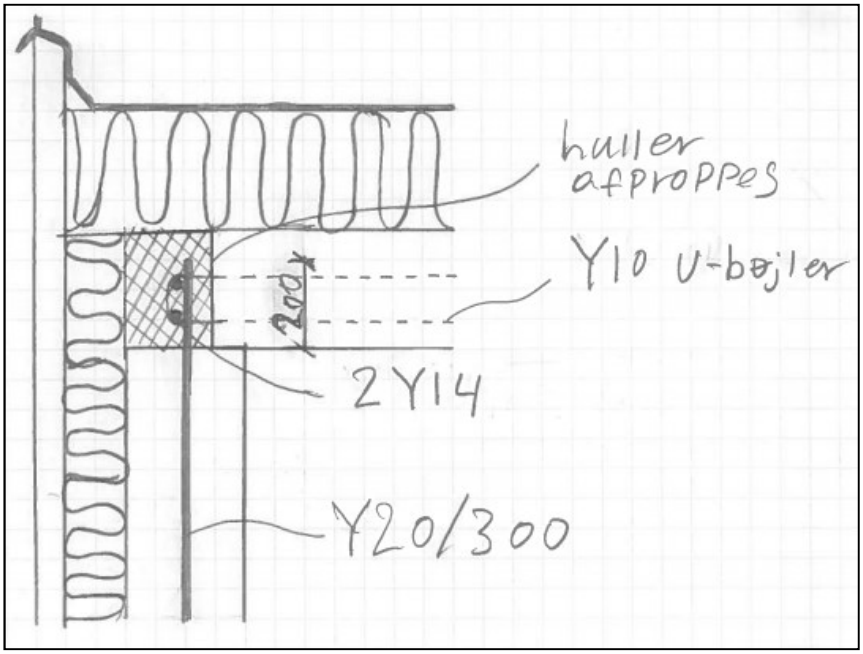
Den aktuelle forankringslængde er 200 mm, og eftersom den regningsmæssige forankringslængde ikke opnås med denne længde, er der valgt at reducere forskydningsbæreevnen af støbeskellet med forholdet mellem den aktuelle forankringslængde og den nødvendige forankringslængde for fuld udnyttelse af armeringen ved træk i armeringen. Den reducerede forskydningsbæreevne af støbeskellet bliver derfor:

$$\frac{V_{Rdi,reduceret}}{m} = \frac{\mu \cdot A_s \cdot f_{yd}}{0{,}6\ m} \cdot \frac{l_{aktuel}}{l_{b,rqd}} = 144\frac{kN}{m} \cdot \frac{200\ mm}{873\ mm} = 33\frac{kN}{m} > f_{tie,fac} = 30\frac{kN}{m}\ OK!$$

Ved at placere Y20/600 strittere med en udragende længde i støbeskellet på 200 mm og fuld forankring i betonelementvæggene, svarende til basisforankringslængden, har støbeskellet tilstrækkelig bæreevne i forhold til at overholde robusthedskravet og optage suget fra vinden.

Ved dækelementernes vederlag overføres de 30 kN/m fra stritterne til randarmeringen, der igen videreføre lasten til Y10 U-bøjlerne, som viderelasten til dækskiven. Det er i afsnit 3.2.3 eftervist, at Y10 U-bøjlerne har den tilstrækkelige bæreevne til at overføre trækkraften ind i dækskiven.

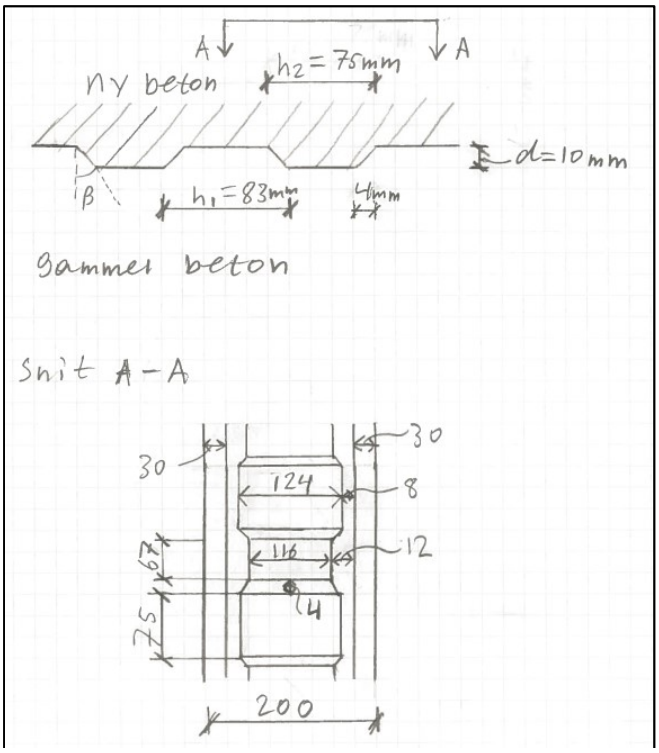
For at sikre at kræfterne kan føres ind i dækskiven, bukkes U-bøjlerne omkring randarmeringen, der ligger bag ved stritterne, således at kraften fra stritterne kan overføre kraften til randarmeringen. Ved udstøbning af samlingen afproppes hullerne i huldækelementerne. En skitse af detalje D1 fremgår af Figur 9.3.



Figur 9.3 Skitse af detalje K3-KD-02.

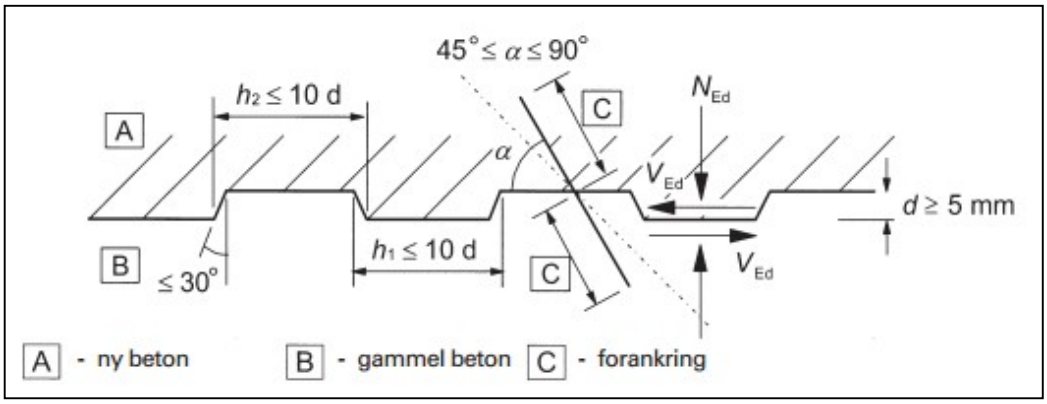
9.3 Detalje K3-KD-03

Detaljen udføres som fortandet støbeskel med en geometri, hvor fortandingen har en geometri som vist på Figur 9.4. Herudover udføres samlingen med hårnålsbøjler, der placeres jævnt over støbeskellet samt et låsejern, således at der sikres en tilstræk-kelig sammenhæng mellem de to vægelementer.



Figur 9.4 Geometri af fortanding.

Forudsætningen for, at der må regnes med fortandet støbeskel, er jf. afsnit 6.2.5 i (EC2-1-1), at de geometriske krav vist på Figur 9.5 er overholdt.



Figur 9.5 Geometriske krav jf. EC2-1-1 i forhold til at regne med fortandet støbeskel.

Vinklen β bestemmes:

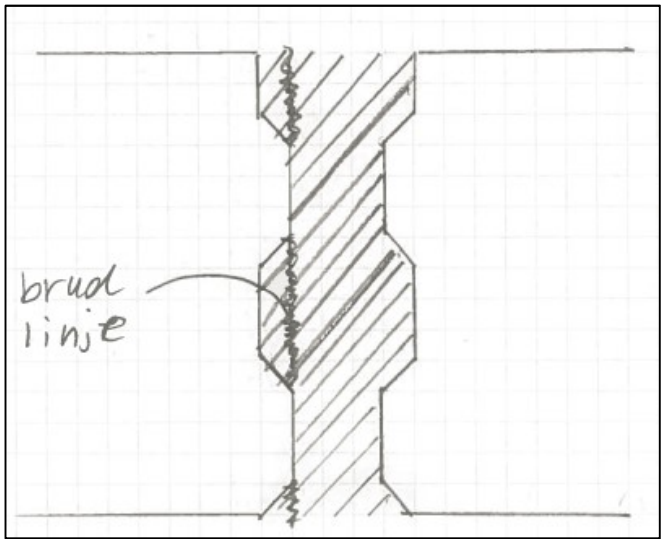
$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{4mm}{10mm}\right) = 21{,}8\,° < 30°$$

Det ses dermed, at kravene for fortandet støbeskel er overholdt, og det er derfor rimeligt at regne med fortandet støbeskel.
Støbeskellet skal kunne optage en forskydningskraft svarende til den kraft som væg 2 regnes forankret for i afsnit 2.5.2.1 i stabilitetsundersøgelsen af væg 2. Den regningsmæssige kraft støbeskellet skal kunne optage er:

$$F_{samling} = 267{,}7\ kN$$

9.3.1 Eftervisning af samlingens bæreevne

Eftersom betonstyrken i støbeskellet er mindre end betonstyrken i væggene, og tandarealet for de præfabrikerede tænder er større, vil bruddet i støbeskellet ske som vist på Figur 9.6.



Figur 9.6 Brud i fortandet støbeskel.

Det ses, at bruddet vil ske ved roden af støbeskellets tænder. Der er derfor kun tandarealet, der skal regnes som støbeskellets areal. For at tage hensyn til dette beregnes fortandingsgraden η_k:

$$\eta_k = \frac{n \cdot h_1 \cdot b_w}{l \cdot b}$$

Hvor

l er længden af støbeskellet
n er antallet af tænder på længden l
h er den bestemmende tandlængde, der for dette tilfælde er h_1 = 75 mm
b_w er tandbredden, der er lig 116 mm
b er bredden af støbeskellet, der er 200 mm

Længden af støbeskellet er højden af væggen. Væggens højde regnes som højden mellem niveau 2 og niveau 0, og der trækkes herefter en tolerance på 0,5 m fra, fordi der ikke er tænder i hele længden l.

Længden l er derved:

$$l = 30{,}5\ m - 23{,}6\ m - 0{,}5\ m = 6{,}4\ m$$

Afstanden mellem tændernes midte er følgende:

$$l_{tænder} = 67mm + 2 \cdot 4\ mm + 75\ mm = 150mm$$

Antallet af tænder på længden l bestemmes:

$$n = \frac{l}{l_{tænder}} = \frac{6{,}4\ m}{0{,}15\ m} = 43\ tænder$$

Fortandingsgraden bliver derfor:

$$\eta_k = \frac{43 \cdot 75\ mm \cdot 116\ mm}{6{,}4\ m \cdot 200\ mm} = 0{,}3$$

Der vælges at indlægge Y6 U-bøjler i midten af hver tand, der står vinkelret på støbeskellet. Bøjlerne placeres derfor pr. 150 mm.

Idet der kun regnes med tandarealet som støbeskellets areal, bliver støbeskellets areal derfor:

$$A_i = \eta_k \cdot l \cdot b = 0{,}3 \cdot 6{,}4m \cdot 0{,}2m = 384 \cdot 10^3\ mm^2$$

Den øvre grænse for støbeskellets bæreevne i kN bliver derfor:

$$V_{Rdi,max} = \frac{1}{2} \cdot v_v \cdot f_{cd} \cdot A_i = 0{,}5 \cdot 0{,}55 \cdot \frac{30\ MPa}{1{,}45} \cdot 384 \cdot 10^3 mm^2 = 2{,}185\ kN$$

Eftersom der indlægges Y6 U-bøjler pr. 150 mm, og længden af støbeskellet er 6,4 m, bliver det samlede armeringsareal i støbeskellet derfor:

$$A_s = \frac{2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (6\ mm)^2}{150\ mm} \cdot 6400\ mm = 2413\ mm^2$$

For et fortandet støbeskel sættes friktionskoefficienten μ jf. afsnit 6.2.5 i (EC2-1-1) til 0,9. Da der ikke virker en normalkraft på støbeskellet, og idet at der ses bort fra bidraget af kohæsionen i støbeskellet, bliver bæreevnen af støbeskellet derfor:

$$\tau_{Rdi} = \frac{V_{Rdi}}{A_{si}} = \mu \cdot \rho \cdot f_{yd} = \mu \cdot \frac{A_s}{A_{si}} \cdot f_{yd} \Leftrightarrow V_{Rdi} = \mu \cdot A_s \cdot f_{yd} = 0{,}9 \cdot 2413\ mm^2 \cdot \frac{550\ MPa}{1{,}2} = 995\ kN$$
$$> 267{,}7\ kN\ OK!$$

Udnyttelse af bæreevne i støbeskel:

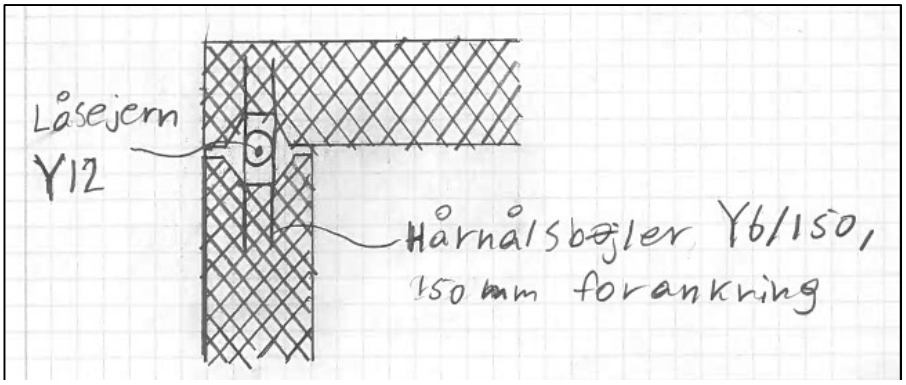
$$\frac{267{,}7\ kN}{995\ kN} = 0{,}27$$

Det ses, at bæreevnen af støbeskellet kun er 27 % udnyttet. Basisforankringslængden beregnes herefter, for at sikre en tilstrækkelig forankring, under de samme forudsætninger, som i afsnit 9.2.1.

$$l_{b,rqd} = \frac{6\ mm}{4} \cdot \frac{\frac{550 MPa}{1{,}2}}{1{,}85\ MPa} = 371{,}6\ mm$$

Idet der vælges en forankringslængde på 150 mm pr. stang, vurderes det, at U-bøjlerne er tilstrækkeligt forankret, eftersom støbeskellet bæreevne kun er udnyttet 27 %, og 2x150 mm = 300 mm er mere end halvdelen af basisforankringslængden.

For at sikre at samlingen kan overføre kræfterne og har en tilstrækkelig sammenhæng indlægges et Y12 låsejern inde i hårnålsbøjlerne. En principskitse af samlingen set oppe fra ses på Figur 9.7.



Figur 9.7 Principskitse af detalje K3-KD-03.

BILAG D – LODRET LASTNEDFØRING

Orientering af bærelinjer

Bærelinje fra vest mod øst ses fra vest
Bærelinje fra syd mod nord ses fra syd

Lastspecifikationer, fladelaster [kN/m^2]					
	g_sup	g_inf	q_k	s_k	w_k
F1	3,97	3,24	0	0,8	0,57
F2	5,43	4,7	0	4	0,57
F3	0,92	0,19	0	0,8	0,57
F4	3,97	3,24	0	3,3	0,57
F5	0,92	0,19	0	3,3	0,23
F6	0,92	0,19	0	0,8	0,23
F7	6,71	3,24	7,5	0	0
F8	7,31	3,24	3	0	0
F9	7,7	7,2	7,5	0	0
F10	7,7	7,2	3	0	0
F11	127,7	7,2	7,5	0	0
F12	9,5	7,2	3	0	0

Bjælker og søjler i bærelinjer [kN/m]		
	g_sup	g_inf
KBE42/22	3,03	3,03
KBE70/40	4,04	4,04
UNP260	0,37	0,37
HE220A	0,5	0,5
HE280A	0,75	0,75
HE450A	1,38	1,38
200x200x8 mm	0,47	0,47
Betonsøjle 400x400 mm	3,84	3,84
Betonsøjle 800x400 mm	7,68	7,68
Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52
Vægge i bærelinjer [kN/m^2]		
	g_sup	g_inf
Ydervæg	6,54	6,54
Tung skillevæg	4,8	4,8
Glasvæg	0,8	0,8

B1, modullinje 1-2 , niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	1,74	F6	0,92	0,19	0	0,8	0,23	1,6	0,3	0,0	1,4	0,4
h								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		HE280A	0,75	0,75				0,8	0,8			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B1, modullinje 2-8, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	1,74	F5	0,92	0,19	0	3,3	0,23	1,6	0,3	0,0	5,7	0,4
h								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		HE280A	0,75	0,75				0,8	0,8			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B1, modullinje 1-8, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	1,74	F10	7,7	7,2	3	0	0	13,4	12,5	5,2	0,0	0,0
h								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52				2,5	2,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B2, modullinje 1-2, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	3,06	F6	0,92	0,19	0	0,8	0,23	2,8	0,6	0,0	2,4	0,7
h	1,74	F6	0,92	0,19	0	0,8	0,23	1,6	0,3	0,0	1,4	0,4
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		HE280A	0,75	0,75				0,8	0,8			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B2, modullinje 2-8, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	3,06	F4	3,97	3,24	0	3,3	0,57	12,1	9,9	0,0	10,1	1,7
h	1,74	F5	0,92	0,19	0	3,3	0,23	1,6	0,3	0,0	5,7	0,4
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		KBE42/22	3,03	3,03				3,0	3,0			
Bjælker		UNP260	0,37	0,37				0,4	0,4			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B2, modullinje 1-2, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	3,06	F10	7,7	7,2	3	0	0	23,6	22,0	9,2	0,0	0,0
h	1,74	F10	7,7	7,2	3	0	0	13,4	12,5	5,2	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52				2,5	2,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B2, modullinje 2-8, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	3,06	F9	7,7	7,2	7,5	0	0	23,6	22,0	23,0	0,0	0,0
h	1,74	F10	7,7	7,2	3	0	0	13,4	12,5	5,2	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52				2,5	2,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	6,938	Glasvæg	0,8	0,8				5,6	5,6			

B3, modullinje 1-2, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h	3,06	F6	0,92	0,19	0	0,8	0,23	2,8	0,6	0,0	2,4	0,7
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker								0,0	0,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B3, modullinje 1-2, niveau 1	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker								0,0	0,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	3,687	Ydervæg	6,54	6,54				24,1	24,1			

B3, modullinje 1-2, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h	3,06	F10	7,7	7,2	3	0	0	23,6	22,0	9,2	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52				2,5	2,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	3,251	Ydervæg	6,54	6,54				21,3	21,3			

B3, modullinje 2-8, niveau 3	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	7,4	F3	0,92	0,19	0	0,8	0,57	6,8	1,4	0,0	5,9	4,2
h								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		HE220A	0,5	0,5				0,5	0,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B3, modullinje 2-8, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h	3,06	F4	3,97	3,24	0	3,3	0,57	12,1	9,9	0,0	10,1	1,7
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		KBE42/22	3,03	3,03				3,0	3,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	7,942	Glasvæg	0,8	0,8				6,4	6,4			

B3, modullinje 2-8, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	1	F11	127,7	7,2	7,5	0	0	127,7	7,2	7,5	0,0	0,0
h	3,06	F9	7,7	7,2	7,5	0	0	23,6	22,0	23,0	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52				2,5	2,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B4, modullinje 2-8, niveau 3	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h	7,4	F3	0,92	0,19	0	0,8	0,57	6,8	1,4	0,0	5,9	4,2
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		HE220A	0,5	0,5				0,5	0,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B4, modullinje 2-8, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	7,75	F2	5,43	4,7	0	4	0,57	42,1	36,4	0,0	31,0	4,4
h								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		KBE70/40	4,04	4,04				4,0	4,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	7,94	Glasvæg	0,8	0,8				6,4	6,4			

B4, modullinje 2-8, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	3,87	F9	7,7	7,2	7,5	0	0	29,8	27,9	29,1	0,0	0,0
h	1	F11	127,7	7,2	7,5	0	0	127,7	7,2	7,5	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52				2,5	2,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B5, modullinje 2-4, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	1,71	F1	3,97	3,24	0	0,8	0,57	6,8	5,5	0,0	1,4	1,0
h	7,75	F2	5,43	4,7	0	4	0,57	42,1	36,4	0,0	31,0	4,4
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker								0,0	0,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B5, modullinje 2-4, niveau 1	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	1,71	F7	6,71	3,24	7,5	0	0	11,5	5,5	12,8	0,0	0,0
h							0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker								0,0	0,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	3,687	Tung skillevæg	4,8	4,8				17,7	17,7			

B5, modullinje 2-4, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	1,74	F9	7,7	7,2	7,5	0	0	13,4	12,5	13,1	0,0	0,0
h	3,87	F9	7,7	7,2	7,5	0	0	29,8	27,9	29,1	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52				2,5	2,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	3,251	Tung skillevæg	4,8	4,8				15,6	15,6			

B5, modullinje 4-8, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	4,20	F1	3,97	3,24	0	0,8	0,57	16,7	13,6	0,0	3,4	2,4
h	7,75	F2	5,43	4,7	0	4	0,57	42,1	36,4	0,0	31,0	4,4
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker								0,0	0,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B5, modullinje 4-8, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	4,20	F9	7,7	7,2	7,5	0	0	32,4	30,3	31,5	0,0	0,0
h	3,87	F9	7,7	7,2	7,5	0	0	29,8	27,9	29,1	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52				2,5	2,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	6,938	Tung skillevæg	4,8	4,8				33,3	33,3			

B6, modullinje 2-4, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	2,49	F1	3,97	3,24	0	0,8	0,57	9,9	8,1	0,0	2,0	1,4
h	1,71	F1	3,97	3,24	0	0,8	0,57	6,8	5,5	0,0	1,4	1,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker								0,0	0,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B6, modullinje 2-4, niveau 1	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	2,49	F7	6,71	3,24	7,5	0	0	16,7	8,1	18,7	0,0	0,0
h	1,71	F7	6,71	3,24	7,5	0	0	11,5	5,5	12,8	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker								0,0	0,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	3,69	Tung skillevæg	4,8	4,8				17,7	17,7			

B6, modullinje 2-4, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	2,49	F9	7,7	7,2	7,5	0	0	19,2	17,9	18,7	0,0	0,0
h	1,71	F9	7,7	7,2	7,5	0	0	13,2	12,3	12,8	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52				2,5	2,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	3,25	Tung skillevæg	4,8	4,8				15,6	15,6			

B7, modullinje 2-4, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h	2,49	F1	3,97	3,24	0	0,8	0,57	9,9	8,1	0,0	2,0	1,4
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker								0,0	0,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B7, modullinje 2-4, niveau 1	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h	2,49	F7	6,71	3,24	7,5	0	0	16,7	8,1	18,7	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker								0,0	0,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	3,69	Ydervæg	6,54	6,54				24,1	24,1			

B7, modullinje 2-4, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h	2,49	F9	7,7	7,2	7,5	0	0	19,2	17,9	18,7	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52				2,5	2,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	3,25	Ydervæg	6,54	6,54				21,3	21,3			

B7, modullinje 4-8, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h	4,20	F1	3,97	3,24	0	0,8	0,57	16,7	13,6	0,0	3,4	2,4
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker								0,0	0,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B7, modullinje 4-8, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h	4,20	F9	7,7	7,2	7,5	0	0	32,4	30,3	31,5	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52				2,5	2,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	6,94	Ydervæg	6,54	6,54				45,4	45,4			

B8, modullinje F-D, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h	3,69	F1	3,97	3,24	0	0,8	0,57	14,6	12,0	0,0	3,0	2,1
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker								0,0	0,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B8, modullinje F-D, niveau 1	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h	3,69	F8	7,31	3,24	3	0	0	27,0	12,0	11,1	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker								0,0	0,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	3,25	Ydervæg	6,54	6,54				21,3	21,3			

B8, modullinje F-D, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h	3,69	F12	9,5	7,2	3	0	0	35,1	26,6	11,1	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52				2,5	2,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	3,25	Ydervæg	6,54	6,54				21,3	21,3			

B8, hall, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h	3,69	F1	3,97	3,24	0	0,8	0,57	14,6	12,0	0,0	3,0	2,1
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		KBE42/22	3,03	3,03				3,0	3,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B8, hall, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h	3,687	F12	9,5	7,2	3	0	0	35,0	26,5	11,1	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52				2,5	2,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	6,94	Glasvæg	0,8	0,8				5,6	5,6			

B8, ankomst bjælke, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h	3,69	F6	0,92	0,19	0	0,8	0,23	3,4	0,7	0,0	3,0	0,8
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		HE280A	0,75	0,75				0,8	0,8			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B8, ankomst bjælke, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h	3,69	F10	7,7	7,2	3	0	0	28,4	26,6	11,1	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52				2,5	2,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B8, ankomst væg, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h	3,69	F6	0,92	0,19	0	0,8	0,23	3,4	0,7	0,0	3,0	0,8
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker								0,0	0,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B8, ankomst væg, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
h	3,69	F10	7,7	7,2	3	0	0	28,4	26,6	11,1	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52				2,5	2,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	6,94	Ydervæg	6,54	6,54				45,4	45,4			

B9, modullinje F-D, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	3,69	F1	3,97	3,24	0	0,8	0,57	14,6	12,0	0,0	3,0	2,1
h								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker								0,0	0,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	7,94	Glasvæg	0,8	0,8				6,4	6,4			

B9, modullinje F-D, niveau 1	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	3,69	F8	7,31	3,24	3	0	0	27,0	12,0	11,1	0,0	0,0
h								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker								0,0	0,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	3,69	Ydervæg	6,54	6,54				24,1	24,1			

B9, modullinje F-D, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	3,69	F12	9,5	7,2	3	0	0	35,1	26,6	11,1	0,0	0,0
h								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52				2,5	2,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	3,25	Ydervæg	6,54	6,54				21,3	21,3			

B9, hall, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	3,69	F1	3,97	3,24	0	0,8	0,57	14,6	12,0	0,0	3,0	2,1
h								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		KBE42/22	3,03	3,03				3,0	3,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B9, hall, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	3,69	F12	9,5	7,2	3	0	0	35,1	26,6	11,1	0,0	0,0
h								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52				2,5	2,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	6,94	Glasvæg	0,8	0,8				5,6	5,6			

B9, ankomst glasvæg, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	3,69	F6	0,92	0,19	0	0,8	0,23	3,4	0,7	0,0	3,0	0,8
h								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		UNP260	0,37	0,37				0,4	0,4			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B9, ankomst glasvæg, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	3,69	F10	7,7	7,2	3	0	0	28,4	26,6	11,1	0,0	0,0
h								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker		Fundaments-bjælker 350x300 mm	2,52	2,52				2,5	2,5			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	6,94	Glasvæg	0,8	0,8				5,6	5,6			

B9, ankomst betonvæg, niveau 2	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	3,69	F6	0,92	0,19	0	0,8	0,23	3,4	0,7	0,0	3,0	0,8
h								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker								0,0	0,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje								0,0	0,0			

B9, ankomst betonvæg, niveau 0	Bredde af opland [m]	Lastspecifikation	Fladelaster					Karakteristiske linjelaster fra fladelaster på dæk				
			g_sup [kN/m^2]	g_inf [kN/m^2]	q_k [kN/m^2]	s_k [kN/m^2]	w_k [kN/m^2]	g_sup [kN/m]	g_inf [kN/m]	q_k [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]
v	3,69	F10	7,7	7,2	3	0	0	28,4	26,6	11,1	0,0	0,0
h								0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Højde af lodrette vægge i bærelinje [m]	Væg eller bjælke	g_sup	g_inf				Karakteristiske linjelaster egenlast i bærelinjer				
Bjælker								0,0	0,0			
Bjælker								0,0	0,0			
Vægge i bærelinje	6,94	Ydervæg	6,54	6,54				45,4	45,4			

BILAG E – TVÆRSNITSEFTERVISNING AF HE220A I ULS OG ALS

Copyright Rambøll Danmark A/S februar 2015

Sag nr.	Initialer	Dato	Side
Projektering af nyt Esbjerg Vandværk	KTHS	2016.01.17	
Sag	Kontrol	Kontrol dato	
Randbjælke i modullinje D, ULS			

DS/EN 1993-1-1 + AC 2007 med DK NA 2007

Profil **HEA220**

50,5 kg/m Tværsnitsklasse 1

Udnyttelse	Tværsnit	**48%**
	Globalt	**87%**

Udbøjning	Udbøjning, tilnærmet	0,0 mm	- Stærk akse.

Beregningstype Normal

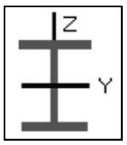
Materialekontrol Normal

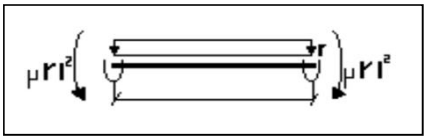
		γM0	γM1	γM2
Partialkoefficienter	fy, E	1,10	1,20	
	fu			1,35
		fyd= 250 MPa	fyd= 229 MPa	
Stålkvalitet	S275			fud= 304 MPa
		Ed= 1,91E+05 MPa	Ed= 1,75E+05 MPa	Ed= 1,56E+05 MPa

Geometri	Udbøjningslængde	5753 mm	(beregning af udbøjning)	
	Kipningslængde	5753 mm	(afstand, gaffellejer)	
	Søjlelængde, stærk akse	5753 mm	Slankhedsforhold:	63
	Søjlelængde, svag akse	5753 mm	Slankhedsforhold:	104

Belastninger

	Ende 1	**Midt**	**Ende 2**	**Bemærk:**
Normalkraft (træk positiv)	-152,3 kN	-152,3 kN	-152,3 kN	Træk positiv
Forskydning, z	22,4 kN	0,0 kN	22,4 kN	
Forskydning, y	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	





Moment, y, ydre last	0,0 kNm	0,0 kNm	0,0 kNm	Om stærk akse
Moment, z	0,0 kNm	32,3 kNm	0,0 kNm	Om svag akse

Sag nr.	Initialer	Dato	Side
Projektering af nyt Esbjerg Vandværk	KTHS	2016.01.17	
Sag	Kontrol	Kontrol dato	
Randbjælke i modullinje D, ULS			

UDNYTTELSE AF TVÆRSNIT

Træk

Kapacitet	1608 kN
Belastning	0 kN
Udnyttelse	**0%**

Tryk

Areal	6.430 mm2
Kapacitet	-1608 kN
Belastning	-152 kN
Udnyttelse	**9%**

Forskydning, Z
H/I/RHS

Foldningskoefficient	5,34	OBS: Ikke-stiv endeafslutning iht. EC3 forudsætt
ε	0,92	
λw	0,27	
χw	1,00	
Kapacitet	298 kN	

	Ende1	Midt	Ende 2
Belastning	22 kN	0 kN	22 kN
Udnyttelse	8%	0%	8%

Forskydning, Y
H/I/RHS

Kapacitet	699 kN		
	Ende1	Midt	Ende 2
Belastning	0 kN	0 kN	0 kN
Udnyttelse	0%	0%	0%

Bøjning, My
H/I/RHS

	Ende1	Midt	Ende 2
Kapacitet	142 kNm	142 kNm	142 kNm
Belastning	0 kNm	0 kNm	0 kNm
Udnyttelse	0%	0%	0%

Bøjning, Mz
H/I/RHS

	Ende1	Midt	Ende 2
Kapacitet	67 kNm	67 kNm	67 kNm
Belastning	0 kNm	32 kNm	0 kNm
Udnyttelse	0%	48%	0%
	FALSE	FALSE	FALSE

Bøjning, My+Mz
Rør

	Ende1	Midt	Ende 2
Kapacitet	142 kNm	142 kNm	142 kNm
Belastning	0 kNm	32 kNm	0 kNm
Udnyttelse	0%	23%	0%

Moment og normalkraft

Udnyttelse, N	9%		
β	1,00		
a	0,247		
α	2		
Udnyttelse	0%	48%	0%

Moment, normalkraft og forskydning

	Ende1	Midt	Ende 2
Relativ reduktion, rho	0,00	0,00	0,00
Relativ reduceret styrke	1,00	1,00	1,00
Relativ udnyttelse	0%	48%	0%

Flangeindtrykning

Areal, krop	A_w	1064 mm2

Sag nr.	Initialer	Dato	Side
Projektering af nyt Esbjerg Vandværk	KTHS	2016.01.17	
Sag	Kontrol	Kontrol dato	
Randbjælke i modullinje D, ULS			

(kun for H-/I-profiler)	Areal, flange	A_{fc}	2420 mm2
		k	0,3
	Øvre grænse, slankhed af krop		151,9
	Aktuel slankhed, krop		21,7

Indtrykning ? (kun sand hvis også H-/I-profil) FALSE

Ingen flangeindtrykning

TRYKPÅVIRKEDE ELEMENTER

Udknækning, stærk akse

knæklængde	5753 mm
intertiradius	91,7 mm
ε	0,924
λ	0,723
søjletilfælde	b
α	0,34
ϕ	0,850
χ	0,771
Kapacitet	1136 kN

Udknækning, svag akse

knæklængde	5753 mm
intertiradius	55,1 mm
ε	0,924
λ	1,203
søjletilfælde	c
α	0,49
ϕ	1,469
χ	0,432
Kapacitet	637 kN

Kipning

Kipningtilfælde m41 efter Teknisk Ståbi	
Skal kipning undersøges?	Ja
kl	4,343
μ	-
m51	58,7
E*IZ*ht/l^2	24621711

Mcr	0,0 kNm
W*fy	156,2 kNm
λ	1000,000
α	0,34
ϕ	375170,432
χ	0,000
Kapacitet	0 kNm

Udnyttelse	0%

Momentpåvirkede trykstænger

Moment om stærk akse (My)

Momenttilfælde, kipning	5

Sag nr.	Initialer	Dato	Side
Projektering af nyt Esbjerg Vandværk	KTHS	2016.01.17	
Sag	Kontrol	Kontrol dato	
Randbjælke i modullinje D, ULS			

M max	0,0 kNm
M min	0,0 kNm
M midt	0,0 kNm
Alle lig 0	TRUE
M1	0,0 kNm
M2	0,0 kNm
M1 fortegn som M midt?	TRUE
M2 fortegn som M midt?	TRUE

Moment om svag akse (Mz)

Der antages samme principielle momentkurve som om stærk akse

Momenttilfælde, kipning	5
M max	0,0 kNm
M min	0,0 kNm
M midt	32,3 kNm
Alle lig 0	FALSE
M1	0,0 kNm
M2	0,0 kNm
M1 fortegn som M midt?	TRUE
M2 fortegn som M midt?	TRUE

Udnyttelse, begge akser - kipning og momentpåvirket trykstang

Udnyttelse	87%

NB! Det forudsættes at understøtningerne forhindrer hvælving

Copyright Rambøll Danmark A/S februar 2015

Sag nr.	Initialer	Dato	Side
Projektering af nyt Esbjerg Vandværk	KTHS	2016.01.17	
Sag	Kontrol	Kontrol dato	
Randbjælke i modullinje D, ALS			

DS/EN 1993-1-1 + AC 2007 med DK NA 2007

Profil **HEA220**

50,5 kg/m Tværsnitsklasse 1

Udnyttelse	Tværsnit	**51%**
	Globalt	**69%**

Udbøjning	Udbøjning, tilnærmet	54,6 mm = 1/158 *L	Stærk akse.

Beregningstype Ulykkes-/Anv.tilstand — Partialkoeficienter for ulykkes-/anvendelsestilstand

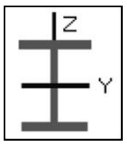
Materialekontrol Normal

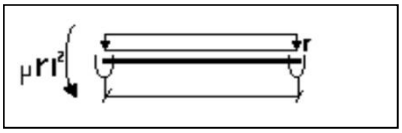
		γM0	γM1	γM2
Partialkoefficienter	fy, E	1,00	1,00	
	fu			1,00
		fyd= 275 MPa	fyd= 275 MPa	
Stålkvalitet	S275			fud= 410 MPa
		Ed= 2,10E+05 MPa	Ed= 2,10E+05 MPa	Ed= 2,10E+05 MPa

Geometri	Udbøjningslængde	8611 mm	(beregning af udbøjning)	
	Kipningslængde	5753 mm	(afstand, gaffellejer)	
	Søjlelængde, stærk akse	8611 mm	Slankhedsforhold:	94
	Søjlelængde, svag akse	8611 mm	Slankhedsforhold:	156

Belastninger

	Ende 1	**Midt**	**Ende 2**	**Bemærk:**
Normalkraft (træk positiv)	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	Træk positiv
Forskydning, z	15,7 kN	0,0 kN	29,0 kN	
Forskydning, y	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	





Moment, y, ydre last	0,0 kNm	80,3 kNm	0,0 kNm	Om stærk akse
Moment, z	0,0 kNm	0,0 kNm	0,0 kNm	Om svag akse

Sag nr.	Initialer	Dato	Side
Projektering af nyt Esbjerg Vandværk	KTHS	2016.01.17	
Sag	Kontrol	Kontrol dato	
Randbjælke i modullinje D, ALS			

UDNYTTELSE AF TVÆRSNIT

Træk

Kapacitet	1768 kN
Belastning	0 kN
Udnyttelse	**0%**

Tryk

Areal	6.430 mm2
Kapacitet	-1768 kN
Belastning	0 kN
Udnyttelse	**0%**

Forskydning, Z
H/I/RHS

Foldningskoefficient	5,34	OBS: Ikke-stiv endeafslutning iht. EC3 forudsætt
ε	0,92	
λw	0,27	
χw	1,00	
Kapacitet	328 kN	

	Ende1	Midt	Ende 2
Belastning	16 kN	0 kN	29 kN
Udnyttelse	5%	0%	9%

Forskydning, Y
H/I/RHS

Kapacitet	768 kN		
	Ende1	Midt	Ende 2
Belastning	0 kN	0 kN	0 kN
Udnyttelse	0%	0%	0%

Bøjning, My
H/I/RHS

	Ende1	Midt	Ende 2
Kapacitet	156 kNm	156 kNm	156 kNm
Belastning	0 kNm	80 kNm	0 kNm
Udnyttelse	0%	51%	0%

Bøjning, Mz
H/I/RHS

	Ende1	Midt	Ende 2
Kapacitet	74 kNm	74 kNm	74 kNm
Belastning	0 kNm	0 kNm	0 kNm
Udnyttelse	0%	0%	0%
	FALSE	FALSE	FALSE

Bøjning, My+Mz
Rør

	Ende1	Midt	Ende 2
Kapacitet	156 kNm	156 kNm	156 kNm
Belastning	0 kNm	80 kNm	0 kNm
Udnyttelse	0%	51%	0%

Moment og normalkraft

Udnyttelse, N	0%		
β	1,00		
a	0,247		
α	2		
Udnyttelse	0%	51%	0%

Moment, normalkraft og forskydning

	Ende1	Midt	Ende 2
Relativ reduktion, rho	0,00	0,00	0,00
Relativ reduceret styrke	1,00	1,00	1,00
Relativ udnyttelse	0%	51%	0%

Flangeindtrykning

Areal, krop	A_w	1064 mm2

Sag nr.	Initialer	Dato	Side
Projektering af nyt Esbjerg Vandværk	KTHS	2016.01.17	
Sag	Kontrol	Kontrol dato	
Randbjælke i modullinje D, ALS			

(kun for H-/I-profiler)	Areal, flange	A_{fc}	2420 mm2
		k	0,3
	Øvre grænse, slankhed af krop		151,9
	Aktuel slankhed, krop		21,7

Indtrykning ? (kun sand hvis også H-/I-profil) FALSE

Ingen flangeindtrykning

TRYKPÅVIRKEDE ELEMENTER

Udknækning, stærk akse

knæklængde	8611 mm
intertiradius	91,7 mm
ε	0,924
λ	1,082
søjletilfælde	b
α	0,34
ϕ	1,235
χ	0,546
Kapacitet	966 kN

Udknækning, svag akse

knæklængde	8611 mm
intertiradius	55,1 mm
ε	0,924
λ	1,800
søjletilfælde	c
α	0,49
ϕ	2,513
χ	0,234
Kapacitet	415 kN

Kipning

Kipningtilfælde m41 efter Teknisk Ståbi	
Skal kipning undersøges?	Ja
kl	4,343
μ	0,000
m41	58,7
E*IZ*ht/l^2	24621711

Mcr	180,7 kNm
W*fy	156,2 kNm
λ	0,930
α	0,34
ϕ	0,914
χ	0,742
Kapacitet	116 kNm

Udnyttelse	69%

Momentpåvirkede trykstænger

Moment om stærk akse (My)

Momenttilfælde, kipning	4

Sag nr.	Initialer	Dato	Side
Projektering af nyt Esbjerg Vandværk	KTHS	2016.01.17	
Sag	Kontrol	Kontrol dato	
Randbjælke i modullinje D, ALS			

M max	0,0 kNm
M min	0,0 kNm
M midt	80,3 kNm
Alle lig 0	FALSE
M1	0,0 kNm
M2	0,0 kNm
M1 fortegn som M midt?	TRUE
M2 fortegn som M midt?	TRUE

Moment om svag akse (Mz)

Der antages samme principielle momentkurve som om stærk akse

Momenttilfælde, kipning	4
M max	0,0 kNm
M min	0,0 kNm
M midt	0,0 kNm
Alle lig 0	TRUE
M1	0,0 kNm
M2	0,0 kNm
M1 fortegn som M midt?	TRUE
M2 fortegn som M midt?	TRUE

Udnyttelse, begge akser - kipning og momentpåvirket trykstang

Udnyttelse	69%

NB! Det forudsættes at understøtningerne forhindrer hvælving

BILAG F – TVÆRSNITSEFTERVISNING AF HE450A I ULS

Sag nr.	Initialer	Dato	Side
Projektering af nyt Esbjerg Vandværk	KTHS	2016.01.17	
Sag	Kontrol	Kontrol dato	
Tværbjælke mellem modullinje D - F			

DS/EN 1993-1-1 + AC 2007 med DK NA 2007

Profil **HEA450**

139,7 kg/m Tværsnitsklasse 1

Udnyttelse	Tværsnit	**59%**
	Globalt	**87%**

Udbøjning	Udbøjning, tilnærmet	77,5 mm	= 1/191 *L	Stærk akse.

Beregningstype Normal

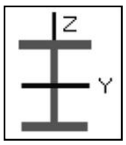
Materialekontrol Normal

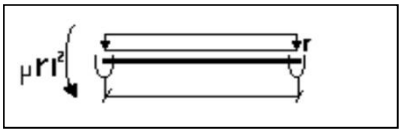
		γM0	γM1	γM2
Partialkoefficienter	fy, E	1,10	1,20	
	fu			1,35
		fyd= 241 MPa	fyd= 221 MPa	
Stålkvalitet S275				fud= 304 MPa
		Ed= 1,91E+05 MPa	Ed= 1,75E+05 MPa	Ed= 1,56E+05 MPa

Geometri	Udbøjningslængde	14800 mm	(beregning af udbøjning)	
	Kipningslængde	7400 mm	(afstand, gaffellejer)	
	Søjlelængde, stærk akse	14800 mm	Slankhedsforhold:	78
	Søjlelængde, svag akse	14800 mm	Slankhedsforhold:	203

Belastninger

	Ende 1	**Midt**	**Ende 2**	**Bemærk:**
Normalkraft (træk positiv)	-13,7 kN	-13,7 kN	-13,7 kN	Træk positiv
Forskydning, z	122,8 kN	0,0 kN	122,8 kN	
Forskydning, y	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	





Moment, y, ydre last	0,0 kNm	454,4 kNm	0,0 kNm	Om stærk akse
Moment, z	0,0 kNm	0,0 kNm	0,0 kNm	Om svag akse

Sag nr.	Initialer	Dato	Side
Projektering af nyt Esbjerg Vandværk	KTHS	2016.01.17	
Sag	Kontrol	Kontrol dato	
Tværbjælke mellem modullinje D - F			

UDNYTTELSE AF TVÆRSNIT

Træk

Kapacitet	4288 kN
Belastning	0 kN
Udnyttelse	**0%**

Tryk

Areal	17.800 mm2
Kapacitet	-4288 kN
Belastning	-14 kN
Udnyttelse	**0%**

Forskydning, Z
H/I/RHS

Foldningskoefficient	5,34	OBS: Ikke-stiv endeafslutning iht. EC3 forudsætt
ε	0,94	
λw	0,37	
χw	1,00	
Kapacitet	915 kN	

	Ende1	Midt	Ende 2
Belastning	123 kN	0 kN	123 kN
Udnyttelse	13%	0%	13%

Forskydning, Y
H/I/RHS

Kapacitet	1753 kN

	Ende1	Midt	Ende 2
Belastning	0 kN	0 kN	0 kN
Udnyttelse	0%	0%	0%

Bøjning, My
H/I/RHS

	Ende1	Midt	Ende 2
Kapacitet	776 kNm	776 kNm	776 kNm
Belastning	0 kNm	454 kNm	0 kNm
Udnyttelse	0%	59%	0%

Bøjning, Mz
H/I/RHS

	Ende1	Midt	Ende 2
Kapacitet	231 kNm	231 kNm	231 kNm
Belastning	0 kNm	0 kNm	0 kNm
Udnyttelse	0%	0%	0%
	FALSE	FALSE	FALSE

Bøjning, My+Mz
Rør

	Ende1	Midt	Ende 2
Kapacitet	776 kNm	776 kNm	776 kNm
Belastning	0 kNm	454 kNm	0 kNm
Udnyttelse	0%	59%	0%

Moment og normalkraft

Udnyttelse, N	0%		
β	1,00		
a	0,292		
α	2		
Udnyttelse	0%	59%	0%

Moment, normalkraft og forskydning

	Ende1	Midt	Ende 2
Relativ reduktion, rho	0,00	0,00	0,00
Relativ reduceret styrke	1,00	1,00	1,00
Relativ udnyttelse	0%	59%	0%

Flangeindtrykning

Areal, krop	A_w	3956 mm2

Sag nr.	Initialer	Dato	Side
Projektering af nyt Esbjerg Vandværk	KTHS	2016.01.17	
Sag	Kontrol	Kontrol dato	
Tværbjælke mellem modullinje D - F			

(kun for H-/I-profiler)	Areal, flange	A_{fc}	6300 mm2
		k	0,3
	Øvre grænse, slankhed af krop		188,4
	Aktuel slankhed, krop		29,9

Indtrykning ? (kun sand hvis også H-/I-profil) FALSE

Ingen flangeindtrykning

TRYKPÅVIRKEDE ELEMENTER

Udknækning, stærk akse

knæklængde	14800 mm
intertiradius	189,0 mm
ε	0,942
λ	0,886
søjletilfælde	a
α	0,21
ϕ	0,964
χ	0,743
Kapacitet	2922 kN

Udknækning, svag akse

knæklængde	14800 mm
intertiradius	72,9 mm
ε	0,942
λ	2,296
søjletilfælde	b
α	0,34
ϕ	3,492
χ	0,163
Kapacitet	642 kN

Kipning

Kipningtilfælde m41 efter Teknisk Ståbi	
Skal kipning undersøges?	Ja
kl	3,526
μ	0,000
m41	49,9
E*IZ*ht/l^2	152166782

Mcr	949,4 kNm
W*fy	853,3 kNm
λ	0,948
α	0,34
ϕ	0,930
χ	0,731
Kapacitet	520 kNm

Udnyttelse	87%

Momentpåvirkede trykstænger

Moment om stærk akse (My)

Momenttilfælde, kipning	4

Sag nr.	Initialer	Dato	Side
Projektering af nyt Esbjerg Vandværk	KTHS	2016.01.17	
Sag	Kontrol	Kontrol dato	
Tværbjælke mellem modullinje D - F			

M max	0,0 kNm
M min	0,0 kNm
M midt	454,4 kNm
Alle lig 0	FALSE
M1	0,0 kNm
M2	0,0 kNm
M1 fortegn som M midt?	TRUE
M2 fortegn som M midt?	TRUE

Moment om svag akse (Mz)

Der antages samme principielle momentkurve som om stærk akse

Momenttilfælde, kipning	4
M max	0,0 kNm
M min	0,0 kNm
M midt	0,0 kNm
Alle lig 0	TRUE
M1	0,0 kNm
M2	0,0 kNm
M1 fortegn som M midt?	TRUE
M2 fortegn som M midt?	TRUE

Udnyttelse, begge akser - kipning og momentpåvirket trykstang

Udnyttelse	87%

NB! Det forudsættes at understøtningerne forhindrer hvælving

BILAG G – LASTER PÅ FUNDAMENTSBJÆLKER

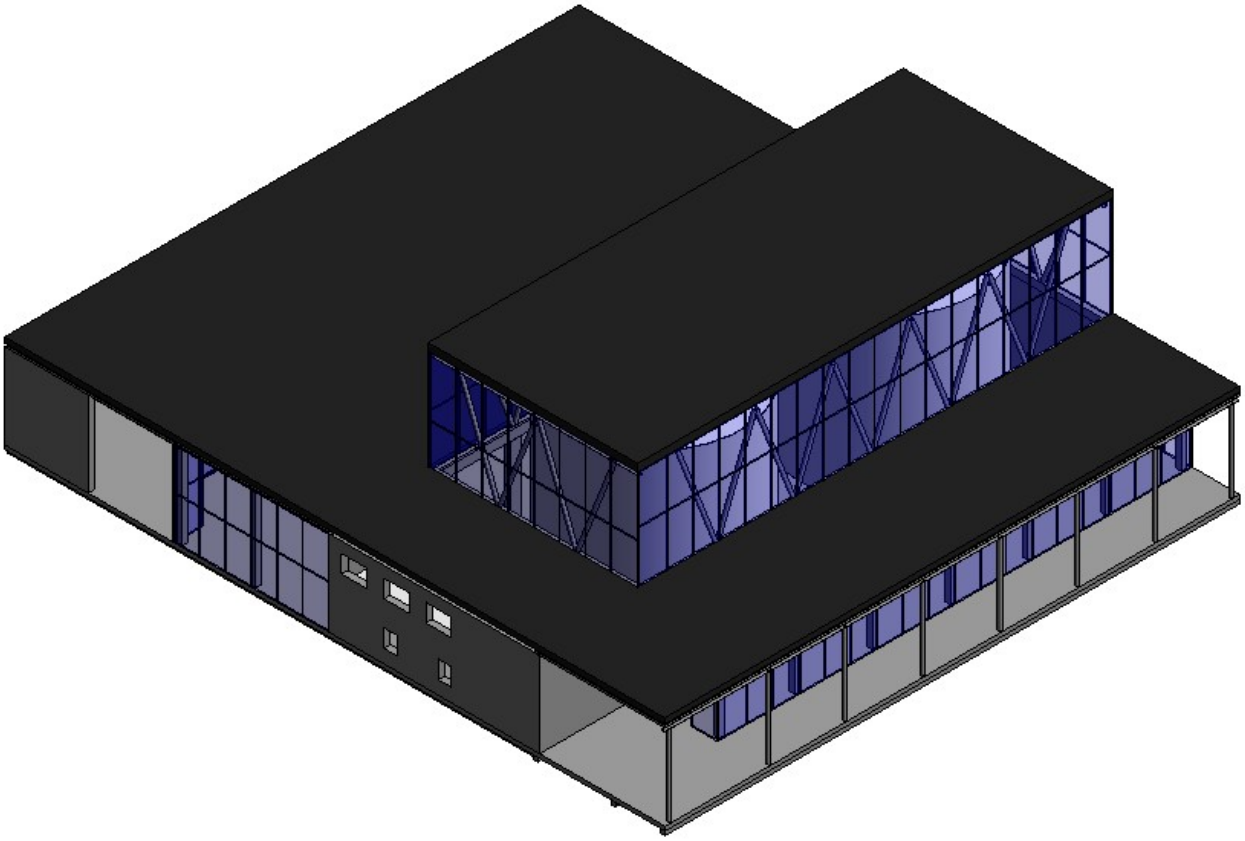
	Karakteristiske laster									Regningsmæssige laster						Kvasipermanent last
Fundamentsbjælke	g_sup [kN/m]	q1_k(B) [kN/m]	q2_k(E) [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]	ψq1_0	ψq2_0	ψs_0	ψw_0	Egenlast dom [kN/m]	Nyttelast dom [kN/m]	Snelast dom [kN/m]	Vindlast dom [kN/m]	ψq1_2	ψq2_2	Nyttelast dom [kN/m]
1	15,9	5,2	0	0	0	0,8	0,8	0,6	0,6	21,0	26,1	24,4	24,4	0,7	0,7	19,5
2	15,9	5,2	0	0	0	0,8	0,8	0,6	0,6	21,0	26,1	24,4	24,4	0,7	0,7	19,5
3	39,5	5,2	9,2	0	0	0,8	0,8	0,6	0,6	52,1	67,2	62,5	62,5	0,7	0,7	50,5
4	45,1	23	5,2	0	0	0,8	0,8	0,6	0,6	59,5	96,1	86,8	86,8	0,7	0,7	65,4
5	74,3	0	30,5	2,4	0,7	0,8	0,8	0,6	0,6	98,1	135,1	126,6	123,1	0,7	0,7	98,7
6	153,8	7,5	7,5	0	0	0,8	0,8	0,6	0,6	203,0	193,9	189,0	189,0	0,7	0,7	165,1
7	257,9	0	15	0	0	0,8	0,8	0,6	0,6	340,4	308,4	303,5	303,5	0,7	0,7	269,9
8	54,3	0	0	0	0	0,8	0,8	0,6	0,6	71,7	59,7	59,7	59,7	0,7	0,7	54,3
9	160	0	36,6	0	0	0,8	0,8	0,6	0,6	211,2	236,4	224,3	224,3	0,7	0,7	189,3
10	62,2	0	58,1	0	0,0	0,8	0,8	0,6	0,6	82,1	164,3	145,1	145,1	0,7	0,7	108,7
11	149,3	0	55	34,4	6,8	0,8	0,8	0,6	0,6	197,1	295,8	300,3	248,1	0,7	0,7	193,3
12	156,8	0	60,6	34,4	6,8	0,8	0,8	0,6	0,6	207,0	313,3	316,0	263,7	0,7	0,7	205,3
13	96,4	0	31,5	0	0	0,8	0,8	0,6	0,6	127,2	158,0	147,6	147,6	0,7	0,7	121,6
14	100,5	0	37,4	3,4	2,4	0,8	0,8	0,6	0,6	132,7	178,0	167,9	163,9	0,7	0,7	130,4
15	97	0	31,5	3,4	2,4	0,8	0,8	0,6	0,6	128,0	164,4	156,3	152,2	0,7	0,7	122,2
16	35,8	0	0	0	0	0,8	0,8	0,6	0,6	47,3	39,4	39,4	39,4	0,7	0,7	35,8
17	35,8	0	0	0	0	0,8	0,8	0,6	0,6	47,3	39,4	39,4	39,4	0,7	0,7	35,8
18	18,1	0	0	0	0	0,8	0,8	0,6	0,6	23,9	19,9	19,9	19,9	0,7	0,7	18,1
19	35,8	0	0	0	0	0,8	0,8	0,6	0,6	47,3	39,4	39,4	39,4	0,7	0,7	35,8
20	35,8	0	0	0	0	0,8	0,8	0,6	0,6	47,3	39,4	39,4	39,4	0,7	0,7	35,8
21	47,9	0	0	0	0	0,8	0,8	0,6	0,6	63,2	52,7	52,7	52,7	0,7	0,7	47,9
22	121,8	22,2	0	3	2,1	0,6	0,8	0,3	0,3	160,8	173,1	161,9	159,4	0,2	0,7	126,2
23	43,2	11,1	0	3	2,1	0,8	0,8	0,6	0,6	57,0	70,9	69,2	65,6	0,7	0,7	51,0
24	79,7	11,1	0	3	0,8	0,8	0,8	0,6	0,6	105,2	109,7	108,1	103,6	0,7	0,7	87,5
25	137,4	22,2	0	3	2,1	0,6	0,8	0,3	0,3	181,4	190,3	179,1	176,6	0,7	0,7	152,9
26	77,2	11,1	0	3	0,8	0,8	0,8	0,6	0,6	101,9	107,0	105,3	100,9	0,2	0,7	79,4
27	35,8	0	0	0	0	0,6	0,8	0,3	0,3	47,3	39,4	39,4	39,4	0,2	0,7	35,8

BILAG H – LASTER I SØJLER

	Karakteristiske laster					Regningsmæssige linjelaster					Regningsmæssige punktlaster		
Last på pæle fra søjle	g_sup [kN/m]	s_k [kN/m]	w_k [kN/m]	ψs_0	ψw_0	Egenlast dom [kN/m]	Snelast dom [kN/m]	Vindlast dom [kN/m]	Bredde af opland [m]	Karakteristisk egenlast af søjle [kN]	Egenlast dom [kN]	Snelast dom [kN]	Vindlast dom [kN]
S1	7.6	5.2	1.5	0.3	0.3	10.0	17.7	10.8	3.8	3.3	42.6	71.2	45.0
S2	2.4	5.7	0.4	0.3	0.3	3.2	12.2	3.3	5.8	3.3	22.5	74.0	22.6
S3	17.1	10.1	1.7	0.3	0.3	22.6	36.3	21.6	5.8	26.6	165.0	238.2	153.7
S4	59.8	36.9	8.6	0.3	0.3	78.9	130.9	80.0	5.8	53.3	524.5	811.8	518.7
S5	17.6	3	2.1	0.3	0.3	23.2	25.3	22.8	5.6	26.6	164.2	170.1	156.1

BILAG I – BEREGNING AF PÆLEAFSTANDE

Fundamentsbjælke	Regnings-mæssig last [kN/m]	Kvasi-permanent last [kN/m]	Længde af fundaments-bjælke [m]	Nødvendigt antal pæle [stk]	Nødvendig afstand imellem pæle for tilstrækkelig bæreevne af pæle [m]	Nødvendig afstand imellem pæle for tilstrækkelig momentbæreevne [m]	Nødvendig afstand imellem pæle for tilstrækkelig forskydningsbæreevne [m]	Nødvendig afstand imellem pæle for acceptable nedbøjninger [m]	Valgt maksimal pæleafstand [m]
1	26,1	19,5	7,9	0,4	18,1	8,6	26,0	8,1	7,4
2	26,1	19,5	5,8	0,3	18,1	8,6	26,0	8,1	5,8
3	67,2	50,5	7,9	1,1	7,0	5,4	10,1	5,9	3,7
4	96,1	65,4	5,8	1,2	4,9	4,5	7,1	5,4	2,9
5	135,1	98,7	7,0	2,0	3,5	3,8	5,0	4,7	2,3
6	203	165,1	34,8	14,9	2,3	3,1	3,3	4,0	1
7	340,4	269,9	34,8	25,0	1,4	2,4	2,0	3,4	1
8	71,7	54,3	2,0	0,3	6,6	5,2	9,5	5,8	1,6
9	236,4	189,3	34,9	17,4	2,0	2,9	2,9	3,8	1
10	164,3	108,7	34,9	12,1	2,9	3,4	4,1	4,6	2,5
11	300,3	193,3	15,0	9,5	1,6	2,5	2,3	3,8	1,5
12	316	205,3	19,8	13,2	1,5	2,5	2,1	3,7	1,2
13	158	121,6	14,7	4,9	3,0	3,5	4,3	4,4	1,6
14	178	130,4	14,7	5,5	2,7	3,3	3,8	4,3	1,8
15	164,4	122,2	19,8	6,9	2,9	3,4	4,1	4,4	2,5
16	47,3	35,8	5,1	0,5	10,0	6,4	14,4	6,6	2,5
17	47,3	35,8	3,5	0,4	10,0	6,4	14,4	6,6	2
18	23,9	18,1	3,5	0,2	19,8	9,0	28,4	8,3	2
19	47,3	35,8	8,6	0,9	10,0	6,4	14,4	6,6	2,5
20	47,3	35,8	8,6	0,9	10,0	6,4	14,4	6,6	4,3
21	63,2	47,9	8,6	1,1	7,5	5,5	10,7	6,0	2,9
22	173,1	126,2	14,9	5,4	2,7	3,3	3,9	4,4	2,2
23	70,9	51	6,2	0,9	6,7	5,2	9,6	5,9	3,1
24	109,7	87,5	12,5	2,9	4,3	4,2	6,2	4,9	3,2
25	190,3	152,9	2,0	0,8	2,5	3,2	3,6	4,1	1,6
26	107	79,4	12,5	2,8	4,4	4,2	6,3	5,1	2,5
27	47,3	35,8	7,0	0,7	10,0	6,4	14,4	6,6	3,5



PROJEKTERING AF NYT ESBJERG VANDVÆRK

A3. TEGNINGER

Titel: Projektering af Nyt Esbjerg Vandværk
Tema: Diplomprojekt
Udgivelsesår: 2017
Antal sider: 25
Studerende: Kenneth Sørensen
Universitet: Aalborg Universitet Esbjerg
Vejledere: Søren Harborg Blicher
Projektperiode: 24/10/2016 – 17/01/2017

AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT

Synopsis
Projektet omhandler projekteringen af de bærende konstruktioner til Nyt Esbjerg Vandværk. Projektet omhandler hhv. de forhold der er grundlæggende for udarbejdelsen af den statiske dokumentation samt selve den statiske dokumentation for bygværket.

I projektgrundlaget fastlægges konstruktionens opbygning og overordnede statiske virkemåde, hvilket indebærer, hvorledes de lodrette laster føres til fundamenter. Herudover redegøres for, hvorledes bygningens hovedstabilitet skal håndteres. De anvendte konstruktionsmaterialer og dertilhørende sikkerheder og anvendelseskrav fastlægges med henblik på at kunne dokumentere konstruktionens sikkerhed og anvendelse iht. gældende normer og standarder. De relevante laster der virker på konstruktionen opgøres med henblik på dimensioneringen af de bærende elementer i konstruktionen.

I de statiske beregninger dokumenteres hhv. bygningens overordnede sikkerhed og anvendelse, sikkerheden af de enkelte konstruktionselementer samt detailstatikken for udvalgte elementer. Dokumentationen af bygningens overordnede sikkerhed indbefatter eftervisning af, at bygningen udgør et stabilt system i forhold til de destabiliserende kræfter, der virker på konstruktionen. Herudover redegøres for, hvorledes bygværkets robusthed sikres i forhold til de krav der stilles i de gældende normer og standarder. Dimensioneringen af de enkelte konstruktionselementer indebærer dimensionering af stålbjælker og – søjler, dimensionering af betondæk- og bjælker og beregning af pælefundamenter. Den sidste del af den statiske dokumentation indebærer dokumentation af nogle udvalgte samlinger.

Kenneth Sørensen

_____

Forord

Denne rapport er udarbejdet som afgangsprojektet på diplomingeniøruddannelsen i byggeri og anlægskonstruktion på Aalborg Universitet Esbjerg. Projektet omfatter projektering af bærende konstruktioner til Esbjerg Ny Vandværk. Rapporten er udarbejdet som en statisk dokumentation med følgende opbygning:

- A1: Projektgrundlag med dertilhørende bilag
- A2: Statiske beregninger med dertilhørende bilag
- A3: Tegninger

Grundlaget for projektet er udleverede arkitekttegninger fra Esbjerg Forsyning.
Der skal lyde en stor tak til vejleder på projektet, Søren Harborg Blicher, for faglig sparring og støtte under hele projektforløbet. Herudover takkes Rambøll byggeriafdeling i Esbjerg for faglig sparring og for at stille computer samt relevante programmer til rådighed. Til sidst skal der også lyde en stor tak til Kasper Skovning og Krista Lykke Lauridsen for korrekturlæsning på projektet.

Læsevejledning

Henvisninger til normer, standarder sker jf. betegnelserne anvendt i afsnit 2.1 i A1 projektgrundlag. En henvisning til standarden DS/EN 199x-x-x vil derfor være på formen (ECx-x-x).

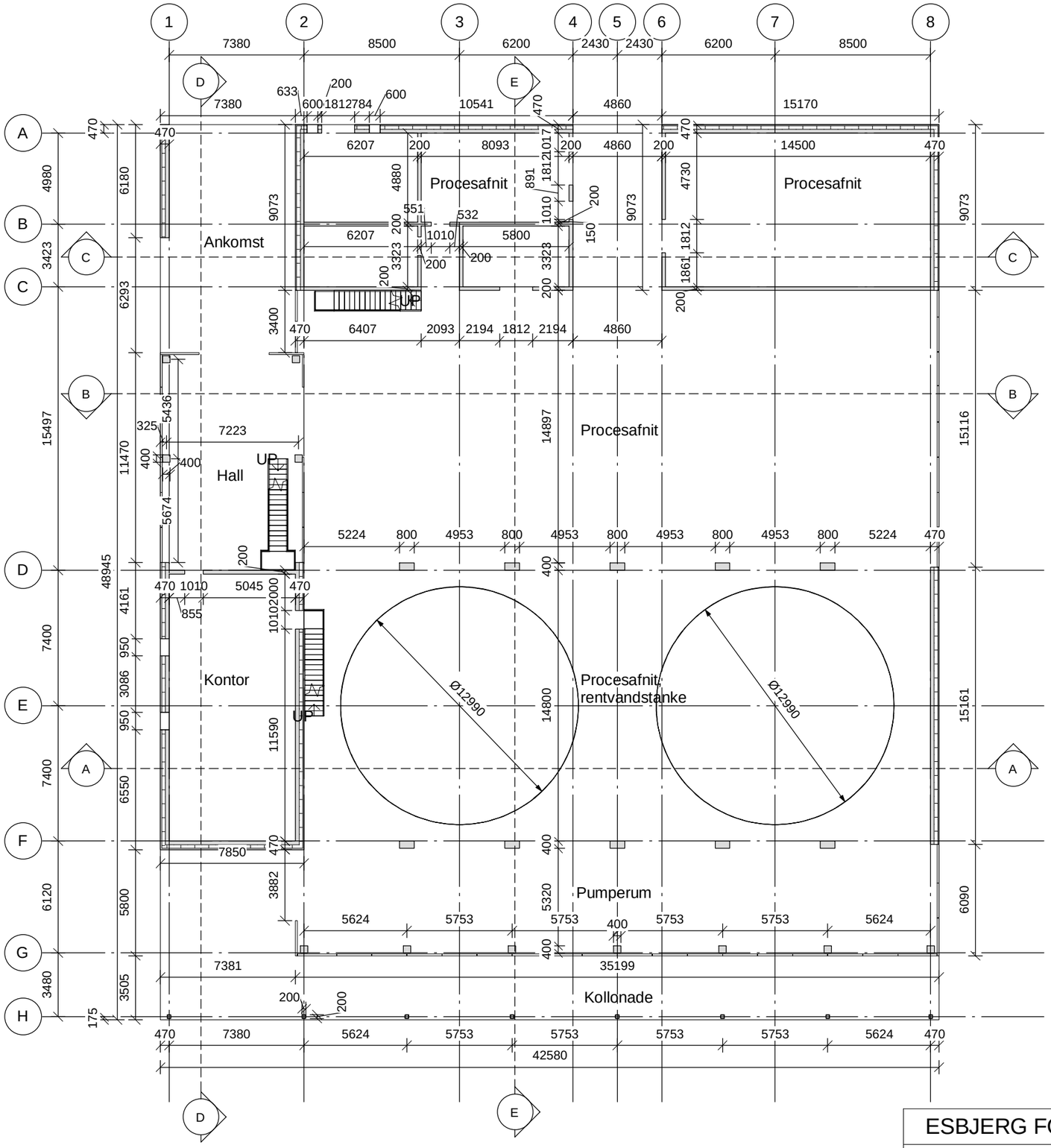
Henvisninger til faglitteratur sker jf. betegnelserne anvendt i afsnit 2.4 i A1 projektgrundlag, og vil være på formen [2.4.x].

Henvisninger til bilag sker ed henvisning til bilaget navn fx bilag D.

Når der i tegningsmappen refereres til KTHS, er det undertegnede Kenneth Sørensen.

TEGNINGSLISTE

Tegnings nr.	Tegningsnavn	Papirformat	Mål
Arkitekttegninger			
A1-0-01	Stueplan	A3	1:250
A1-1-02	1. sals plan	A3	1:250
A1-O-FA-01	Nordfacade	A3	1:150
A1-O-FA-02	Sydfacade	A3	1:150
A1-O-FA-03	Østfacade	A3	1:150
A1-O-FA-04	Vestfacade	A3	1:150
A1-O-S-01	Snit A	A3	1:150
A1-O-S-02	Snit B	A3	1:150
A1-O-S-03	Snit C	A3	1:150
A1-O-S-04	Snit D	A3	1:150
A1-O-S-05	Snit E	A3	1:150
Ingeniørtegninger			
K3-0-01	Søjle-/vægplan stue	A3	1:250
K3-1-02	Søjle-/vægplan 1. sal	A3	1:250
K3-1-03	Fugearmeringsplan 1.sal	A3	1:250
K3-2-04	Dæk- og bjælkeplan/ Fugearmeringsplan tag over proces og administration	A3	1:250
K3-3-05	Dæk og stålkonstruktioner over rentvandstanke	A3	1:250
K3-F-06	Fundamentsplan	A3	1:250
K3-F-FD-01	Fundamentsdetalje	A4	1:10
K3-KD-02	Samling facadeelement og tagdæk	A4	1:10
K3-KD-03	Hjørnesamling facadeelementer	A4	1:10



Note:

Ubenævnte mål er i mm

Koter er i m efter DVR90.

Forkortelser:

Ø	Diameter

Signaturer:

	Sandwichelement
	Betonelement
	Stålsøjle

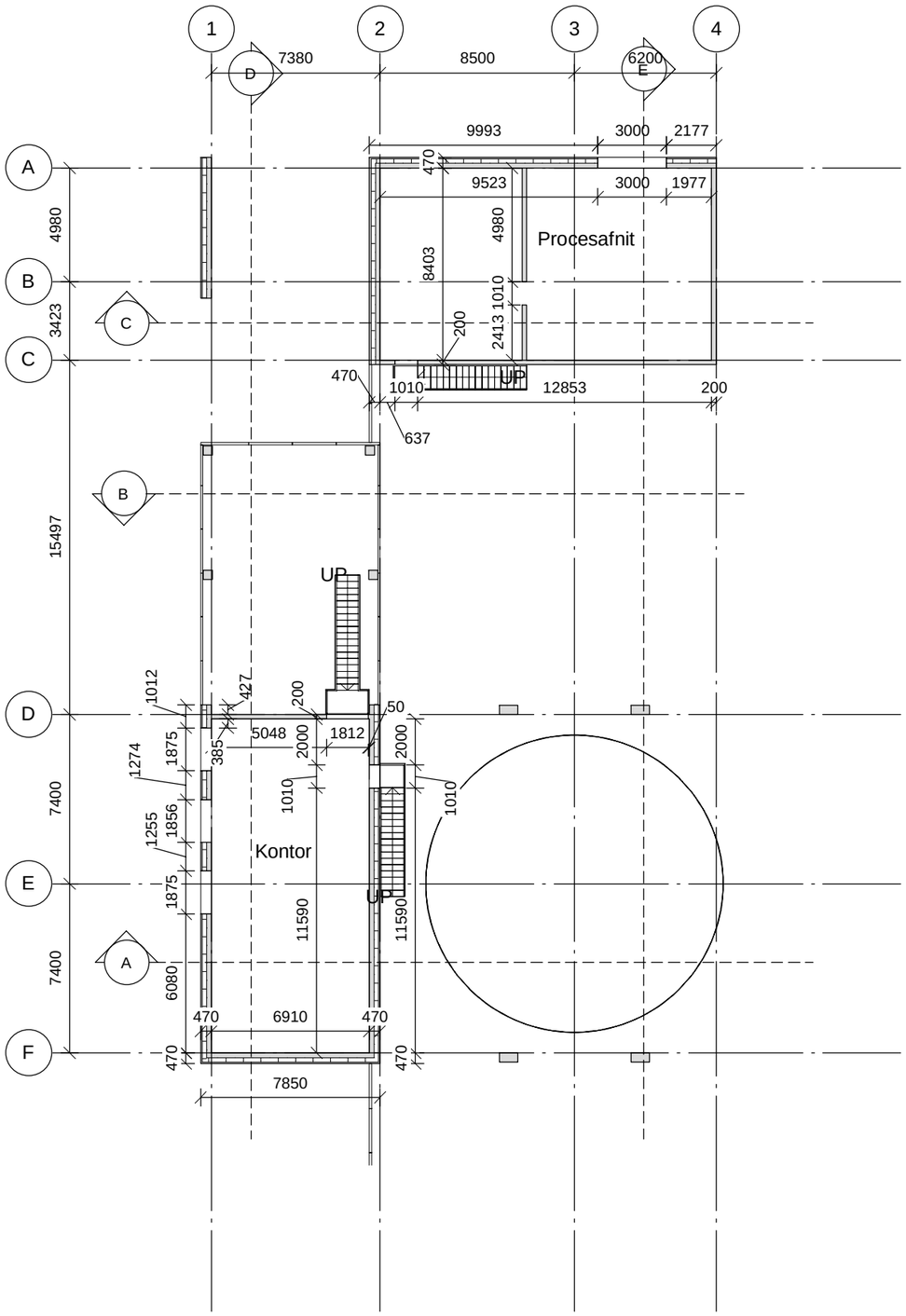
ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

Stueplan

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:250	KTHS	A1-0-01

ESBJERG AALBORG UNIVERSITET



Note:

Ubenævnte mål er i mm

Koter er i m efter DVR90.

Forkortelser:

Ø	Diameter

Signaturer:

	Sandwichelement
	Betonelement
	Stålsøjle

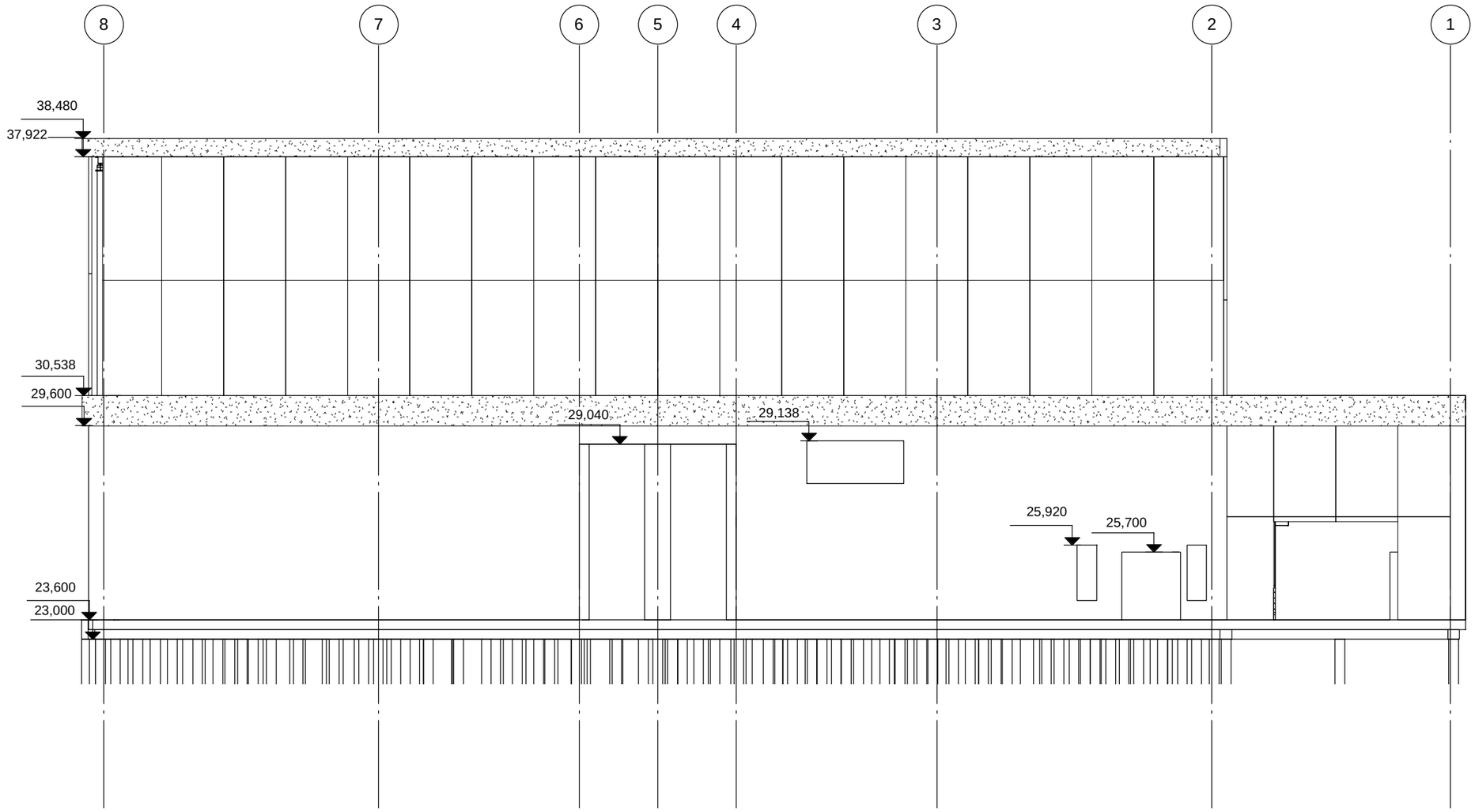
ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

1. sals plan

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:250	KTHS	A1-1-02

ESBJERG AALBORG UNIVERSITET

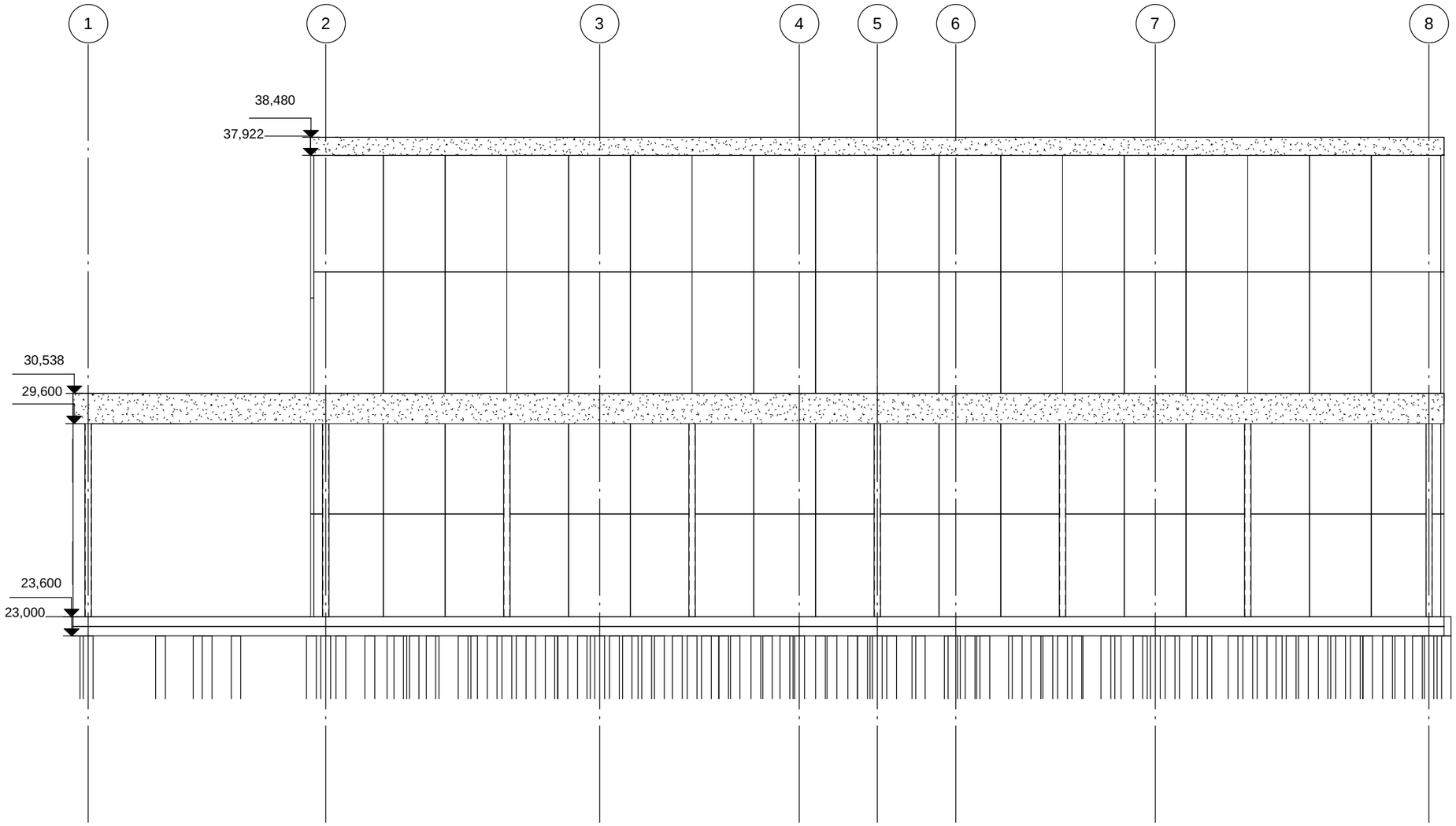


ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

Nordfacade

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:150	KTHS	A1-O-FA-01



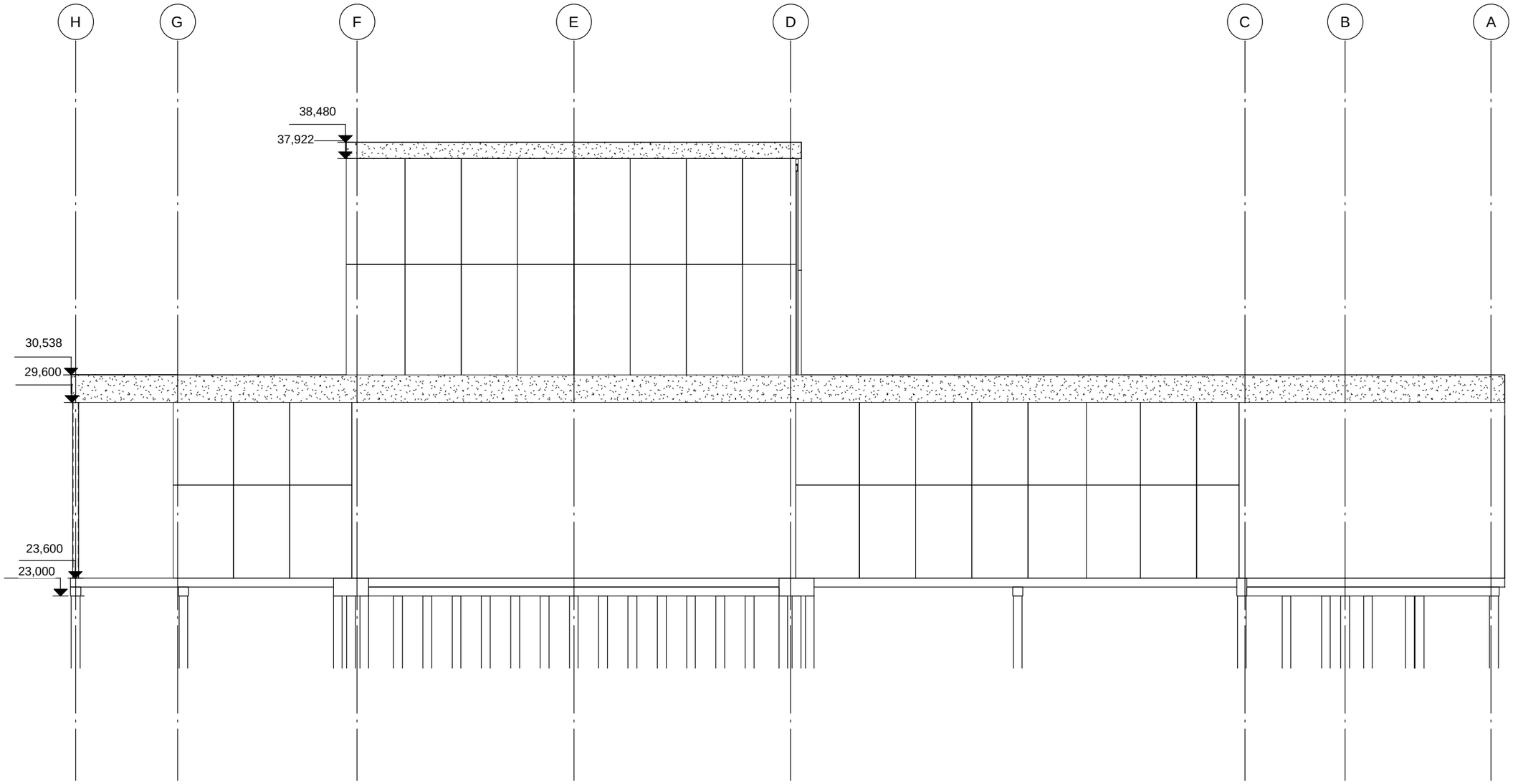
ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

Sydfacade

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:150	KTHS	A1-O-FA-02

ESBJERG AALBORG UNIVERSITET



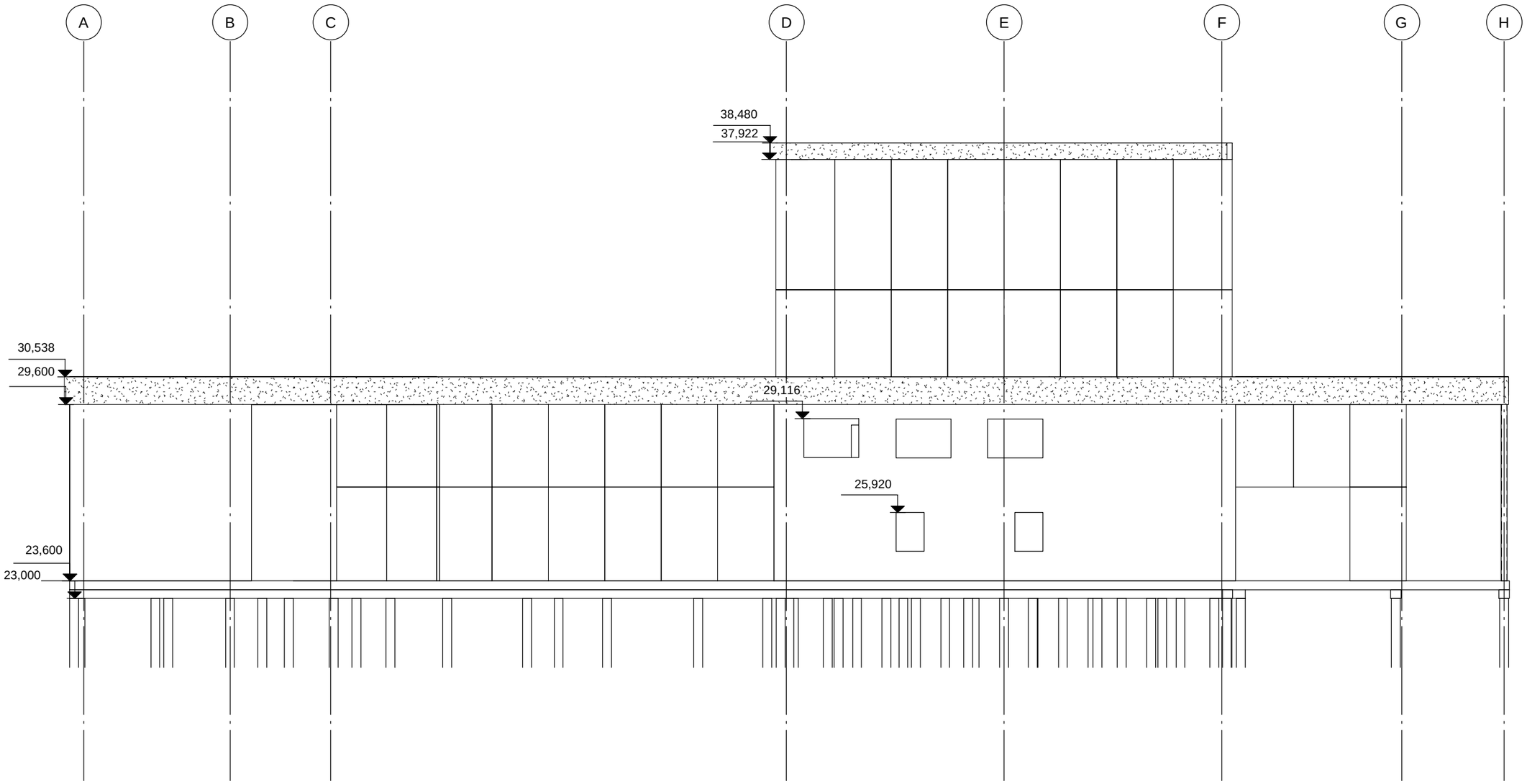
ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

Østfacade

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:150	KTHS	A1-O-FA-03

ESBJERG AALBORG UNIVERSITET



ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

Vestfacade

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:150	KTHS	A1-O-FA-04

Tagkonstruktion udhæng/rentvandtanke(let tag):
2 lag tagpapdækning iht. TOR´s anvisninger
Kileskåret isolering, 200 - 600 mm
Trapezplader, 158 mm

Tagkonstruktion kontor/proces(tungt tag):
2 lag tagpapdækning iht. TOR´s anvisninger
Kileskåret isolering, 200 - 600 mm
Dampspærre
Huldæk 220/400 mm

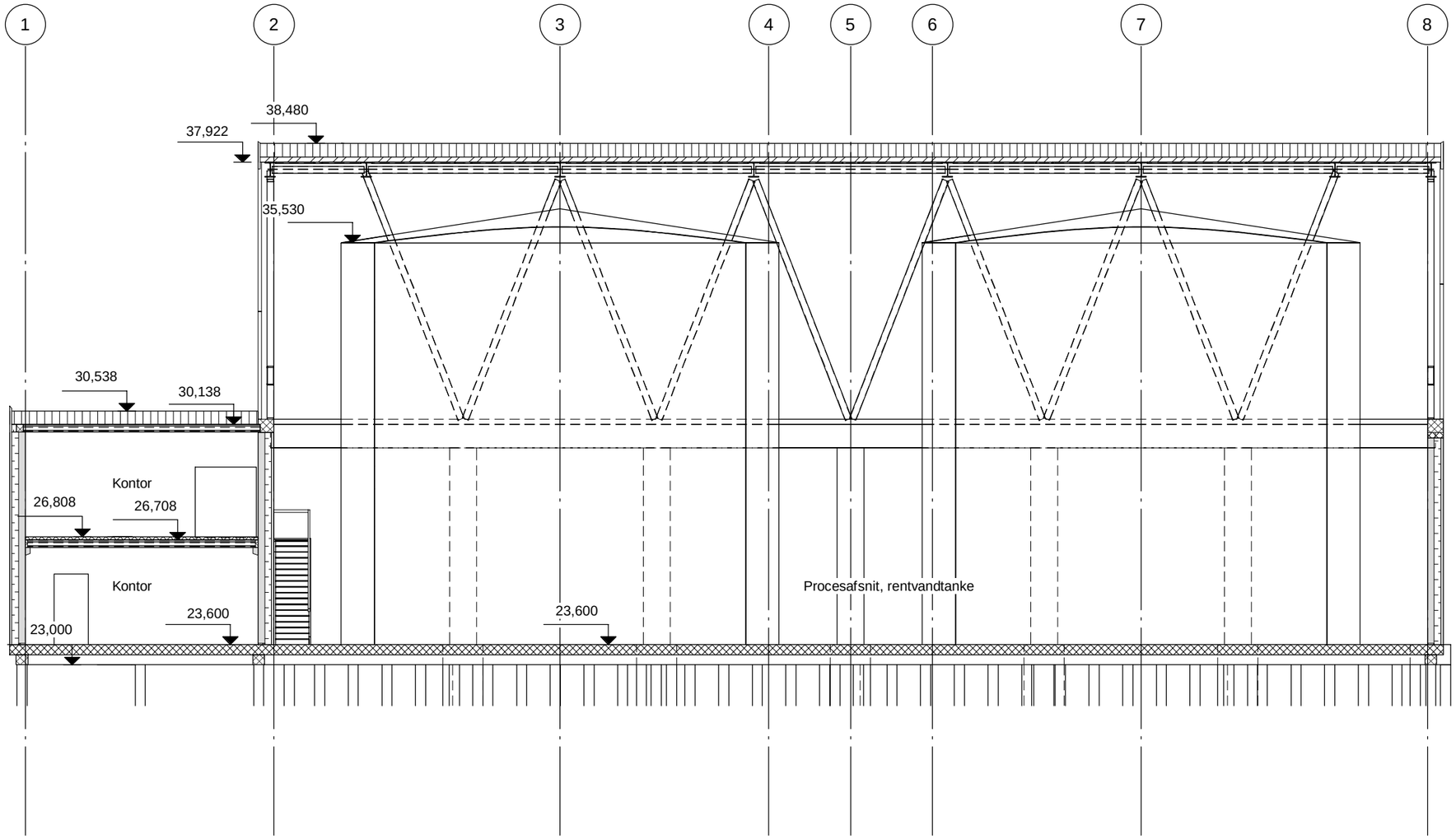
Lofter:
Nedhængt loft
25 mm træbeton

Etagedæk kontor:
Klinker, 20 mm
Afretningsbeton, 100 mm beton
Huldæk 220 mm

Etagedæk proces:
Afretningsbeton, 100 mm
Huldæk 220 mm

Facader:
Sandwichfacader, 470 mm
Forplade/isolering/bagplade: 70/200/200 mm

Indvendige vægge:
Betonelement, 200 mm



Terrændæk proces:
Pladsstøbt armeret betondæk, 300 mm, betontype M35N32
Polystyren, 350 mm
Renselag, 50 mm

Terrændæk administration:
Klinker, 20 mm
Pladsstøbt armeret betondæk, 300 mm, betontype M35N32
Polystyren, 350 mm
Renselag, 50 mm

Udvendige terrændæk:
Pladsstøbt armeret betondæk, 300 mm, betontype A35N32
Polystyren, 350 mm
Renselag, 50 mm

Fundamentsbjælker:
Armerede betonbjælker, indstøbt i terrændæk, 350x350 mm,
armering iht. ingeniørprojekt, betontype A35N32

Pæle:
Præfabrikerede jernbetonpæle, 300x300 mm

ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

Snit A

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:150	KTHS	A1-O-S-01

ESBJERG AALBORG UNIVERSITET

Tagkonstruktion udhæng/rentvandtanke(let tag):
2 lag tagpapdækning iht. TOR´s anvisninger
Kileskåret isolering, 200 - 600 mm
Trapezplader, 158 mm

Tagkonstruktion kontor/proces(tungt tag):
2 lag tagpapdækning iht. TOR´s anvisninger
Kileskåret isolering, 200 - 600 mm
Dampspærre
Huldæk 220/400 mm

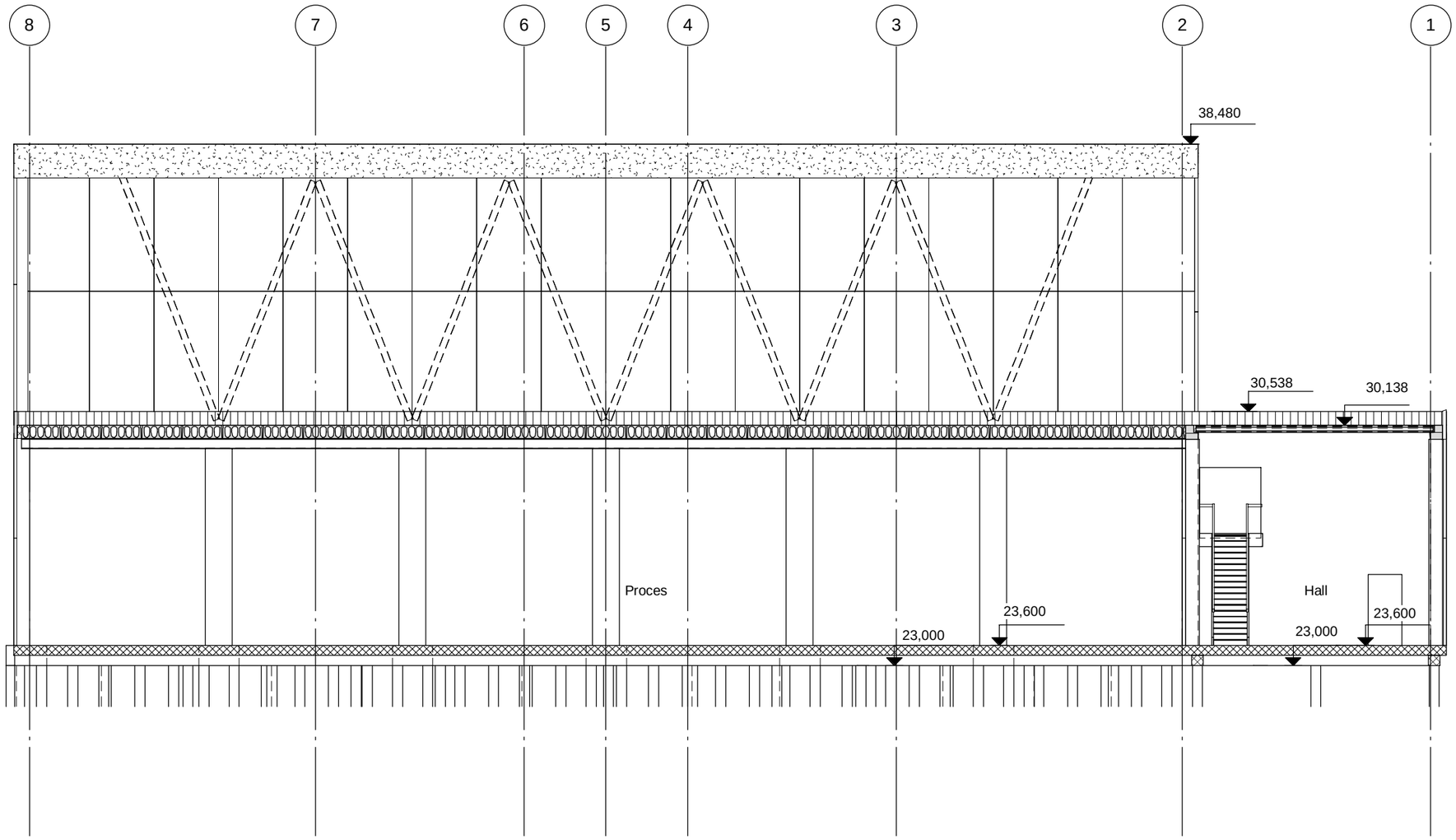
Lofter:
Nedhængt loft
25 mm træbeton

Etagedæk kontor:
Klinker, 20 mm
Afretningsbeton, 100 mm beton
Huldæk 220 mm

Etagedæk proces:
Afretningsbeton, 100 mm
Huldæk 220 mm

Facader:
Sandwichfacader, 470 mm
Forplade/isolering/bagplade: 70/200/200 mm

Indvendige vægge:
Betonelement, 200 mm



Terrændæk proces:
Pladsstøbt armeret betondæk, 300 mm, betontype M35N32
Polystyren, 350 mm
Renselag, 50 mm

Terrændæk administration:
Klinker, 20 mm
Pladsstøbt armeret betondæk, 300 mm, betontype M35N32
Polystyren, 350 mm
Renselag, 50 mm

Udvendige terrændæk:
Pladsstøbt armeret betondæk, 300 mm, betontype A35N32
Polystyren, 350 mm
Renselag, 50 mm

Fundamentsbjælker:
Armerede betonbjælker, indstøbt i terrændæk, 350x350 mm,
armering iht. ingeniørprojekt, betontype A35N32

Pæle:
Præfabrikerede jernbetonpæle, 300x300 mm

ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

Snit B

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:150	KTHS	A1-O-S-02

ESBJERG AALBORG UNIVERSITET

Tagkonstruktion udhæng/rentvandtanke(let tag):
2 lag tagpapdækning iht. TOR´s anvisninger
Kileskåret isolering, 200 - 600 mm
Trapezplader, 158 mm

Tagkonstruktion kontor/proces(tungt tag):
2 lag tagpapdækning iht. TOR´s anvisninger
Kileskåret isolering, 200 - 600 mm
Dampspærre
Huldæk 220/400 mm

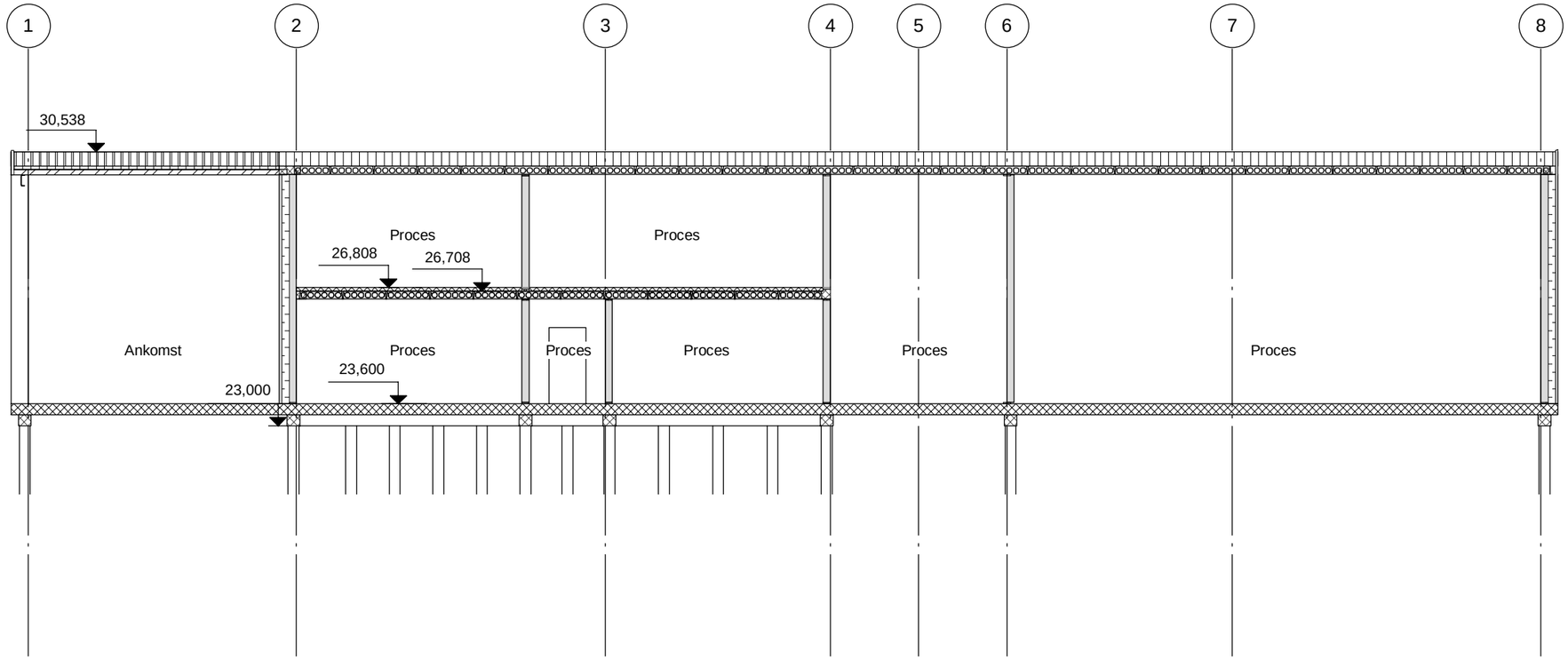
Lofter:
Nedhængt loft
25 mm træbeton

Etagedæk kontor:
Klinker, 20 mm
Afretningsbeton, 100 mm beton
Huldæk 220 mm

Etagedæk proces:
Afretningsbeton, 100 mm
Huldæk 220 mm

Facader:
Sandwichfacader, 470 mm
Forplade/isolering/bagplade: 70/200/200 mm

Indvendige vægge:
Betonelement, 200 mm



Terrændæk proces:
Pladsstøbt armeret betondæk, 300 mm, betontype M35N32
Polystyren, 350 mm
Renselag, 50 mm

Terrændæk administration:
Klinker, 20 mm
Pladsstøbt armeret betondæk, 300 mm, betontype M35N32
Polystyren, 350 mm
Renselag, 50 mm

Udvendige terrændæk:
Pladsstøbt armeret betondæk, 300 mm, betontype A35N32
Polystyren, 350 mm
Renselag, 50 mm

Fundamentsbjælker:
Armerede betonbjælker, indstøbt i terrændæk, 350x350 mm,
armering iht. ingeniørprojekt, betontype A35N32

Pæle:
Præfabrikerede jernbetonpæle, 300x300 mm

ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

Snit C

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:150	KTHS	A1-O-S-03

ESBJERG AALBORG UNIVERSITET

Tagkonstruktion udhæng/rentvandtanke(let tag):
2 lag tagpapdækning iht. TOR´s anvisninger
Kileskåret isolering, 200 - 600 mm
Trapezplader, 158 mm

Tagkonstruktion kontor/proces(tungt tag):
2 lag tagpapdækning iht. TOR´s anvisninger
Kileskåret isolering, 200 - 600 mm
Dampspærre
Huldæk 220/400 mm

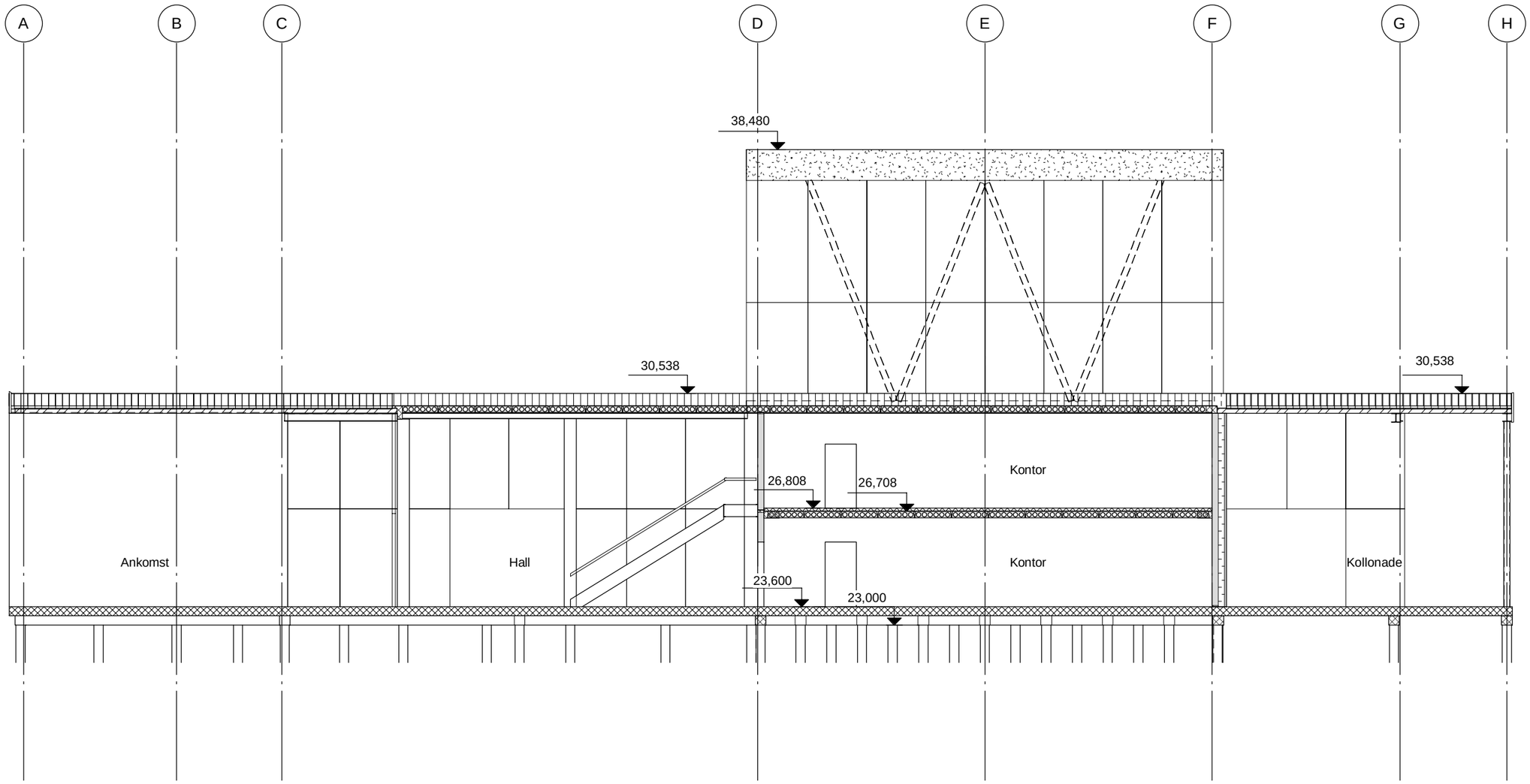
Lofter:
Nedhængt loft
25 mm træbeton

Etagedæk kontor:
Klinker, 20 mm
Afretningsbeton, 100 mm beton
Huldæk 220 mm

Etagedæk proces:
Afretningsbeton, 100 mm
Huldæk 220 mm

Facader:
Sandwichfacader, 470 mm
Forplade/isolering/bagplade: 70/200/200 mm

Indvendige vægge:
Betonelement, 200 mm



Terrændæk proces:
Pladsstøbt armeret betondæk, 300 mm, betontype M35N32
Polystyren, 350 mm
Renselag, 50 mm

Terrændæk administration:
Klinker, 20 mm
Pladsstøbt armeret betondæk, 300 mm, betontype M35N32
Polystyren, 350 mm
Renselag, 50 mm

Udvendige terrændæk:
Pladsstøbt armeret betondæk, 300 mm, betontype A35N32
Polystyren, 350 mm
Renselag, 50 mm

Fundamentsbjælker:
Armerede betonbjælker, indstøbt i terrændæk, 350x350 mm,
armering iht. ingeniørprojekt, betontype A35N32

Pæle:
Præfabrikerede jernbetonpæle, 300x300 mm

ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

Snit D

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:150	KTHS	A1-O-S-04

ESBJERG AALBORG UNIVERSITET

Tagkonstruktion udhæng/rentvandtanke(let tag):
2 lag tagpapdækning iht. TOR´s anvisninger
Kileskåret isolering, 200 - 600 mm
Trapezplader, 158 mm

Tagkonstruktion kontor/proces(tungt tag):
2 lag tagpapdækning iht. TOR´s anvisninger
Kileskåret isolering, 200 - 600 mm
Dampspærre
Huldæk 220/400 mm

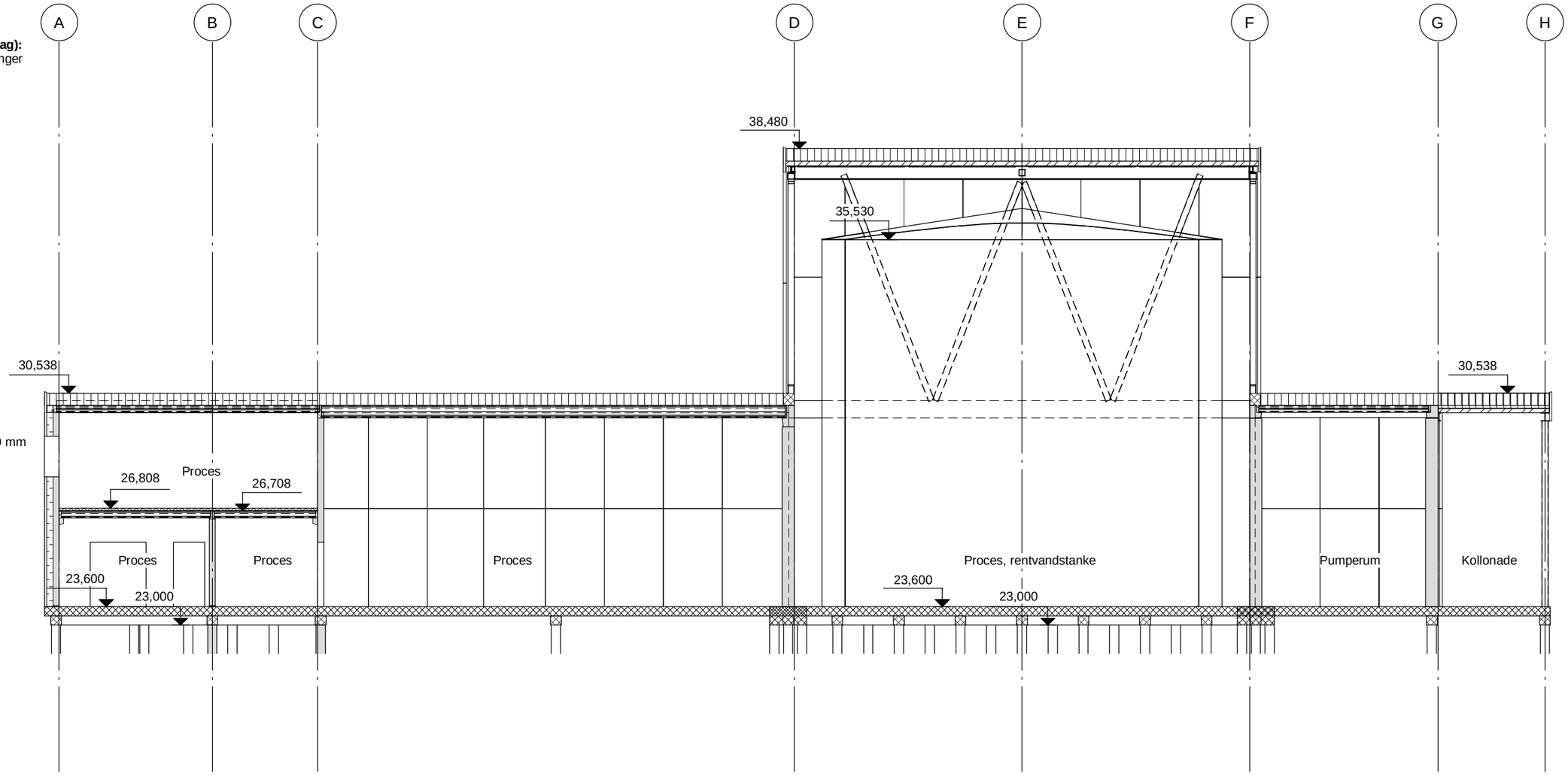
Lofter:
Nedhængt loft
25 mm træbeton

Etagedæk kontor:
Klinker, 20 mm
Afretningsbeton, 100 mm beton
Huldæk 220 mm

Etagedæk proces:
Afretningsbeton, 100 mm
Huldæk 220 mm

Facader:
Sandwichfacader, 470 mm
Forplade/isolering/bagplade: 70/200/200 mm

Indvendige vægge:
Betonelement, 200 mm



Terrændæk proces:
Pladsstøbt armeret betondæk, 300 mm, betontype M35N32
Polystyren, 350 mm
Renselag, 50 mm

Terrændæk administration:
Klinker, 20 mm
Pladsstøbt armeret betondæk, 300 mm, betontype M35N32
Polystyren, 350 mm
Renselag, 50 mm

Udvendige terrændæk:
Pladsstøbt armeret betondæk, 300 mm, betontype A35N32
Polystyren, 350 mm
Renselag, 50 mm

Fundamentsbjælker:
Armerede betonbjælker, indstøbt i terrændæk, 350x350 mm,
armering iht. ingeniørprojekt, betontype A35N32

Pæle:
Præfabrikerede jernbetonpæle, 300x300 mm

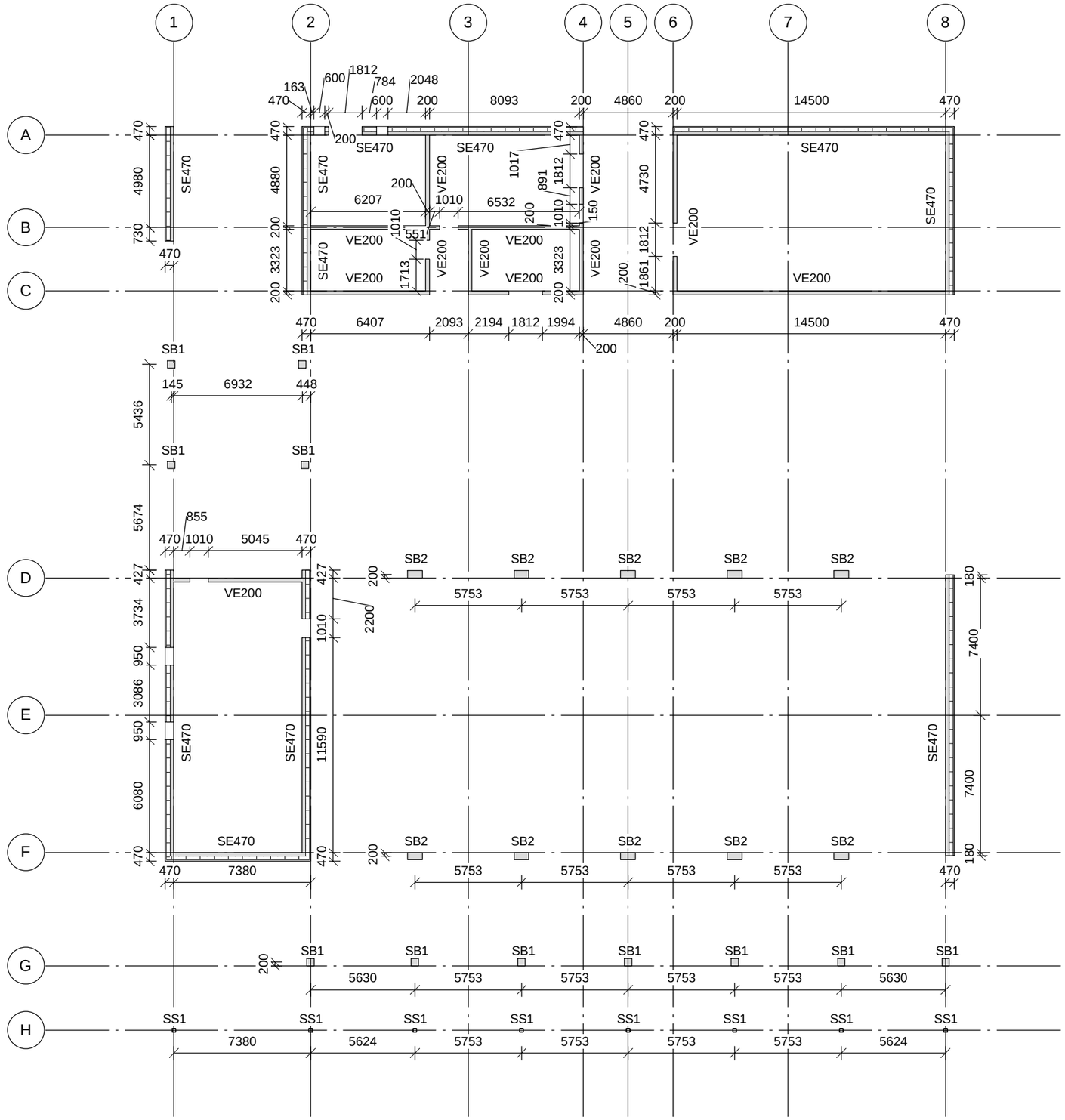
ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

Snit E

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:150	KTHS	A1-O-S-05

ESBJERG AALBORG UNIVERSITET



Note:

Ubenævnte mål er i mm

Koter er i m efter DVR90.

Forkortelser:

BS1	Betonsøjle 400 x 400 mm
BS2	Betonsøjle 400 x 800 mm
SS1	Stålsøjle SHS 200 x 200 x 8 mm
VE200	Vægelement 200 mm
SE470	Sandwichelement 470 mm (forplade/isolering/bagplade - 70/200/200)

Beregningsforudsætninger:

Materialekontrol:	Normal
Konsekvensklasse:	CC3(høj)

Signaturer:

Sandwichelement

Betonelement

Stålsøjle

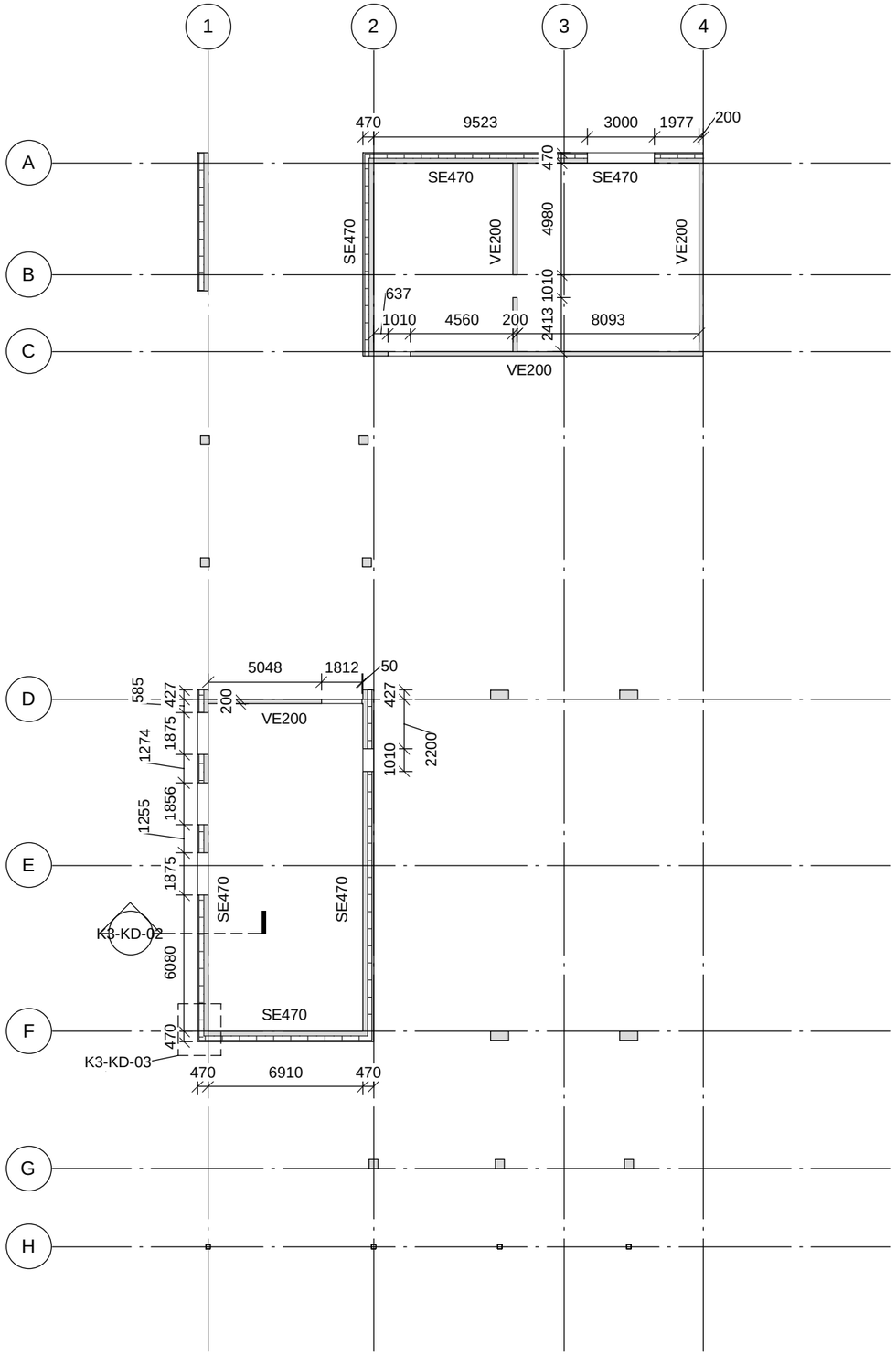
ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

Søjle-/vægplan stue

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:250	KTHS	K3-0-01

ESBJERG AALBORG UNIVERSITET



Note:

Ubenævnte mål er i mm

Koter er i m efter DVR90.

Forkortelser:

BS1	Betonsøjle 400 x 400 mm
BS2	Betonsøjle 400 x 800 mm
SS1	Stålsøjle SHS 200 x 200 x 8 mm
VE200	Vægelement 200 mm
SE470	Sandwichelement 470 mm (forplade/isolering/bagplade - 70/200/200)

Beregningsforudsætninger:

Materialekontrol:	Normal
Konsekvensklasse:	CC3(høj)

Henvisninger:

Vedrørende konstruktionsdetaljer - se tegninger K3-KD-02 og K3-KD-03

Signaturer:

Sandwichelement

Betonelement

Stålsøjle

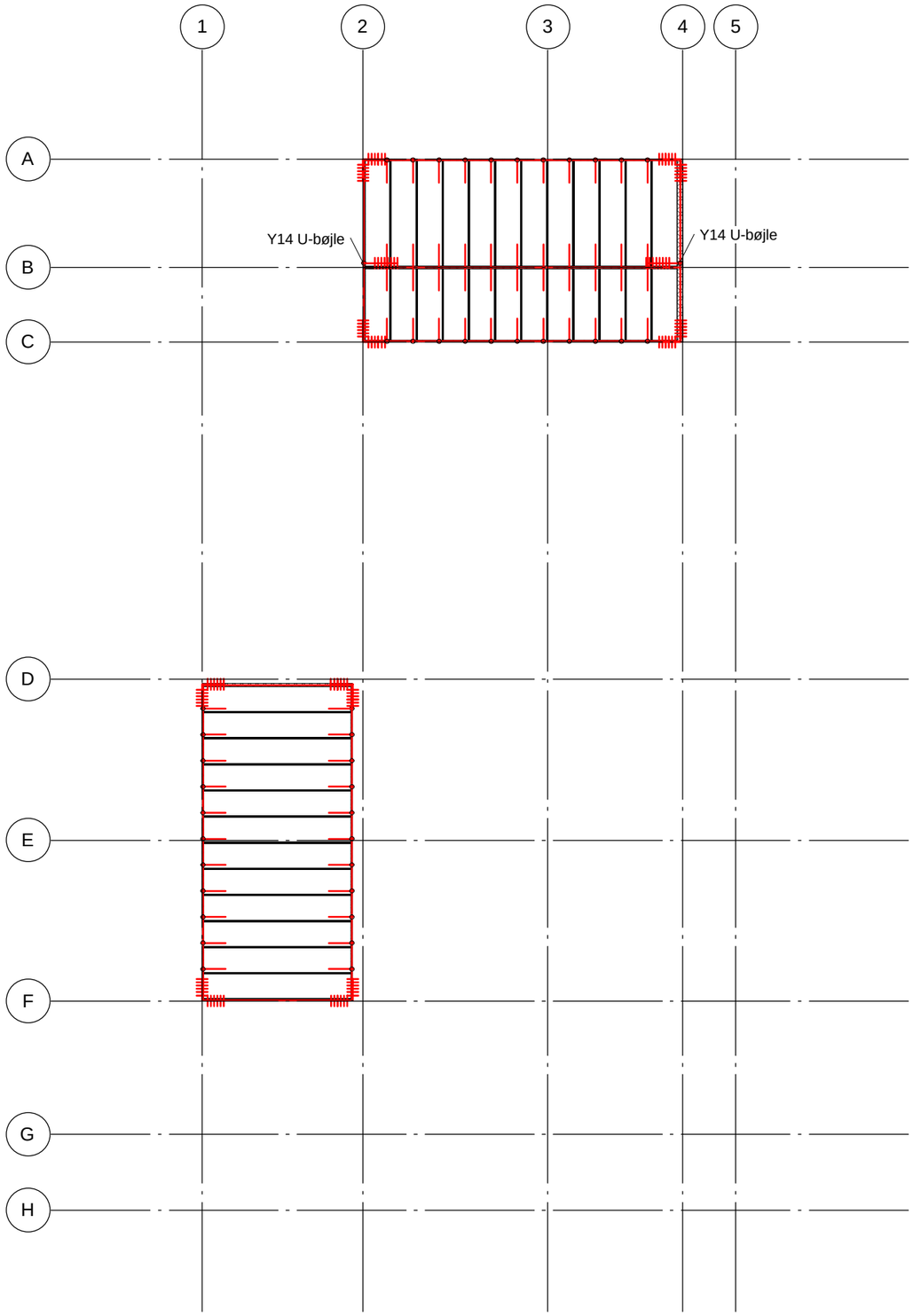
ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

Søjle-/vægplan 1. sal

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:250	KTHS	K3-1-02

ESBJERG AALBORG UNIVERSITET



Note:

Ubenævnte mål er i mm

Koter er i m efter DVR90.

Forkortelser:

Ø	Diameter
Y	Tentor stål fyk = 550 MPa.

Beregningsforudsætninger:

Materialekontrol:	Normal
Konsekvensklasse:	CC3(høj)

Laster på etagedæk modullinje A-C/2-4:

Permanent last:	gk = 6,69 kN/m^2(inkl. egenlast af dæk)
Nyttelast(kategori E2):	qk = 7,5 kN/m^2

Laster på etagedæk modullinje D-F/1-2:

Permanent last:	gk = 7,29 kN/m^2(inkl. egenlast af dæk)
Nyttelast(kategori B):	qk = 3,0 kN/m^2

Stål:

HE280A:	S235
UNP260:	S235

Signaturer:

Spændretning

Trapezplade, 158 mm, t = 1,25 mm

Huldæk

U-bøjle

Kontinuert armeringsjern

Stød med tværarmering

Fugearmering:
Medmindre andet er angivet er randarmeringen 2 Y12 kontinuert armering.
Medmindre andet er angivet er al fugearmering Y10 U-BJL forankret 1000 mm ind i dækfuge.
Fuger udstøbes med C30 beton.

Fugearmering/randarmering:	Stødlængde:	Tværarmering i stød:
Y12	1000 mm	6 BJL R5/stød
Y14	1500 mm	8 BJL R5/stød
Y16	1500 mm	11 BJL R5/stød

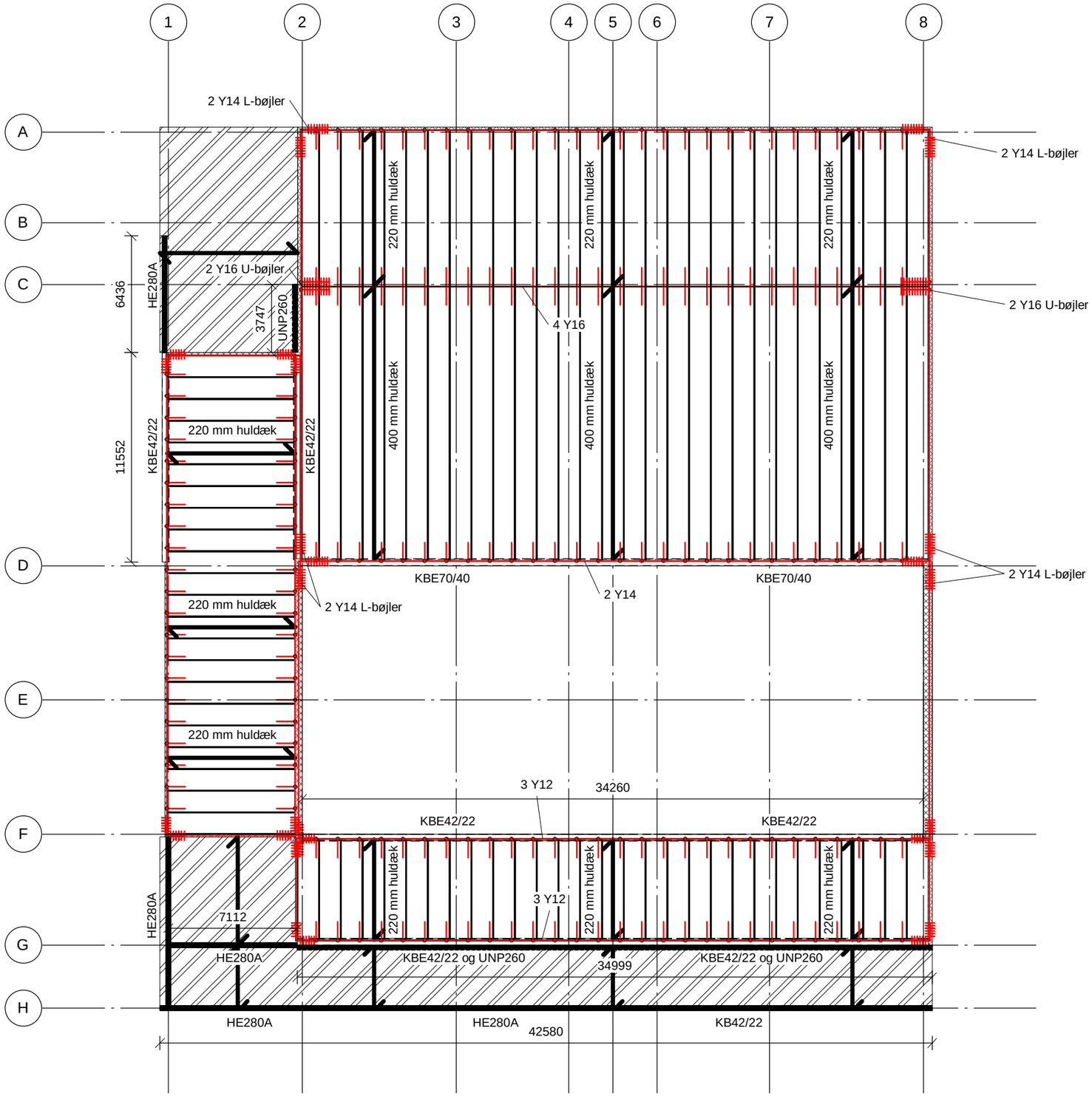
ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

Fugearmeringsplan 1. sal

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:250	KTHS	K3-1-03

ESBJERG AALBORG UNIVERSITET



Note:

Ubenævnte mål er i mm

Koter er i m efter DVR90.

Forkortelser:

Ø	Diameter
Y	Tentor stål fyk = 550 MPa.

Beregningsforudsætninger:
Materialekontrol: Normal
Konsekvensklasse: CC3(høj)

Laster på tag for modullinje A-C/2-8 og huldæk mellem modullinje 1-2:
Permanent last: gk = 3,97 kN/m^2(inkl. egenlast af dæk)
Vindlast, karakteristisk: wk = 0,57 kN/m^2
Snelast, karakteristisk sk = 0,8 kN/m^2

Laster på tag for modullinje C-D/2-8:
Permanent last: gk = 5,43 kN/m^2(inkl. egenlast af dæk)
Vindlast, karakteristisk: wk = 0,57 kN/m^2
Snelast, karakteristisk sk = 0,8 kN/m^2
Sneophobning, karakteristisk sk = 4,0 kN/m^2

Laster på tag for modullinje F-H/2-8:
Permanent last: gk = 3,97 kN/m^2(inkl. egenlast af dæk)
Vindlast, karakteristisk: wk = 0,57 kN/m^2
Snelast, karakteristisk sk = 0,8 kN/m^2
Sneophobning, karakteristisk sk = 3,3 kN/m^2

Laster på udvendige trapeztage:
Permanent last: gk = 0,92 kN/m^2(inkl. egenlast af dæk)
Vindlast, karakteristisk: wk = 0,23 kN/m^2
Snelast, karakteristisk sk = 0,8 kN/m^2
Sneophobning(modullinje F-H/2-8), karakteristisk sk = 3,3 kN/m^2

Stål:
HE280A: S235
UNP260: S235

Signaturer:

Spændretning

Trapezplade, 158 mm, t = 1,25 mm

Huldæk

U-bøjle

Kontinuert armeringsjern

Stød med tværarmering

Fugearmering:
Medmindre andet er angivet er randarmeringen 2 Y12 kontinuert armering.
Medmindre andet er angivet er al fugearmering Y10 U-BJL forankret 1000 mm ind i dækfuge.
Fuger udstøbes med C30 beton.

Fugearmering/randarmering:	Stødlængde:	Tværarmering i stød:
Y12	1000 mm	6 BJL R5/stød
Y14	1500 mm	8 BJL R5/stød
Y16	1500 mm	11 BJL R5/stød

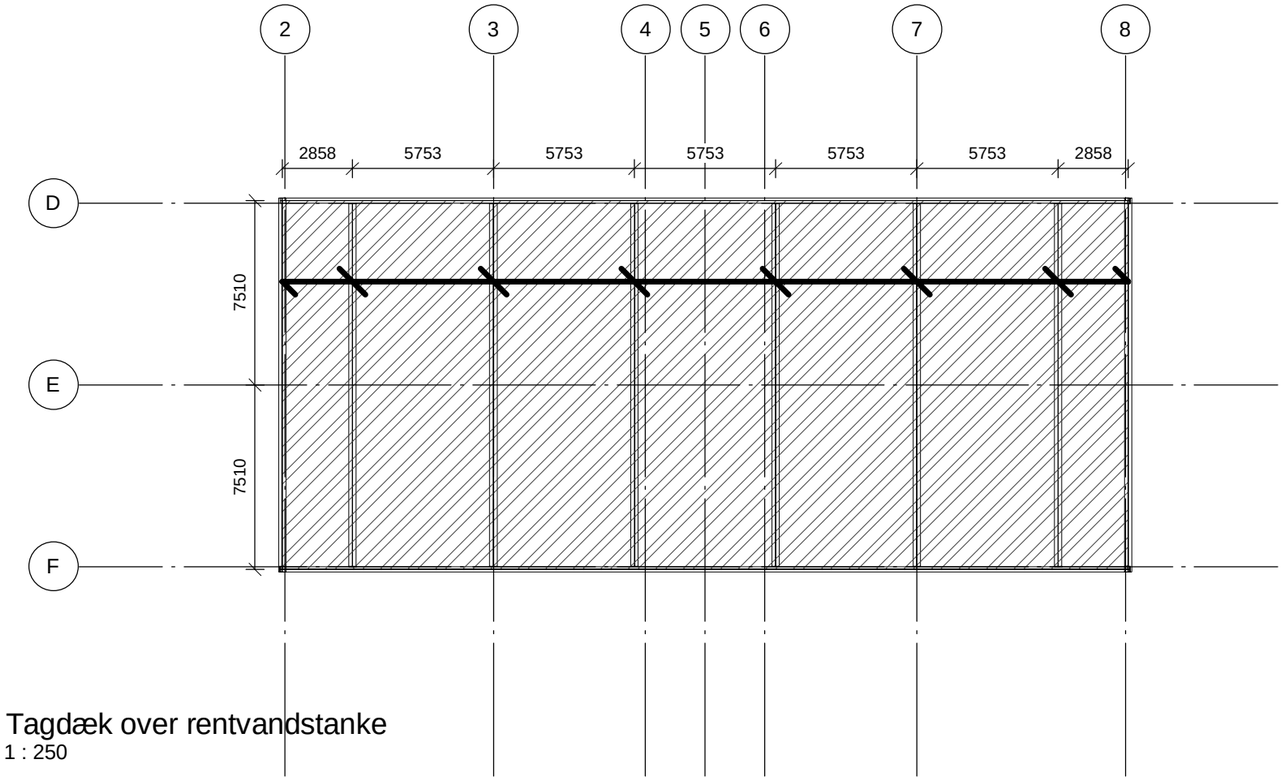
ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

Dæk- og bjælkeplan/ Fugearmeringsplan tag over proces og administration

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:250	KTHS	K3-2-04

ESBJERG AALBORG UNIVERSITET



Tagdæk over rentvandstanke
1 : 250

Note:

Ubenævnte mål er i mm

Koter er i m efter DVR90.

Forkortelser:

Ø	Diameter

Beregningsforudsætninger:

Materialekontrol:	Normal
Konsekvensklasse:	CC3(høj)

Laster på tag mellem modullinje D og F:

Permanent last:	gk = 0,92 kN/m^2(inkl. egenlast af dæk)
Vindlast, karakteristisk:	wk = 0,57 kN/m^2
Snelast, karakteristisk	sk = 0,8 kN/m^2

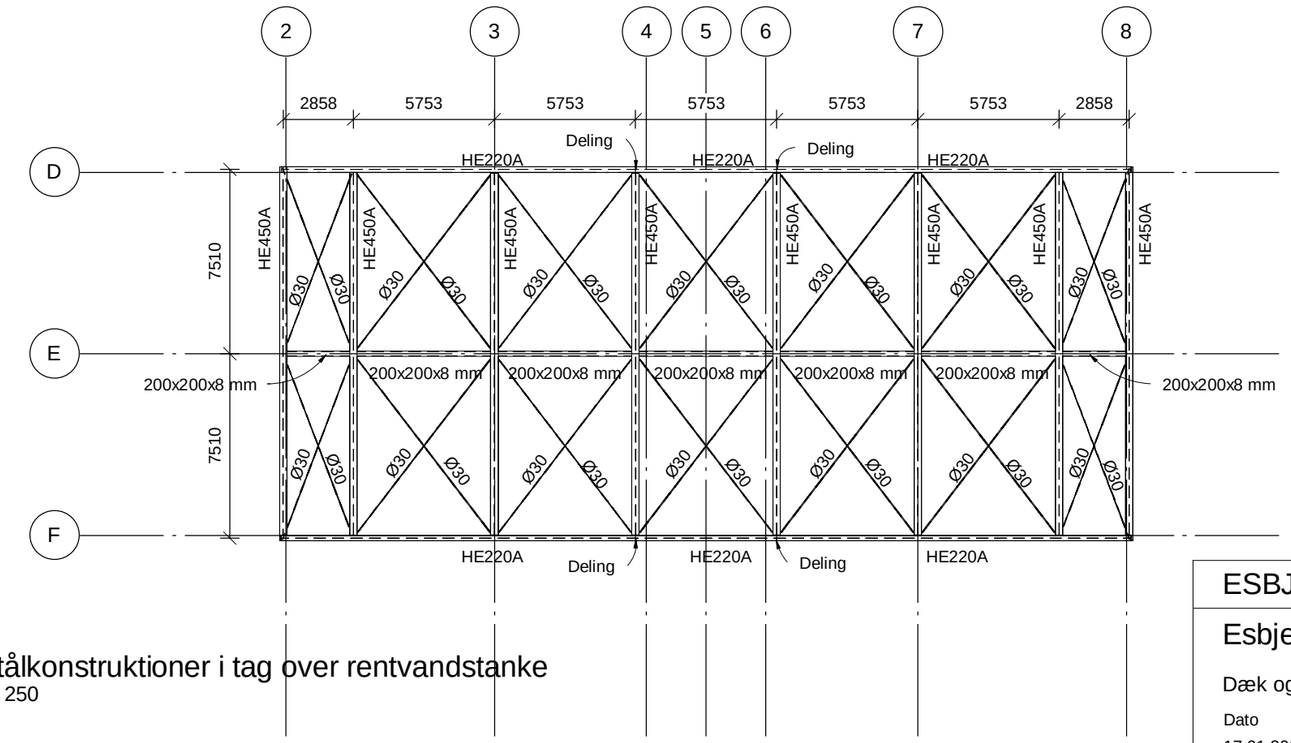
Stål:

Ø30 rundstål:	S235
HE220A:	S275
HE450A:	S275

Signaturer:

Spændretning

Trapezplade, 158 mm, t = 1,25 mm



Stålkonstruktioner i tag over rentvandstanke
1 : 250

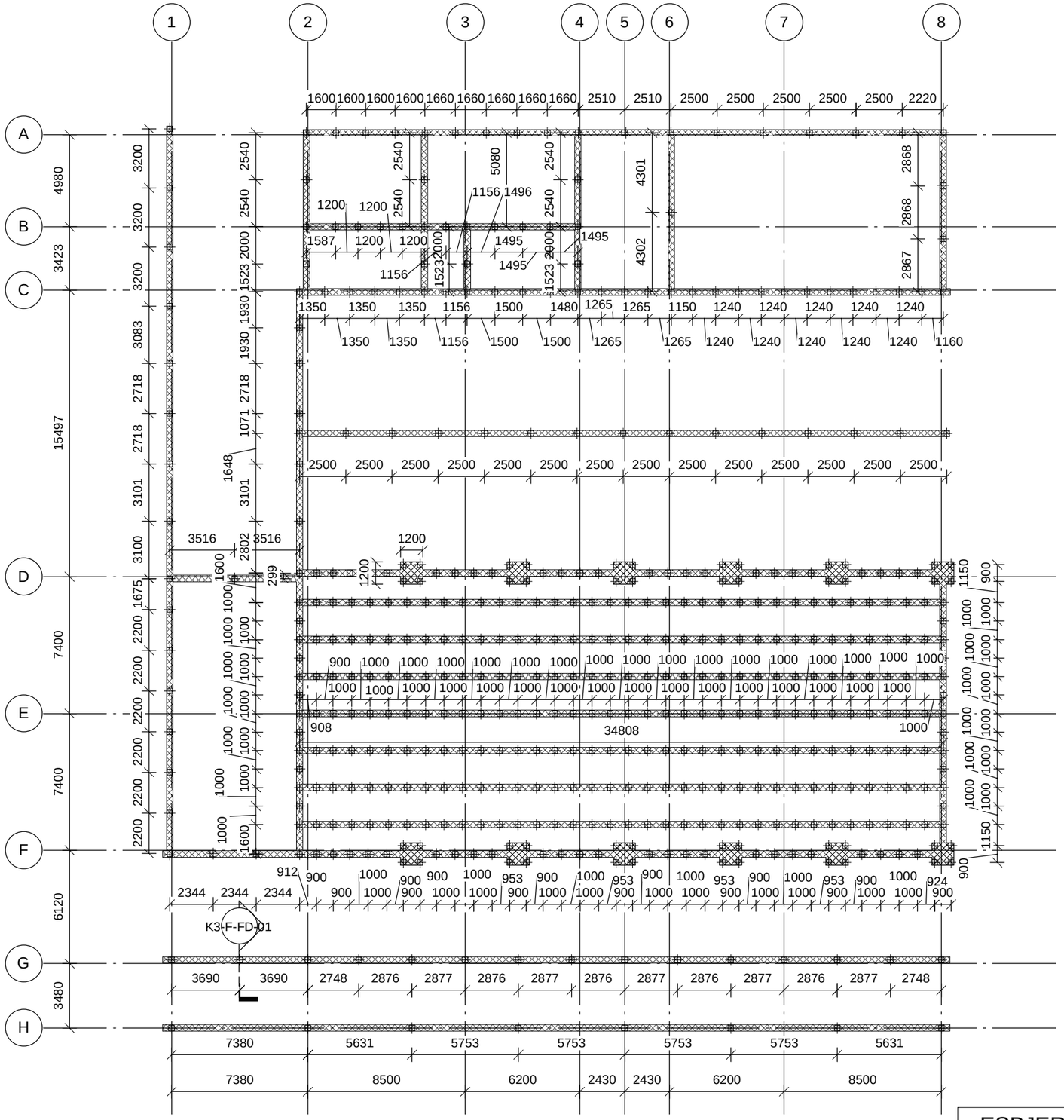
ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

Dæk og stålkonstruktioner over rentvandstanke

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:250	KTHS	K3-3-05

ESBJERG AALBORG UNIVERSITET



Note:

Ubenævnte mål er i mm

Koter er i m efter DVR90.

Beton:
Beton iht. DS/EN 206-1 og DS 2426.
Al beton vibreres.

Renselag	C4 passiv miljøklasse
Indendørs fundamentsbjælker og terrændæk:	C35 moderet miljøklasse
Udendørs fundamentsbjælker og terrændæk:	C35 agressiv miljøklasse

Dæklag:

Indendørs fundamentsbjælker og terrændæk:	min. 25 mm
Udendørs fundamentsbjælker og terrændæk:	min. 35 mm
Renselag:	min. 50 mm

Armering:
Der anvendes kun Tentor stål(Y) med fyk = 550 MPa i fundamentsbjælker og terrændæk.

Tolerancer:

Betonmål overalt:	+- 5 mm.
Dæklag:	+- 5 mm.
Armeringslængder:	+- 10 mm.

Fundering generelt:

FOK(Fundamentsoverkant) er for alle fundamentsbjælker beliggende i kote 23,600.
FUK(Fundamentsunderkant) er for alle fundamentsbjælker beliggende i kote 22,950.

Pælene udføres som 300 x 300 mm præfabrikerede jernbetonpæle med længden 30,5 m. Pælene nedrammes til kote -7,5, hvorefter pælen kappes 0,5 m over FUK, og armeringen frihugges, udbøjes og instøbes i fundamentsbjælker.

Henvisninger:

Vedrørende fundamentsdetalje - se tegning K3-F-FD-01

Signaturer:

In situ støbt fundamentsbjælke

Præfabrikeret fundamentspæl

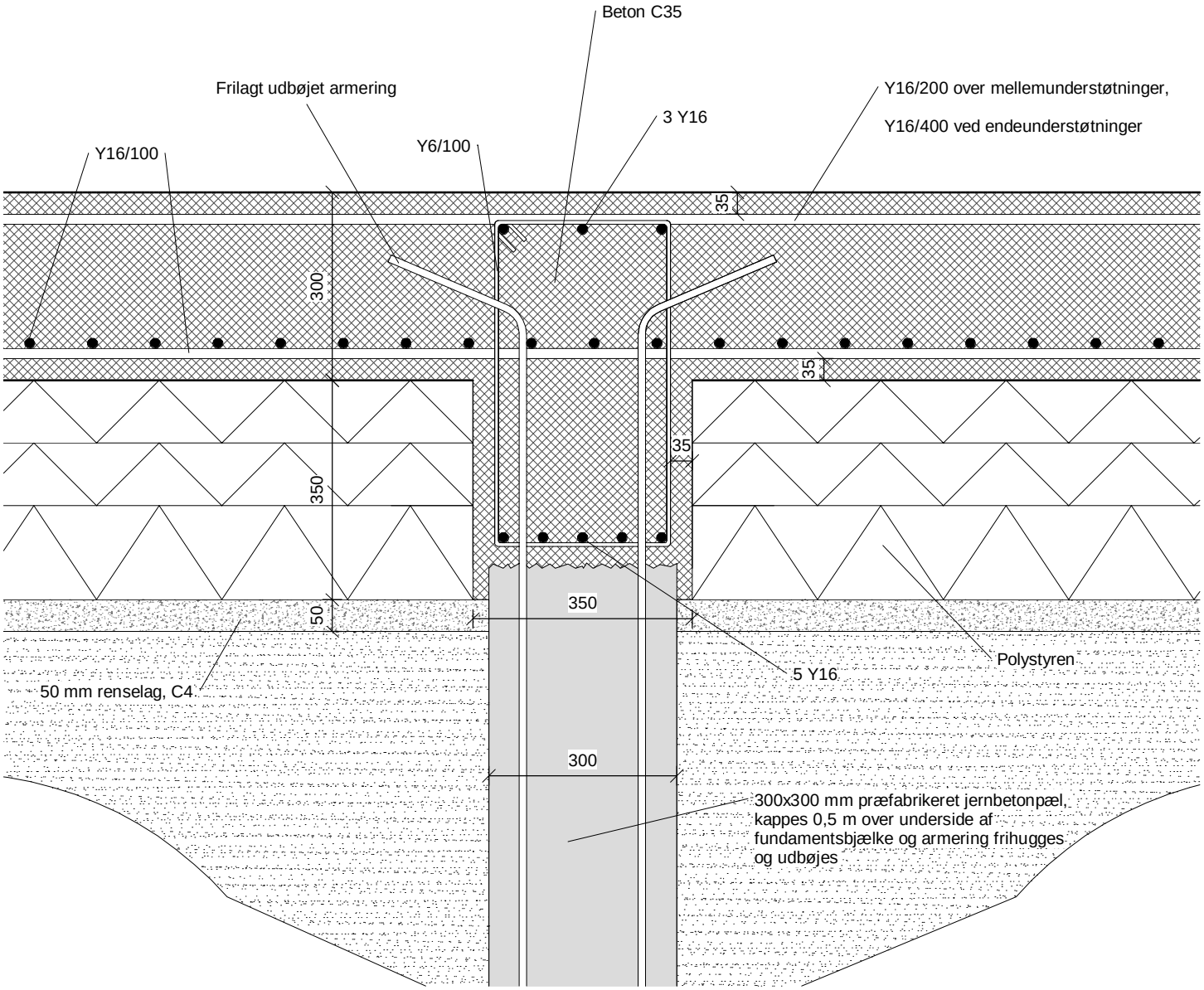
ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

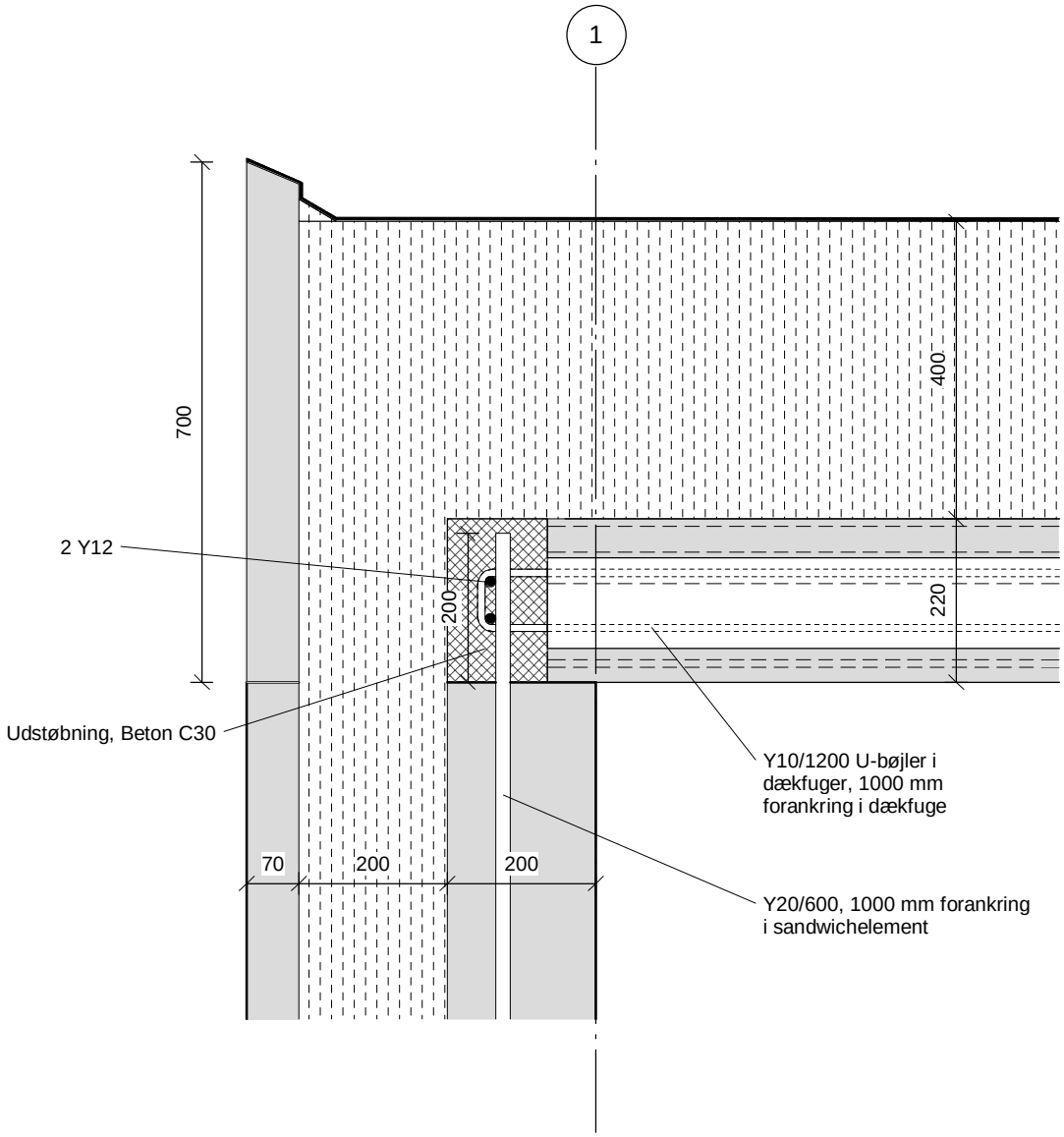
Fundamentsplan

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:250	KTHS	K3-F-06

ESBJERG AALBORG UNIVERSITET



ESBJERG FORSYNING			
Esbjerg Ny Vandværk			
Fundamentsdetalje			
Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:10	KTHS	K3-F-FD-01

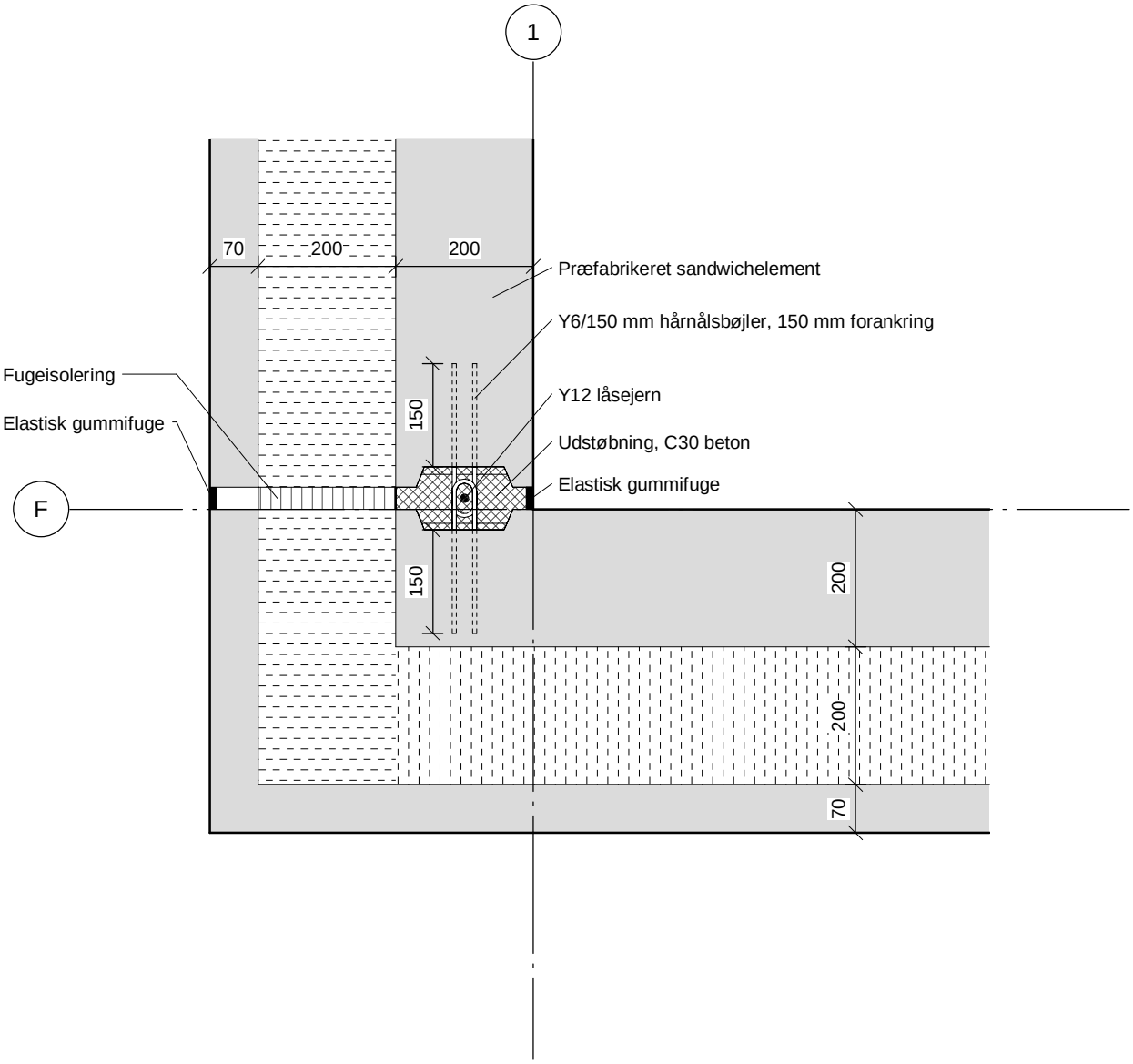


ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

Samling facadeelement og tagdæk

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:10	KTHS	K3-KD-02



ESBJERG FORSYNING

Esbjerg Ny Vandværk

Hjørnesamling facadeelementer

Dato	Mål	Tegn.	Tegnings nr.
17.01.2017	1:10	KTHS	K3-KD-03