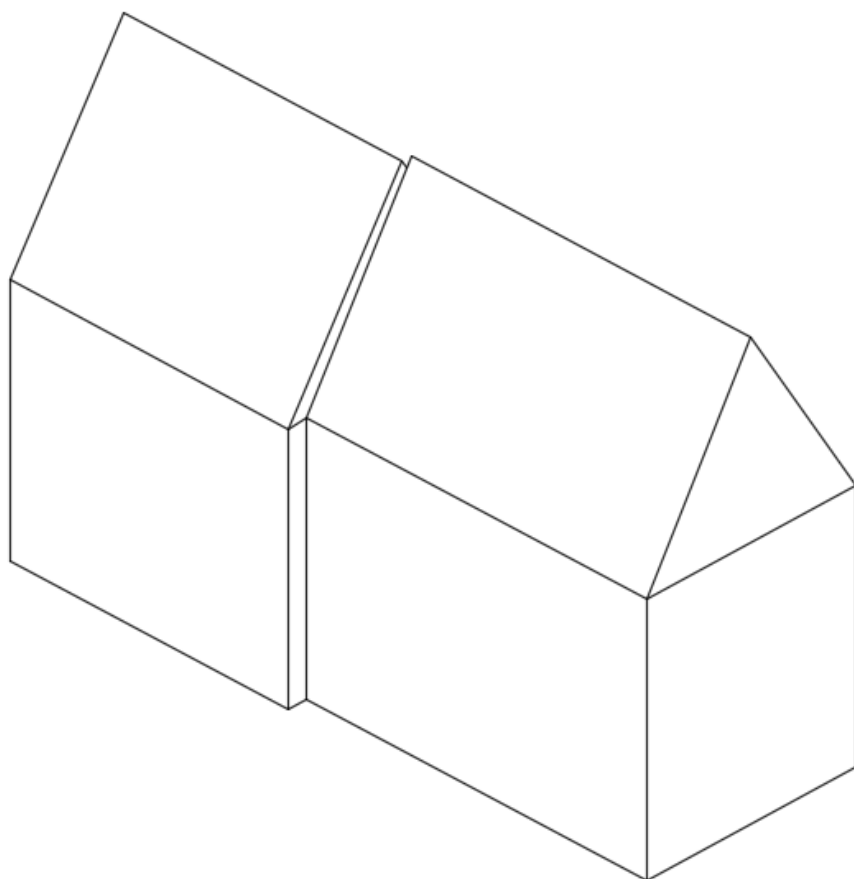


07-01-2015

Etagebyggeri i porebeton - stabilitet

Danmarksgade 28, 6700 Esbjerg

Dokumentationsrapport



Dennis Friis Baun

AALBORG UNIVERSITET ESBJERG

OLAV KRISTENSEN ApS

DIPLOMPROJEKT



Titelblad

Titel:	Etagebyggeri i porebeton – stabilitet Danmarksgade 28, 6700 Esbjerg
Tema:	Diplomprojekt
Retning:	Byggeri og anlæg på Aalborg Universitet Esbjerg
Projektperiode:	01/10-2014 - 07/01-2015
Sideantal:	106
Forfatter:	Dennis Friis Baun
Vejleder:	Finn Støjer fra Olav Kristensen ApS

Abstract:

The project is based on an existing storey building in Danmarksgade 28, 6700 Esbjerg. It is built in 2007 with bearing parts of concrete.

This project contains the design and the construction of the building with bearing parts of aerated concrete instead of the normal concrete. The aerated concrete leads to some difficulties in forms of stability. This leads to the alternative solution, to add grids of steel in the cavity. Furthermore, the vertical loads are led to the foundation. Selected bearing elements and details are dimensioned.

The calculations are based on relevant standards in form of Eurocodes. Drawings of plans, sections, facades and details illustrates the calculated solutions.

X *Dennis Friis Baun 7/01-15*

Dennis Friis Baun

Indhold

1.0 Bygværket	6
1.1 Forord	6
1.2 Problemformulering	7
1.3 Afgrænsning	8
1.4 Konstruktionens art og opbygning	9
2.0 Grundlag	11
2.1 Normer og standarder	11
2.2 Litteratur	11
2.3 IKT-værktøjer	11
2.4 Forundersøgelser	12
2.5 Sikkerhed	12
3.0 Konstruktionsmaterialer	13
3.1 Multipladen	13
3.1.1 Stabilitet med porebeton	14
3.2 Murværk	15
3.3 Konstruktionstræ	17
3.4 Konstruktionsstål	18
3.5 Beton	18
3.6 Armeringsjern	20
3.7 Grund og jord	21
4.0 Lastopgørelse	22
4.1 Lastkombinationer	22
4.2 Permanente laster	23
4.3 Nyttelaster	25
4.4 Snelaster	25
4.5 Vindlaster	27
4.6 Vandret masselast	29
4.7 Jordtryk på kældervægge	30
5.0 Stiske system – bygværk	32
5.1 Nummerering af bygværket	32
5.2 Lodret lastnedføring	33
5.3 Vandret lastnedføring – hovedstabilitet	35

5.3.1 Vandrette laster	36
5.3.2 Fordeling af de vandrette laster på stabiliserende vægge	39
5.4 Undersøgelse af vægfelter	41
5.5 Intern bæreevne	47
5.6 Robusthed	49
6.0 Statiske beregninger – konstruktioner	51
6.1 Murværk, tværbelastede murfelter	51
6.2 Murværk, lodret belastede murfelter	53
6.3 Bjælker over vinduer og døre	55
6.4 Skivestatik – Randarmering	59
6.5 Dimensionering af stålgritter	61
6.6 Etagedæk	66
7.0 Statiske beregninger – kælderkonstruktionen	67
7.1 Kældervægge	67
7.2 Kældergulv	76
7.3 Fundamenter	76
8.0 Samlinger	85
8.1 Samlinger vindgritteret intern	85
8.2 Samling mellem gitterkonstruktion og spær	88
8.3 Samling mellem gitterkonstruktion og etagedæk	90
8.4 Samling mellem gitterkonstruktion og fundament/kældervæg	91
8.5 Murbindere mellem for- og bagmur	93
8.6 Samling mellem spær og gavltrekanter	93
8.7 Samling mellem etagedæk og lejlighedsskel	95
8.8 Samling mellem etagedæk og facader	97
8.9 Samling mellem kældervæg og lejlighedsskel	98
8.10 Afstivning af tagskive	99
9.0 Diskussion	104
10.0 Konklusion	106

1.0 Bygværket

I dette afsnit vil bygningens opbygning, samt benyttelse blive beskrevet. Derudover er der en beskrivelse af rapportens formål, og de afgrænsninger der er lavet i forbindelse med projektet.

1.1 Forord

Dette afgangsprøveprojekt er udarbejdet af ingeniørstuderende Dennis Friis Baun i perioden 01-10-2014 til 07-01-2015. Projektarbejdet er foregået hos det rådgivende ingeniørfirma Olav Kristensen ApS, Esbjerg, og med ingeniør Finn Støjer som faglig vejleder.

Projektet består af en rapportdel, som indeholder et projektgrundlag og de statiske beregninger. Rapporten omhandler følgende: Grundlag for beregninger, lastopgørelser, lodret lastnedføring, stabilitet, konstruktionsberegninger, dimensionering af kælderkonstruktioner samt fundamenter og til sidst samlinger. Dertil hører en Appendix- og bilagsmappe og en tegningsmappe.

Projektet er udarbejdet med udgangspunkt i studieordningen omkring afgangsprøveprojekter samt tilgængeligt tegningsmateriale, der er stillet til rådighed af det rådgivende ingeniørfirma Olav Kristensen ApS.

Der skal lyde en stor tak til firmaet Olav Kristensen samt ingeniør Finn Støjer for positivt samarbejde og værdifulde, faglige inputs undervejs i projektarbejdet.

I Appendix-bilagsmappen kan følgende findes:

Appendix 1: Lastopgørelse.

Appendix 2: Beregningsskema.

Appendix 3: Stabilitet af vægfelter

Bilag 1: Intern bæreevne y1.

Bilag 2: Intern bæreevne y2.

Bilag 3: Vandret belastet formur.

Bilag 4: Vandret belastet bagmur.

Bilag 5: H+H's varekatalog – Porebeton- og betonbjælker.

Bilag 6: Geoteknisk undersøgelse.

Bilag 7: Sundolit terrængulv.

Bilag 8: Expandet Teknisk ark.

Bilag 9: Murbindere.

Bilag 10: H+H tekniske katalog – Expandet LB Metalbolte.

Bilag 11: Afstivning tagkonstruktion – SømDIM.

I tegningsmappen kan følgende tegninger findes:

Tegning 10: Kælderplan princip.

Tegning 11: Stueplan princip.

Tegning 12: 1. sal princip.

Tegning 13: 2. sal princip.

Tegning 20: Principsnit H201.

Tegning 21: Principsnit H205.

Tegning 30: Facade mod Danmarksgade – Nord.

Tegning 31: Facade mod baggård – Syd.

Tegning 200: Konstruktionsdetalje – kældervæg og fundament.

Tegning 201: Konstruktionsdetalje – stålgitter.

Tegning 300: Samlingsdetalje – stålgitter intern.

Tegning 301: Samlingsdetalje – stålgitter og spær.

Tegning 302: Samlingsdetalje – stålgitter og etagedæk.

Tegning 303: Samlingsdetalje – stålgitter og kældervæg/fundament.

Tegning 304: Samlingsdetalje – spær og gavltrekant.

Tegning 305: Samlingsdetalje – etagedæk og lejlighedsskel.

Tegning 306: Samlingsdetalje – etagedæk og facader.

Tegning 307: Samlingsdetalje – kældervæg og lejlighedsskel.

1.2 Problemformulering

Dette afgangsprøveprojekt er baseret på et eksisterende byggeri, opført i 2007 på adressen Danmarksgade 28, 6700 Esbjerg. Byggeriet omfatter fire etager samt kælder. Stueetagen er indrettet til erhverv, med store åbne rum. De benyttes i dag til kontorer af forskellig art. 1., 2. og 3. sal er indrettet til beboelse. Byggeriet er opført med bærende vægge af jernbeton. I afgangsprøveprojektet er disse imidlertid erstattet med vægge udført af porebeton. Kælderkonstruktionerne af jernbeton er uændret.

Elementer af porebeton har fundet vej ind på byggemarkedet som bærende konstruktionsmateriale, dels på grund af høj trykstyrke, dels på grund af en lettere håndtering ved montage grundet lav egenvægt. Den lave egenvægt giver dog i visse tilfælde anledning til problemer i forhold til byggeriets hovedstabilitet. Denne problemstilling giver derfor anledning til følgende problemformulering:

- Hvordan udformes et etagebyggeri med bærende vægge af porebeton således, at lastnedføringer og hovedstabilitet er sikret i henhold til gældende normer/Eurocodes?
- Findes der løsninger fra producentens side, og hvilke alternative løsninger kan i pågældende tilfælde udformes, så hovedstabiliteten er sikret?
- Hvilke tekniske udfordringer indebærer gældende krav om lydisolering mellem beboelseslejligheder, og hvordan kan disse håndteres i forhold til at anvende porebeton?

1.3 Afgrænsning

Byggeriet på Danmarksgade er et nuværende 4 etagers byggeri med kælder, sammenbygget med et 3 etagers byggeri. Grundet udskiftning af bærende vægge, til porebeton, ses der bort fra stuen, samt det sammenbyggede 3 etagers byggeri, så den i stedet er 3 etager med kælder. Kælderen vil stadig blive lavet i beton, men på de 3 etager med lejligheder, vil alt bærende blive skiftet ud med porebeton. Der projekteres, som var det et nybyggeri. Udleverede arkitekttegninger vil blive redigeret, så de passer til afgangsprojektet.

Der vil i projektet ikke blive udført en brandteknisk rapport til eftervisning af byggeriet. Der vil derfor ikke blive omtalt brandinddækning af bærende dele, samt krav hertil.

Projektet er rent statisk, og vil ikke fokusere på nogen form for installationer i bygningen.

Da ejendommen ligger i byen og er sammenbygget med 2 nabo etagebyggerier, vil der blive set bort fra vandret stabilitet på langs. Beregningerne er de samme som på tværs og der fokuseres derfor kun på vandret stabilitet på dette led. Ud over den mindre last, vil bæreretningen på etagedækkene og tagkonstruktionen give et stort bidrag til egenlasten, som giver større stabilitet.

Trappeskakter samt trappen dimensioneres ikke. Stabiliteten og den lodrette lastnedføring, sikres på samme måde som lejlighederne.

De statiske beregninger af spær og betonhuldæk overlades til leverandør og tjekkes dermed ikke nærmere.

Der er på plantegningerne og facaden mod baggård indtegnet altaner. Altanerne bliver i projektet ikke dimensioneret eller deres fastgørelse til murværket.

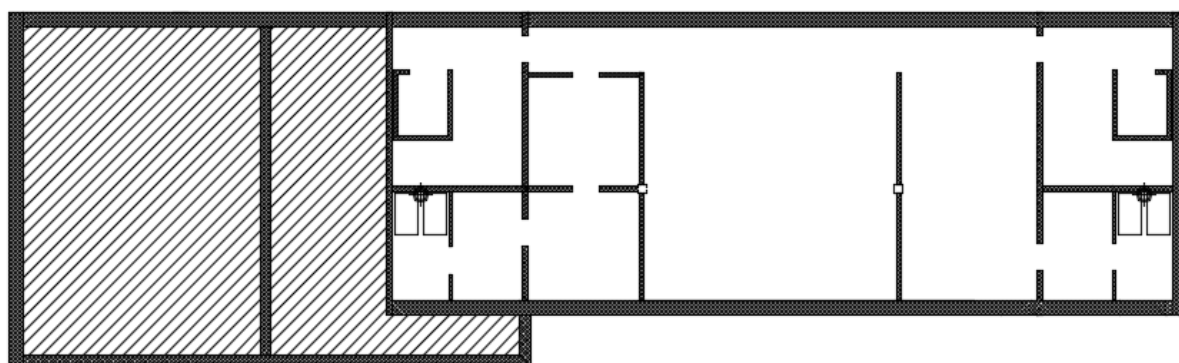
Der bliver i projektet dimensioneret en kælderkonstruktion, samt bæreevnen af fundamenterne i de fundne jordforhold. Ved udførelsen af en sådan kælderkonstruktion, kræves en byggegrube, som der er set bort fra. Der er heller ikke kigget for sætninger af fundamentet.

1.4 Konstruktionens art og opbygning

De bærende konstruktioner og materialer vil i dette afsnit blive beskrevet. Byggeriet vil blive beskrevet fra bunden og op efter.

Kælder og fundamenter

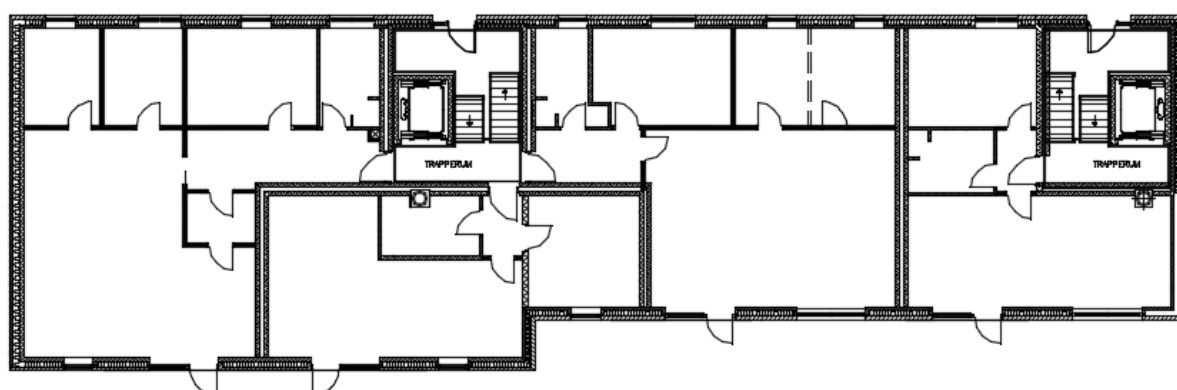
Der er kælder under ca. 2/3 af etageboligbyggeriet, som er indrettet på en sådan måde, at stabiliserende vægge føres helt til fundament. Alle vægge, samt gulv støbes in-situ. Fundamenter vil blive støbt in-situ og placeres langs alle ydervægge og under alle stabiliserende indervægge. Vægge og fundamenter kan ses på figur 1 herunder:



Figur 1: Ydervægge, indervægge og fundamenter, støbt in-situ i kælderen.

Ydervægge og indvendige vægge

Alle ydervægge opbygges af mursten, isolering og bagmure af porebeton. Stabiliserende indvendige vægge laves ligeledes af porebeton, andre indvendige vægge laves, som lette skillevægge med gips. Ydervægge og indervægge kan ses på figur 2 herunder:



Figur 2: Ydervægge, indervægge af porebeton, samt lette skillevægge af hhv. gips og porebeton.

Etagedæk og tag

Etagedækkene udføres i jernbeton, som huldækelementer. Tagkonstruktionen er Hanebåndspær, med lægter og tagsten. Skivevirkningen i taget, sikres med træk-tryk stænger i form af spærtræ. Plan for henholdsvis tagkonstruktionen og huldæk, kan ses på figur 3 herunder:



Figur 3: Henholdsvis spær- og huldæksplan.

2.0 Grundlag

I følgende afsnit vil rapportens grundlag blive beskrevet.

2.1 Normer og standarder

Der er i projektet brugt følgende Normer og standarder.

Eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner

Eurocode 1: Last

Eurocode 2: Betonkonstruktioner

Eurocode 3: Stålkonstruktioner

Eurocode 5: Trækonstruktioner

Eurocode 6: Murværkskonstruktioner

Eurocode 7: Geoteknik

2.2 Litteratur

Der er i projektet brugt følgende litteratur.

Bøger:

Teknisk Ståbi, 22. udgave 2013, Nyt Teknisk Forlag 2013.

Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1, 1. udgave 2008, Nyt Teknisk Forlag 2008.

Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993, 1. udgave 2009, Nyt Teknisk Forlag 2009.

Lærebog i Geoteknik, 2. udgave, 1. oplag 2012, Polyteknisk Forlag, Lyngby.

Bygningsberegninger 1. udgave 2010, Nyt Teknisk Forlag 2010.

Betonelementbyggeriers Statik, 1. udgave, 1. oplag 2010, Polyteknisk Forlag, Lyndby 2010.

Bygningsreglementet 2010 (BR10). 6. udgave, udgivet af Byggecentrum 2014.

Anvisning om Bygningsreglement 2010, SBI-anvisning 230. 3. udgave, udgivet af Statens Byggeforskningsinstitut, Aalborg Universitet 2013.

Lydisolering mellem boliger – nybyggeri, SBI-anvisning 237. 1 udgave, udgivet af Statens Byggeforskningsinstitut, Aalborg Universitet 2011.

SBI-anvisning 223, 1. udgave 2009, Statens Byggeforskningsinstitut, Aalborg Universitet.

Produktkataloger:

H+H produktkatalog – Multipladen, d. 06.02.2009.

2.3 IKT-værktøjer

Der er i projektet brugt følgende IT programmer.

Kontorprogrammer:

MS Word

MS Excel

Beregningsprogrammer:

Murværksprojektering med "EC6design.com 7,03, Teknisk Institut 2015."

Boltesamling med "SømDIM v1.3.1, Træinformation 2009-2014".

Andre beregninger er lavet som "håndberegninger"

Tegningsprogrammer:

AutoCAD - 2015

2.4 Forundersøgelser

Koter og mål udføres ud fra arkitekttegninger.

Der er udført geoteknisk undersøgelse af Jysk Geoteknisk A/S.

2.5 Sikkerhed

Byggeriet regnes efter gældende normer / standarder / Eurocodes og regnes med de sikkerhedskoefficienter, der er opgivet her i.

Bygningens konsekvensklasse er sat til CC2, da hverken bygningens funktion eller højde, giver anledning til højere eller lavere konsekvensklasse.

Bygningen laves i normal kontrolklasse, alle partialkoefficienter ganges dermed med $\gamma_3 = 1,0$ og skrives ikke i udregningerne.

3.0 Konstruktionsmaterialer

I følgende afsnit, vil alle materialer der bruges i projektet blive beskrevet med tekniske data.

3.1 Multipladen

Multipladen laves af H+H Danmark og benyttes til indvendige stabiliserende vægge og bagmure. Multipladen er H+H's plade med størst densitet og dermed størst styrke. Pladen kan benyttes til alt fra enkelt husbyggeri til større boliger og etageejendomme. Multipladen fås i mange forskellige tykkelser fra 5 cm til 20 cm.

Tekniske data

I tabellen herunder ses de karakteristiske data for multipladen 535:

Egenskab	Karakteristiske data
Trykstyrke middel	4,5 MPa
Basistrykstyrke	3,5 MPa
Basisbøjningstrækstyrke, liggefuger limet	0,50 MPa
Basisbøjningstrækstyrke, studsfiger limet	0,45 MPa
Studsfiger uden lim	0,22 MPa
Densitet	535 kg/m ²
Elasticitetsmodul E_{ok}	1950 N/mm ² 1)
Elasticitetsmodul E_{middel}	2100 N/mm ² 2)
1) Kan anvendes ved søjlebæreevnebestemmelse.	
2) Kan anvendes ved lastfordeling i hule mure.	

Tabel 1: Karakteristiske data for multipladen 535.

Porebetons trykstyrke og E-modul dimensioneres med en partialkoefficient $\gamma_c = 1,60$.

Samlinger dimensioneres med en partialkoefficient $\gamma_c = 1,7$.

Den lave densitet, giver problemer med overholdelse af lydkrav til boliger imellem. Der skal derfor findes løsninger på lejlighedsskel, der overholder kravene.

Akustisk indeklima

Bygningsreglementet beskriver i BR10, at gode lydforhold er en væsentlig del af et godt indeklima og at der skal sikres, at udførelsen af bygningens konstruktioner, yder nok lydisolation imellem tilstødende rum og lejligheder. Ved nyt etageboligbyggeri bør lydisoleringen opfylde lydklasse B, hvor der kan forventes, at 70-85 % af brugerne er tilfredse med lydforholdene. Lydklasserne er i DS 490 beskrevet og for overholdelse af lydklasse B, skal konstruktioner laves, så de overholder følgende:

Luftlydisolation	Klasse B 1) $R'_w + C_{50-3150}$
Mellem en bolig og rum uden for boligen	≥ 58 dB
1) Der tages hensyn til luftlydisolationen ved lave frekvenser. Den spektrale korrektion $C_{50-3150}$ lægges til R'_w .	

Tabel 2: Luftlydisolation for lydklasse B, med grænseværdi for reduktionstal $R'_w + C_{50-3150}$.

Trinlydniveau	Klasse B 1) $L'_{n,w} + C_{I,50-2500}$
I beboelsesrum og køkkener - fra andre boliger og fra fællesrum	≤ 48 dB
I beboelsesrum og køkkener - fra fælles trapperum og gang, fra altaner eller tilsvarende samt fra toilet- og baderum i andre boliger	≤ 53 dB
1) Der tages hensyn til trinlydsniveauet ved lave frekvenser. Den spektrale korrektion $C_{I,50-2500}$ lægges til $L'_{n,w}$.	

Tabel 3: Trinlydniveau for lydklasse B, med grænseværdier for vægtet trinlydniveau $L'_{n,w} + C_{I,50-2500}$.

Til overholdelse af de 58 dB i lejlighedsskel, har H+H lavet følgende løsningsforslag:

Dobbeltvæg med Isolering				Vægge i tagrum
Bolig- adskillelse	Porebeton	Isolering A-Batts	Porebeton	
Lydkrav min. 60 dB	100 mm	125 mm	100 mm	Begge vægge og isolering føres tætssluttende til tagflader

Tabel 4: Lejlighedsskel med Multipladen 535

Da lejlighedsskel skal udføres som 2 vægge af porebeton, med isolering i midten, skal hver lejlighed undersøges individuelt, om den overholder stabiliteten.

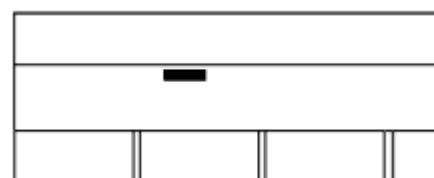
3.1.1 Stabilitet med porebeton

Da multipladen er lavet af porebeton, giver den lave egenvægt problemer i forhold til stabilitet. Med porebetonens gode materialeparametre, kan der opnås god skivevirkning. Dette giver muligheder for at benytte teknikker, hvorpå den nødvendige stabilitet kan opnås. Til dette foreskriver H+H benyttelse af forankring sammen med glidningssikring.

Forankring imod væltning:

H+H foreslår 2 løsningsforslag til forankring af en stabiliserende væg. Begge løsningsforslag gøres i enderne af muren, så kræfterne har den længste arm.

- 1) Ved hulmure placeret direkte på fundament, kan hulbånd støbes 300 mm i fundament og føres stramt op langs bagmuren og fastgøres til tagkonstruktionen. Tagkonstruktionen er fastgjort til muren så kræfterne kan blive overført.



Figur 4: Lodret snit, hulmur med hulbånd.

- 2) Ved skillevægge placeret på et betondæk eller terrændæk rilles 12-16 mm gevindstænger ind i muren, som ved føring af el ledninger. Gevindstængerne føres i tom rør, så spændinger ved differensbevægelser undgås. Gevindstængerne støbes i betondækket, som et klæbeanker og fastgøres i toppen af væggen. Igen stramt, så gevindstangen tager lasten med det samme.



Figur 5: vandret snit, gevindstang rillet i mur.

Kan der ikke opnås tilstrækkelig stabilitet med forankring, skal kræfterne ledes til fundamentet med en alternativ løsning.

Glidning med porebeton:

Før stabiliteten er sikret, er det vigtigt at sikre konstruktionen imod glidning. Til overholdelse af glidningen kan der benyttes forskellige metoder.

- Friktion imellem 2 materialer modvirker glidning. I dette tilfælde er det multiplade mod murpap:
 $0,400 \cdot \mu_k$
- Er friktionen ikke tilstrækkelig, kan det være nødvendigt at lave en kohæsionssamling, hvilket er en lim-pap-lim samling. Med dette kan der opnås er friktion på:
 $f_{vk} = 0,2MPa + \text{bidrag fra friktion}$
- Sker der stadig glidning med foranstaltningerne 1 og 2 kan det være nødvendigt at indsætte profiler. Profilerne indstøbes i fundament og rilles op i multipladen. Med denne løsning opnås en friktion på:
 $1,000 \cdot \mu_k$

3.2 Murværk

I dette afsnit vil murstenes styrkeparametre til dimensionering af murfelter blive bestemt. Murværk er sammensat af forskellige materialer. Hvilket gør at styrkeparametrene er en blanding af de anvendte materialer.

Trykstyrke:

Trykstyrken af murværket afhænger af forskellige faktorer, herunder stenes- og mørtlens trykstyrke. Der ud over skal det bestemmes hvilken gruppe byggestenene hører til. Gruppen bestemmes ud fra hvor mange % hulvolumen stenen indeholder. Da der i projektet benyttes massive teglsten bliver det gruppe 1, som er sten med hulvolumen mindre end 25 %. Gruppen er med til at bestemme faktoren K, som benyttes til at beregne trykstyrken. Styrken beregnes:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

Hvor:

- K er faktoren for byggesten opmuret med mørtel. Er fundet for tegl i gruppe 1 til:
 $K = 0,55$
- f_b er byggestenes trykstyrke og er i dette projekt valgt til:
 $f_b = 20 \text{ MPa}$
- f_m er mørtlens trykstyrke og er i dette projekt valgt til:
 $f_m = 7 \text{ MPa}$

Murens trykstyrke findes hermed til:

$$f_k = 0,55 \cdot 20^{0,7} \cdot 7^{0,3} = 8,03 \text{ MPa}$$

Bøjningstrækstyrke om liggefuge:

Bøjningstrækstyrken om liggefugen afhænger af fugens vedhæftningsstyrke $f_{m,xk1}$, som findes til 0,25 MPa. Derudover afhænger den af murstenens trykstyrke f_b , som er fundet til 20 MPa. Med de to værdier kan der slå op i "NCI for murværk" under tabel 4c for bestemmelse af den karakteristiske bøjningstrækstyrke f_{xk1} .

$$f_{xk1} = 0,21 \text{ MPa}$$

Bøjningstrækstyrke om studsfuger:

Bøjningstrækstyrke om studsfuger afhænger af bøjningstrækstyrken om liggefugen f_{xk1} og murstenens trykstyrke f_b . Igen laves der opslag i "NCI for murværk" under tabel 4d for bestemmelse af den karakteristiske bøjningstrækstyrke f_{xk2} . Der laves interpolation, for at finde den præcise værdi.

$$f_{xk2} = 0,54 \text{ MPa} + \left(\frac{0,59 \text{ MPa} - 0,54 \text{ MPa}}{0,25 \text{ MPa} - 0,20 \text{ MPa}} \right) \cdot (0,21 \text{ MPa} - 0,20 \text{ MPa}) = 0,55 \text{ MPa}$$

Elasticitetsmodul:

Elasticitetsmodulet for murværk bestemmes ud fra murværkets samlede trykstyrke og en faktor k_E . Elasticitetsmodulet findes med følgende formel:

$$E_{0k} = k_E \cdot f_k$$

Hvor:

- k_E er en faktor til at finde elasticitetsmodulet og findes ud fra følgende:
$$k_E = \min \begin{cases} 20 \cdot f_b = 20 \cdot 20 = 400 \\ 400 \cdot f_m = 400 \cdot 7 = 2800 \\ 1000 \end{cases}$$
- f_k er murværkets trykstyrke og er fundet til:
 $f_k = 8,03 \text{ MPa}$

Nu kan murværkets elasticitetsmodul findes:

$$E_{0k} = 400 \cdot 8,03 \text{ MPa} = 3212 \text{ MPa}$$

Partialkoefficienter:

De karakteristiske styrkeparametre kan gøres regningsmæssig med følgende partialkoefficienter:

Trykstyrke: $\gamma_c = 1,6$

Elasticitetsmodul: $\gamma_c = 1,45$

Bøjningstrækstyrker: $\gamma_c = 1,7$

3.3 Konstruktionstræ

Konstruktionstræ er et inhomogent materiale, hvilket vil sige at styrken er afhængig af kraftens retning. Derudover er styrken afhængig af lasten varighed. De forskellige varigheder kan ses herunder:

- P er egenlaste og ballaster.
- L er oplagring.
- M er nyttelaster.
- K er snelaster.
- Ø er vindlaste, stødlaster og ulykkeslaste.

Styrken vælges derefter ud fra den korteste varighed fra lastkombinationen.

Konstruktionstræ udføres i regningsmæssige styrker, se tabel 5 herunder:

	C30					C24					C18				
	P	L	M	K	Ø	P	L	M	K	Ø	P	L	M	K	Ø
$f_{m,d}$	13,3	15,6	17,8	20,0	24,4	10,7	12,4	14,2	16,0	19,6	8,0	9,3	10,7	12,0	14,7
$f_{t,0,d}$	8,0	9,3	10,7	12,0	14,7	6,2	7,3	8,3	9,3	11,4	4,9	5,7	6,5	7,3	9,0
$f_{t,90,d}$	0,27	0,31	0,36	0,40	0,49	0,22	0,26	0,30	0,33	0,41	0,22	0,26	0,30	0,33	0,41
$f_{c,0,d}$	10,2	11,9	13,6	15,3	18,7	9,3	10,9	12,4	14,0	17,1	8,0	9,3	10,7	12,0	14,7
$f_{c,90,d}$	1,20	1,40	1,60	1,80	2,20	1,11	1,30	1,48	1,67	2,04	0,98	1,14	1,30	1,47	1,79
$f_{v,d}$	1,78	2,07	2,37	2,67	3,26	1,78	2,07	2,37	2,67	3,26	1,51	1,76	2,01	2,27	2,77

Tabel 5: Regningsmæssige styrketal i MPa for konstruktionstræ. Anvendelsesklasse 1 og 2. Normal kontrolklasse.

Hvor andet ikke er beskrevet i beregningerne anvendes træ i kvalitet C18.

Stivhedsegenskaber er angivet i tabel 6 herunder:

Stivhedstal	C30	C24	C18	C14
E_0	12000	11000	9000	7000
$E_{0,k}$	8000	7400	6000	4700
Densitet	C30	C24	C18	C14
ρ_{12}	460	420	380	350
$\rho_{12,k}$	380	350	320	290

Tabel 6: Karakteristiske stivhedstal i MPa og densitet i kg/m³ for konstruktionstræ.

3.4 Konstruktionsstål

Konstruktionsstål er et homogent materiale, hvilket betyder at dens styrke er uafhængig af hvilken retning den påvirkes. Det er derfor udelukkende profilets udformning der er afgørende.

Alt stål der benyttes i dette projekt, er forudsat at være varmvalset.

Konstruktionsstål udføres i karakteristiske styrker, se tabel 7 herunder:

Stålstyrkeklasse	Materialetykkelse t [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	E [MPa]
S235	$t < 16$	235	360	210.000
	$16 < t < 40$	225		
	$40 < t < 63$	215		
S275	$t < 16$	275	410	210.000
	$16 < t < 40$	265		
	$40 < t < 63$	255		
S355	$t < 16$	355	470	210.000
	$16 < t < 40$	345		
	$40 < t < 63$	335		
S450	$t < 16$	450	550	210.000
	$16 < t < 40$	430		
	$40 < t < 63$	410		

Tabel 7: Materialeparametre for ulegeret konstruktionsstål.

Hvor andet ikke er anført anvendes stål med stålstyrkeklassen S235.

Partialkoefficienter:

Konstruktionsdele med træk, rent moment- og forskydningspåvirkning dimensioneres med en partialkoefficient $\gamma_M = 1,10$.

Konstruktionsdele med søjlevirkning eller kipningspåvirkning dimensioneres med en partialkoefficient $\gamma_M = 1,20$.

Samlinger dimensioneres med en partialkoefficient $\gamma_M = 1,35$.

3.5 Beton

Beton er et porøst materiale, som ofte anvendes i forbindelse med armering, da beton ikke kan optage trækkrafter. Armeret beton kaldes også jernbeton.

Ved betonkonstruktioner i Danmark skal der tages stilling til hvilken miljøklasse konstruktionen befinder sig i. Der findes fire forskellige miljøklasser i Danmark og beskrives herunder:

- Passiv miljøklasse benyttes når konstruktionen er i tørt miljø, hvor korrosion af armeringsjern ikke finder sted. Denne miljøklasse benyttes, hvor der ikke er anledning til nogen miljøklasse over.

- Moderat miljøklasse benyttes ved fugtigt miljø, hvor der ikke er risiko for kombination af vandmætning og frostpåvirkning. Derudover er der ikke risiko for nævneværdig tilførsel af alkalier og/eller chlorider til betonoverfladen.
- Aggressiv miljøklasse benyttes ved fugtigt miljø, hvor der forekommer kraftig fugtbelastning med risiko for kombination af vandmætning og frostpåvirkning. Derudover er der risiko for tilførsel af alkalier og/eller chlorider til betonoverfladen.
- Ekstra aggressiv miljøklasse benyttes ved fugtigt miljø, hvor der enten tilføres eller ophobes store mængder af alkalier, og/eller chlorider ved betonoverfladen.

Med de ovenstående miljøklasser kan betonens minimums styrker og dæklag findes:

Betonens minimumsstyrke i armeret beton ud fra miljøklassen kan ses i tabel 8 herunder:

Miljøklasse	Minimumsværdi af f_{ck} [MPa]
Passiv	12
Moderat	25
Aggressiv	35
Ekstra aggressiv	40

Tabel 8: Minimumsstyrker for beton i de valgte miljøklasser.

Betonens minimums dæklag og den forskrevne dæklag ud fra miljøklassen kan ses i tabel 9 herunder:

Miljøklasse	Minimums dæklag [mm]	Forskrevne dæklag c [mm]
Passiv	10	10 + tolerancetillæg
Moderat	20	20 + tolerancetillæg
Aggressiv	30	30 + tolerancetillæg
Ekstra aggressiv	40	40 + tolerancetillæg

Tabel 9: Minimums- og den forskrevne dæklag mod korrosionsbeskyttelse for slap armering i normal kontrolklasse.

Tolerancetillægget sættes i normal kontrolklasse til ± 5 mm.

I projektet vil kældervægge, betongulv og fundamenter blive støbt på stedet i jernbeton. De forskellige konstruktioner er beskrevet herunder:

Betonvægge:

Ydervæggene i kælderen, giver anledning til passiv miljøklasse og der benyttes derfor betonkvalitet i henhold til minimumsstyrker i tabel 8 og opefter. Der vælges en betonkvalitet C20, da væggenes styrke skal modstå jorden tryk på kældervæggen.

Karakteristiske trykstyrke:

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$$

Karakteristiske trækstyrke:

$$f_{ctk} = 2,9 \text{ MPa}$$

Betongulvplader:

Betongulve i kælderen, giver anledning til passiv miljøklasse, der benyttes dog betonkvalitet C20. Det er en forudsætning for miljøklassen, at overfladen sikres med tæt belægning og, at betonpladen ikke påvirkes med fugt, kemikalier o. lign.

Karakteristisk styrke:	$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
Karakteristiske trækstyrke:	$f_{ctk} = 2,9 \text{ MPa}$

Betonfundamenter:

Betonfundamenter under jord udføres i passiv miljøklasse og i betonstyrke C16.

Karakteristisk styrke:	$f_{ck} = 16 \text{ MPa}$
Karakteristiske trækstyrke:	$f_{ctk} = 2,5 \text{ MPa}$

Synlige fundamenter må udføres i moderat miljøklasse og betonstyrke C25.
Regningsmæssige styrkeparametre herfra anvendes ikke i beregninger.

Betonudstøbninger:

Betonudstøbninger i samlinger mellem dæk og bærende vægge laves i betonstyrke C25.

Karakteristisk styrke:	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Karakteristiske trækstyrke:	$f_{ctk} = 3,3 \text{ MPa}$

Partialkoefficienter:

Alle karakteristiske styrkeværdier gøres regningsmæssige med følgende partialkoefficienter for beton støbt på stedet.

Betons trykstyrke og E-modul i armeret beton:	$\gamma_c = 1,45$
Betons trykstyrke og E-modul i uarmeret beton:	$\gamma_c = 1,60$
Betons trækstyrke:	$\gamma_c = 1,70$

Fælles for alle betonkonstruktioner er densiteten.

Densiteten af beton sættes til 24 kN/m^3 .

3.6 Armeringsjern

Armeringsjern udføres som tentorstål med en karakteristisk styrke.

Karakteristisk styrke:	$f_{yk} = 550 \text{ MPa}$
------------------------	----------------------------

Den karakteristiske værdi gøres regningsmæssig med følgende partialkoefficient for beton støbt på stedet.

Armerings styrker:	$\gamma_s = 1,20$
--------------------	-------------------

Densiteten af armeringsjern indregnes om en del af densiteten for armeret beton.

3.7 Grund og jord

Der er på grunden foretaget boreprøve 5 m under terræn. Denne har vist lille fyldlag i toppen, ellers sand ned til fast senglacialt smeltevandsaflejret sand.

Der er i rapporten ikke fundet vandspejl 5 m under terræn og der regnes dermed ikke for vandtryk. Sandets parametre, henholdsvis rumvægt og friktionsvinkel, er som givet herunder:

$$\gamma/\gamma' \approx 18 \frac{kN}{m^3}$$

$$\varphi_{pl,k} \geq 33^\circ$$

Friktionsvinkel gøres regningsmæssig med partialkoefficienten $\gamma_\varphi = 1,20$

Boreprøven kan ses i bilag 7.

4.0 Lastopgørelse

Der vil i dette afsnit blive opgivet de forskellige laster, der påvirker bygningen samt de forskellige lastkombinationer. Nærmere udregninger findes i "Appendix 1: Lastopgørelse".

4.1 Lastkombinationer

Før de værste dimensioneringstilfælde kan findes, skal bygningens konsekvensklasse bestemmes. Konsekvensklassen, som er risikoen for personskade og samfundsmæssige konsekvenser ved svigt, er opdelt i tre grupper. Hver gruppe med en sikkerhedsfaktor K_{FI} :

- Høj konsekvensklasse (CC3) $K_{FI} = 1,1$
- Normal konsekvensklasse (CC2) $K_{FI} = 1,0$
- Lav konsekvensklasse (CC1) $K_{FI} = 0,9$

Bygningens geometri og udnyttelse, giver hverken anledning til lav eller høj konsekvensklasse, den sættes derfor til normal konsekvensklasse.

Med kombination af variable laster, benyttes ψ -faktoren, som afhænger af den variable last. Værdier for faktoren kan ses i tabel 10 herunder:

Kategori	ψ_0	ψ_1	ψ_2
A boligformål, tagrum	0,5	0,3	0,2
Snelast med dominerende vindlast	0,0	0,0	0,0
Vindlast	0,3	0,2	0,0

Tabel 10: ψ -faktor for de variable laster.

Da der er tale om et etagebyggeri, kan nyttelasten reduceres med følgende udtryk for hver etage:

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

Hvor:

n Er antal etager over den belastede bygningsdel, bygningen er 3 etager plus kælder, så n er henholdsvis:
 $n = 1, 2, 3$

ψ_0 Er en faktor til brug ved variable laster:
 $\psi_0 = 0,5$

Reduktionen bliver som følgende:

- 1. sal $\alpha_1 = \frac{1 + (1-1) \cdot 0,5}{1} = 1,0$
- Stue $\alpha_2 = \frac{1 + (2-1) \cdot 0,5}{2} = 0,75$
- Kælder $\alpha_3 = \frac{1 + (3-1) \cdot 0,5}{3} = 0,67$

Til sidst findes de forskellige lastkombinationer, som bruges i projekteringen af etagebyggeriet. En oversigt kan ses i tabel 11 herunder:

	Permanente laster		Variabel last til ugunst (gunst = 0)			
	Ugunstige $G_{kj,sup}$	Gunstige $G_{kj,inf}$	Nyttelast kategori 1 $Q_{1,1}$	Nyttelast kategori 2 $Q_{2,2}$	Snelast s_k	Vindlast v_k
Nyttelast dominerende	$1,0 \cdot K_{FI}$	0,9	$1,5 \cdot \alpha_{n,1} \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot \alpha_{n,2} \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot 0,3 \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot 0,3 \cdot K_{FI}$
Snelast dominerende	$1,0 \cdot K_{FI}$	0,9	$1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot \psi_{0,2} \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot 0,3 \cdot K_{FI}$
Vindlast dominerende	$1,0 \cdot K_{FI}$	0,9	$1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot \psi_{0,2} \cdot K_{FI}$	0	$1,5 \cdot K_{FI}$
Kun nyttelaster	$1,0 \cdot K_{FI}$	0,9	$1,5 \cdot \alpha_{n,1} \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot \alpha_{n,2} \cdot K_{FI}$	-	-
Egenlast dominerende	$1,2 \cdot K_{FI}$	1,0	-	-	-	-
Tyngde af jord/grundvand	$1,0 \cdot K_{FI}$	1,0	-	-	-	-

Tabel 11: Lastkombinationer for konstruktioner.

4.2 Permanente laster

Ved permanente laster, er der tale om bygningens egenlast. Egenlasterne er fundet ud fra konstruktionernes opbygning, som er beskrevet på snittegninger. Se tegn nr. 30 og 31.

Tagkonstruktionen

Materiale	Tykkelse [mm]	Egenlast [kN/m ²]
Betontagsten	-	0,4
38x73 mm Lægter	38	-
25x50 mm trykimp. afstandslister	25	-
Undertag Haloten 2000	-	-
Præ FAB Gitterspær	-	0,1
Gangbro	-	-
Mineraluld	350	0,3
50x50 mm tømmer pr. maks. 600 mm	50	-
25x100 mm forskalling pr. maks. 300 mm	25	-
2x Gipsplader	13	0,2
I alt		1,0

Tabel 12: Egenlaster for tagkonstruktionen.

Ydervæg tagetagen og 1. sal

Materiale	Tykkelse [mm]	Egenlast [kN/m ²]
Teglsten	108	1,9
Murbatts type A	175	0,14
Murbindere/Murpap	-	-
Porebeton	125	0,67
I alt		2,71

Tabel 13: Egenlaster for ydervægge på tagetagen og 1. sal.

Ydervæg stuen

Materiale	Tykkelse [mm]	Egenlast [kN/m ²]
Teglsten	108	1,9
Murbatts type A	175	0,14
Murbindere/Murpap	-	-
Porebeton	150	0,8
I alt		2,84

Tabel 14: Egenlaster for ydervægge i stuen.

Lejlighedsskel tagetagen og 1. sal

Materiale	Tykkelse [mm]	Egenlast [kN/m ²]
Porebeton	125	0,67
A-Batts	125	0,1
Porebeton	125	0,67
I alt		1,44

Tabel 15: Egenlaster for lejlighedsskel i tagetagen og 1. sal.

Lejlighedsskel stuen

Materiale	Tykkelse [mm]	Egenlast [kN/m ²]
Porebeton	150	0,80
A-Batts	125	0,1
Porebeton	150	0,80
I alt		1,7

Tabel 16: Egenlaster for lejlighedsskel i stuen.

Etageadskillelser

Materiale	Tykkelse [mm]	Egenlast [kN/m ²]
Gulvbelægning	-	0,2
Gulvspånplade	22	0,14
Strøer	-	-
Dækelement (EX 22/120)	220	3,08
Evt. nedhængt loft, Danogips plank på stålunderlag.	-	0,1
I alt		3,34

Tabel 17: Egenlaster for etageadskillelser.

4.3 Nyttelaster

Nyttelasten findes ud fra bygningen anvendelse. Hele bygningen laves til lejligheder og nyttelasten findes dermed som A1 og sættes til:

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

I tagrummet sættes nyttelasten til:

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

Indvendige lette vægge:

Da de indvendige skillevægge er flytbare, regnes dette som en nyttelast.

Materiale	Tykkelse [mm]	Egenlast [kN/m ²]
Danogips type: VE MR70 450 AA/AA M70	120	0,38

Tabel 18: Egenlaster for lette skillevægge.

Da de indvendige lette vægge er flytbare og ikke indgår i bygningens stabilitet skal lasten være den største af følgende:

- 0,5 kN/m² på gulv.
- Væggens last pr. m² af vægfladen.
0,38 kN/m²
- Last fra tyngden af alle de på det betragtede gulvareal placerede lette skillevægge, divideret med gulvarealet. Her tages udgangspunkt i en lejlighed.

$$\frac{0,38 \frac{kN}{m^2} \cdot 24,4m \cdot 2,7m}{100 m^2} = 0,25 \frac{kN}{m^2}$$

Egenlasten for de indvendige vægge, bliver dermed 0,5 kN/m² ens fordelt på gulvet.

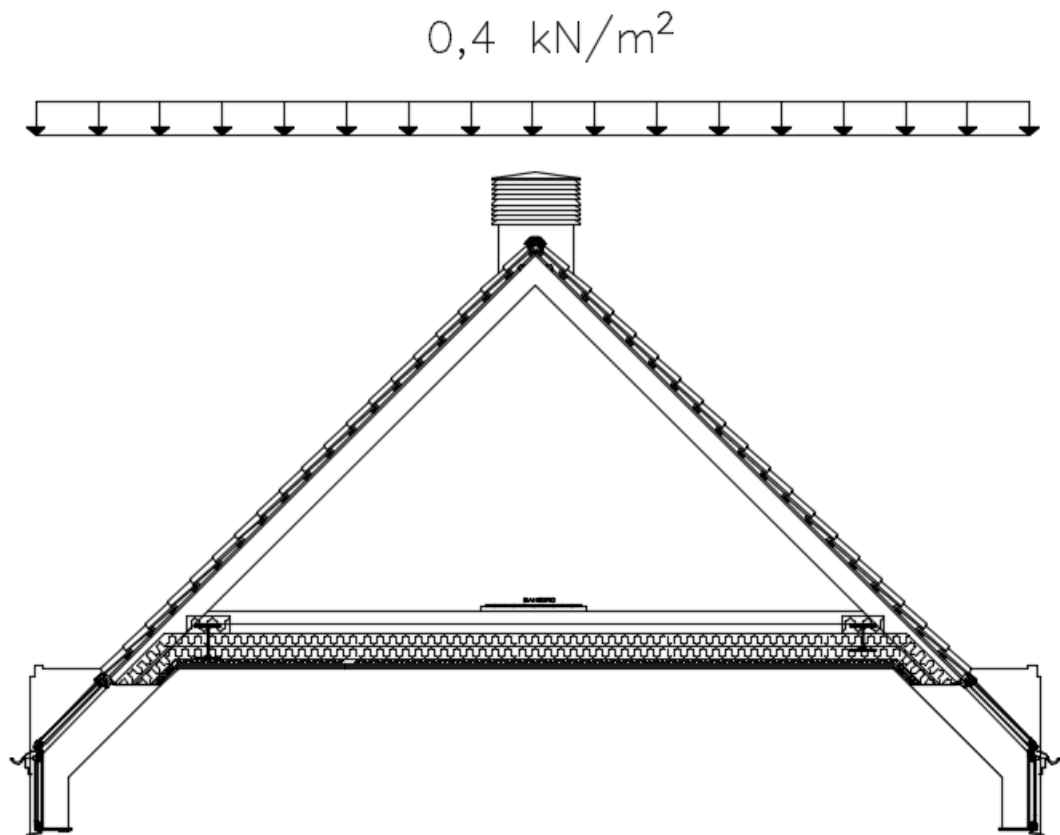
4.4 Snelaster

Beregningen af snelasterne kan ses i Appendix 1. De karakteristiske laster er fundet til:

Jævnt fordelt snelast [kN/m ²]	Ophobning med vind fra nordøst [kN/m ²]
0,4	0,6

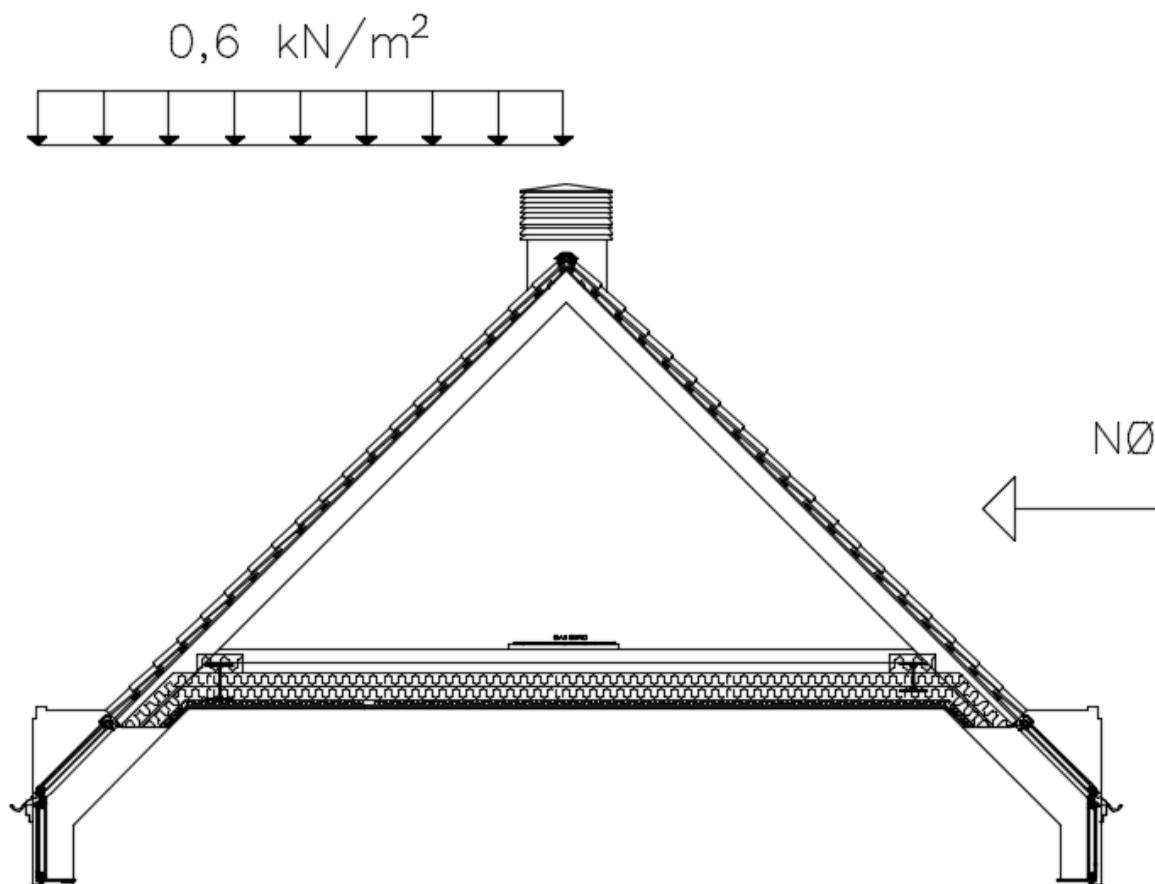
Tabel 19: Karakteristiske snelaster

Den jævnt fordelte snelast kan ses på figur 6 herunder:



Figur 6: Jævnt fordelt snelast på tagkonstruktionen.

Ophobning med vind fra nordvest kan ses på figur 7 herunder:



Figur 7: Ophobning med vind fra nord øst.

4.5 Vindlaster

Beregningen af vindlasten kan ses i Appendix 1. Der nævnes derfor kun de vigtige værdier og karakteristiske resultater.

De 3 vigtigste faktorer i bestemmelse af vindlasten er:

- Vindens hastighed og retning.
- Det omgivende terræn.
- Bygningens højde og form.

Da bygningen er placeret i Esbjerg, ved vestkysten, bliver den dominerende vindretning vest. Retningsfaktoren $C_{dir}=1$. Bygningens gøremål, gør at den står permanent og årstidsfaktoren sættes til $C_{season}=1$.

Bygningen er placeret 1 km fra kysten, så grundværdien for basisvindhastigheden findes ved interpolation mellem 27 m/s ved kysten og 24 m/s efter 25 km fra kysten.

Basisvindhastigheden findes dermed til:

$$v_b = 26,9 \frac{m}{s}$$

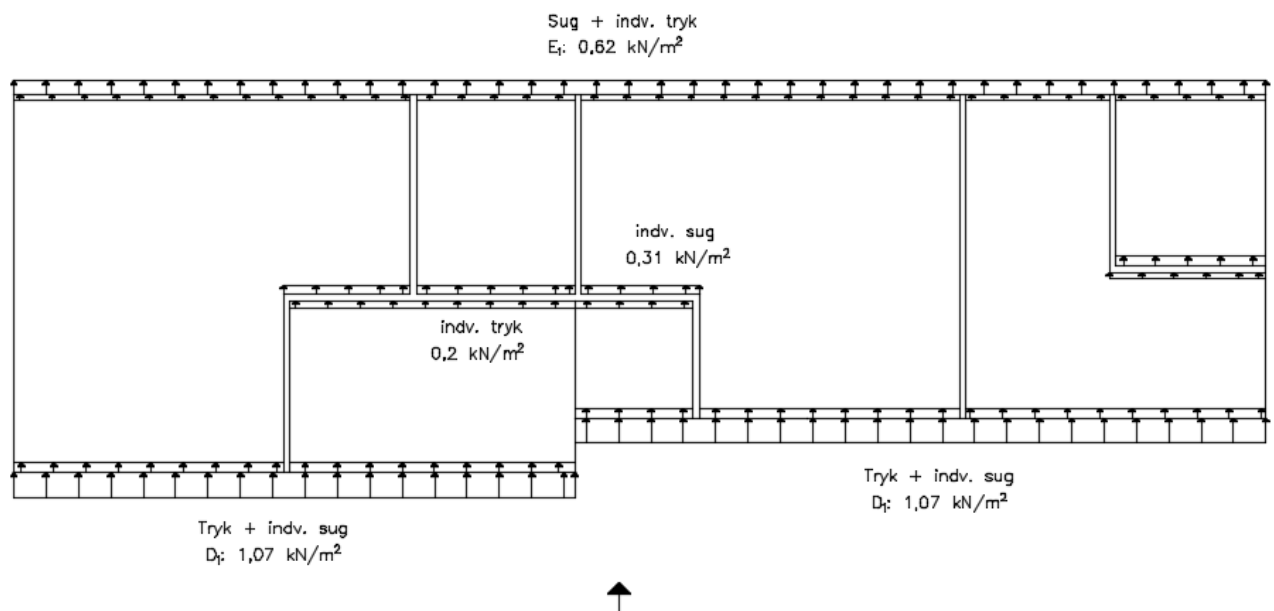
Da bygningen er beliggende i terrænkategori 1, er 13,7m høj og firkantet, kan peakhastighedstrykket $q_b(z)$ findes:

$$q_b(z) = 1,02 \frac{kN}{m^2}$$

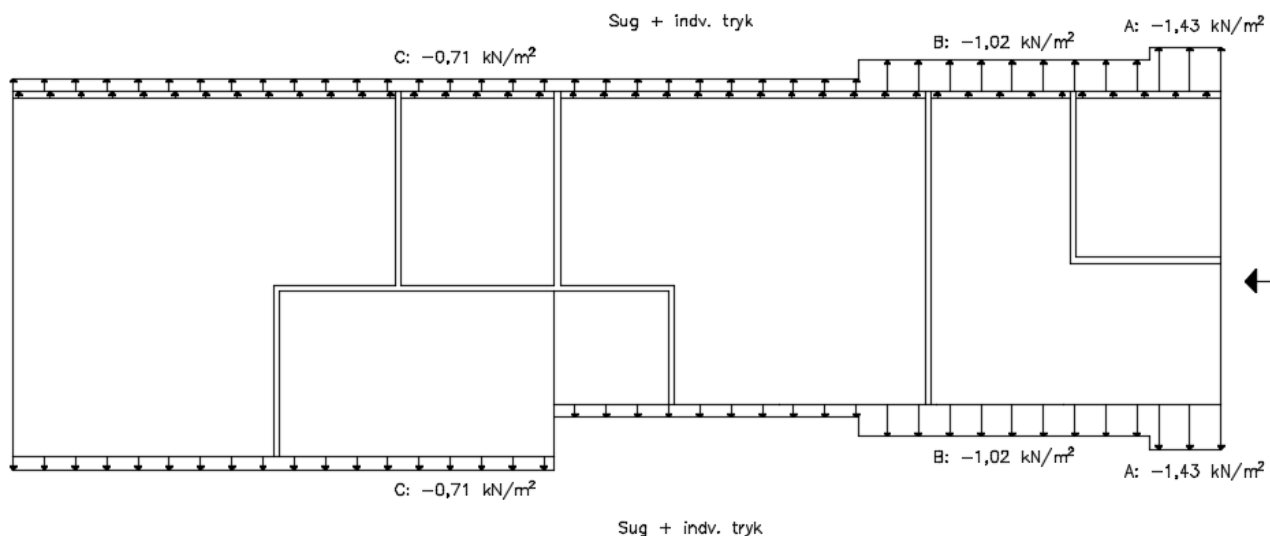
Peakhastighedstrykket bruges til at finde belastningerne på udvendige og indvendige flader.

Vind på ydervægge:

På figur 8 og 9 herunder, kan ses vindens udvendige og indvendige tryk på vægge.



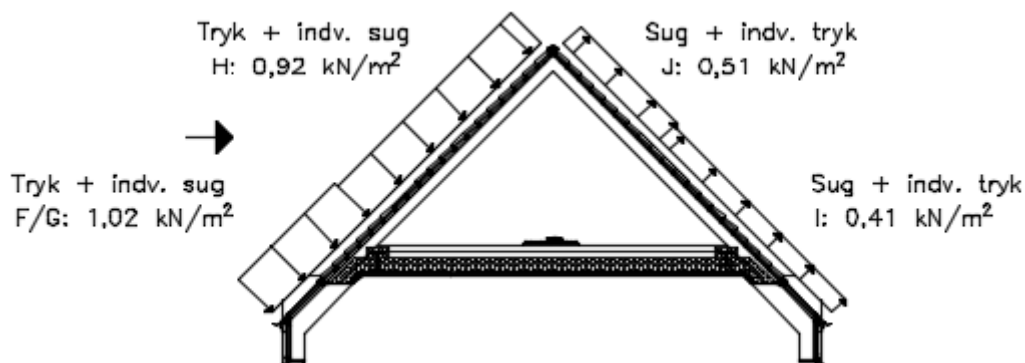
Figur 8: Vindlaster på lodrette vægge, med vind på tværs.



Figur 9: Vindlaster på lodrette vægge, med vind på langs.

Vind på taget

På figur 10 herunder, kan ses de indvendige og udvendige tryk på taget med vind på tværs. Vind på langs, ses der bort fra, da suget på begge sider udligner sig selv når der ses på stabilitet. Da spærene dimensioneres af leverandør, skal vind på langs ikke benyttes.



Figur 10: Vindlaster på taget, med vind på tværs.

4.6 Vandret masselast

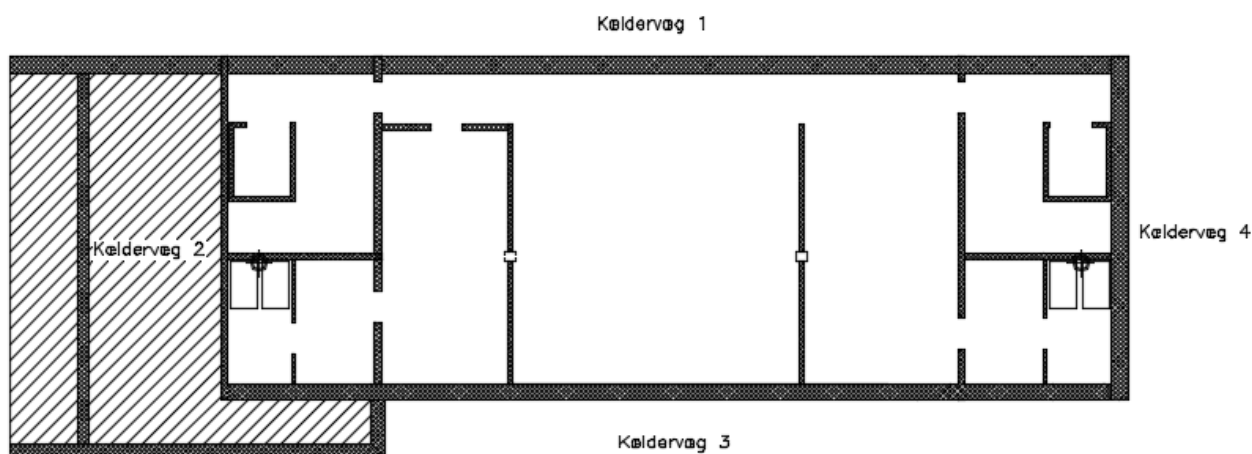
Den vandrette masselast er fundet i Appendix 1 til følgende, for henholdsvis tagkonstruktionen og for etagedækket:

$$A_{d,tag} = 1,5\% \left(1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,2 \cdot 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 0,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$A_{d,etagedæk} = 1,5\% \left(4,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,2 \cdot 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 0,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

4.7 Jordtryk på kældervægge

I dette afsnit vil jordtrykket på kælderkonstruktionen blive fundet. Der vil i følgende kun blive vidst resultater, beregninger kan ses i Appendix 1. Kælderen kan ses på figur 11 herunder:



Figur 11: Kældervægge påvirket af jordtryk.

Jordens hviletryk findes med følgende formel:

$$e_0 = K_0 \cdot (\gamma' \cdot d + p)$$

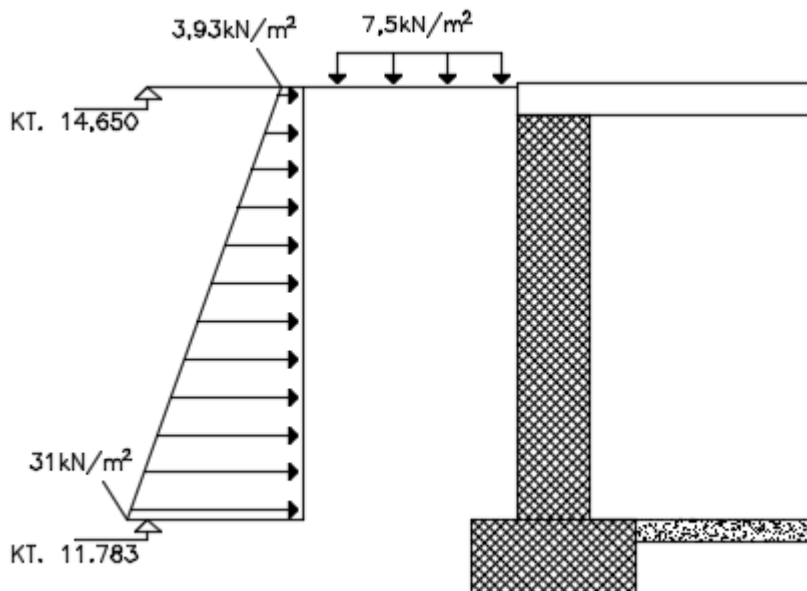
Hvor:

- e_0 er hviletrykket på kældervæggen.
- K_0 er hviletrykskoefficienten og bestemmes med den regningsmæssige friktionsvinkel, som findes til: $\varphi_{pl,d} = \tan^{-1} \cdot \left(\frac{\tan(33^\circ)}{1,2} \right) = 28,4^\circ$. Nu kan koefficienten bestemmes:
 $K_0 = 1 - \sin(28,4^\circ) = 0,524$
- γ' er den effektive rumvægt, som er fundet i den geotekniske rapport:
 $\gamma' = 18 \frac{kN}{m^3}$
- d er dybden fra overkant jord, til underkant fundament.
- p er den regningsmæssige fladelast på jordoverfladen.

Hviletrykket findes nu for de forskellige kældervægge.

Kældervæg 1 og 3:

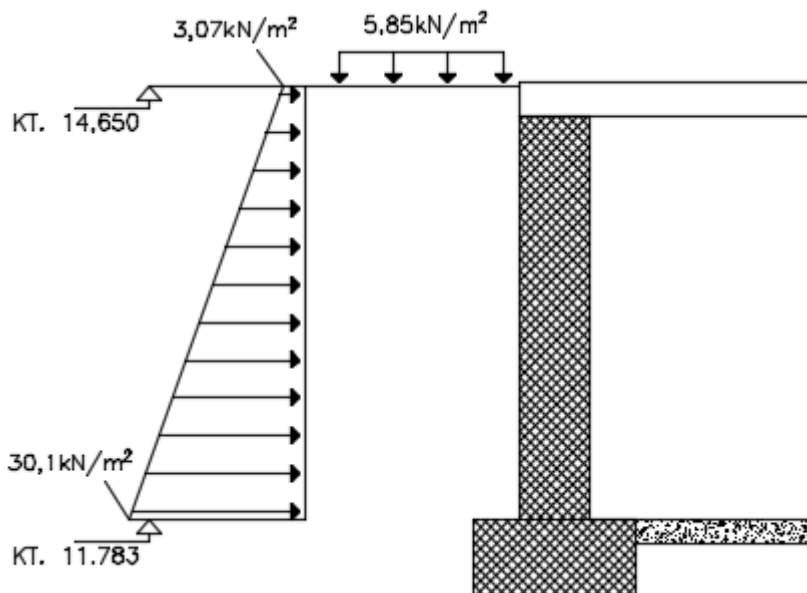
Resultatet af hviletrykket på kældervæg 1 og 3 kan ses på figur 12 herunder:



Figur 12: Hviletryk på kældervæg 1 og 3.

Kældervæg 2 og 4:

Resultatet af hviletrykket på kældervæg 2 og 4 kan ses på figur 13 herunder:



Figur 13: Hviletryk på kældervæg 2 og 4.

5.0 Statiske system – bygværk

I følgende afsnit vil lasterne blive ført til fundamenterne igennem bærende og stabiliserende vægge.

5.1 Nummerering af bygværket

I dette afsnit vil de forskellige bærende vægge blive navngivet. Elementer, såsom etagedæk vil ikke blive navngivet, da det er op til leverandør at lave endelig placering af elementer.

Alle bærende vægge, går fra tagkonstruktionen til fundamentet og navngives som følgende eksempel med væg x1:

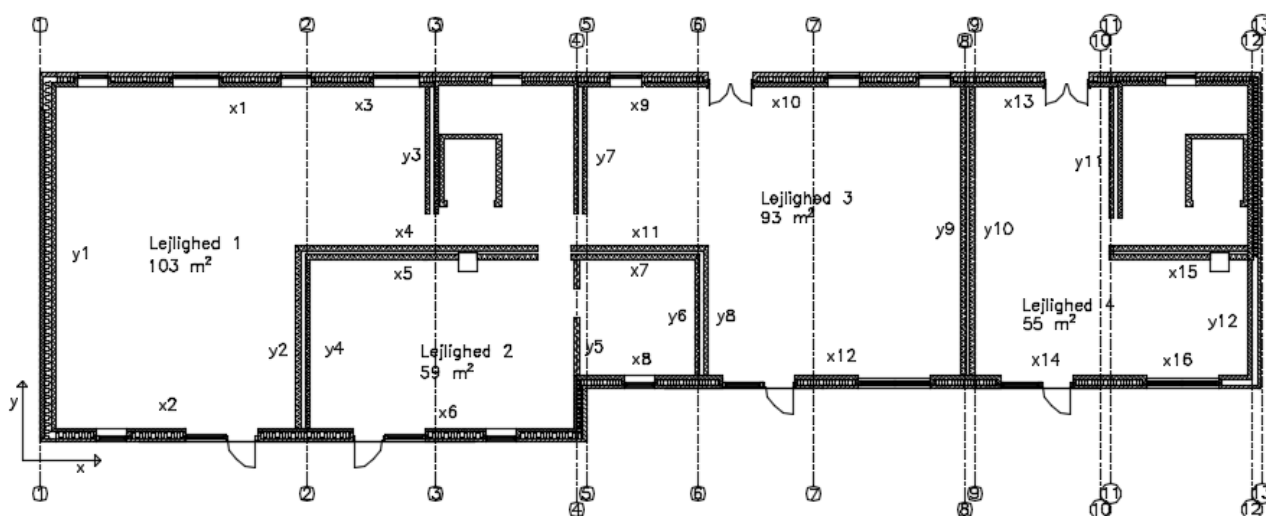
Kælder: x1,0

Stue: x1,1

1. sal: x1,2

2. sal: x1,3

Væg x1 og de resterende vægge kan ses på figur 14 herunder:



Figur 14: Navngivning af bærende vægge.

Væggene i y-retningen skal benyttes til at opnå stabilitet på tværs af bygningen. Væggene i x-retningen benyttes ligeledes til stabilitet med vind på langs, men da der ses bort fra denne stabilitet, benyttes de til lodret lastnedføring, samt til overholdelse af lydkrav, grundet porebetonen.

Bjælker over vinduer og døre kaldes for eksempel Bx1,1 dvs. overlæggeren over vinduet i mur 1 på stuen.

5.2 Lodret lastnedføring

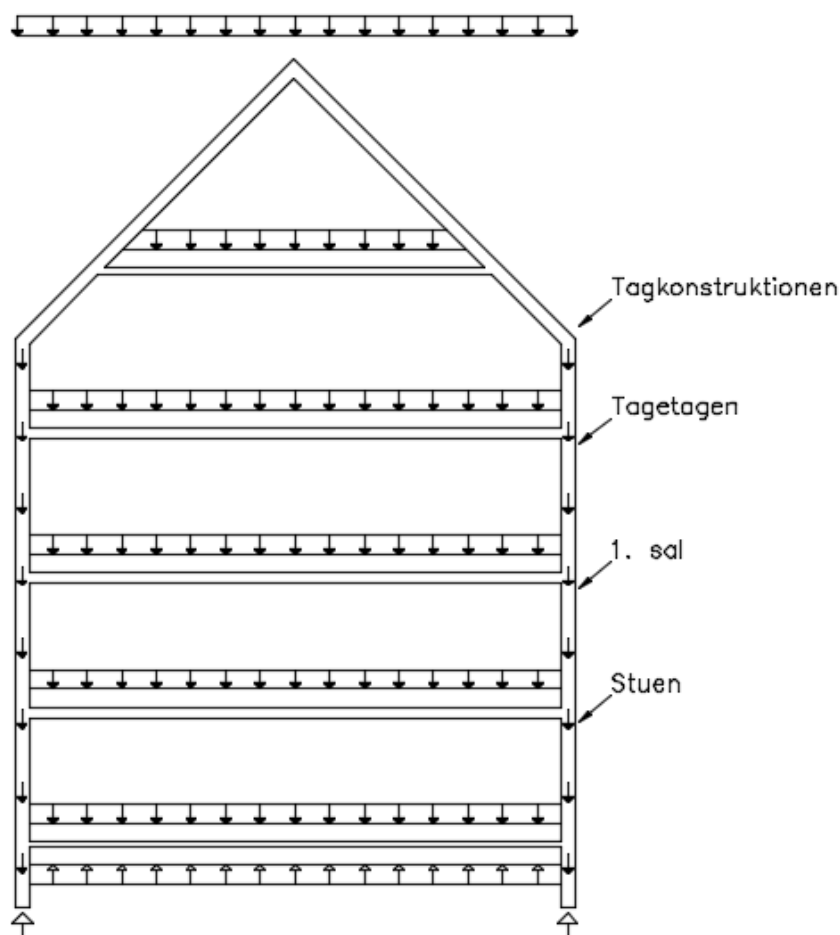
Nedføringen af de lodrette laster til fundamentet vil blive gennemgået i dette afsnit. Alle kræfter afleveres i x-vægge, som er henholdsvis ydervægge og lejlighedsskel, som vil fungere som søjler, der er stabiliseret af de vandrette stive skiver. De vandrette skiver består af taget og etagedækkene. De lodrette laster, der vil påvirke tagskiven er følgende:

- Egenlast
- Snelast
- Vindlast
- Nyttelast

De lodrette laster der vil påvirke etagedækkene er følgende:

- Egenlast
- Nyttelast

Derudover er der den bærende vægs egenlast, som summeres ned igennem bygningen. Lasterne kan ses på nedenstående principsnit:



Figur 15: Lodret lastnedføring for tagkonstruktionen og etagedækkene.

I ydervægge, hvor der er huller til vinduer og døre, skal der indsættes overlæggere, som kan klare den ovenstående last og føre det ud til fast mur igen. Overlæggere er bestemt i afsnit "6.3 Bjælker over vinduer og døre".

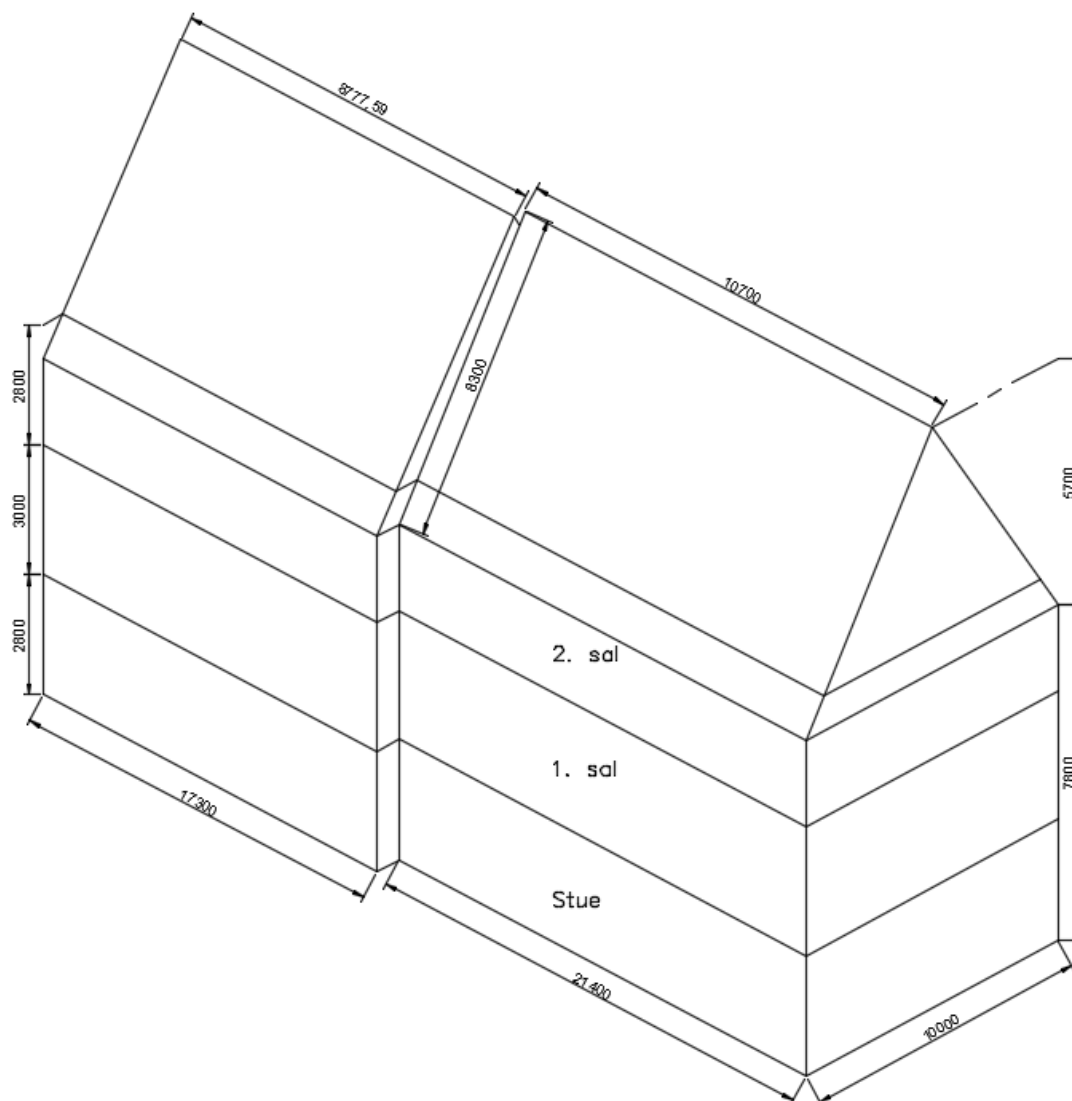
Alle laster ned igennem konstruktionen kan ses i Appendix 2, som er et beregningsskema. Der er i beregningsskemaet taget højde for lastkombinationer og regningsmæssige partialkoefficienter. Lastskemaet benytter følgende inddeling af bærende vægge:



Tabel 20: inddeling af zoner for bærende vægge.

5.3 Vandret lastnedføring – hovedstabilitet

Stabiliteten opnås ved at føre de vandrette laster til fundamentet ved hjælp af de stabiliserende vægge. Det skal derfor eftervises, at de vandrette kræfter bliver ført fra dækskiven videre til de stabiliserende væg og ned til fundamentet. Væggene skal sikres for væltning, glidning og knusning. Den vandrette lastnedføring indebærer, at alle samlinger imellem de afstivende konstruktioner dokumenteres. Først betragtes bygningen:



Figur 16: bygningen geometri, alle mål er i mm.

Bygningen er opdelt i 4 lejligheder på hver etage. Grundet lydkrav er lejlighedsdel opbygget som hulmure. Altså skal hver lejlighed overholde sin egen stabilitet. Huset har kælder, stue, 1.- og 2. sal. Stabiliteten regnes ned til kælderkonstruktionen, da den sammenstøbes og udføres, som meget kraftige vægge med høj egenlast.

5.3.1 Vandrette laster

De vandrette laster på bygningen er den vandrette masselast, vindlast og jordtrykket på kælderen. I hovedstabiliteten ses der bort fra jordtrykket, da den udligner sig selv, pga. Lige stort jordtryk på alle 4 sider. Der vil under vind, kun blive nævnt resultater. Beregninger er at finde i Appendix 1.

Lejlighed 1

Først findes lasterne på lejlighed nr. 1, startende fra tagkonstruktionen og nedefter. Der tjekkes for værste tilfælde af vandret masselast og vindlast.

Vandret masselast

$$\text{Tag:} \quad F_1 = 0,02 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{103m^3}{\cos(45^\circ)} = 2,9 \text{ kN}$$

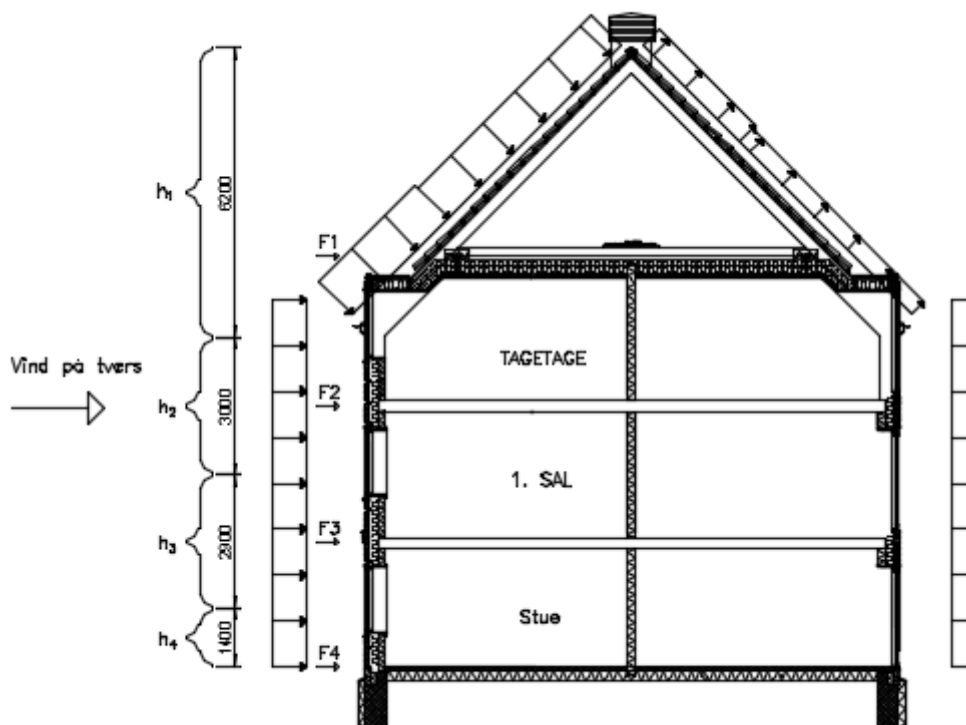
$$\text{Etagedæk:} \quad F_2 = 0,06 \frac{kN}{m^2} \cdot 103m^2 = 6,2 \text{ kN}$$

$$\text{Etagedæk:} \quad F_2 = 0,06 \frac{kN}{m^2} \cdot 103m^2 = 6,2 \text{ kN}$$

Hvor der er terrændæk eller etagedæk over kælderen, antages lasten at gå i jorden.

Vindlast

Vindlasten er som regel den dominerende af de vandrette laster. Vinden trykker og suger på ydervæggene, som overføres til de stive tag- og dækskiver. Vindens last fordeles, som på figur 17 herunder:



Figur 17: Vindens fordeling på de vandrette skiver. Alle mål er i mm.

For at finde de forskellige resulterende laster, benyttes følgende formel:

$$F_x = B \cdot h_x \cdot (c_1 + c_2) \cdot q_w$$

Hvor:

- F_x er den samlede last der skal optages i stabiliserende vægge.
- B er bredden af lejligheden.
- h_x er højden af vindlasten, der angriber i dækket.
- c_1 og c_2 er formfaktorer fra bag- og forside af lejligheden.
- q_w er peakhastighedsstrykket.

Tag: $F_1 = 77 \text{ kN}$

Etagedæk: $F_2 = 49,7 \text{ kN}$

Etagedæk: $F_3 = 48 \text{ kN}$

Det kan ved lejlighed 1, ses at vinden klart er den dominerende last, ved de resterende lejligheder findes kun vinden lastpåvirkning.

Lejlighed 2

Lejlighed 2 tjekkes kun for vind, vindens fordeling på de stive skiver kan ses på figur 17 under lejlighed 1.

Tag: $F_1 = 56,3 \text{ kN}$

Etagedæk: $F_2 = 47,6 \text{ kN}$

Etagedæk: $F_3 = 46 \text{ kN}$

Lejlighed 3

Lejlighed 3 tjekkes kun for vind, vindens fordeling på de stive skiver kan ses på figur 17 under lejlighed 1.

Tag: $F_1 = 64,1 \text{ kN}$

Etagedæk: $F_2 = 47,5 \text{ kN}$

Etagedæk: $F_3 = 45,9 \text{ kN}$

Lejlighed 4

Lejlighed 4 tjekkes kun for vind, vindens fordeling på de stive skiver kan ses på figur 17 under lejlighed 1.

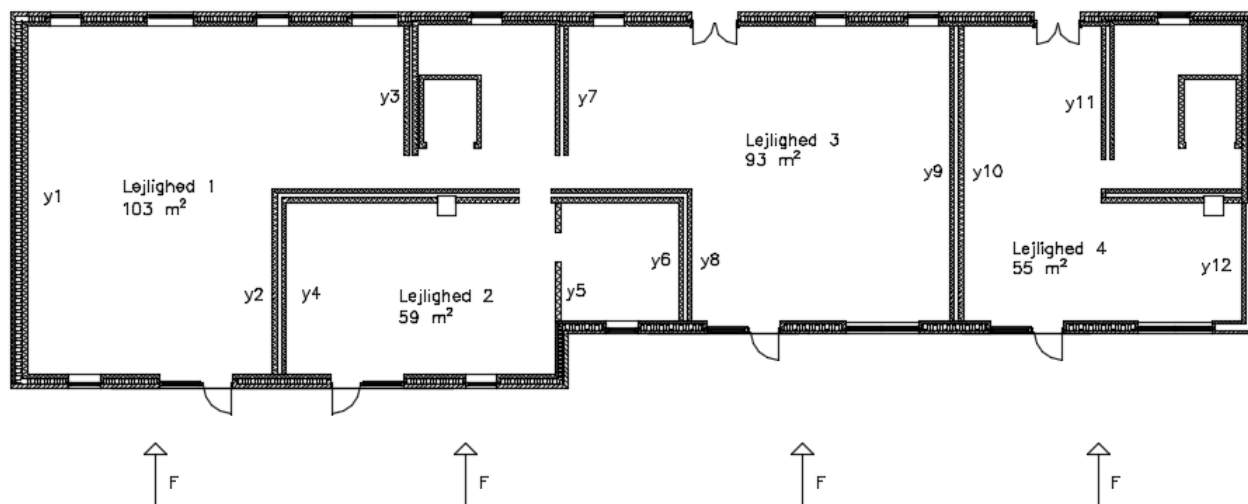
Tag: $F_1 = 52,1 \text{ kN}$

Etagedæk: $F_2 = 41,1 \text{ kN}$

Etagedæk: $F_3 = 39,7 \text{ kN}$

5.3.2 Fordeling af de vandrette laster på stabiliserende vægge

De vandrette laster, på hver lejlighed, skal fordeles ud til de stabiliserende vægge i lejlighederne. De stabiliserende vægge kan ses på figur 18 herunder:



Figur 18: De stabiliserende vægge og den resulterende kraft, på hver lejlighed.

Da de stabiliserende vægge i hver lejlighed, er jævnlgt fordelt, i forhold til den resulterende last der på. Der ses bort for momentets påvirkning ved drejning af den stive skive. Den lille smule moment, der vil opstå, tages i de stabiliserende vægge på langs af bygningen.

Lejlighed 1

Først findes væggenes stivhed, ud fra væggenes længder og bredder.

$$S = b \cdot l^2 \cdot \alpha_0$$

Hvor:

- α_0 er væggenes konstant vurderet ud fra væggenes anvendelse.

Med alle stivhederne kendte, kan den relative stivhed findes, hvilket er forholdet mellem den enkelte vægs stivhed og den samlede stivhed.

$$\alpha_i = \frac{S_i}{\sum S}$$

Væggenes stivheder kan ses i tabel 21 herunder:

Væg	Længde [m]	Bredde [m]	α_i tagetage	α_i 1. sal	α_i stuen
Lejlighed 1					
y1	10,8	0,10	0,50	0,50	0,50
y2	5,8	0,10	0,29	0,29	0,29
y3	4,0	0,10	0,21	0,21	0,21
Lejlighed 2					
y4	5,3	0,10	0,58	0,51	0,49
y5	3,5	0,10	0,00	0,11	0,16
y6	3,7	0,10	0,42	0,38	0,36
Lejlighed 3					
y7	4,0	0,10	0,22	0,22	0,22
y8	4,0	0,10	0,22	0,22	0,22
y9	9,1	0,10	0,56	0,56	0,56
Lejlighed 4					
y10	9,1	0,10	0,56	0,56	0,56
y11	4,0	0,10	0,22	0,22	0,22
y12	4,0	0,1	0,22	0,22	0,22

Tabel 21: væggenes relative stivheder i de 4 lejligheder.

Nu kan de resulterende laster på lejlighederne fordeles, ved hjælp af de relative stivheder.

Væg	$R_{y,i}$ tagetage [kN]	$R_{y,i}$ 1. sal [kN]	$R_{y,i}$ stuen [kN]
Lejlighed 1			
y1	58,1	37,5	36,2
y2	33,5	21,6	20,9
y3	23,9	15,4	14,9
Lejlighed 2			
y4	48,8	36,6	33,5
y5	0,00	8,00	11,0
y6	35,7	26,8	24,5
Lejlighed 3			
y7	21,0	15,5	15,0
y8	21,0	15,5	15,0
y9	54,2	40,2	38,8
Lejlighed 4			
y10	44,1	34,8	33,6
y11	17,0	13,4	13,0
y12	17,0	13,4	13,0

Tabel 22: Lastens fordeling på de stabiliserende vægge i de 4 lejligheder.

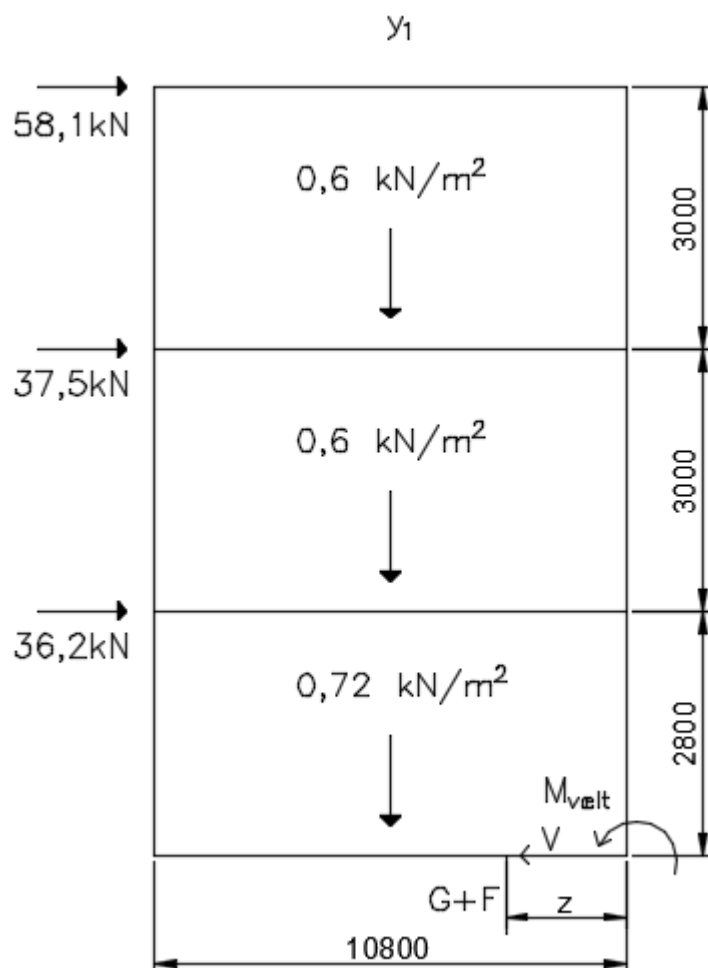
Der er i beregningerne ikke taget hensyn til vridning og den reaktion momentet giver. Dette er undladt, da det er vurderet, at bygningen stabiliserende vægge er fordelt således, at

reaktionen vil være meget lille. Der ud over antages det, at de stabiliserende vægge på langs af bygningen, uden problemer vil kunne optage den eventuelle reaktion fra vridningen.

5.4 Undersøgelse af vægfelter

De stabiliserende vægge kontrolleres nu for, om de kan optage de givne vandrette laster. De skal hver især undersøges for væltning, glidning og knusning. Der vil i dette afsnit blive gennemgået beregningerne for vægfelt y1 og kun resultater for de andre. Beregningen af de andre kan ses i Appendix 3.

Herunder ses en skitse af y1's opstalt, samt de fundne vandrette laster i tabel 22 i afsnit "5.3.2 Fordeling af de vandrette laster på stabiliserende vægge" herover og væggens egenlast.



Figur 19: Stabiliserende væg y1 med de aktuelle vandrette og lodrette laster.

Væltning:

Først undersøges der for væltning, hvor det væltende moment er vinden multipliceret med væghøjden. Det stabiliserende moment er egenlasten multipliceret med den halve væglængde plus et evt. bidrag fra forankring eller tilstødende vægelter.

$$M_{vælt} = R_y \cdot h$$

$$M_{stab} = G \cdot \frac{l}{2} + F \cdot l$$

Dette gøres et vægfelt af gangen, oppe fra og ned:

$$M_{vælt} = 58,1kN \cdot 3m = 174,3 kNm$$

$$M_{stab} = \left(0,6 \frac{kN}{m^2} \cdot 3m \cdot 10,8m\right) \cdot \frac{10,8m}{2} = 106 kN$$

Der sker væltning.

$$M_{vælt} = 58,1kN \cdot (3m + 3m) + 37,5kN \cdot 3m = 461 kNm$$

$$M_{stab} = 106kN + \left(0,67 \frac{kN}{m^2} \cdot 3m \cdot 10,8m\right) \cdot \frac{10,8m}{2} = 211 kN$$

Der sker væltning.

$$\begin{aligned} M_{vælt} &= 58,1kN \cdot (3m + 3m + 2,8m) + 37,5kN \cdot (3m + 2,8m) + 36,2kN \cdot 2,8m \\ &= 830 kNm \end{aligned}$$

$$M_{stab} = 211kN + \left(0,72 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,8m \cdot 10,8m\right) \cdot \frac{10,8m}{2} = 329 kN$$

Der sker væltning.

Det ses tydeligt, at vægfeltet ikke er stabilt. Det vil derfor være nødvendigt at lave alternative løsninger på at få lasterne til fundamentet. Da væltningen er så stor, indsættes der et stålgerüst i hulmuren, som kan fjerne noget af den vandrette last fra selve muren. Da det er lasterne fra tagkonstruktionen og etagedækket på 1. sal der giver de største momenter, vil lasten blive fjernet herfra. I tabel 23 herunder kan det ses, hvor meget last der optages i et stålgerüst, fra de forskellige etager ved de forskellige stabiliserende vægge og hvor meget der er tilbage.

Væg	$R_{y,i}$ tagetage [kN]	$R_{y,i}$ 1. sal [kN]	$R_{y,i}$ stuen [kN]
Lejlighed 1			
y1	$58,1 - 45 = 13,1$	$37,5 - 25 = 12,5$	$36,2 - 0 = 36,2$
y2	$33,5 - 33,5 = 0$	$21,6 - 15 = 6,6$	$20,9 - 0 = 20,9$
y3	$23,9 - 23,9 = 0$	$15,4 - 15,4 = 0$	$14,9 - 0 = 14,9$
Lejlighed 2			
y4	$48,8 - 48,8 = 0$	$36,6 - 36,6 = 0$	$33,5 - 0 = 33,5$
y5	0	8	11
y6	$35,7 - 35,7 = 0$	$26,8 - 26,8 = 0$	$24,5 - 0 = 24,5$
Lejlighed 3			
y7	$21 - 21 = 0$	$15,5 - 10 = 5,5$	$15 - 0 = 15$
y8	$21 - 21 = 0$	$15,5 - 10 = 5,5$	$15 - 0 = 15$
y9	$54,2 - 45 = 9,2$	$40,2 - 30 = 10,2$	$38,8 - 0 = 38,8$
Lejlighed 4			
y10	$44,1 - 34,1 = 10$	$34,8 - 30 = 4,8$	$33,6 - 0 = 33,6$
y11	$17 - 17 = 0$	$13,4 - 10 = 3,4$	$13 - 0 = 13$
y12	$17 - 17 = 0$	$13,4 - 10 = 3,4$	$13 - 0 = 13$

Tabel 23: Fordeling af laster, mellem vægfelter og stålgitre.

Det værste gitter, dimensioneres i afsnit "6.5 Dimensionering af stålgitre". Nu regnes y1 igennem igen, med de nye laster.

$$M_{vælt} = 13,1kN \cdot 3m = 39kNm$$

$$M_{stab} = \left(0,6 \frac{kN}{m^2} \cdot 3m \cdot 10,8m\right) \cdot \frac{10,8m}{2} = 106 kN$$

Ingen væltning.

$$M_{vælt} = 13,1kN \cdot (3m + 3m) + 12,5kN \cdot 3m = 116 kNm$$

$$M_{stab} = 106kN + \left(0,67 \frac{kN}{m^2} \cdot 3m \cdot 10,8m\right) \cdot \frac{10,8m}{2} = 211 kN$$

Ingen væltning.

$$M_{vælt} = 13,1kN \cdot (3m + 3m + 2,8m) + 12,5kN \cdot (3m + 2,8m) + 36,2kN \cdot 2,8m = 289 kNm$$

$$M_{stab} = 211kN + \left(0,72 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,8m \cdot 10,8m\right) \cdot \frac{10,8m}{2} = 329 kN$$

Ingen væltning.

Altså er den sikret imod væltning.

Glidning:

Nu tjekkes der for glidning, hvor den glidende kraft er vindens last summeret ned igennem bygningen. Den stabiliserende last kommer fra kohæsionssamlingen mellem væg og etagedæk. Da der er tale om kohæsions samling, fordeles den glidende last over væggens tværareal.

$$F_{glid} = \frac{R_y}{b \cdot l}$$

$$F_{stab} = \frac{f_{vk}}{\gamma_c}$$

Der tjekkes oven fra og ned.

$$F_{glid} = \frac{13,1kN}{0,125m \cdot 10,8m} = 0,01MPa$$

$$F_{stab} = \frac{0,2MPa}{1,7} = 0,12MPa$$

Ingen glidning.

$$F_{glid} = \frac{(13,1kN + 12,5kN)}{0,125m \cdot 10,8m} = 0,02MPa$$

$$F_{stab} = \frac{0,2MPa}{1,7} = 0,12MPa$$

Ingen glidning.

$$F_{glid} = \frac{(13,1kN + 12,5kN + 36,2kN)}{0,125m \cdot 10,8m} = 0,05MPa$$

$$F_{stab} = \frac{0,2MPa}{1,7} = 0,12MPa$$

Ingen glidning.

Altså er den sikret imod glidning.

Knusning:

Til sidst skal der undersøges for knusning, da vinden giver et mindre trykareal på grund af excentricitet. Den effektive længde findes med formlen:

$$l' = 2 \cdot \left(\frac{M_{stab} - M_{vælt}}{V_{egen} + V_{ind}} \right)$$

Derefter findes det effektive areal:

$$A' = l' \cdot b$$

Spændingen findes til sidst:

$$\sigma = \frac{G + F}{A'}$$

Der tjekkes kun for nederste vægelement, da excentriciteten her vil være størst og dermed det mindste effektive areal.

$$b' = 2 \cdot \left(\frac{329 \text{ kNm} - 289 \text{ kNm}}{61 \text{ kN} + 0 \text{ kN}} \right) = 1,3 \text{ m}$$

$$A' = 1,3 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m} = 0,19 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{(61 \text{ kN} + 0 \text{ kN})}{0,19 \text{ m}^2} = 0,31 \text{ MPa}$$

Den karakteristiske styrken på porebetonen er givet i afsnit "3.1 Multipladen" og den regningsmæssige findes til:

$$\sigma_{till} = \frac{3,5 \text{ MPa}}{0,19 \text{ m}^2} = 2,19 \text{ MPa}$$

Da $\sigma < \sigma_{till}$ sker der ikke knusning.

Det er nu eftervist at stabiliteten i væg y_1 er tilstrækkelig.

Herunder kommer resultater for de resterende stabiliserende vægge:

	Y ₂		
	Gunstig		Ugunstig
Væltning	*124 kNm	>	97 kNm
Glidning	0,12 MPa	>	0,02 MPa
Knusning	2,19 MPa	>	0,18 MPa
	OK		

Tabel 24: Sikring af stabilitet i vægelement y₂.

	Y ₃		
	Gunstig		Ugunstig
Væltning	45 kNm	>	42 kNm
Glidning	0,12 MPa	>	0,01 MPa
Knusning	2,19 MPa	>	0,51 MPa
	OK		

Tabel 25: Sikring af stabilitet i vægelement y3.

	Y ₄		
	Gunstig		Ugunstig
Væltning	104 kNm	>	94 kNm
Glidning	0,12 MPa	>	0,02 MPa
Knusning	2,19 MPa	>	0,39 MPa
	OK		

Tabel 26: Sikring af stabilitet i vægelement y4.

	Y ₅		
	Gunstig		Ugunstig
Væltning	***83 kNm	>	77 kNm
Glidning	0,12 MPa	>	0,01 MPa
Knusning	2,19 MPa	>	0,76 MPa
	OK		

Tabel 27: Sikring af stabilitet i vægelement y5.

	Y ₆		
	Gunstig		Ugunstig
Væltning	**76 kNm	>	69 kNm
Glidning	0,12 MPa	>	0,02 MPa
Knusning	2,19 MPa	>	0,46 MPa
	OK		

Tabel 28: Sikring af stabilitet i vægelement y6.

	Y ₇		
	Gunstig		Ugunstig
Væltning	**85 kNm	>	74 kNm
Glidning	0,12 MPa	>	0,02 MPa
Knusning	2,19 MPa	>	0,32 MPa
	OK		

Tabel 29: Sikring af stabilitet i vægelement y7.

	Y ₈		
	Gunstig		Ugunstig
Væltning	**85 kNm	>	74 kNm
Glidning	0,12 MPa	>	0,04 MPa
Knusning	2,19 MPa	>	0,32 MPa
	OK		

Tabel 30: Sikring af stabilitet i vægelement y8.

	Y ₉		
	Gunstig		Ugunstig
Væltning	*279 kNm	>	249 kNm
Glidning	0,12 MPa	>	0,04 MPa
Knusning	2,19 MPa	>	0,35 MPa
	OK		

Tabel 31: Sikring af stabilitet i vægelement y₉.

	Y ₁₀		
	Gunstig		Ugunstig
Væltning	233 kNm	>	210 kNm
Glidning	0,12 MPa	>	0,04 MPa
Knusning	2,19 MPa	>	0,38 MPa
	OK		

Tabel 32: Sikring af stabilitet i vægelement y₁₀.

	Y ₁₁		
	Gunstig		Ugunstig
Væltning	*65 kNm	>	56 kNm
Glidning	0,12 MPa	>	0,01 MPa
Knusning	2,19 MPa	>	0,28 MPa
	OK		

Tabel 33: Sikring af stabilitet i vægelement y₁₁.

	Y ₁₂		
	Gunstig		Ugunstig
Væltning	*65 kNm	>	56 kNm
Glidning	0,12 MPa	>	0,01 MPa
Knusning	2,19 MPa	>	0,28 MPa
	OK		

Tabel 34: Sikring af stabilitet i vægelement y₁₂.

Note:

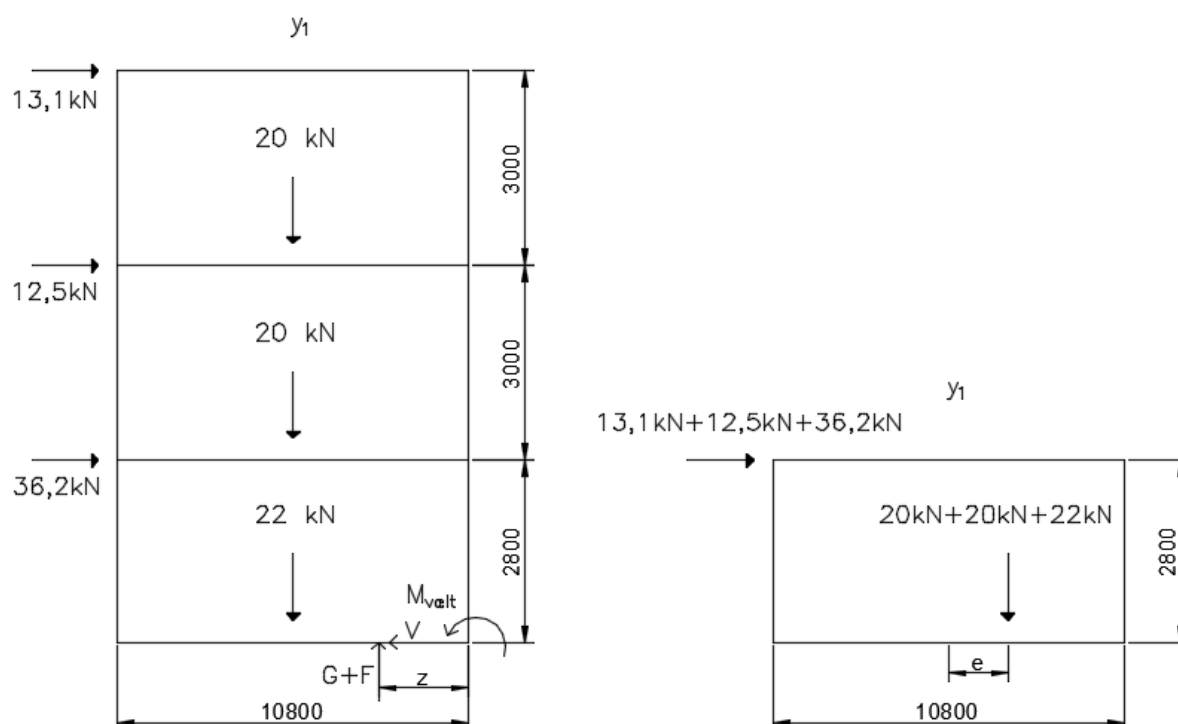
- * Nederste vægskive er forankret i begge ender med min. 5 kN.
- ** Nederste vægskive er forankret i begge ender med min. 10 kN.
- *** Nederste- og midterste vægskive er forankret i begge ender med min. 15 kN.

5.5 Intern bæreevne

Nu lasterne er fordelt og væggene kan føre lasterne til fundamentet, skal deres interne bæreevne tjekkes. Dette gøres i EC6-design's murprojektering. I programmet skal der indtastes parametre med hensyn til laspåvirkningerne. Følgende parametre skal indtastes:

- Vandret last
- Lodret last
- Excentricitet af lodret last

Vægfeltet der ønskes eftervist, er vægfeltet i stueetagen. Da den vandrette last påsættes i forskellige højder, giver dette problemer. Den vandrette last summeres og sættes i toppen af vægfeltet, men da dette giver mindre moment end hvis den angreb på første sal eller tagetagen. Det manglende moment tages der højde for, ved at indtaste en excentricitet af den lodrette last, som er tilsvarende den manglende moment. På figur 20, ses opstalt y_1 , som den ser ud og den tilnærmede:



Figur 20: vægfelt y_1 ses tv. som er den virkelige situation. Th. ses den tilnærmede vægfelt, som den regnes.

Nu findes de data der skal indsættes i regneprogrammet for at finde y_1 's interne bæreevne. Først findes den samlede vandrette vindlast der angriber mureltet i toppen.

$$V = 13,1kN + 12,5kN + 36,2kN = 61,8kN$$

Nu findes den samlede lodrette last fra murens egenlast og en eventuel indspænding.

$$G + F = 20kN + 20kN + 22kN = 62kN$$

Nu findes det moment vinden påføre vægfeltet i den virkelige situation og i den tilnærmede situation. Momentet i virkeligheden findes ud fra tidligere beregninger i afsnit "5.4 Undersøgelse af vægfelte".

$$M_{vælt, virkelig} = 289 kNm$$

$$M_{vælt, tilnærmet} = 61,8kN \cdot 2,8m = 173 kNm$$

Det kan ses at en stor del af momentet mangler ved kun at påføre hele den vandrette last på nederste vægfelt. Det manglende moment findes nu.

$$M_{vælt, manglende} = 289 \text{ kNm} - 173 \text{ kNm} = 116 \text{ kNm}$$

Nu kan excentriciteten, som den lodrette last skal have, for at opveje det manglende moment, findes.

$$e = \frac{116 \text{ kNm}}{62 \text{ kN}} = 1,87 \text{ m}$$

Nu kendes alle lastfaktorerne, som skal indtastes i beregningsprogrammet. Derudover skal trækstyrken for trækstringeren i toppen af vægfeltet. I dette tilfælde vil randarmeringen omkring etagedækkene være tilstrækkeligt til at optage den nødvendige trækraft på 20 kN.

Udregningen af vægfeltet kan ses i bilag 1. Murfelt y1's interne bæreevne var tilstrækkelig med en randarmering foroven på min. 20 kN.

Derudover er murfelt y5 tjekket for den interne bæreevne, da den til modsætning for y1 er den mindste mur. I nogle tilfælde med korte murfelter, kan det være den dimensionsgivende.

Da vægfelt y5 har en lodret forankring, findes excentriciteten, som ved y1. Der trækkes dog et bidrag fra forankringen, som giver et modsat rettet moment.

$$e_{V,G+F} = \frac{23,8 \text{ kNm}}{34,7 \text{ kN}} = 0,685 \text{ m}$$

$$e_F = \frac{15 \text{ kN} \cdot \left(\frac{3,7 \text{ m}}{2} - 0,2 \text{ m} \right)}{34,7 \text{ kN}} = 0,670 \text{ m}$$

Til sidst kan excentriciteten findes:

$$e = 0,685 \text{ m} - 0,670 \text{ m} = 0,015 \text{ m}$$

Dataene for mur y5 kan ses i tabel 35 herunder:

Murfelt	V [kN]	G [kN]	F [kN]	G+F [kN]	e [m]
y5	19	19,7	15	34,7	0,015

Tabel 35: Informationer til beregning af y5's interne bæreevne.

Murfeltet havde en tilstrækkelig bæreevne, og kan ses i bilag 2.

5.6 Robusthed

Byggeriets robusthedskrav kommer an på konsekvensklassen. Da bygningen ligger i normal konsekvensklasse, skal robustheden ikke dokumenteres, men vurderes. Betonnormen DS/EN 1992-1-1 beskrives at bygninger der ikke er undersøgt for ulykkeslast, skal have trækforbindelser der forhindre sammenstyrtning af større bygningsarealer. Trækforbindelserne består af 3 forskellige krav.

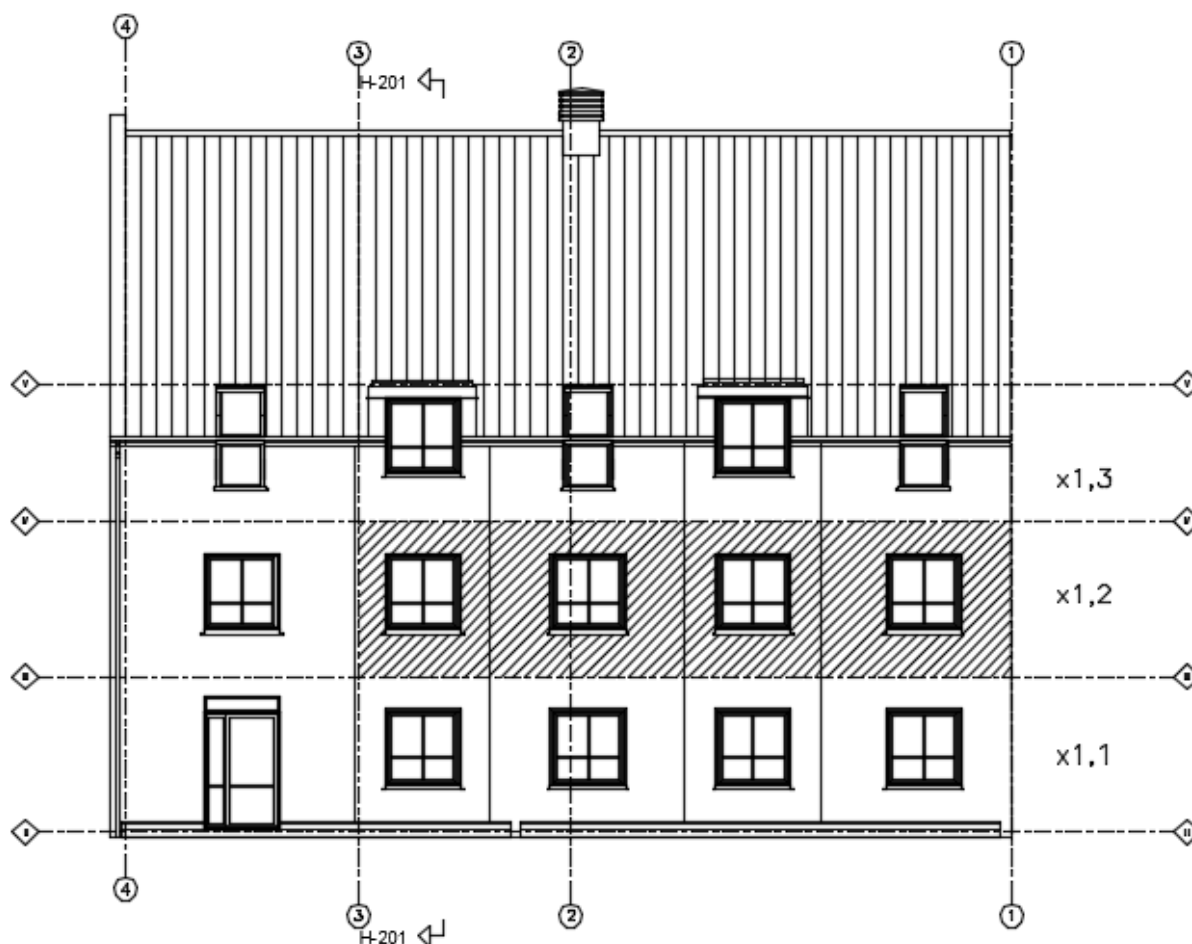
- Periferitrækforbindelser: Randarmeringen, som ligger rundt om hver etagedæksfelt, skal kunne optage den karakteristiske kraft på den største værdi af 7,5 kN/m af sidste fag vinkelret på randen eller 40 kN.
- Interne trækforbindelser: Alle etageadskillelser armeres vinkelret på hinanden og skal kunne optage 15 kN/m.
- Vandrette trækforbindelser mellem vægge og dæk: Bærende vægge skal forankres til randarmeringen, som kan optage en karakteristisk last på 15 kN/m

6.0 Statiske beregninger – konstruktioner

I følgende afsnit vil konstruktionerne i bygværket blive eftervist.

6.1 Murværk, tværbelastede murfelter

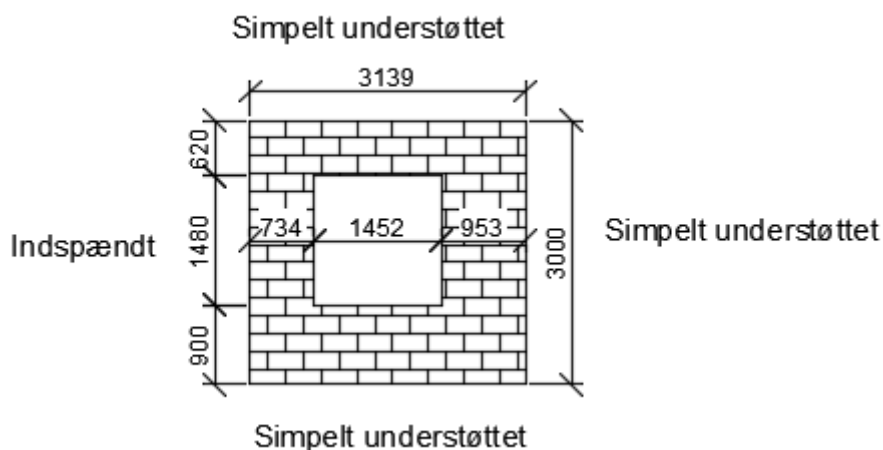
Før den vandrette last ender i skiverne, skal murværket kunne overføre lasten. Murværket tjekkes derfor i regneprogrammet EC6-design og er ikke regnet nærmere, som "håndberegninger". Her tjekkes om murfelterne er for store i forhold til vindens last. Felterne dimensioneres som plader, med udsparinger i, hvor der er vinduer. Der vil blive kigget på 2 murfelter i ydermuren $x1 + x3$, da det er en sammenhængende væg, betragtes den i dette afsnit som væg $x1$. Vægfelt $x1,2$ kan ses i figur 21 herunder:



Figur 21: Vægfelt $x1,2$ til eftervisning, på facaden mod Danmarksgade.

Vægfelt $x1,2$ er simpelt understøttet langs alle 4 sider, da der her enten er en tilstødende mur eller etagedæk. Da vægfeltet ellers er meget langt og med 4 store åbninger, indsættes der en vindsøjle i mellem alle vinduer, så vægfeltet deles i 4 med et vindue i hver. Vindsøjlen fungerer som understøtning for muren og vægfeltet regnes stadig 4-sidet understøttet, men da vægfelterne fortsætter uafbrudt kan siderne regnes som indspændt. Eftervisningen for

for- og bagmur er den samme, men da den lodrette last er forskellig i de 2 tilfælde, tjekkes begge. Det kvarte vægfelt har følgende mål:



Figur 22: Vægfelt x1,2 med dimensioner og understøtningsforhold.

Laster

Først findes murfeltets lodrette lastpåvirkning. Feltets egenlast medregnes ikke, men egenlaster fra den overliggende mur. Den lodrette last kan ses i tabel 36 herunder, der medtages kun egenlast:

Mur x1,2	Udregning	Beregningsskema*	Gunst [kN/m]
Formur	$1,9 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,2m = 4,18 \frac{kN}{m^2}$		$3,76 \frac{kN}{m^2}$
Bagmur		tagetagen: $27,6 \frac{kN}{m^2}$	$24,8 \frac{kN}{m^2}$
* Fra beregningsskemaet i Appendix 2.			

Tabel 36: De lodrette laster virkende på for- og bagmur.

Nu da egenlasten er fundet, skal den vandrette last findes. Det er den værste af enten vindens tryk på tværs af bygningen, eller vindens sug på langs af bygningen. Da murfeltet er placeret i kanten af bygningen, vil suget blive det værste tilfælde. Lasterne for lodrette mure kan ses i afsnit "4.5 Vindlaster" under figur 9.

Da vægfeltet spænder over 2 zoner, antages det, at et vægtet gennemsnit kan benyttes.

$$w_k = \frac{1,43 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,3m + 1,02 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,84m}{3,14m} = 1,32 \frac{kN}{m^2}$$

Den regningsmæssige vindlast kan nu bestemmes:

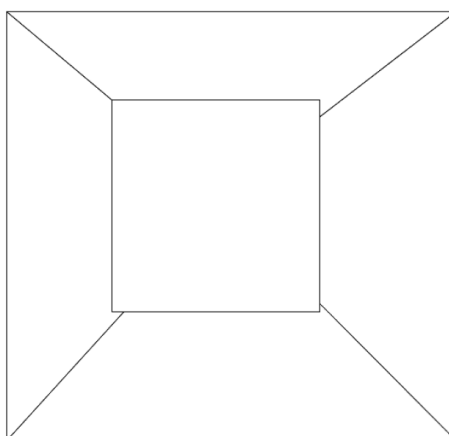
$$w_d = 1,5 \cdot 1,17 \frac{kN}{m^2} = 1,98 \frac{kN}{m^2}$$

Vindens last fordeles ligeligt på for- og bagmur, som dimensioneres for den halve vandrette last hver. Med alle lasterne, der påvirker murfeltet, kan skiven beregnes i EC6-design. Resultaterne af de 2 murfelter kan ses i tabel 37 herunder:

Mur x1,2	Tværlast	Tværbæreevne	Udnyttelsesgrad
Formur	0,99 kN/m ²	0,99 kN/m ²	100%
Bagmur	0,99 kN/m ²	1,85 kN/m ²	54%

Tabel 37: Udnyttelsesgrad af murfelt x1,2 med indsatte vindsøjler.

Murfelternes brudlinje kan ses på figur 23 herunder:



Figur 23: Murfeltets brudfigur.

Beregningsrapporten fra EC6-design kan ses i bilag 3 og 4. Ud over udnyttelsesgraden for murværkets tværbelastning oplyser rapporten murens ækvivalente tværlast, som benyttes til eftervisning af murværkets lodrette bæreevne. Da formuren ikke understøtter tag eller etagedæk, regnes der kun videre med bagmuren. Bagmurens ækvivalente last er:

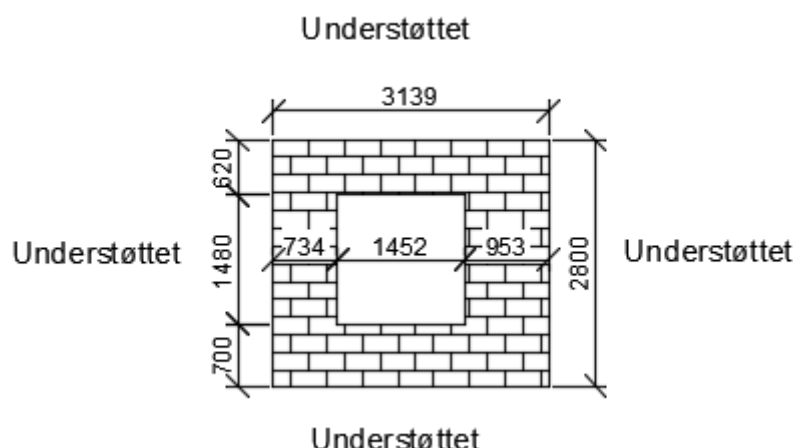
$$w_{\text{ækv.}} = k_a \cdot w = 0,62 \cdot 0,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hvor:

- k_a er en reduktionsfaktor.
- w er den regningsmæssige tværlast der angriber den betragtede mur.

6.2 Murværk, lodret belastede murfelter

Det er ikke nok at bestemme en murs vandrette bæreevne, men også den lodrette bæreevne. Dette gøres for inder muren, da den understøtter tagkonstruktionen og etagedækkene. Der kigges igen på mur x1, som i afsnit "6.1 Murværk, tværbelastede murfelter". Der kigges på murfelt x1,1 i stedet for x1,2. Murfeltet har følgende dimensioner:



Figur 24: Murfelt x1,1 med dimensioner og understøtningsforhold.

Laster

Den lodrette last findes ud fra beregningsskemaet i Appendix 2. Da det er en linjelast multipliceres den med væggens længde og divideres med væggens effektive bredde. Den effektive bredde er længden, hvor vinduer er trukket fra.

Mur x1,1	Beregningsskema	Udregning	Lodrette last
bagmur	$Dom_{Nyttelast} = 80,9 \frac{kN}{m}$	$N_{Ed} = \frac{80,9 \frac{kN}{m} \cdot 3,14m}{0,95m + 0,73m}$	$N_{Ed} = 151 \frac{kN}{m}$

Tabel 38: Lodrette lastpåvirkning, på den effektive murlængde.

I afsnit "6.1 Murværk, tværbelastede murfelter", blev væggens ækvivalente vandrette last fundet. Den benyttes nu til at beregne væggens lodrette bæreevne. Lasten blev fundet til:

$$w_{\text{ækv.}} = 0,60 \frac{kN}{m^2}$$

Programmet EC6-design benyttes igen til at dimensionere murens lodrette bæreevne. Programmet regner 3 bæreevner, en for toppen, midten og bunden. Resultaterne kan ses i tabel 39 herunder:

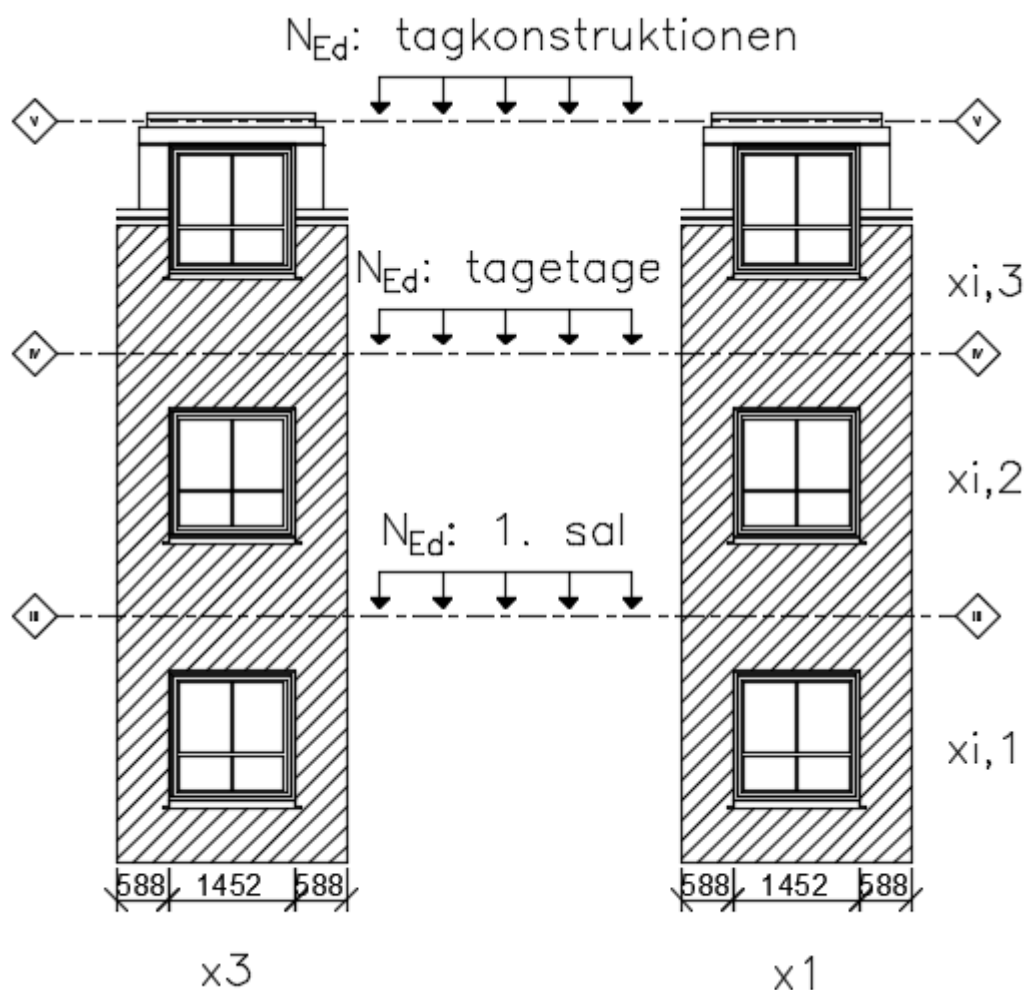
Mur x1,1	Lodrette last	Lodrette bæreevne	Udnyttelsesgrad
Toppen	151 kN/m	310 kN/m ²	49%
Midten	151 kN/m	265 kN/m ²	57%
Bunden	151 kN/m	312 kN/m ²	49%

Tabel 39: lodrette bæreevne af mur x1,1 og udnyttelsesgrad.

Murens bæreevne er altså tilstrækkelig og beregningen kan ses i bilag 5. Nu er væggens vandrette- og lodrette bæreevne tilstrækkelig, så mangles der kun overlæggere over udsparringer til vinduer og døre.

6.3 Bjælker over vinduer og døre

Bjælkerne skal bære over lysvidderne i vinduer og døre. Der kigges kun på bjælker ved bagmuren, da formuren kun bære sin egen vægt. Der vil i dette afsnit blive tjekket for 2 murfelter, hvor vinduesåbningerne vil blive tjekket for hver etage. På figur 25 herunder, kan de 2 vægfelter ses og hvilke belastninger der påvirker hvor.



Figur 25: Murfelt x1 og x3, med lysningsvider og murpille bredde.

Laster

Lasterne ligger som linjelast fra tagkonstruktionen og etagedækkene. Overlæggerene dimensioneres for denne last og leder den ud til murpillerne. Det antages at lasten ledes igennem murpillen og ned til fundament. Laster på de forskellige overlæggere findes nu med laster fra Appendix 2. Overlæggeren i x1,3 er belastet af lasten fra tagkonstruktionen og ned efter:

Overlægger	Lysvidde [m]	Beregning N_{Ed}	Last
Bx1,3	1,45	-	17,35 kN/m
Bx1,2	1,45	$1,0 \cdot 22,65 \text{ kN} + 1,5 \cdot 8,1 \text{ kN}$	34,8 kN/m

Bx1,1	1,45	$1,0 \cdot 23,58kN + 1,5 \cdot 8,1kN$	35,7 kN/m
Bx3,3	1,45	-	16,26 kN/m
Bx3,2	1,45	$1,0 \cdot 11kN + 1,5 \cdot 3,75kN$	16,6 kN/m
Bx3,1	1,45	$1,0 \cdot 11,9kN + 1,5 \cdot 3,75kN$	17,5 kN/m

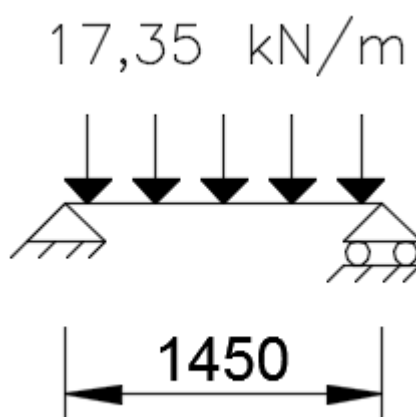
Tabel 40: overlæggernes lysvidde samt den linjelast de skal dimensioneres for.

Dimensionering af overlæggere

Ved dimensioneringen startes der oppe fra og ned.

Bx1,3: træbjælke 200x50 mm.

Træbjælkens statiske system kan ses herunder på figur 26:



Figur 26: Træbjælke Bx1,3's statiske system.

Snitkræfter:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot 17,35 \frac{kN}{m} \cdot (1,46m)^2 = 4,6 kNm$$

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot 17,35 \frac{kN}{m} \cdot 1,46m = 12,7 kN$$

Nu tjekkes profilet imod bøjning.

$$\frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{mzd}}{f_{mzd}} \rightarrow \frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}}$$

Hvor:

- σ_{myd} er den regningsmæssige bøjningsspænding i y-aksen, som findes ud fra momentet og tværsnittets modstandsmoment.

$$\sigma_{myd} = \frac{4,6kNm}{333 \cdot 10^3 mm^3} = 13,8 MPa$$

- f_{myd} er den regningsmæssige bøjningsstyrke, som findes ud fra valget af styrkeklasse og lastkombination. Da de 17,35 kN/m er fundet med

dominerende vind, findes bøjningsstyrken til.

$$f_{myd} = 14,7 \text{ MPa}$$

- k_m er en reduktionsfaktor ved bøjning om flere akser, da der kun ses på bøjning om y-aksen, vil den ikke blive benyttet.

Nu kan profilets udnyttelsesgrad findes.

$$\frac{13,8 \text{ MPa}}{14,7 \text{ MPa}} = 0,94$$

Altså er bæreevnen tilstrækkelig. Der er dog i beregningen set bort fra den vandrette last, det overskårne spær vil give. Denne vandrette last, ville gøre at bæreevnen ikke er tilstrækkelig. Det skønnes at 2 profiler, vil kunne optage de reelle laster.

Der tjekkes nu for udbøjningen af profilet.

$$u_{maks} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$$

Hvor:

- q er den variable last på bjælken. Der vil dog blive tjekket for den fulde last i følgende eksempel.
 $q = 17,35 \text{ kN/m}$
- l er længden på bjælken.
 $l = 1,45 \text{ m}$
- E er elasticitetsmodul for bjælkens materiale.
 $E = 9000 \text{ MPa}$
- I er profilet inertioment.
 $I = 33,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

Nu kan den maksimale udbøjning findes.

$$u_{maks} = \frac{5}{384} \cdot \frac{17,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (1,45 \text{ m})^4}{9000 \text{ MPa} \cdot 33,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 3,3 \text{ mm}$$

Nu findes den tilladelige udbøjning af bjælken.

$$u_{till} = \frac{l}{400} = \frac{1,45 \text{ m}}{400} = 3,6 \text{ mm}$$

Da $u_{till} = 3,6 \text{ mm} > u_{maks} = 3,3 \text{ mm}$ er udbøjningen acceptabel. Udbøjningen vil yderligere blive mindre, ved brug af 2 profiler og en mindre last.

Bx1,2 og Bx1,1: pore- eller betonbjælker.

Da begge overlæggere skal laves, som enten porebetonbjælker eller betonbjælker. Vil de kunne slås op i H+H's varekatalog, som kan ses i bilag 6. Hvorvidt de skal laves i porebeton eller beton, bestemmes af lysvidde og lasten. Resultater for de 2 overlæggere kan ses herunder, sammen med vederlagsreaktionen.

	Bjælke	Bæreevne[kN/m]	Vederlag	Vederlagsreaktion
Bx1,2	15BE26-211	$36 > 34,8$	330 mm	$\frac{1}{2} \cdot 34,8 \frac{kN}{m} \cdot 1,45m = 25 kN$
Bx1,1	15BE26-211	$36 > 35,7$	330 mm	$\frac{1}{2} \cdot 35,7 \frac{kN}{m} \cdot 1,45m = 26 kN$

Tabel 41: Valg af overlægger og dens vederlagsreaktion.

Hvor bjælkerne er større end muren, rager bjælken 2,5 cm ind i hulmuren.

Efter at have fundet dimensionerne på overlæggerne tjekkes det om porebetonen vil kunne optage de kræfter vederlagene lægger af på dem. Spændingen regnes umiddelbart lige under vederlaget og ved videre beregning fordeles lasten over hele murpillen, grundet trykspredning. Igen regnes der oppe fra og ned:

- Bx1,3

$$N_{Ed} = \frac{12,7N}{0,59m} + 17,4 \frac{kN}{m} = 38,9 \frac{kN}{m}$$

- Bx1,2

$$\sigma = \frac{25kN}{0,125m \cdot 0,33m} + \frac{38,9 \frac{kN}{m}}{0,125m} + \frac{34,8 \frac{kN}{m}}{0,125m} = 1,2 MPa < \sigma_{till} = 2,19 MPa$$

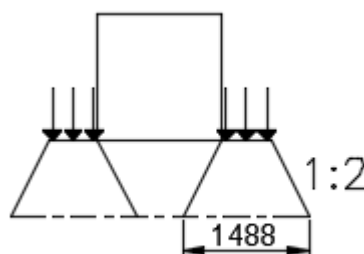
$$N_{Ed} = \frac{25kN}{0,59m} + 38,9 \frac{kN}{m} + 34,8 \frac{kN}{m} = 116 \frac{kN}{m}$$

- Bx1,1

$$\sigma = \frac{26kN}{0,150m \cdot 0,33m} + \frac{116 \frac{kN}{m}}{0,150m} + \frac{35,7 \frac{kN}{m}}{0,150m} = 1,54 MPa < \sigma_{till} = 2,19 MPa$$

$$N_{Ed} = \frac{26kN}{0,59m} + 116 \frac{kN}{m} + 35,7 \frac{kN}{m} = 196 \frac{kN}{m}$$

Grundet trykspredningen ned igennem muren regnes lasten der trykker på fundamentet.



Figur 27: Trykspredning igennem murværk til fundament.

$$N_{Ed} = \frac{196 \frac{kN}{m} \cdot 0,59m}{1,49m} = 77,6 \frac{kN}{m}$$

Ses der i Appendix 2, ligger lasten tæt på den fundne last i beregningsskemaet, som ikke tager højde for vinduer og døre.

Bx3,3: træbjælke.

Da lasten er mindre end ved Bx1,3, men vinduet skal have samme dimensioner, findes overliggeren til en 200x50 mm træbjælke.

Bx3,2 og Bx3,1: pore- eller betonbjælker.

Da begge overlæggere skal laves, som enten porebetonbjælker eller betonbjælker. Vil de kunne slås op i H+H's varekatalog, som kan ses i bilag 6. Hvorvidt de skal laves i porebeton eller beton, bestemmes af lysvidde og lasten. Resultater for de 2 overlæggere kan ses herunder, sammen med vederlagsreaktionen.

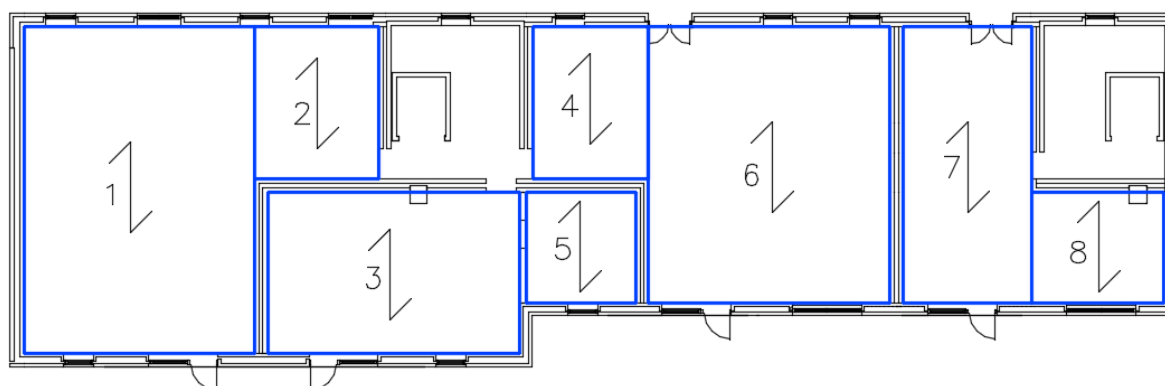
	Bjælke	Bæreevne[kN/m]	Vederlag	Vederlagsreaktion
Bx3,2	15BE26-211	36 > 16,6	330 mm	$\frac{1}{2} \cdot 34,8 \frac{kN}{m} \cdot 1,45m = 25 kN$
Bx3,1	15BE26-211	36 > 17,5	330 mm	$\frac{1}{2} \cdot 35,7 \frac{kN}{m} \cdot 1,45m = 26 kN$

Tabel 42: Valg af overlægger og dens vederlagsreaktion.

Selvom bjælken kunne holde med en 10 cm bred bjælke, vælges stadig en 15 cm, så hele muren er understøttet.

6.4 Skivestatik – Randarmering

Der vil i dette afsnit blive dimensioneret randarmering, samt overholdelse af Robusthedskravene. På figur 28 herunder, ses de forskellige dækfelter, som hver skal holde sin egen randarmering.



Figur 28: Opdeling af dækfelter til udregning af randarmering.

Der vil blive set på dækfelt 6 på tagetagen, da den har den største last og udstrækning. Lasten der påvirker dækfelt 6 findes til at være hele den vandrette last fra lejlighed 3. Lasten

findes i afsnit "5.3.1 Vandrette laster" til 47,5 kN. Fordeles lasten jævnt over dækfeltet findes lasten til:

$$w = \frac{47,5 \text{ kN}}{8 \text{ m}} = 5,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nu kan momentet på dækfeltet findes:

$$M = \frac{1}{8} \cdot 5,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (8 \text{ m})^2 = 47,2 \text{ kNm}$$

Momentet regnes med en indre momentarm på $z = 0,9 \cdot h$, hvor h er dækfeltets spændvidde. Den indre momentarm bliver for dækfelt 6:

$$z = 0,9 \cdot 9,15 \text{ m} = 8,24 \text{ m}$$

Med momentet og den indre momentarm kan trækraften, som randarmeringen skal kunne optage.

$$N = \frac{M}{z} = \frac{47,2 \text{ kNm}}{8,24 \text{ m}} = 5,7 \text{ kN}$$

Denne kraft kommer fra vinden, men i afsnit "5.6 Robusthed" blev der sat krav op til randarmeringen grundet robustheden. Der blev givet at randarmeringen skulle overholde:

$$F_r = \max \left\{ q_1 \cdot l = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8,24 \text{ m} = 61,8 \text{ kN} \right. \\ \left. 40 \text{ kN} \right.$$

Altså skal randarmeringen dimensioneres for 61,8 kN.

Der vælges 2T12 i S550 armeringsjern og deres trækbæreevne findes:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Hvor:

- A er armeringstængernes areal, som findes til:
$$A = 2 \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 226 \text{ mm}^2$$
- f_y er stålets trækstyrke, som er valgt til:
$$f_y = 550 \text{ MPa}$$
- γ_{M0} er partialkoefficienten til den regningsmæssige styrke ved træk. Findes til:
$$\gamma_{M0} = 1,10$$

Randarmeringens trækstyrke findes til:

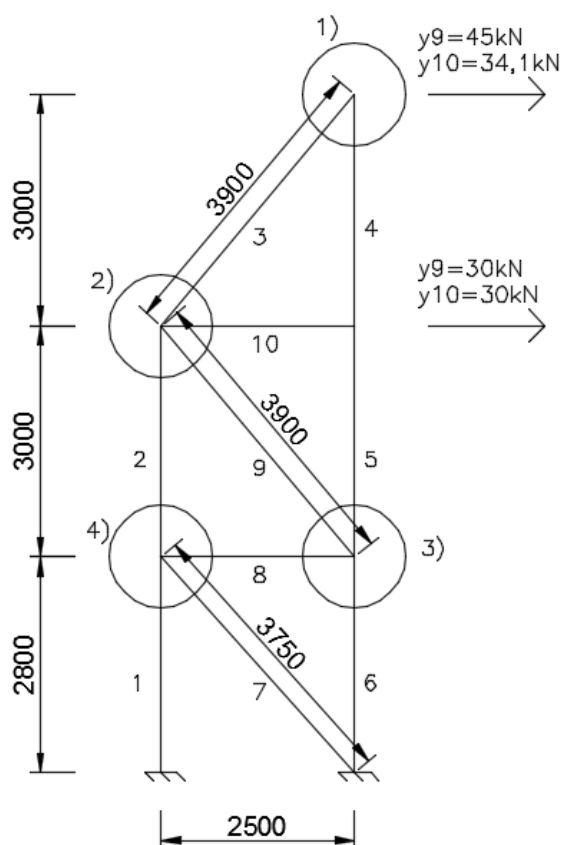
$$N_{pl,Rd} = \frac{226 \text{ mm}^2 \cdot 550 \text{ MPa}}{1,10} = 113 \text{ kN}$$

Bæreevnen er tilstrækkelig.

Randarmeringen føres helt hen til hjørner, fra begge sider. Her bukes 2 nye armeringsjern rundt om hjørnet med en stødlængde på min. 800 mm på hver side.

6.5 Dimensionering af stålqitter

I følgende afsnit vil det værste gittersystem, til optagelse af de vandrette kræfter, blive dimensioneret. Kræfterne der leveres i gitteret, er fundet under afsnittet " 5.4 Undersøgelse af vægfeltet". På figur 29 herunder, ses gitterets statiske system, samt de laster, der optages fra de 2 stabiliserende vægge y9 og y10.

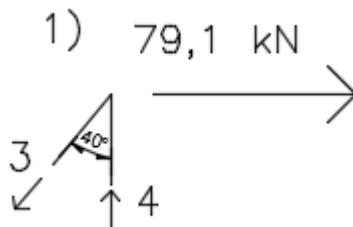


Figur 29: Gitterets statiske system.

Snitkræfter

Kræfterne ned igennem gitteret, findes ved at lave 4 snit, hvor der laves vandret og lodret ligevægt. Kræfterne findes fra toppen og ned efter med positiv i pilenes retning.

1. snit kan ses på figur 30 herunder:



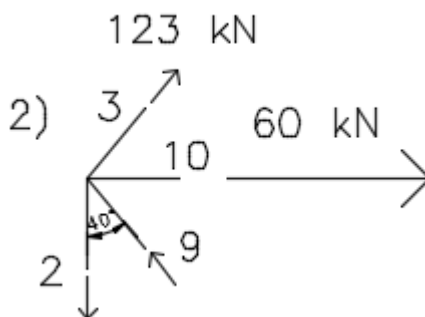
Figur 30: Snit 1 i gittersystemet.

Snitkræfterne i stang 3 og 4 kan nu findes.

$$F_3 = \frac{79,1 \text{ kN}}{\cos(50^\circ)} = 123 \text{ kN}$$

$$F_4 = 123 \text{ kN} \cdot \cos(40^\circ) = 94 \text{ kN}$$

2. snit kan ses på figur 31 herunder:



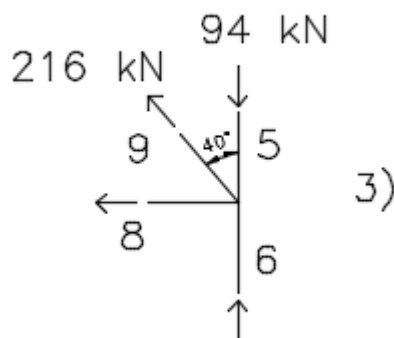
Figur 31: Snit 2 i gittersystemet.

Snitkræfterne i stang 2 og 9 kan nu findes.

$$F_9 = \frac{60 \text{ kN} + 123 \text{ kN} \cdot \cos(50^\circ)}{\cos(50^\circ)} = 216 \text{ kN}$$

$$F_2 = 216 \text{ kN} \cdot \cos(40^\circ) + 123 \text{ kN} \cdot \cos(40^\circ) = 260 \text{ kN}$$

3. snit kan ses på figur 32 herunder:



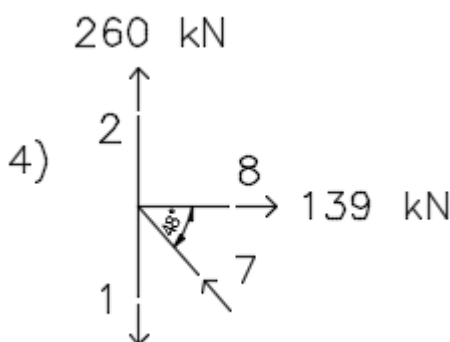
Figur 32: Snit 3 i gittersystemet.

Snitkræfterne i stang 6 og 8 kan nu findes.

$$F_6 = 94kN + 216kN \cdot \cos(40^\circ) = 259kN$$

$$F_8 = 216kN \cdot \cos(50^\circ) = 139kN$$

4. snit kan ses på figur 33 herunder:



Figur 33: Snit 4 i gittersystemet.

Snitkræfterne i stang 1 og 7 kan nu findes.

$$F_7 = \frac{139kN}{\cos(48^\circ)} = 208kN$$

$$F_1 = 260kN + 208kN \cdot \cos(42^\circ) = 415kN$$

Med vind modsatte vej, vil trækstænger blive trykstænger og omvendt. Med de fundne snitkræfter kan profilerne til gitteret dimensioneres.

Dimensionering træk-trykstænger

Alle træk- og trykstænger er RHS 90x8 i stål kvalitet S235 og regnes kun for det værste tilfælde: Stang nr. 9, som dimensioneres for følgende tryk:

$$F_9 = 216kN$$

Da det er tryk, dimensioneres stangen som en søjle. Slankhedsforholdet findes, som det første.

$$\lambda = \frac{\frac{l_s}{i}}{93,9 \cdot \varepsilon}$$

Hvor:

- l_s er knæklængden, findes til:
 $l_s = 1,0 \cdot l = 3,9m$
- i er inertiradius og findes for profilet til:
 $i = 33,2mm$
- ε er den relative materialeparameter, som findes til:
 $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

Slankhedsforholdet findes dermed til:

$$\lambda = \frac{\frac{3,9}{33,2}}{93,9 \cdot 1} = 1,25$$

Efter slankhedsforholdet, kan faktoren ϕ findes, som tager hensyn til slankhedsforholdet og søjletilfælde:

$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2)$$

Hvor:

- α er imperfektionsfaktoren, som findes ud fra søjletilfældet. Ved varmvalsede rørprofiler benyttes søjletilfælde a og faktoren bliver dermed:
 $\alpha = 0,21$
- λ er slankhedsforholdet.

Faktoren ϕ findes dermed til:

$$\phi = 0,5(1 + 0,21(1,25 - 0,2) + 1,25^2) = 1,39$$

Nu kan søjlereduktionsfaktoren findes:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{1,39 + \sqrt{1,39^2 - 1,25^2}} = 0,5$$

Med søjlereduktionsfaktoren kan trykstangens bæreevne findes:

$$N_{b,R} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Hvor:

- χ er søjlereduktionsfaktoren.

- A er profilet tværsnitsareal, som for tværsnittet er:
 $A = 2,56 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
- f_y er flydespændingen, som er valgt til:
 $f_y = 235 \text{ MPa}$
- γ_{M1} er partialkoefficienten for søjler, som findes til:
 $\gamma_{M1} = 1,2$

Bæreevnen findes dermed til:

$$N_{b,R} = 0,5 \cdot 2,56 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot \frac{235 \text{ MPa}}{1,2} = 250 \text{ kN}$$

Da $250 \text{ kN} > 216 \text{ kN}$ er træk-trykstangen tilstrækkelig.

Dimensionering af søjler

Alle søjler er af profilet HE120B med stålqualitet S275. Der regnes kun på den værst påvirkede søjle: Stang nr. 1, som dimensioneres for følgende tryk:

$$F_1 = 415 \text{ kN}$$

Søjlen dimensioneres på samme måde som træk-trykstangen. Slankhedsforholdet findes, som det første.

$$\lambda = \frac{2,8}{\frac{30,6}{93,9 \cdot 1}} = 0,97$$

Efter slankhedsforholdet, kan faktoren ϕ findes, som tager hensyn til slankhedsforholdet og søjletilfælde. Der benyttes søjletilfælde b og imperfektionsfaktoren bliver 0,34. faktoren ϕ findes til:

$$\phi = 0,5(1 + 0,34(0,97 - 0,2) + 0,97^2) = 1,1$$

Nu kan søjlereduktionsfaktoren findes:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{1,1 + \sqrt{1,1^2 - 0,97^2}} = 0,62$$

Med søjlereduktionsfaktoren kan trykstangens bæreevne findes:

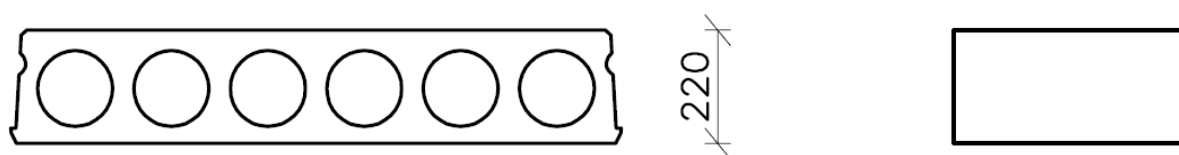
$$N_{b,R} = 0,62 \cdot 3,4 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot \frac{275 \text{ MPa}}{1,2} = 483 \text{ kN}$$

Da $483 \text{ kN} > 415 \text{ kN}$

Tegningen af gitteret kan ses i tegningsmappen under tegning 201.

6.6 Etagedæk

Etagedækkene spænder på tværs af bygningen og lægger af på langsgående- facader og indvendige vægge. Der vil i dette projekt blive anvendt EX22/120-huldæk fra Spæncom. Huldækkene er 220 mm i højden og 1200 mm bred. Huldækkets tværsnit kan ses på figur 34 herunder.



Figur 34: tværsnits- og længdesnitsprofil af det valgte huldæk.

De ydre mål er givet ved tværsnittet, mens huldækkets bæreevne afhænger af armeringsmængden. Armeringsmængden, vil blive bestemt af producenten ud fra spændlængder og den påførte last.

Lastopgørelse

Etagedækkene vil blive påvirket af egenlast og nyttelast. Lasterne på etagedækket kan ses i tabel 43 herunder.

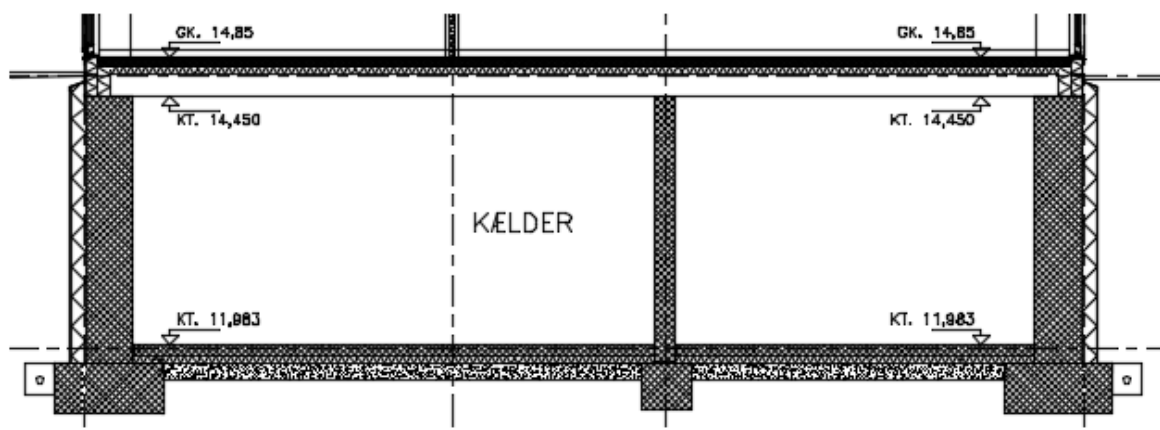
Last	Udregning	Karakteristisk [kN/m ²]	Permanent [kN/m ²]	Regningsmæssig [kN/m ²]
Egenlast	3,34 kN/m ²	3,34	3,34	3,34
Nyttelast	(0,5+1,5)kN/m ²	2,00	0,00	3,00
Sum			3,34	6,34

Tabel 43: Lodrette laster på etagedækkene.

Producenten, som i dette tilfælde er Spæncom, vil tage hensyn til eventuelle udsparinger under bestemmelse af armeringsforholdet.

7.0 Statiske beregninger – kælderkonstruktionen

I dette afsnit vil bygningsdelene for kælderkonstruktionen blive dimensioneret. Der vil blive dimensioneret kældervægge, terrændækket og fundamenter. Et snit af konstruktionen kan ses på figur 35 herunder:



Figur 35: Snit af kælderkonstruktionen.

Der er i forbindelse med projekteringen lavet en geotekniskrapport på grunden. Rapporten er vedlagt i bilag 7. Resultater for boringen er listet op i afsnit "3.7 Grund og jord" tidligere i rapporten. Byggeriet vil foregå i en byggegrube, men denne vil ikke blive dimensioneret i følgende projekt. Da der i rapporten ikke er fundet vandspejl 5m under terræn, laves der ikke ekstra foranstalter end normalt omfangsdræn. Først dimensioneres kældervæggen.

7.1 Kældervægge

I følgende afsnit vil kældervæggene blive dimensioneret.

7.1.1 Kældervæg 1

Kældervæggens dimensioner bestemmes af hulmurens tykkelse, mens armeringsmængden vil blive dimensionere. Kældervæggen er påvirket af en lodret last fra den bærende bagmur og en vandret last fra jordens hviletryk. Hulmuren der støtter af på kældervæggen består af formur af tegl, hulmursisolering og en bagmur af porebeton. I afsnit "4.2 Permanente laster" ses de forskellige lags tykkelser og den samlede mur bliver dermed 433 mm bred. Kældervæggen dimensioneres som en 1 m lang søjle med bredden 440 mm. Først opgøres lasterne som væggen påvirkes af.

Lastopgørelse

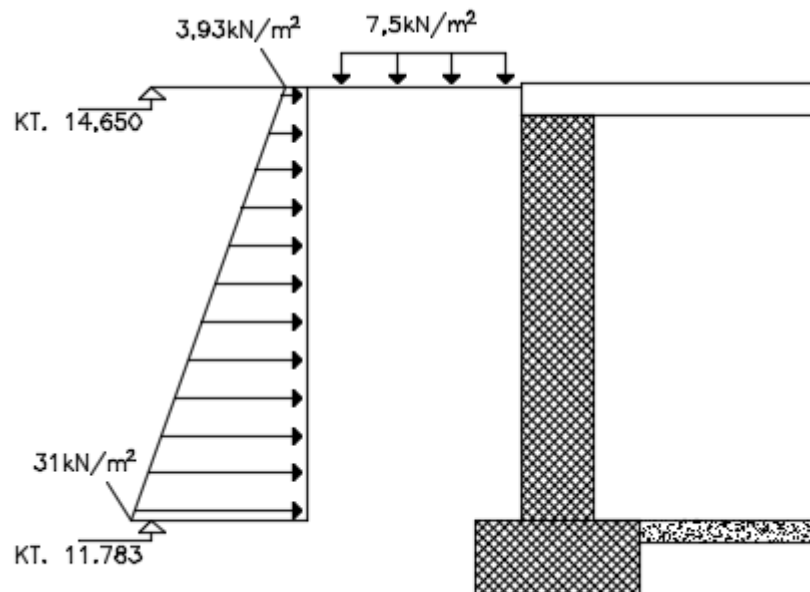
Her vil lasterne der påvirker kældervæggen blive opgjørt. Først findes den lodrette last fra bagmuren, ud fra den væg i beregningsskemaet i Appendix 2, som er værst påvirket. Derefter beregnes formurens egenlast, der tages her ikke hensyn til vindueshuller. Da de påvirker kældervæggen med hver deres excentricitet holdes de hver for sig. Til sidst findes hviletrykket, som påvirker vandret på muren. Lasten fra bagmuren findes under væg nr. x10 i beregningsskemaet:

$$N_{Ed,bagmur} = 96,4 \text{ kN/m}$$

Nu findes egenlasten fra formuren.

$$N_{Ed,formur} = \frac{1,9 \text{ kN}}{\text{m}^2} \cdot 8 \text{ m} = 15,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Hviletrykket på kældervæggen under x10 er fundet i afsnit "4.7 Jordtryk på kældervægge" og vises på figur 36 herunder:



Figur 36: Hviletrykket på kældervæg 1.

Valg af armering

Bøjningen fra jordtrykket, vil give et træk på den indvendige side, som armeringen skal optage. Der indlægges samme armering i ydersiden, da ved opgravning vil normalkraften fra bagmuren give et omvendt moment, med træk på ydersiden.

Der indlægges armeringsnet 150x150x10 mm med et lodret armeringsareal på.

$$A_s = \frac{1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} \cdot 79 \text{ mm}^2 = 526,7 \text{ mm}^2$$

Nu tjekkes det hvor vidt armeringsgraden er ok.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

Hvor:

- A_s er armeringsarealet.
- f_{yd} er armeringen regningsmæssige flydespænding.

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

- b er bredden på "søjlen".
 $b = 1000mm$
- d er den effektive højde.
 $d = h - d_{æklag} - \frac{\varnothing_{armering}}{2} = 440mm - 15mm - \frac{8mm}{2} = 421mm$
- f_{cd} er betonens regningsmæssige trykstyrke.
 $f_{cd} = \frac{20MPa}{1,45} = 13,8MPa$

Nu kan armeringsgraden findes.

$$\omega = \frac{526,7mm^2 \cdot 458MPa}{1000mm \cdot 421mm \cdot 13,8MPa} = 0,042$$

Da $\omega_{min} = 0,035 \leq \omega = 0,042 \leq \omega_{bal} = 0,483$ er armeringsgraden ok.

Der ud over bør afstanden mellem to tilstødende lodrette armeringsstænger ikke overstige den mindste værdi af 400 mm eller 3 gange væggens tykkelse.

Da der er 150 mm imellem maskerne, er dette overholdt.

Dimensionering

Kældervæggen vil blive dimensioneret, som en søjle påvirket af bøjning og normalkraft på samme tid. Først tjekkes det om der kan ses bort for 2. ordens effekter, hvis slankhedsforholdet λ er mindre en værdien λ_{lim} , som er givet ved:

$$\lambda_{lim} = 20 \sqrt{\frac{A_c \cdot f_{cd}}{N_{Ed}}}$$

Hvor:

- A_c er betonens tværsnitsareal, som findes til.
 $A_c = 440mm \cdot 1000mm = 0,44 m^2$
- f_{cd} er betonens regningsmæssige betontrykstyrke, bestemt til.
 $f_{cd} = \frac{20MPa}{1,45} = 13,8MPa$
- N_{Ed} er den lodrette last på muren pr. m, som findes til.
 $N_{Ed} = 96,4kN + 15,2kN = 111,6kN$

Værdien kan nu bestemmes til:

$$\lambda_{lim} = 20 \sqrt{\frac{0,44m^2 \cdot 13,8MPa}{111,6 kN}} = 147$$

Nu findes murens slankhedsforhold.

$$\lambda = \frac{l}{i}$$

Hvor:

- l er søjlelængden, som bestemmes ud fra understøtningsforholdet. Den findes med følgende forhold er den svarende til den geometriske højde af væggen.
 $l = 2,7m$
- i er inertiradius, som findes ud fra væggens inertimoment og tværsnitsareal.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_c}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot 1000mm \cdot (440mm)^3}{0,44m^2}} = 127mm$$

Slankhedsforholdet findes til:

$$\lambda = \frac{2,7m}{127mm} = 21,3$$

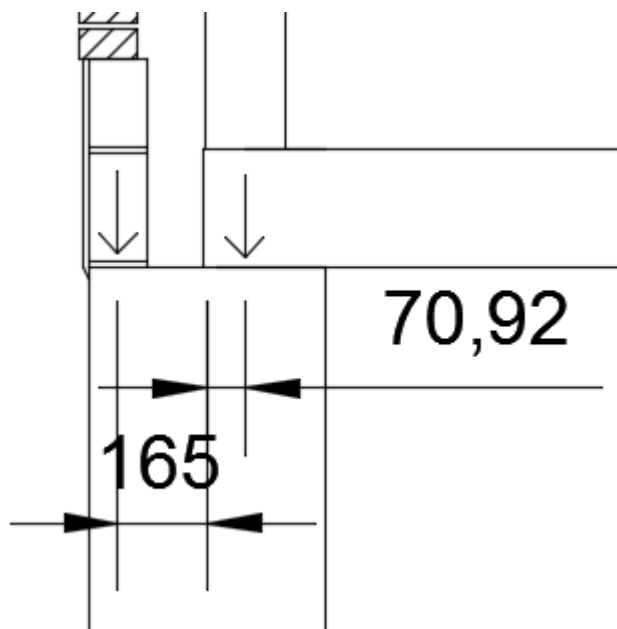
Da $\lambda = 21,3 < \lambda_{lim} = 147$ skal der ikke tages højde for 2. ordens effekter.

Bøjning og normalkraft

Kældervæggen kan nu beregnes som en bjælke påvirket af bøjning og normalkraft vha. Naviers formel. Først findes momentet fra hviletrykket på væggen.

$$M_{hviletryk} = 0,064 \cdot 31 \frac{kN}{m} \cdot (2,7m)^2 = 14,5kNm$$

Derudover skal momentet fra de 2 normal kræfter findes da de angribe med en excentricitet fra midten. Excentriciteten kan ses på figur 37 herunder:



Figur 37: lasternes excentricitet.

Det ses at formuren, giver et tillæg til momentet fra hviletrykket og bagmuren give et negativt moment. Momenterne udregnes.

$$M_{e,formur} = 15,2 kN \cdot 165mm = 2,51 kNm$$

$$M_{e,bagmur} = 96,4 kN \cdot -70,9mm = 6,83 kNm$$

Altså bliver det samlede moment.

$$M = 14,5 \text{ kNm} + 2,51 \text{ kNm} - 6,83 \text{ kNm} = 10,2 \text{ kNm}$$

Nu kan Naviers formel benyttes.

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{I} \cdot y$$

Hvor:

- N er den samlede Normalkraft.
 $N = 111,6 \text{ kN}$
- A er tværsnittets areal.
 $A = 0,44 \text{ m}^2$
- M er det samlede moment.
 $M = 10,2 \text{ kNm}$
- I er tværsnittets inertimomentet.
 $I = \frac{1}{12} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot (440 \text{ mm})^3 = 7,099 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$
- y er afstanden fra kanten af profilet til nulpunktet.
 $y = \frac{440 \text{ mm}}{2} = 220 \text{ mm}$

Nu kan den minimale- og maksimale spænding findes.

$$\sigma_c = \frac{111,6 \text{ kN}}{0,44 \text{ m}^2} \mp \frac{10,2 \text{ kNm}}{7,099 \cdot 10^9 \text{ mm}^4} \cdot 220 \text{ mm} = \begin{cases} -0,06 \text{ MPa} \\ 0,57 \text{ MPa} \end{cases}$$

Der er både et træk og tryk i søjlen. Nu skal spændingen i armeringen og betonen bestemmes. Først findes betonens trykzonehøjden.

$$x = \beta \cdot d$$

Hvor:

- β er en faktor, som findes ud fra en tredjegradsligning.
- d er den effektive højde.
 $d = 421 \text{ mm}$

β findes med følgende tredjegradsligning.

$$\beta^3 + 3 \cdot \beta^2 \cdot \left(\frac{M}{N \cdot d} - \frac{h}{2 \cdot d} \right) + 6 \cdot \alpha \cdot \rho \cdot \beta \cdot \left(\frac{M}{N \cdot d} + 1 - \frac{h}{2 \cdot d} \right) - 6 \cdot \alpha \cdot \rho \cdot \left(\frac{M}{N \cdot d} + 1 - \frac{h}{2 \cdot d} \right) = 0$$

Hvor de ubekendte er:

- α er en materialeparameter, der er bestemt ud fra forholdet mellem elasticitetsmoduler for stål og betonen.
 $\alpha = 27$

- ρ er armeringsforholde, som bestemmes til.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{526,7 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 421 \text{ mm}} = 1,25 \cdot 10^{-3}$$

Nu kan tredjegradsligningen løses.

$$\begin{aligned} \beta^3 + 3 \cdot \beta^2 \cdot \left(\frac{10,2 \text{ kNm}}{111,6 \text{ kN} \cdot 0,421 \text{ m}} - \frac{0,44 \text{ m}}{2 \cdot 0,421 \text{ m}} \right) + 6 \cdot 27 \cdot 1,25 \cdot 10^{-3} \cdot \beta \\ \cdot \left(\frac{10,2 \text{ kNm}}{111,6 \text{ kN} \cdot 0,421 \text{ m}} + 1 - \frac{0,44 \text{ m}}{2 \cdot 0,421 \text{ m}} \right) - 6 \cdot 27 \cdot 1,25 \cdot 10^{-3} \\ \cdot \left(\frac{10,2 \text{ kNm}}{111,6 \text{ kN} \cdot 0,421 \text{ m}} + 1 - \frac{0,44 \text{ m}}{2 \cdot 0,421 \text{ m}} \right) = 0 \end{aligned}$$

Ligningen forkortes til.

$$\beta^3 + (-0,9164) \cdot \beta^2 + 0,1406 \cdot \beta - 0,1406 = 0$$

β findes til.

$$\beta = 0,93$$

Med β fundet kan trykzonehøjden nu bestemmes.

$$x = 0,93 \cdot 421 \text{ mm} = 392 \text{ mm}$$

Nu kan betonspændingen bestemmes ved at tage moment om trækarmringen.

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot b \cdot x \cdot \left(d - \frac{1}{3} \cdot x \right) = M + N \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) \rightarrow \\ \sigma_c = \frac{M + N \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right)}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{1}{3} \cdot x \right)} \end{aligned}$$

Spændingen findes til:

$$\sigma_c = \frac{10,2 \text{ kNm} + 111,6 \text{ kN} \cdot \left(421 \text{ mm} - \frac{440 \text{ mm}}{2} \right)}{1000 \text{ mm} \cdot 392 \text{ mm} \cdot \left(421 \text{ mm} - \frac{1}{3} \cdot 392 \text{ mm} \right)} \cdot 2 = 0,57 \text{ MPa}$$

Da $\sigma_c = 0,57 \text{ MPa} < f_{cd} = 13,8 \text{ MPa}$ er bæreevnen tilstrækkelig.

Nu kan armeringsspændingen findes ved benyttelse af vandret projektion.

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot b \cdot x - A_s \cdot \sigma_s = N \rightarrow \sigma_s = \frac{\frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot b \cdot x - N}{A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{\frac{1}{2} \cdot 0,57 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 392 \text{ mm} - 111,6 \text{ kN}}{526,7 \text{ mm}^2} = 0,23 \text{ MPa}$$

Da $\sigma_s = 0,23 \text{ MPa} < f_{yd} = 458 \text{ MPa}$ er bæreevnen tilstrækkelig.

Kældervæggen kan dermed optage bøjningen fra hviletrykket og trykket fra konstruktionen ovenover. Det skal dog tjekkes om væggen kan optage bøjningen alene, da trykket medvirker til at mindske bøjningen. Kældervæggen tjekkes nu for ren bøjning.

Ren bøjning

Der ses bort fra hele den lodrette last fra konstruktionen ovenover. Først findes spændingen i betonen, som er bestemt ved.

$$\sigma_c = \frac{M}{\varphi_b \cdot b \cdot d^2}$$

Den eneste ubekendte er den dimensionsløse størrelse φ_b , som er givet med ligningen.

$$\varphi_b = \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \beta\right)$$

β findes med følgende udtryk, for ren bøjning.

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

Hvor α og ρ er fundet under bøjning og normalkraft. β beregnes til.

$$\beta = 27 \cdot 1,25 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{27 \cdot 1,25 \cdot 10^{-3}}} - 1 \right) = 0,228$$

φ_b beregnes til.

$$\varphi_b = \frac{1}{2} \cdot 0,228 \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot 0,228\right) = 0,105$$

Til sidst kan spændingen i betonen beregnes til.

$$\sigma_c = \frac{14,5 \text{ kNm}}{0,105 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 421 \text{ mm}^2} = 0,78 \text{ MPa}$$

Da $\sigma_c = 0,78 \text{ MPa} < f_{cd} = 13,8 \text{ MPa}$ er bæreevnen tilstrækkelig.

Nu findes spændingen i armeringen, som er bestemt med:

$$\sigma_s = \alpha \cdot \gamma \cdot \sigma_c$$

Hvor:

- γ er en hjælpestørrelse, der bestemmes til.

$$\gamma = \frac{1-\beta}{\beta} = \frac{1-0,228}{0,228} = 3,39$$

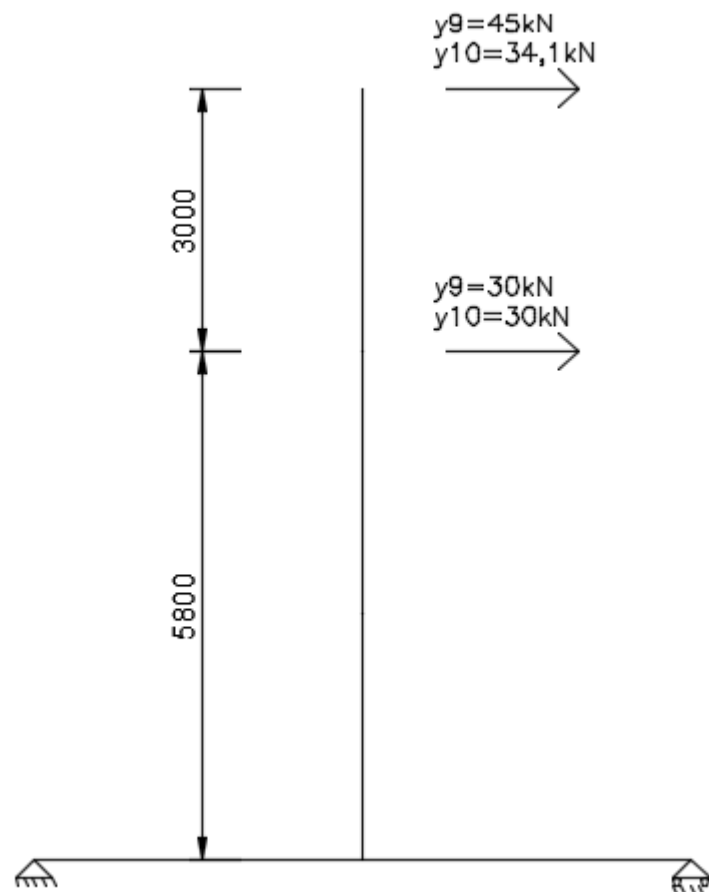
Spændingen i armeringen kan nu beregnes.

$$\sigma_s = 27 \cdot 3,39 \cdot 0,78 \text{MPa} = 71,4 \text{MPa}$$

Da $\sigma_s = 71,4 \text{MPa} < f_{yd} = 458 \text{MPa}$ er bæreevnen tilstrækkelig.

7.1.2 Kældervæg under stålrammer

Kældervæggens tykkelse er ligesom forrige kældervæg bestemt af overliggene hulmur bredde. Muren betragtes, som en høj bjælke, der påvirkes af momentet fra gittersystemet ved y9 og y10. Momentet bestemmes ud fra følgende statiske system.



Figur 38: Statisk system for kældervæg med indstøbt gitter.

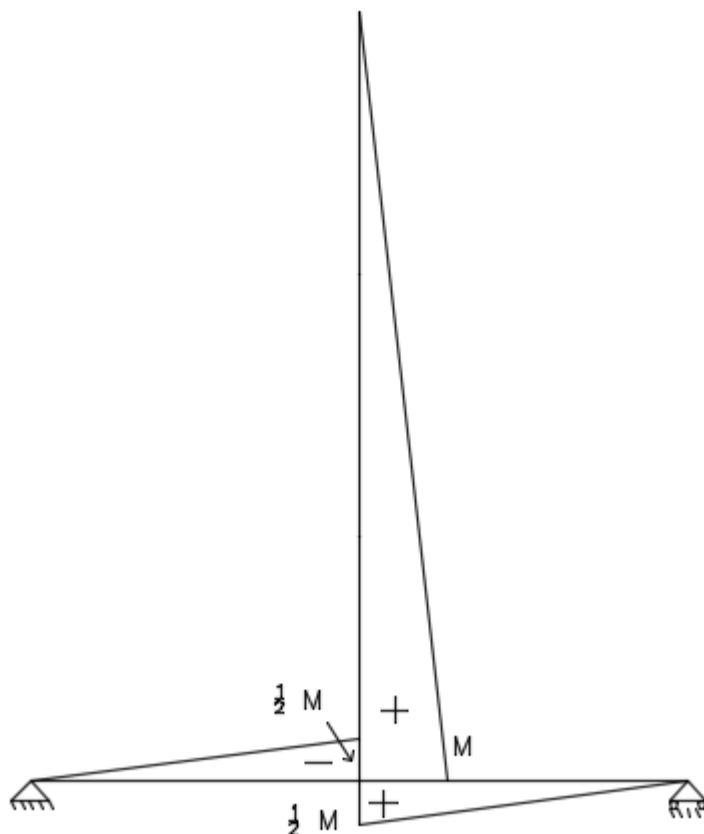
Nu findes momentet i gitteret.

$$M_{Ed} = (45 \text{kN} + 34,1 \text{kN}) \cdot (5,8 \text{m} + 3 \text{m}) + (30 \text{kN} + 30 \text{kN}) \cdot 5,8 \text{m} = 1044 \text{ kNm}$$

Momentet i væggen vil fordele sig, så momentet bliver det halve.

$$M_{Ed} = \frac{1044kNm}{2} = 522kNm$$

Momentfordelingen kan ses på figur 19 herunder.



Figur 39: Momentfordeling i det statiske system.

Bøjning

Med momentet kan vi nu finde armeringen, der er påkrævet for at optage kræfterne. Først findes armeringsgraden.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

Hvor:

- A_s er armeringsarealet, som skønnes til 3 y16 armeringsstænger.
 $A_s = 603 \text{ mm}^2$
- f_{yd} er armeringens regningsmæssige flydespænding.
 $f_{yd} = 458 \text{ MPa}$
- b er kældervæggens bredde.
 $b = 150 \text{ mm} + 125 \text{ mm} + 150 \text{ mm} = 425 \text{ mm}$

- d er den effektive højde af fundamentet. Med den valgt miljøklasse og armering findes den til.

$$d = 2700mm - 15mm - \frac{16mm}{2} = 2677mm$$

- f_{cd} er betonens regningsmæssige trykstyrke.

$$f_{cd} = \frac{16MPa}{1,45} = 11MPa$$

Nu kan armeringsgraden bestemmes.

$$\omega = \frac{603mm^2 \cdot 458MPa}{425mm \cdot 2677mm \cdot 11MPa} = 0,022$$

Nu findes hjælpestørrelsen μ .

$$\mu = \omega \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega\right) = 0,022 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,022\right) = 0,022$$

Nu kan momentet findes.

$$M_{Rd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0,022 \cdot 425mm \cdot (2677mm)^2 \cdot 11MPa = 737 kNm$$

Da $M_{Rd} = 737kNm > M_A = 522kNm$ er bæreevnen tilstrækkelig.

Altså indsættes der 3 y16 armeringstænger i top og bund yderligere end armeringen bestemt i kældervæg 1.

Forskydning

Da der er indsat Rionet i kældervæggene, regnes der ikke på bøjler, da det skønnes at rionettet vil være tilstrækkeligt.

7.2 Kældergulv

Da kældergulvet ikke er påvirket af en opadrettet kraft fra vandtryk, skal den kun tjekkes for egenlast og nyttelast. Derfor vil den skulle beregnes, som et normalt terrændæk, der støtter af på jorden.

Til at bestemme terrændækket, benyttes Sundolitts opslagstabel, for terrændæk i kategori A bolig. Det bestemmes at der skal være 200 mm S80 isolering.

Opslaget kan ses i bilag 8. Resultatet af opslaget giver et betondæk på 100 mm med 150x150x6 mm rionet i nederste 1/3 af betonen.

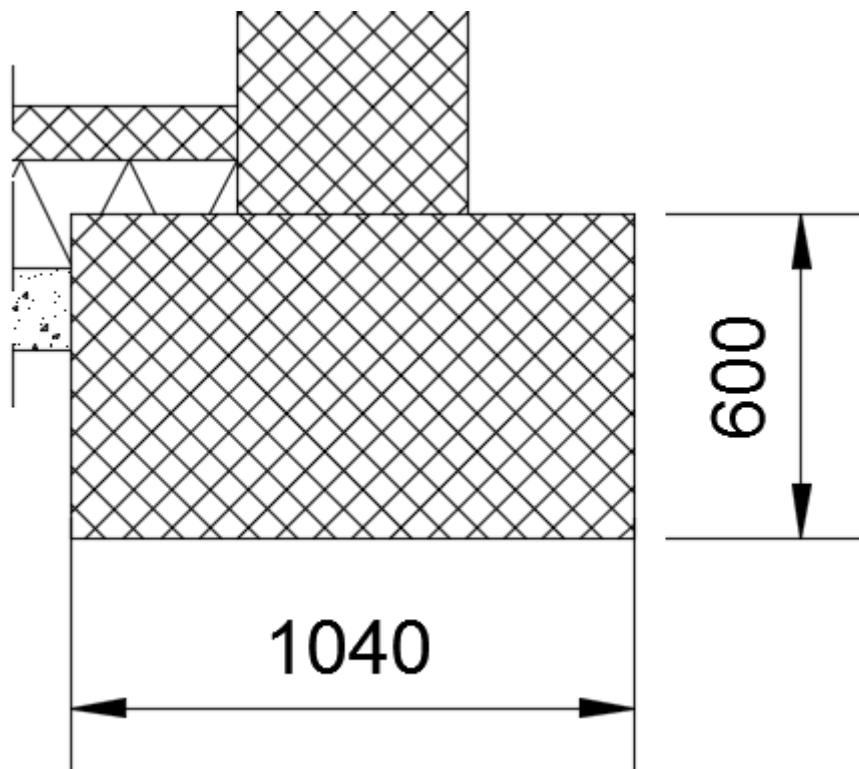
Alle bærende og stabiliserende vægge, føres igennem terrændæk og ned til egen bærende fundament, da terrændækket ikke kan optage disse laster.

7.3 Fundamenter

Under alle ydervægge og indvendige bærende og stabiliserende vægge skal der laves linjefundamenter. Der vil blive tjekket for 2 tilfælde. Under den værst påvirkede ydervæg og ved stålrammen ved væg y9 og y10 i afsnit "6.5 Dimensionering af stålgritter".

7.3.1 Stribefundament på langs af bygningen under kældere

Der vil blive tjekket for linjefundamentet under væg x10 + kældervæggens last. Fundamentet opføres som det ses på figur 40 herunder:



Figur 40: stribefundament under kældervæg under x10.

Lastopgørelse

Først findes alle lasterne på stribefundamentet.

$$x_{10} + formur = 111,6 \frac{kN}{m}$$

$$Kældervæg = 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,44m \cdot 2,7m = 28,5 \frac{kN}{m}$$

$$Fundament = 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,6m \cdot 1,04m = 15 \frac{kN}{m}$$

Nu kan den samlede lodrette last på jorden findes.

$$V = 111,6kN + 28,5kN + 15kN = 155 \frac{kN}{m}$$

Dimensionering

Nu skal fundamentets bæreevne på de gældende jordforhold findes. Fundamentet regnes centralt belastet og står på sand. Bæreevnen bestemmes derfor af følgende formel.

$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot b' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q$$

Hvor:

- R' er den effektive lodrette bæreevne ved (FUK).
- A' er det effektive fundaments areal.
 $A' = 1,04m \cdot 1m = 1,04 m^2$
- γ' er den effektive rumvægt under (FUK).
 $\gamma' = 18 \frac{kN}{m^3}$
- q' er den effektive lodrette overlejringstryk ved siden af (FUK). Den mindste af de 2 sider benyttes.
 $q' = 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,1m + 18 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,5m = 11,4 \frac{kN}{m^2}$
- b' er den effektive fundaments bredde.
 $b' = 1,04m$
- N_q er en bæreevnefaktor og findes til.
 $N_q = \frac{1+\sin(\varphi)}{1-\sin(\varphi)} \cdot e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} = \frac{1+\sin(28,4^\circ)}{1-\sin(28,4^\circ)} \cdot e^{\pi \cdot \tan(28,4^\circ)} = 15,4$
- N_γ er en bæreevnefaktor og findes til.
 $N_\gamma = \frac{1}{4} \cdot \left((N_q - 1) \cos(\varphi) \right)^{\frac{3}{2}} = \frac{1}{4} \cdot \left((15,4 - 1) \cos(28,4^\circ) \right)^{\frac{3}{2}} = 11,3$
- s_γ, s_q er formfaktorer og sættes for stribe fundamenter til.
 $s_\gamma = s_q = 1$
- i_γ, i_q er hældningsfaktorer, som bestemmes ud fra forholdet mellem vandret og lodret laster. Da fundamentet ikke er påvirket af vandret last, sættes den til.
 $i_\gamma = i_q = 1$
- d_q er dybdefaktoren, som tager højde for styrken af jorden på siden af fundament. Da jorden på siden af fundament ikke altid forbliver intakt, sættes den til.
 $d_q = 1$

Nu kan bæreevnen bestemmes.

$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} \cdot 18 \frac{kN}{m^3} \cdot 1,04m \cdot 11,3 \cdot 1 \cdot 1 + 11,4 \frac{kN}{m^2} \cdot 15,4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 281 \frac{kN}{m^2}$$

Nu findes bæreevnen pr. m af sribefundamentet.

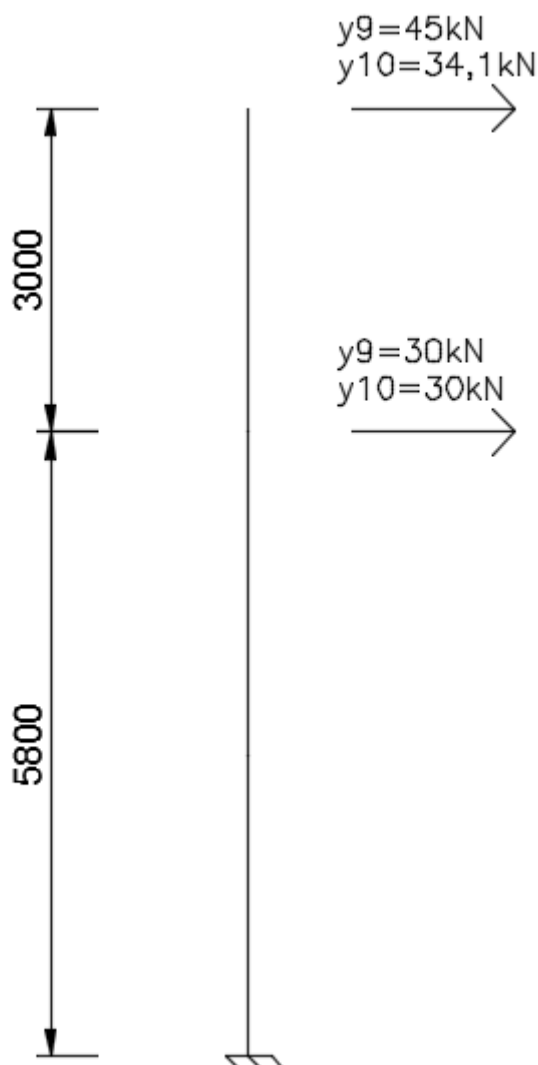
$$\frac{R'}{A'} = 281 \frac{kN}{m^2} \rightarrow \frac{R'}{b' \cdot l'} = 281 \frac{kN}{m^2} \rightarrow \frac{R'}{l'} = 1,04m \cdot 281 \frac{kN}{m^2} = 292 \frac{kN}{m}$$

Da $\frac{R'}{l'} = 292 \frac{kN}{m} > V = 155 \frac{kN}{m}$ er bæreevnen tilstrækkeligt.

7.3.2 Stribefundament under stålrammekonstruktion

Stribefundamentet under stålrammen, skal kunne optage kræfterne og overføre den videre til jorden. Stålrammen ved stabiliserende væg y9 og y10 er støbt i kældervæggen.

Stålrammen, vil give anledning til et moment i fundamentet. Momentet regnes, som var det en indspændt søjle, se figur 41 herunder.



Figur 41: statiske system, for moment i fundament.

Lastopgørelse

Nu kan momentet beregnes.

$$M_{Ed} = (45kN + 34,1kN) \cdot (5,8m + 3m) + (30kN + 30kN) \cdot 5,8m = 1044 \text{ kNm}$$

Dette moment ligger i toppen af kældervæggen. Den vandrette last skal føres til stribefundamentet, hvilket giver et tillæg til momentet.

$$M_{Ed} = 1044 \text{ kNm} + (45kN + 34,1kN + 30kN + 30kN) \cdot 3,3m = 1503kNm$$

Nu regnes egenlasten fra overliggende lejlighedsskel, kældervæg og stribefundamentet. Kældervæggen's tykkelse bestemmes af bredden på lejlighedsskellet.

$$V_{lejlighedsskel} = \left(1,44 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,7m + 1,7 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,8m\right) \cdot 9,1m \cdot 0,9 = 106 \text{ kN}$$

$$V_{kældervæg} = 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,425m \cdot 7,5m \cdot 2,7m \cdot 0,9 = 186 \text{ kN}$$

$$V_{stribefundament} = 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,6m \cdot 1,04m \cdot 10,5m \cdot 0,9 = 142 \text{ kN}$$

$$V_{samlet} = 106 \text{ kN} + 186 \text{ kN} + 142 \text{ kN} = 437 \text{ kN}$$

Dimensionering

Med momentet fundet og den samlede lodrette last, kan fundamentet nu regnes som et excentrisk belastet fundament.

$$e = \frac{M}{V} = \frac{1503 \text{ kNm}}{437 \text{ kN}} = 3,44m$$

Da $e = 3,44m < 0,3 \cdot b = 3,15m$ skal fundamentet regnes som stærkt excentrisk.

Nu findes den effektive længde, efterfuldt af det effektive areal.

$$l' = l - 2 \cdot e = 10,5m - 2 \cdot 3,44m = 3,62m$$

$$A' = 3,62m \cdot 1,04m = 3,76m^2$$

Nu kan belastningen på det effektive areal findes.

$$\frac{437 \text{ kN}}{3,76m^2} = 116 \frac{kN}{m^2}$$

Da fundamentet er stærkt excentrisk og der derfor ikke kan regnes med det effektive lodrette overlejringstryk, skal bæreevnen findes igen med følgende formel.

$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot b' \cdot N_{\gamma}^e \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma}^e$$

Hvor:

- N_{γ}^e er bæreevnefaktoren for stærkt excentriske fundamenter.
 $N_{\gamma}^e = 2 \cdot N_{\gamma} = 2 \cdot 11,3 = 22,6$
- i_{γ}^e er hældningsfaktoren for stærkt excentriske fundamenter.
 $i_{\gamma}^e = 1 + 3 \cdot \frac{H}{V} = 1 + 3 \cdot \frac{(45 \text{ kN} + 34,1 \text{ kN} + 30 \text{ kN} + 30 \text{ kN})}{437 \text{ kN}} = 1,95$

Bæreevnen findes til.

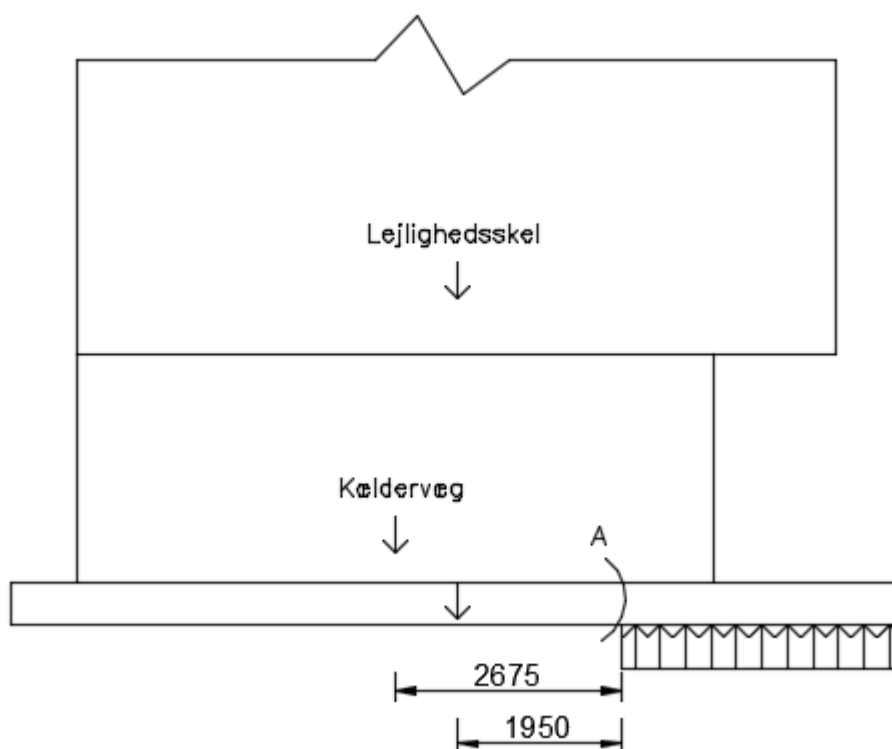
$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} \cdot 18 \frac{kN}{m^3} \cdot 1,04m \cdot 22,6 \cdot 1 \cdot 1,95 = 412 \frac{kN}{m^2}$$

Da $\frac{R'}{A'} = 1436 \frac{kN}{m^2} > 121 \frac{kN}{m^2}$ er bæreevnen tilstrækkelig.

Da hele fundamentet benyttes til at opnå bæreevnen, skal den interne bæreevne kunne optage lasterne. Bæreevnen findes i fundamentets armering.

Armering i fundament

Armeringen i fundamentet findes ved at indlægge et snit, ved starten af trykzonen. Her findes momentet fra de forskellige bygningsdeles resultanter. Se figur 42 herunder.



Figur 42: Resultanter og deres afstande fra snit til angrebspunkt.

Bøjning

Nu findes momentet, som fundamentet skal kunne optage.

$$M_A = 186kN \cdot 2,675m + (106kN + 142kN) \cdot 1,95m = 981kNm$$

Med momentet kan vi nu finde armeringen, der er påkrævet for at optage kræfterne. Først findes armeringsgraden.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

Hvor:

- A_s er armeringsarealet, som skønnes til 6 y32 armeringsstænger.
 $A_s = 4830 \text{ mm}^2$

Diplomprojekt

Etagebyggeri i porebeton - stabilitet

- f_{yd} er armeringens regningsmæssige flydespænding.
 $f_{yd} = 458MPa$
- b er fundamentets bredde.
 $b = 1040mm$
- d er den effektive højde af fundamentet. Med den valgt miljøklasse og armering findes den til.
 $d = 600mm - 15mm - \frac{25mm}{2} = 573mm$
- f_{cd} er betonens regningsmæssige trykstyrke.
 $f_{cd} = \frac{16MPa}{1,45} = 11MPa$

Nu kan armeringsgraden bestemmes.

$$\omega = \frac{4830mm^2 \cdot 458MPa}{1040mm \cdot 573mm \cdot 11MPa} = 0,338$$

Nu findes hjælpestørrelsen μ .

$$\mu = \omega \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega\right) = 0,338 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,338\right) = 0,28$$

Nu kan momentet findes.

$$M_{Rd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0,28 \cdot 1040mm \cdot (573mm)^2 \cdot 11MPa = 1052 kNm$$

Da $M_{Rd} = 1052kNm > M_A = 981kNm$ er bæreevnen tilstrækkelig.

Forskydning

Da fundamentet fungerer som bjælke, skal forskydningsarmeringen bestemmes.

Forskydningsspændingen findes først.

$$\tau_{Ed,max} = \frac{V_{Ed,max}}{b_w \cdot z}$$

Hvor:

- V_{Ed} er den maksimale forskydningslast.
 $V_{Ed,max} = 437kN$
- b_w er den mindste kropsbredde.
 $b_w = 1,04m$
- z er den indre momentarm.
 $z = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega\right) \cdot d = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,307\right) \cdot 0,573m = 0,485m$

Nu kan den maksimale regningsmæssige forskydningsspænding findes.

$$\tau_{Ed,max} = \frac{437kN}{1,04m \cdot 0,485m} = 0,87MPa$$

Med forskydningsspændingen kan betonspændingen findes.

$$\sigma_c = \tau_{Ed,max} \cdot \left(\cot\theta + \frac{1}{\cot\theta} \right)$$

Hvor:

- $\cot\theta$ er trykhældningen i betonen, som sættes i intervallet $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$.
 $\cot\theta = 2,0$

Betonspændingen findes nu til.

$$\sigma_c = 0,87MPa \cdot \left(2,0 + \frac{1}{2,0} \right) = 2,17MPa$$

Forskydningsbæreevnen skal overholde følgende kriterie $\sigma_c \leq v_v \cdot f_{cd}$.

Hvor:

- v_v er effektivitetsfaktor for forskydning.
 $v_v = 0,62$
- f_{cd} betonens regningsmæssige trykstyrke.
 $f_{cd} = \frac{16MPa}{1,45} = 11MPa$

Nu kan det tjekkes om kriteriet er overholdt.

$$0,62 \cdot 11MPa = 6,8MPa$$

Da $\sigma_c = 2,17MPa \leq v_v \cdot f_{cd} = 6,8MPa$ er bæreevnen tilstrækkelig.

Nu skal bøjleafstanden bestemmes. Der vælges $\emptyset 10$ bøjler og bøjleafstanden svarende til minimumsarmeringen findes.

$$s \leq \begin{cases} 0,75 \cdot d \\ 15,9 \cdot \frac{A_{sw}}{b_w} \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{f_{ck}}} \end{cases}$$

Hvor:

- d er den effektive højde.
 $d = 573mm$
- A_{sw} er bøjlernes tværsnitsareal.
 $A_{sw} = 157mm^2$
- b_w er fundamentets bredde.
 $b_w = 1040mm$
- f_{yk} er armeringens karakteristiske flydespænding.
 $f_{yk} = 550MPa$
- f_{ck} er betonens karakteristiske trykstyrke.
 $f_{ck} = 16MPa$

Bøjleafstanden findes nu.

$$s \leq \begin{cases} 0,75 \cdot 573mm = 430mm \\ 15,9 \cdot \frac{157mm^2}{1040mm} \cdot \frac{550MPa}{\sqrt{16MPa}} = 330mm \end{cases}$$

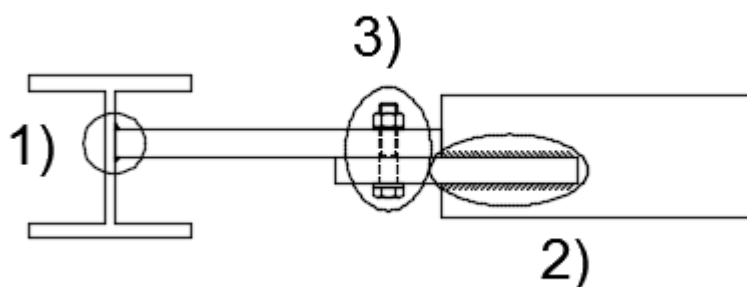
Der indsættes 1 ø10 bøjle pr. 300 mm

8.0 Samlinger

I følgende afsnit, vil alle samlinger i projektet blive projekteret.

8.1 Samlinger vindgitteret intern

Alle træk-trykstænger skal fastgøres til HE120B søjlerne, så de kan overføre de nødvendige laster. Der kigges på stang 9 som gøres fast til stang 2 på figur 29. Samlingen kan ses på figur 43 herunder:



Figur 43: Samlingsdetaljer ved montering af træk-trykstænger på søjler.

Samlingen skal kunne optage et træk på 216 kN.

Samlingdetalje nr. 1

Da kræften er skrå, opdeles trækkræften i en normalkraft og en forskydning på svejsningen.

$$N_{Ed} = 216 \text{ kN} \cdot \cos(50^\circ) = 139 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 216 \text{ kN} \cdot \sin(40^\circ) = 165 \text{ kN}$$

Derefter fordeles lasterne over svejsningens længde.

$$N_{Ed}^* = \frac{139 \text{ kN}}{0,15 \text{ m}} = 926,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$V_{Ed}^* = \frac{165 \text{ kN}}{0,15 \text{ m}} = 1100 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Svejsningens samlede belastning pr. mm kan udtrykkes med følgende formel:

$$N_{eq,Ed}^* = \sqrt{\left(N_{Ed}^* + \frac{6M_{Ed}}{l^2}\right)^2 + \frac{3}{2} \cdot V_{Ed}^{*2}}$$

Da svejsningen ikke er udsat for moment, kan belastningen findes ud fra de fundne kræfter.

$$N_{eq,Ed}^* = \sqrt{\left(926,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}}\right)^2 + \frac{3}{2} \cdot \left(1100 \frac{\text{N}}{\text{mm}}\right)^2} = 1635 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Med belastningen fordelt på svejsesømmen, kan svejsningen størrelse findes. I Teknisk ståbi, tabel 6.50 findes at et dobbelt kantsøm med $a=4$ mm til at kunne optage:

$$N^*_{w,Rd} = 1886 \text{ N/mm}$$

Da $1886 \frac{\text{N}}{\text{mm}} > 1635 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$ er svejsningen tilstrækkelig.

Samplingsdetalje nr. 2

Da svejsningen er parallelt med trækraften skal denne svejsning kunne optage kraften, som forskydning. Svejsningen er 10 cm på hver side af Rhs-profilet, altså 20 cm i alt.

Forskydningen den påvirkes med pr. mm er som følgende:

$$V^*_{Ed} = \frac{216 \text{ kN}}{0,2 \text{ m}} = 1080 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Der benyttes igen en dobbelt kantsøm med $a=4$ mm, som kan optage:

$$V^*_{w,Rd} = 1540 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Da $1540 \frac{\text{N}}{\text{mm}} > 1080 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$ er svejsningen tilstrækkelig.

Samplingsdetalje 3

Samplingsdetalje 3 er en boltesamling. Samlingen er to 20mm fladjern, der boltes sammen på pladsen med to M24 bolt. Først tjekkes der for hulrandsbæreevnen.

$$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot d \cdot t \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Hvor:

- d er boltens diameter, som vælges til.
 $d = 24 \text{ mm}$
- t er pladens tykkelse, som vælges til.
 $t = 20 \text{ mm}$
- f_u er pladens trækstyrke, som for stål S235 er.
 $f_u = 360 \text{ MPa}$
- γ_{M2} er partialkoefficienten, som er fundet til.
 $\gamma_{M2} = 1,35$

Hulrandsbæreevnen findes dermed til:

$$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot 24 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm} \cdot \frac{360 \text{ MPa}}{1,35} = 320 \text{ kN}$$

Da $320 \text{ kN} > 216 \text{ kN}$ er hulrandsbæreevnen tilstrækkelig. Der tjekkes derefter for overlappingsbæreevnen for stålbolten, da den udsættes for forskydningskræfter i mellem de 2 plader. Overlappingsbæreevnen findes med følgende formel:

$$F_{v,Rd} = \alpha_v \cdot A \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

Hvor:

- α_v er en reduktionsfaktor, som bestemmes ud fra boltens kvalitet og hvor på bolten der vil ske overklipning. Der vælges kvalitet 8.8 og brud sker i gennem rullet gevind. Reduktionsfaktoren findes til.
 $\alpha_v = 0,6$
- A er enten skaftearealet eller spændingsarealet.
 $A_s = 355 \text{ mm}^2$
- f_{ub} er trækstyrken på bolten, som for bolt 8.8 er.
 $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$
- γ_{M2} er partialkoefficienten, som er fundet til.
 $\gamma_{M2} = 1,35$

Overklipningsbæreevnen findes dermed til:

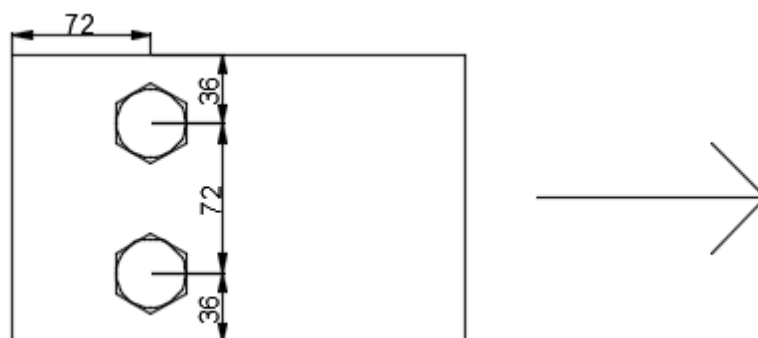
$$F_{b,Rd} = 0,6 \cdot 355 \text{ mm}^2 \cdot \frac{800 \text{ MPa}}{1,35} = 125,5 \text{ kN}$$

Der benyttes 2 bolte, så den endelige overklipningsbæreevne findes til:

$$F_{b,Rd} = 2 \cdot 125,5 \text{ kN} = 251 \text{ kN}$$

Da $251 \text{ kN} > 216 \text{ kN}$ er overklipningsbæreevnen tilstrækkelig.

Da der er mere end en bolt, opsættes minimumsafstande for boltene. Afstandene kan ses på figur 44 herunder:

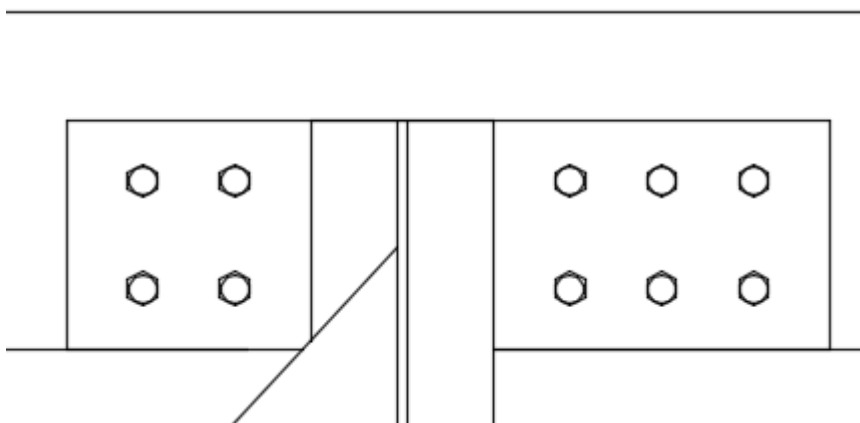


Figur 44: Mindste afstande i stål med M24 bolte.

Samlingen kan ses på tegning nr. 300 i tegningsmappen.

8.2 Samling mellem gitterkonstruktion og spær

For at overføre lasterne fra tagkonstruktionen til gitteret skal der laves en samling der kan dette. Tagkonstruktionen er opbygget af spær, som ligger på hver side af den stabiliserende væg. For at overføre kræfterne, laves der en udveksling af konstruktionstræ, hvor muren er. På søjlen er påsvejet en 6 mm stålplade, hvorpå udvekslingen og spæret boltes på, med det tilstrækkelige antal bolte. Samlingen kan ses på figur 45 herunder:



Figur 45: Samling mellem stålgrid og spær.

Da samlingen er påvirket af forskydning, vil det være samlingens tværbæreevne der er dimensionsgivende.

Tværbæreevne

I følgende samling regnes der på 1 snits forbindelser, først for træ mod træ også for stålplade mod træ. Tværbæreevnen findes til den mindste værdi af følgende for træ mod træ:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

Hvor:

- $F_{v,Rk}$ er den karakteristiske tværbæreevne.

- t_i er træets tykkelse.
 $t_1 = 45mm$ og $t_2 = 120mm$
- $f_{h,i,k}$ er den karakteristiske hulrandsstyrke for trædelen og findes med formlen:

$$f_{h,1,k} = \frac{0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k}{k_{90} \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2} = \frac{0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 12) \cdot 380}{(1,35 + 0,015 \cdot 12) \cdot \sin(90^\circ)^2 + \cos(90^\circ)^2} = 17,9 MPa$$

$$f_{h,2,k} = f_{h,1,k}$$
- d er boltens diameter.
 $d = 12mm$
- $M_{y,Rk}$ er boltens karakteristiske flydemoment i Nmm.

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 800 \cdot (12)^{2,6} = 1,53491 \cdot 10^5 Nmm$$
- β er forholdet mellem trædelenes hulrandsstyrke.
 $\beta = 1$
- $F_{ax,Rk}$ er boltens karakteristiske aksiale udtrækningsstyrke, som ikke er kendt der tages derfor ikke hensyn til toreffekten

Med alle faktorer kendt, kan tværbæreevnen findes:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 9,7 kN \\ 25,8 kN \\ 8,6 kN \\ 6,3 kN \\ 10,3 kN \\ 9,3 kN \end{cases}$$

Den karakteristiske bæreevnen for en M12 bolt i forbindelsen mellem træ og træ er altså:

$$F_{v,Rk} = 6,3 kN$$

Samme skal tjekkes i forbindelsen mellem stålplade og træ. Da det er samme fremgangsmetode, benyttes regningsprogrammet SømDIM til bestemmelse af bæreevnen. Beregningen kan ses i bilag 9.

$$F_{v,Rk} = 6,8 kN$$

Da bæreevnen er større end ved træ mod træ findes den regningsmæssige bæreevne til:

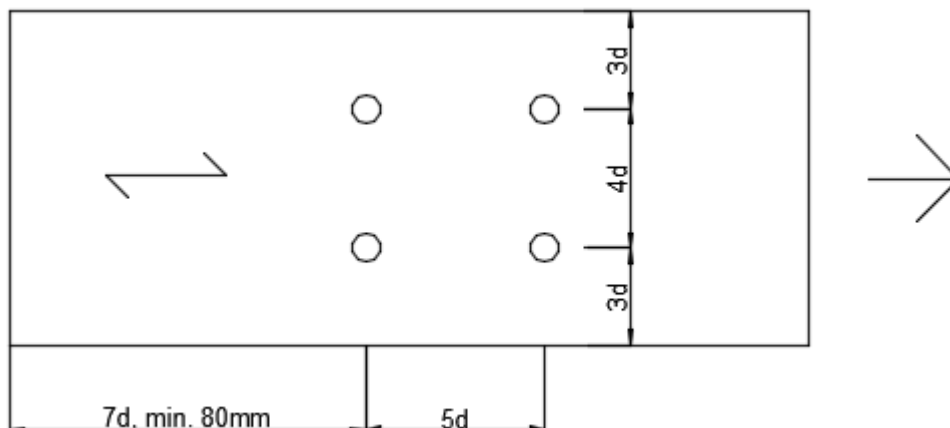
$$F_{v,Rd} = \frac{6,3 kN \cdot 1,1}{1,35} = 5,1 kN$$

Nu kan der findes hvor mange bolte der skal minimum til for at overføre kræfterne fra tag til gitter.

$$y_9 = \frac{45 kN}{5,1 kN} = 8,8 \approx 9 \text{ bolte}$$

$$y_{10} = \frac{34,1 kN}{5,1 kN} = 6,7 \approx 7 \text{ bolte}$$

Med det bestemte antal bolte, kan minimumsafstandene bestemmes og kan ses på figur 46 herunder:



Figur 46: Minimumsafstande for bolte påvirket langs fiberretningen.

$$3d = 3 \cdot 12 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$$

$$4d = 4 \cdot 12 \text{ mm} = 48 \text{ mm}$$

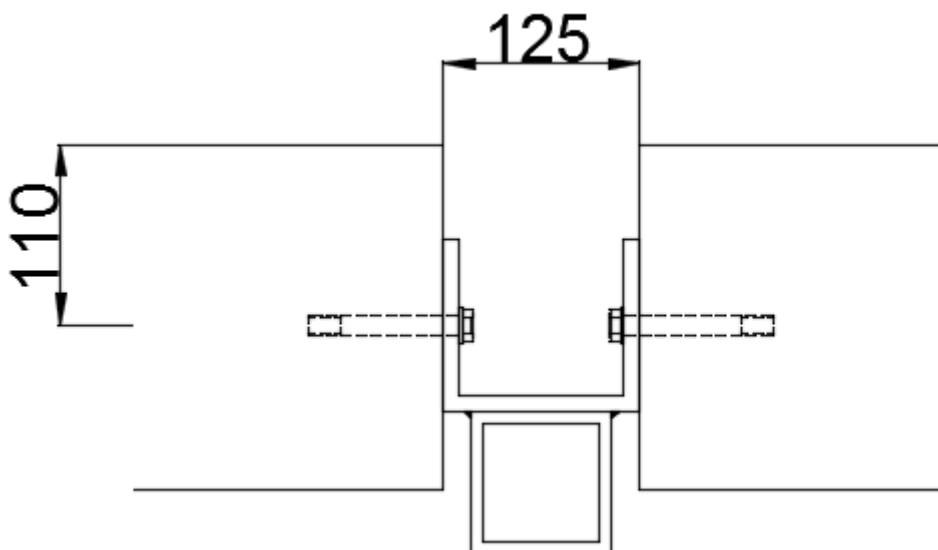
$$5d = 5 \cdot 12 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

$$7d = 7 \cdot 12 \text{ mm} = 84 \text{ mm}$$

Med minimumsafstandene, kan samlingens dimensioner tegnes. Samlingdetaljerne kan ses på tegning nr. 301 i tegningsmappen.

8.3 Samling mellem gitterkonstruktion og etagedæk

For at overføre lasterne fra etagedækkene til gitteret skal der laves en samling der kan dette. Etagedækkene er lavet af huldæk, da de ikke ligger af på væggene på tværs, er der her lavet udstøbning, som ovenstående væg kan stå på. For at overføre lasten fra udstøbningen til gitteret laves der et u-jern der svejses på den vandrette RHS-stang nr. 10. U-jernet boltes derefter i udstøbningen med klæbeankre. Samlingen kan ses på figur 47 herunder:



Figur 47: Bukket u-jern påsvejs RHS-profil og boltes i etagedæk med Expandet klæbeankre.

Klæbeankrenes bæreevne er fundet i Expandet's tekniske ark for klæbeankre, som kan ses i bilag 10. Der vælges M12 bolte og der findes en regningsmæssig kombineret bæreevne på:

$$F_{R,d} = 10 \text{ kN}$$

Der kigges nu på kantafstande og indbyrdes afstande, som kan føre til reduktioner af bæreevnen. Afstande og reduktioner findes ligeledes i det tekniske ark for klæbeankre.

Kantafstand: 110 mm $r_{Nc} = 0,76$

Indbyrdes afstand: 270 mm $r_{Ns} = 1,00$

Altså kan den reducerede bæreevne bestemmes til:

$$F_{R,d} = 0,76 \cdot 1,00 \cdot 10 \text{ kN} = 7,6 \text{ kN}$$

Da samlingen skal kunne optage 30 kN fra hvert etagedæk, findes nu antal klæbeankre der minimum skal være.

$$\frac{30 \text{ kN}}{7,6 \text{ kN}} = 3,9 \approx 4 \text{ stk}$$

Ved minimum 4 stk. M12 Expandet Klæbeankre er bæreevnen tilstrækkelig. Samlingsdetaljerne kan ses på tegning nr. 302 i tegningsmappen.

8.4 Samling mellem gitterkonstruktion og fundament/kældervæg

Gitterets 2 søjler påsvejses en 250x250x20 mm bundplade og støbes 500 mm i fundament eller kældervæggen. Bundpladen hjælper med at fordele trykket eller optage trækket. Der kigges på det værste tilfælde, som er stang nr. 1 i afsnit "6.5 Dimensionering af stål-gitter", der påvirkes af:

$$F_1 = 415 \text{ kN}$$

Kraften er i dette tilfælde træk, men med vind modsatte retning, vil det blive et tryk med samme kraft.

Tryk

Trykket vil blive overført igennem fodpladen. Det tjekkes nu om betonen kan optage spændingen. Først findes spændingen fra fodpladen.

$$\sigma_{cd} = \frac{415kN}{250mm \cdot 250mm} = 6,64MPa$$

Nu kan betonens trykstyrke beregnes.

$$f_{cd} = \frac{20MPa}{1,45} = 13,8MPa$$

Da $\sigma = 6,64MPa < f_{cd} = 13,8MPa$ er bæreevnen tilstrækkelig.

Træk

Imod træk indsættes 4 armeringsbøjler af y14 armeringsjern, som er bukket rundt om fodpladen og med en forankringslængde ned i kældervæggen. Armeringsarealet er fundet til.

$$A_s = 1230mm^2$$

Først tjekkes spændingen i armeringen.

$$\sigma_{sd} = \frac{415kN}{1230mm^2} = 337 MPa$$

Nu findes armeringen regningsmæssige flydespænding.

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

Da $\sigma = 337MPa < f_{yd} = 458MPa$ er bæreevnen tilstrækkelig.

Efter trækbæreevnen, skal forankringslængden tjekkes, så trækkræften kan overføres til betonen. Den regningsmæssige forankringslængde findes med følgende formel.

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

Hvor:

- $\emptyset$ er armeringen diameter.
 $\emptyset = 14mm$
- σ_{sd} er armeringsspændingen.
 $\sigma_{sd} = 337MPa$
- f_{bd} er den regningsmæssige forankringsstyrke.
 $f_{bd} = 2,25 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot \frac{2,9MPa}{1,7} = 3,8MPa$

Nu kan den regningsmæssige forankringslængde findes.

$$l_{b,rqd} = \frac{14mm}{4} \cdot \frac{337MPa}{3,8MPa} = 310mm$$

Bøjlerne køres derfor minimum 350 mm under fodpladen og op over hovedarmeringen.

Se også tegning nr. 303 i tegningsmappen.

8.5 Murbindere mellem for- og bagmur

Vindens kræfter på formuren, skal føres videre til bagmuren og de stabiliserende vægge.

Dette gøres igennem murbindere. Murbinderne vælges til tinbronze med en diameter på 3mm, og har en karakteristisk styrke på 720 MPa. I programmet "murprojektering" beregnes bindernes regningsmæssige trykstyrke til 0,33kN. Beregningen kan ses i bilag 11.

Først findes det nødvendige antal bindere pr. kvadratmeter mur, for at overføre vindlasten. Vinden der skal overføres findes i lastopgørelsen i Appendix 1 til at være.

$$w_d = 0,75 \cdot 1,02 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,5 = 1,15 \frac{kN}{m^2}$$

Der indsættes 4 bindere pr. kvadratmeter og bæreevnen findes til.

$$0,33kN \cdot \frac{4}{m^2} = 1,32 \frac{kN}{m^2}$$

Da $1,15 \frac{kN}{m^2} < 1,32 \frac{kN}{m^2}$ er bæreevnen tilstrækkelig.

Der ud over skal der ved kanter, som regnes til understøtning af murværk beregnes. Kanten på x1,2 i afsnit "6.1 Murværk, tværbelastede murfelter" benyttes, som regningseksempel. Vinden pr. m af den ene understøtning bestemmes. Det antages, at vinden fordeles ligeligt på de 4 sider.

$$1,15 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,5m = 0,86 \frac{kN}{m}$$

Der indsættes murbindere pr. 300 mm langs kanten.

$$0,33kN \cdot \frac{1000mm}{300mm} = 1,13kN \text{ pr. m.}$$

Da $0,86 \frac{kN}{m} < 1,13 \frac{kN}{m}$ er bæreevnen tilstrækkelig.

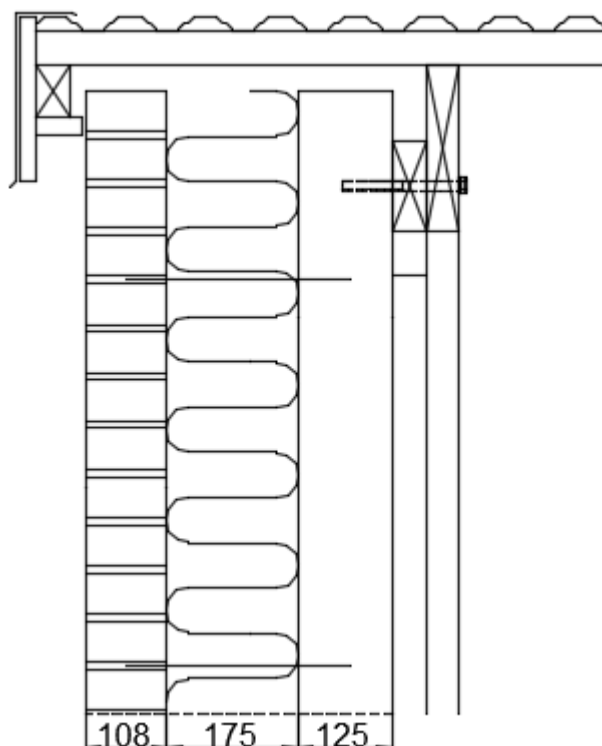
Der ud over skal der ligeledes ved åbningers kanter placeres murbindere, for at sikre overførslen af den vandrette last.

8.6 Samling mellem spær og gavltrekant

I følgende afsnit vil samlingen mellem tagkonstruktionen og gavltrekanten blive dimensioneret. Samlingen skal kunne overføre de vandrette kræfter fra tagkonstruktionen til bagmuren med vind på tværs. Da bygningen er sammenbygget med nabobygning kigges der

ikke på vind på langs, samt suget med vind på tværs. Med vind på langs ville den skulle kunne optage det træk der kommer ved et sug på væggen.

Samlingen laves med fugt- og formstabile mellemlægsklodser, som med spærene skrues i bagmuren med Expandet LB Metal bolte. På figur 48 herunder ses samlingen mellem spær og gavltrekanten.



Figur 48: Samling mellem spær og gavltrekant.

De vandrette laster fra vind på tværs, vil blive overført ved spærfoden. De dimensioneres kun for forskydningskraften, da gavlen ikke er udsat for sug. Dimensionering tager udgangspunkt i stabiliserende væg y1, som skal kunne optage følgende kraft:

$$F_d = 13,1 \text{ kN}$$

De 13,1 kN fordeles over murens længde, for at finde kraften pr. m boltene skal kunne overføre.

$$F_d = \frac{13,1 \text{ kN}}{10,8 \text{ m}} = 1,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ud fra H+H tekniske katalog for multipladen, kan forskydningsbæreevnen for Expandet LB10 Metal bolte findes. Den aktuelle side er medtaget som bilag 12. Der indsættes 1 bolt pr. 1 m og bæreevnen findes til:

$$F_d = \frac{3,03 \text{ kN}}{1 \text{ m}} = 3,03 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

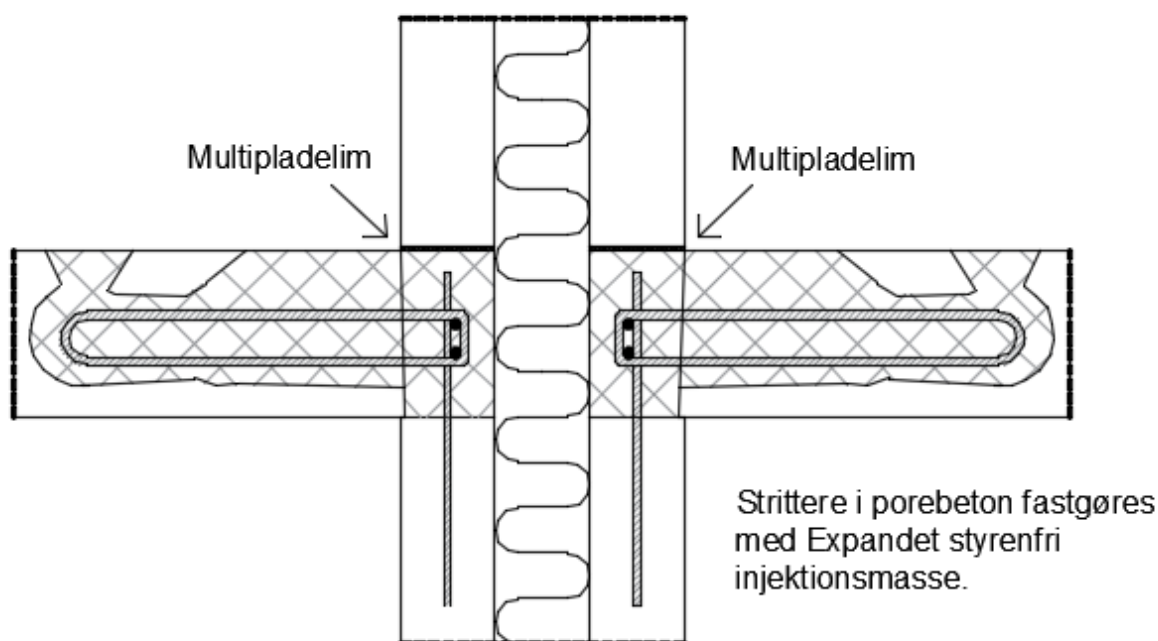
Bæreevnen er altså tilstrækkelig. Da vind på langs af bygningen ikke beskrives i dette projekt, tjekkes der ikke for udtrækningsbæreevnen ved sug på gavlen. Dette vil dog skulle tjekkes, for at bæreevnen er helt eftervist.

De resterende stabiliserende vægge samles på samme måde. Samlingen mellem tag og langsgående mure bestemmes ikke i følgende rapport, da der er set bort fra vind på langs. Samlingen laves dog med en rem der boltes i bagmur.

Samlingen kan ses på tegning nr. 304 i tegningsmappen

8.7 Samling mellem etagedæk og lejlighedsskel

Samlingen mellem etagedækkene og lejlighedsskellene skal kunne overføre den vandrette last fra etagedækkene og til de stabiliserende tværvægge. Samlingen laves som hammerhoveder og laves pr. 1,2m med T12 armeringsjern. Samlingen kan ses på figur 49 herunder:



Figur 49: Hammerhovedsamling mellem etagedæk og lejlighedsskel.

Kraften den skal kunne overføre findes pr. samling.

$$F = 15 \frac{kN}{m} \cdot 1,2m = 18kN$$

Kraften fordeles på støbeskellets areal.

$$\tau = \frac{18kN}{1200mm \cdot 220mm} = 0,07MPa$$

Dimensionering

Samlingen regnes som et støbeskel med armering vinkelret på støbeskelet. Samlingens bæreevne findes med.

$$\tau_{Rd} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot (\rho \cdot f_{yd} + \sigma_n)$$

Hvor:

- c er faktor til bestemmelse af kohæsionsleddet. Støbningen regnes som en jævn samling.
 $c = 0,2$
- f_{ctd} er betonens trækstyrke.
 $f_{ctd} = \frac{3,8MPa}{1,7} = 2,2 MPa$
- μ er friktionskoefficienten.
 $\mu = 0,6$
- ρ er armeringsforholdet.
 $\rho = \frac{A_s}{A_i} = \frac{226mm^2}{1200mm \cdot 220mm} = 0,085\%$
- f_{yd} er armeringens regningsmæssige flydespænding.
 $f_{yd} = 458MPa$
- σ_n er spændingen pr. arealenhed, grundet normalkraft.
 $\sigma_n = 0$

Før bæreevnen bestemmes, tjekkes om armeringsforholdet er over minimumsforholdet.

$$\frac{0,02 \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,02 \cdot \frac{25MPa}{1,45}}{458MPa} = 0,075\%$$

Da $\rho = 0,085\% > 0,075\%$ er armeringen tilstrækkelig.

Nu findes støbeskelets bæreevne.

$$\tau_{Rd} = 0,2 \cdot 2,2MPa + 0,6 \cdot (0,085 \cdot 458MPa + 0) = 23,8MPa$$

Den øvre bæreevne af et støbeskel kan dog findes med formelen.

$$\frac{1}{2} \cdot v_v \cdot f_{cd}$$

Hvor:

- v_v er effektivitetsfaktor ved forskydning.
 $v_v = 0,58$
- f_{cd} er den regningsmæssige trykstyrke.
 $f_{cd} = \frac{25MPa}{1,45} = 17,2MPa$

Den maksimale bæreevne kan nu findes.

$$\frac{1}{2} \cdot 0,58 \cdot 17,2MPa = 5MPa$$

Da $\tau = 0,07 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa}$ er bæreevnen tilstrækkelig.

Nu tjekkes der for den vandrette trækforbindelse, mellem stabiliserende væg og etagedækket. Her skal der ligeledes overføres de 15 kN/m. Her laves strittere med T10 armeringsstænger pr. 250 mm.

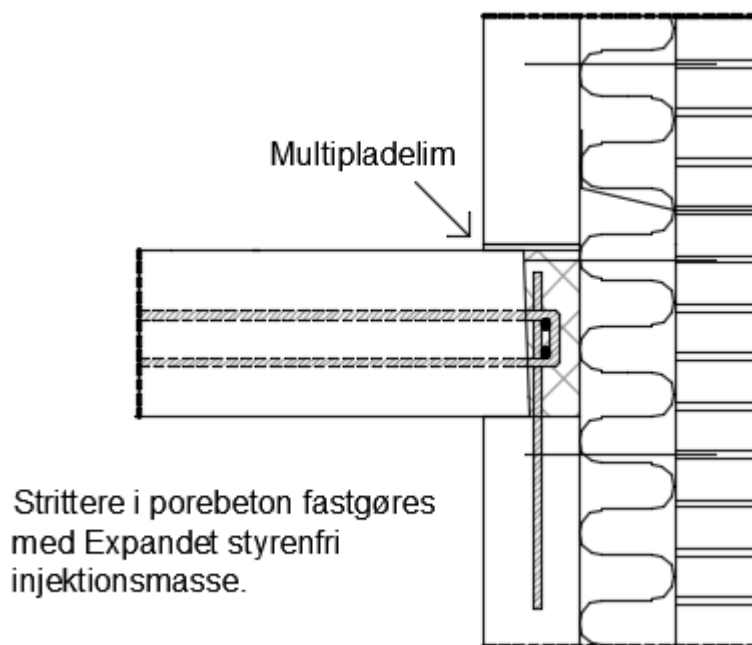
$$F = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0,25 \text{ m} = 3,75 \text{ kN}$$

Det vil i dette tilfælde ikke være støbeskelet der er dimensionsgivende, men derimod klæbeankeret i porebetonen. Der findes her ikke nogle decideret bæreevne for kemiske ankre ned oven i en porebetonmur, da der her er for lille kant afstand. Det er dog erfaringsmæssigt, at en T10 stritter pr. 250 mm, fastgjort med Expandet styrenfri injektionsmasse er tilstrækkelig.

Samlingen kan ses på tegning nr. 305.

8.8 Samling mellem etagedæk og facader

Samlingen mellem etagedæk og facader på tværs af bæreretningen skal kunne overføre den vandrette last fra etagedækkene og de stabiliserende langsgående vægge. Samlingen laves som u-bøjler og laves i hver udstøbning mellem dækelementer pr. 1,2m med T12 armeringsjern der føres 1,5m ind i fugen. Samlingen kan ses på figur 50 herunder.



Figur 50: Længdefugearmering mellem etagedæk og bagmur i facader.

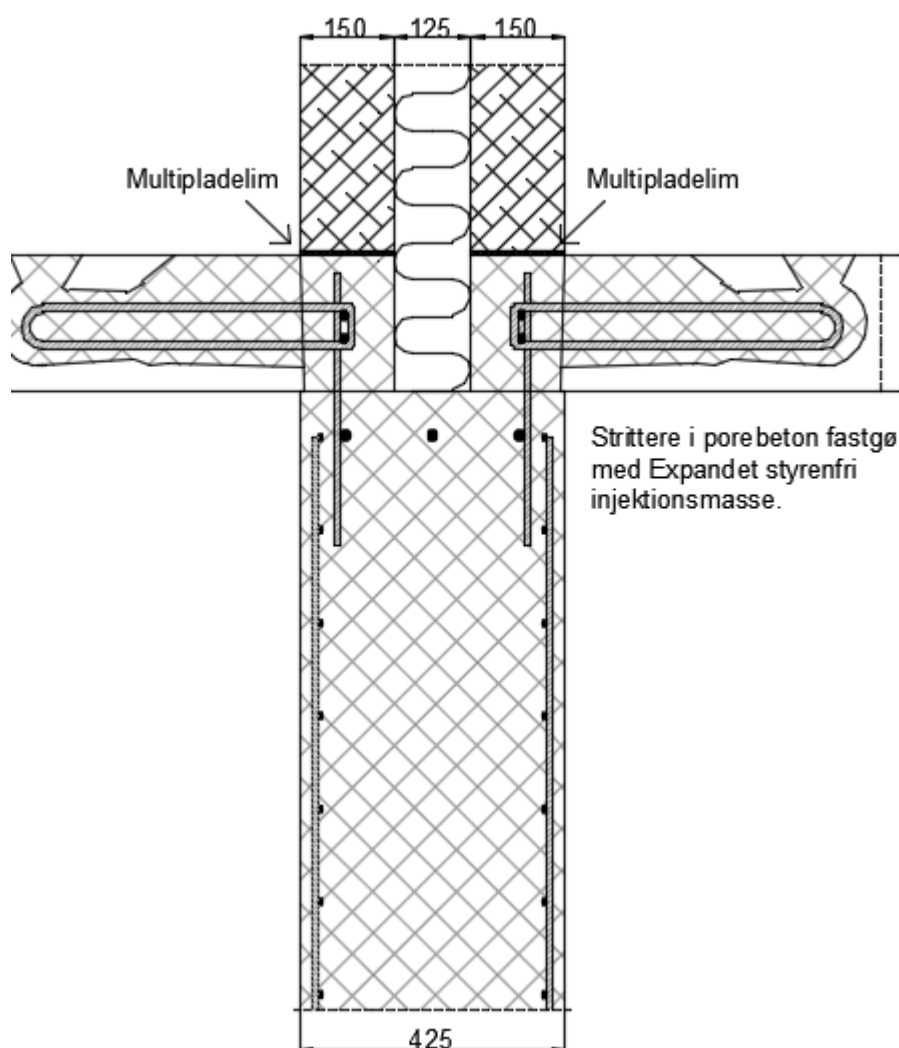
Samlingen dimensioneres, som ved samlingen mellem etagedæk og lejlighedsskel i afsnit "8.7 Samling mellem etagedæk og lejlighedsskel".

Placering af murbindere, samt murpapindlæg kan ses på figuren.

Samlingen kan ses på tegning nr. 306.

8.9 Samling mellem kældervæg og lejlighedsskel

Samlingen mellem kældervæg og lejlighedsskel på tværs af bæreretningen skal kunne overføre den vandrette last fra etagedækkene og de stabiliserende langsgående vægge. Samlingen laves som hammerhoved og laves pr. 1,2m med T12 armeringsjern. Samlingen kan ses på figur 50 herunder.



Figur 51: Hammerhoved samling mellem kældervæg og etagedæk.

Der regnes ikke på samlingen, da den er tilsvarende samlingen i afsnit ” 8.7 Samling mellem etagedæk og lejlighedsskel”. Forskellen er at stritterene her er nedstøbt i kældervæggen, hvilket giver meget større bæreevne.

Samlingen kan ses på tegning nr. 307.

8.10 Afstivning af tagskive

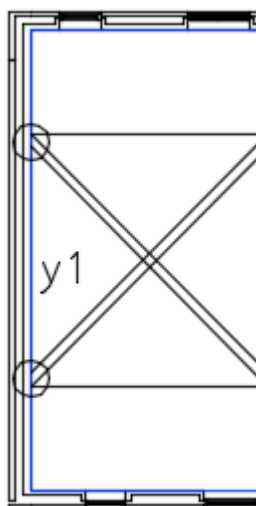
Det er fra en start forudsat, at tagskiven er stiv og kan overføre de vandrette laster til de forskellige stabiliserende vægge. I følgende vil denne afstivning blive eftervist. Afstivningen kan laves på forskellige måder, som beskrevet herunder.

- Montering af pladebeklædning, som x-finer på tagoverfladen.
- Montering af kryds med spærtræ.
- Montering af kryds med ståltrækbånd.

I dette projekt vælges der at udføre et kryds i tagfoden af 220x45 mm spærtræ. Krydset skal kunne optage de vandrette laster, som forskydning i de forskellige samlinger. Den værste samling vil her blive dimensioneret. I afsnit "5.4 Undersøgelse af vægfeltet" i tabel 23 findes lasten der skal overføres fra tagskiven til væg nr. y1 til.

$$F = 13,1kN$$

Krydset kan ses på figur 52 herunder.



Figur 52: Afstivning af tagskive, med vindkryds af spærtræ.

Da krydset har 2 samlinger over væg y1 reduceres lasten den enkelte samling skal kunne overføre.

$$F = \frac{13,1kN}{2} = 6,55kN$$

Nu skal samlingen dimensioneres. Der vælges at benytte 38/100 søm til fastgørelse af kryds til spær. Først findes bæreevnen af sømmet. Til dette benyttes beregningsprogrammet "SømDIM" udgivet af Træ information. Beregningen kan ses i bilag 13.

$$R_{v,k} = 1,4kN$$

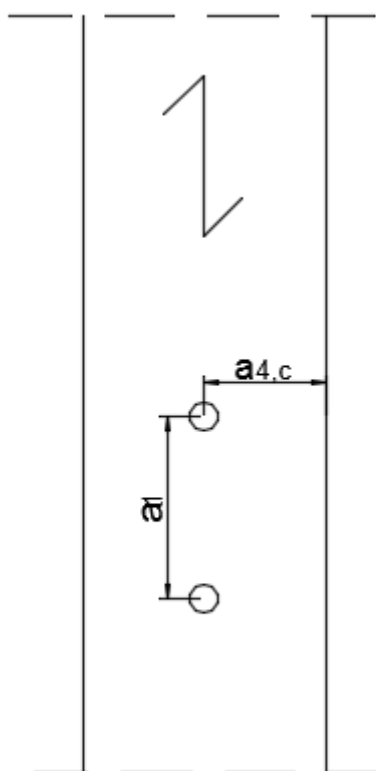
Da samlingen dimensioneres mod vind, bliver den regningsmæssige bæreevne.

$$R_{v,d} = \frac{1,4kN \cdot 1,1}{1,35} = 1,14kN$$

Samlingen laves med 7 38/100 søm og bæreevnen findes til.

$$V_{samlet} = 1,14kN \cdot 7 = 8kN$$

Da $V_{samlet} = 8kN > F = 6,55kN$ er bæreevnen tilstrækkelig. Det skal nu eftervises at sømmene kan placeres i træet, så minimums afstande overholdes. Først findes minimumsafstandene i spærfod med last parallelt med fibre. Minimumsafstandene kan ses på figur 53 herunder.



Figur 53: Minimums sømafstande i spærfod.

Nu skal minimumsafstandene beregnes. Først finde a_1 , som er den indbyrdes afstand parallelt med fibre.

$$a_1 = (5 + 5 \cdot |\cos(\alpha)|) \cdot d$$

Minimumsafstanden findes til:

$$a_1 = (5 + 5 \cdot |\cos(180^\circ)|) \cdot 3,8mm = 38mm$$

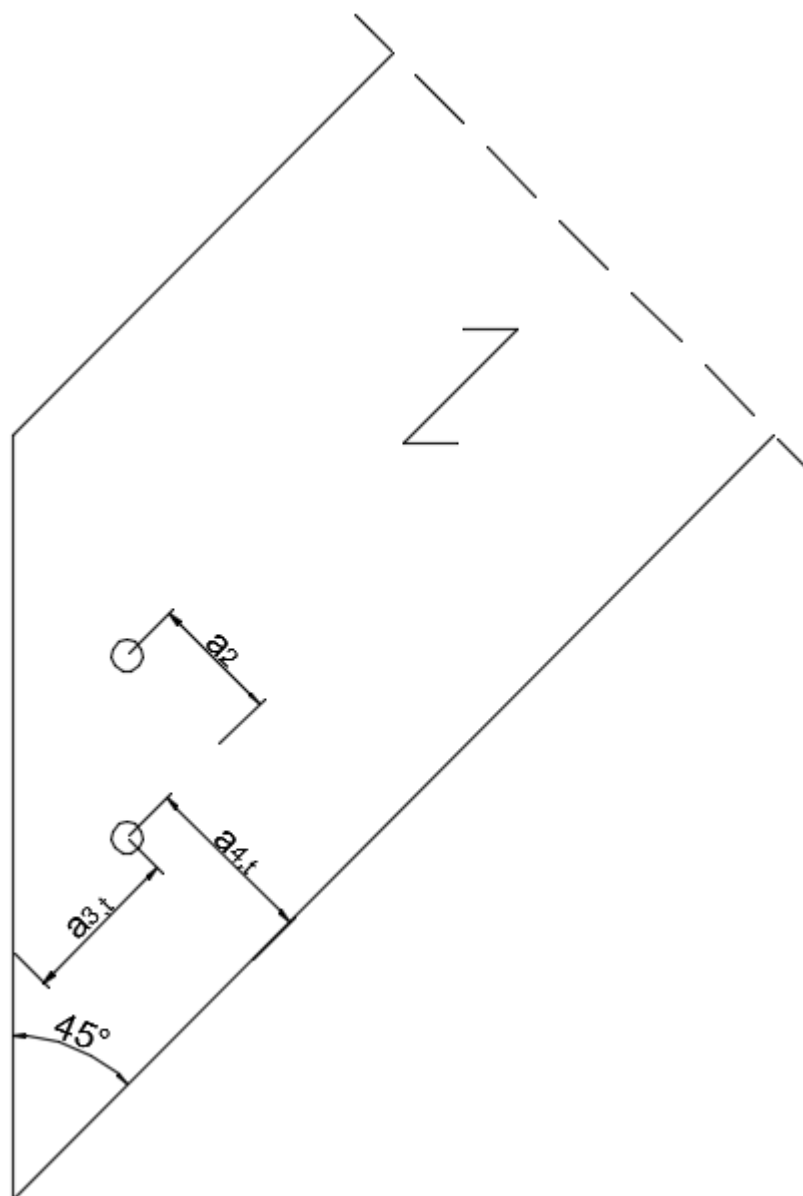
Nu findes $a_{4,c}$, som er afstanden mellem søm og ubelastet kant.

$$a_{4,c} = 5 \cdot d$$

Minimumsafstanden findes til:

$$a_{4,c} = 5 \cdot 3,8mm = 19mm$$

Nu skal minimumsafstandene i krydset findes med last virkende med en vinkel på fibrene. Minimumsafstandene kan ses på figur 54 herunder.



Figur 54: Minimums sømafstande i kryds.

Nu skal minimumsafstandene beregnes. Først finde $a_{3,t}$, som er afstand mellem søm og belastet ende.

$$a_{3,t} = (10 + 5 \cdot |\cos(\alpha)|) \cdot d$$

Minimumsafstanden findes til:

For at overholde kravet til afstand $a_{3,t}$ laves der opklodsning af et spærtræ, hvor i sømmene placeres.

9.0 Diskussion

Projektet omhandler et allerede eksisterende byggeri, opført i 2007. Det blev i den tid projekteret med bærende vægge i beton. Betonen er i projektet skiftet ud med det lettere og billigere materiale porebeton. Bygningen er derefter igen blevet gennemregnet for lodret- og vandretlastnedføring hvor bygningens hovedstabilitet er i fokus. Til begge tilfælde, blev bygningen placeret i et koordinatsystem, så alle de langsgående vægge blev navngivet x og de tværgående blev navngivet y.

Den lodrette lastnedføring blev sikret, ved at tjekke de bærende vægge på langs af bygningen. Grundet huldækkenes spændretning gjorde, at det var de langsgående vægge der fungerede som understøtning. Der blev udført et skema for lastnedføringen i de forskellige vægge og fundet overlæggere over diverse vinduer. Grundet lastretningen, samt en reduceret vind, fra sammenbygningen med nabohuse, blev der ikke kigget på stabilitet af de langsgående vægge.

Grundet krav omkring lyd mellem lejligheder, skulle der laves lejlighedsskel mellem hver lejlighed. Dette gjorde, at hver lejlighed i sig selv skulle overholde egen stabilitet. Det viste sig ret hurtigt, at porebetonen ikke havde den fornødne egenvægt, til at opnå stabilitet. Bygningen ville altså "vælte" hvis ikke alternative løsninger blev taget i brug. Først blev der tjekket med de normale forankringer af væggenderne. Denne løsning gav ikke nok moment til at sikre mod væltningen. Løsningen blev derfor i sidste ende at fjerne nogle af kræfterne, ved at føre dem i et stålgtter. Stålgtteret kunne på den måde tage, de fleste eller alle lasterne fra tagkonstruktionen og øverste etagedæk. Med den reducerede vandrette last, i forbindelse med forankringer af nogle vægopstalte, blev væltningen sikret. Knusningen viste sig ikke at være et problem grundet den lave vægt og høje trykstyrke. Glidningen kunne ikke holde med den traditionelle friktion mellem de 2 materialer, igen på grund af den lave egenvægt. Problemet blev dog løst med en kohæsions samling, som laves med multipladelim.

Lasterne i de forskellige stabiliserende vægge, kunne være gjort mindre, ved at medtage de indvendige skillevægge af hhv. porebeton og gips. De er dog ikke medtaget, hvilket gør byggeriet mere fleksibel i brugen, da skillevægge kan fjernes eller flyttes rundt.

Valget af porebetonen i stedet for den eksisterende beton, blev taget da porebetonen har fundet sin vej ind på markedet grundet den nemme håndtering på grund af den lave egenvægt. Derfor er det hurtigt at opsætte og dermed billigt. Det viser sig dog hurtigt i projektet, at en del af besparelsen forsvinder ved at der skal laves stålgttre i samtlige hulmure, for at kunne opnå stabilitet.

Ved dimensioneringen af de vandret belastede murfelter, viste det sig at især understøtningsforholdene var af stor betydning. Der bliver kigget på en 4-sidet understøttet vægfelt med udsparring til et vindue. Først blev der regnet med alle 4, som simpelt understøttet. Dette kunne ikke holde og der blev derfor regnet som indspændt hvor vindsøjlen blev indsat. Dette er muligt, da væggen kører ubrudt forbi og vil virke som en kontinuert bjælke. Det kunne også diskuteres, hvorvidt understøtningen ved

etageadskillelserne kunne regnes indspændt. Grundet fugt i hulmuren, indsættes der murpap ved etageadskillelser, hvilket på den sikre side bryder væggens kontinuerthed.

Da de lodrette understøtninger, i form af tværgående vægge eller vindsøjler, har en stor betydning i forhold til den vandrette bæreevne, spiller indretningen af huset meget ind. Ved placering af tværgående vægge, således at der ikke opnås så store vægfelt, at vindsøjler er nødvendigt. Vinduer må ligeledes ikke vælges for store, da dette ligeledes giver problemer.

Bygningens robusthed er sikret ved overholdelse af krav til randarmering, interne- og vandrette trækforbindelser. Robustheden skal ikke dokumenteres yderligere, men med de gængse bygningsmaterialer, antages det at der ved sammenstyrtning ikke sker mere skade end de givne krav.

Der er i projektet blevet valgt en EX22/120-huldæk fra Spæncom, som er 220 mm høj. Tværnitshøjden er valgt ud fra det længste spænd på 10,8m. Ved de mindre spænd, kan der nøjes med mindre højde, men der vælges her ligeledes 220 mm. Selvom der ikke er regnet stabilitet ved de langsgående vægge, vil det valgte profil give mere stabilitet i forhold til mindre profiler, grundet høj egenvægt.

Kælderkonstruktionen er dimensioneret ud fra udførte geotekniske undersøgelser. Da der 5 meter under jordoverfladen ikke er fundet tegn på grundvand, er den ikke dimensioneret for vandtryk. Da der ikke er vandtryk er kældergulvet regnet, som et normalt terrændæk. Der er yderligere heller ikke lavet ekstra foranstaltninger mod indtrængende vand. Der er dog placeret et omfangsdræn. Kældervæggens tykkelse blev valgt ud fra de ovenstående vægge, som blev udført som hulmure.

Diskussionen baserer på de centrale problemstillinger i projekteringen af et etagebyggeri og danner dermed rammen for konklusionen.

10.0 Konklusion

I projektet kan der ud fra beregninger konkluderes, at de bærende vægge kan føre lasterne til fundamentet og fundamentet kan overføre lasten til jorden. Den lodrette lastnedføring er dermed sikret.

Projektets hovedformål har været, at eftervise bygningens hovedstabilitet. Baseret på beregninger med en kombination af væggenes egenlast, forankringer og stålgitre kan der tydeligt ses, at uden et stålgitter vil væggene i bygningen aldrig kunne holde stabiliteten. Derfor konkluderes det, at den sparede tid og penge i udførelsen med porebeton, i stedet vil gå til konstruktionen af de mange påkrævede gitre. Ved etageejendomme kan det derfor ikke betale sig at benytte porebeton i stedet for beton.

Lydkravene til lejlighedsskel og fælles adgangsveje blev sikret, ved at benytte H+H's løsningsforslag med minimum 100mm porebeton, 125mm isolering og igen 100 mm porebeton. På hhv. tagetagen og 1. sal blev benyttet 125 mm porebeton og 150 mm på stueetagen.

Diverse beregninger er i sidste ende blevet til tegningsmateriale, som viser de valgte løsninger og udformninger. Tegningsmaterialet er derfor en opsummering og konklusion på projektet.