Aalborg Universitet Byggeri & Anlæg 11. januar 2019



Projektering af betonelementbyggeri

KOA - Bygning D

Sune Søndergaard Jensen Diplomingeniørprojekt

VEJLEDER: Christian Frier



Titel:

Projektering af betonelementbyggeri

Projekt:

 $Diplomping en i {\it {\it o}} rprojekt$

Projektperiode:

15. oktober 2018 - 11. januar 2019

Forfatter:

Sune Søndergaard Jensen

Vejledere:

Christian Frier

Oplagstal: 3 Sidetal: 110 Appendiks: 1 Bilag: 1 Afsluttet 11-01-2019 5. semester ved det Teknisk-Naturvidenskabelige Fakultet Byggeri og Anlæg Thomas Manns Vej 23 9220 Aalborg http://www.tnb.aau.dk

Synopsis:

Dette projekt omhandler byggeprojektet KOA, som er et projekt med ialt fire bygninger med variende etageantal fra 6 til 15. Projektet fokuserer på én bygning, kaldet bygning D, som er et betonelementbyggeri på 8 etager.

Formålet med projektet er at eftervise den bærende betonkonstruktion samt stabiliteten heraf. Dette indebærer lodret- og vandret lastnedføring samt eftervisning af bygningens robusthed. Derudover opstilles en stringermodel for et udvalgt dæk, mens øvrige dæk eftervises for vandret last ud fra bjælkemodellen. Yderligere er bæreevnen af udvalgte samlinger og konsol eftervist.



Title:

Design of a concrete building

Project:

Bachelor of Engineering

Project period:

 $15^{\rm th}$ of October 2018 - $11^{\rm th}$ of January 2019

Writer:

Sune Søndergaard Jensen

Training supervisor:

Christian Frier

Editions: 3 Pages: 110 Appendix: 1 Enclosure: 1 Finished: 11-01-2019 5. semester ved det Teknisk-Naturvidenskabelige Fakultet Byggeri og Anlæg Thomas Manns Vej 23 9220 Aalborg http://www.tnb.aau.dk

Abstract:

This project is regarding the construction project, KOA, which is a project with a total of four buildings with varying numbers of storeys from 6 to 15. This project focuses on one building called building D, which is a concrete building with 8 storeys.

The purpose of the project is to prove the load-bearing concrete structure and its stability. This entails downlead of vertical and horizontal loads and detection of the building's robustness. In addition, a stringer model is set up for a selected slab, while other slabs are proved for horizontal load using the beam model. Furthermore, the carrying capacity of selected joints and corbel is proved.

Forord

Dette projekt er udarbejdet af Sune Søndergaard Jensen, diplomingeniørstuderende på Aalborg Universitet, Byggeri & Anlæg med speciale i konstruktioner. Jeg har igennem mit forudgående praktikophold ved Rambøll i Aalborg arbejdet med projektet KOA i form af udarbejdelse af et projektforslag. I nærværende projekt har jeg valgt at arbejde med bygning D, som er én ud af fire bygninger i det samlede projekt. Det er en spændende bygning med flere udfordrende aspekter, specielt på de to nederste niveauer. Dermed har bygningen et stort læringspotentiale.

Projektet tager udgangspunkt i udarbejdet Revit model fra arkitektfirmaet Friis & Moltke i Aalborg. Projektet har til formål at projektere den bærende betonkonstruktion. Herunder lodret- og vandret lastnedføring, eftervisning af robusthed samt udvalgte detaljer.

Jeg vil gerne rette en stor tak til vejleder Christian Frier for gode råd og vejledning igennem projektperioden.

Sune Søndergaard Jensen

Læsevejledning

Rapporten er inddelt i to dele: Del I er A1 projektgrundlag, der udarbejdes efter SBianvisning 223. Denne har til formål at give et overblik over projektet og de indgående konstruktionsdele samt laster. Del II er A2 Statiske beregninger, som indeholder de statiske beregninger samt forudsætninger og overvejelser i forbindelse hermed.

Kildehenvisninger i rapporten er angivet med udgangspunkt i Havard-metoden. I kapitler og afsnit, hvor den samme kilde er anvendt igennem det hele, nævnes dette i starten af det pågældende kapitel eller afsnit.

Figurer, tabeller og formler anvendt løbende i rapporten er nummereret på formen X.X, hvor det første tal henviser til kapitlet, de er placeret i, og det sidste tal henviser til rækkefølgen i selve kapitlet. Alle mål på figurer er angivet i mm, med mindre andet er angivet.

Appendiks fremgår sidst i rapporten og er navngivet med bogstaver. Bilag er vedlagt ved siden af rapporten og er tilsvarende navngivet med bogstaver.

Indholdsfortegnelse

Kapite	el 1 Indledning	1
Kapite	el 2 Projektformulering	3
I A1	Projektgrundlag	5
Kapite	el 3 Bygværk	7
3.1	Bygværkets art og anvendelse	7
3.2	Konstruktionens art og opbygning	8
3.3	Konstruktionsafsnit	9
Kapite	el 4 Grundlag	13
4.1	Normer og standarder	13
4.2	Sikkerhed	13
4.3	IKT-værktøjer	13
Kapite	el 5 Den bærende betonkonstruktion	15
5.1	Statisk virkemåde	15
5.2	Deformationskray	17
5.3	Levetid	17
5.4	Robusthed	17
5.5	Udførelse	20
Kapite	el 6 Materialeparametre	21
6.1	Konstruktionsmaterialer	21
Kapite	el 7 Laster	23
7.1	Permanente laster	23
7.2	Nyttelaster	24
7.3	Naturlaster	25
7.4	Seismisk last	33
7.5	Geometriske imperfektioner	33
7.6	Lastkombinationer	33
II A2	Statiske beregninger	37
· ·		~
Kapite	el 8 Lodret lastnedføring	39

Kapitel 9 Vandret lastnedføring	45
9.1 Tværstabilitet	46
9.2 Længdestabilitet	54
9.3 Eftervisning af etageadskillelse	60
Kapitel 10 Stringermodel for etageadskillelse	63
10.1 Forskydningsspændinger	64
10.2 Stringerkræfter	67
10.3 Eftervisning af forskydningsfelter	70
Kapitel 11 Robusthed	73
11.1 Trækforbindelser	73
Kapitel 12 Lodret vægsamling	81
Kapitel 13 Dimensionering af konsol	85
Kapitel 14 Konklusion	89
Litteratur	91
Appendiks A Vindlast	93

Kapitel

1

Indledning

Dette projekt omhandler byggeprojektet, KOA. Tre bygherrer samarbejder om projektet: Arne Andersen, Sundby-Hvorup boligselskab og Vivabolig. Projektet er beliggende ved krydset mellem Sohngårdsholmsvej og Universitetsboulevarden i Aalborg, se figur 1.1.



Figur 1.1. Placering af KOA. [Krak, 2017]

Byggeriet består af fire bygninger kaldet bygning A, B, C og D på henholdsvis 15, 6, 7 og 8 etager. Bygningerne kan ses på figur 1.2.



Figur 1.2. Illustration af bygning A, B, C og D. [Friis & Moltke, 2018] (Redigeret)

Bygningerne vil have blandet anvendelse. På niveau 0 er der sammenhængende dagligvarebutik i bygning A og D. I bygning B og C er der parkeringspladser. På niveau 1 er der café i bygning C og bank i bygning D. På de resterende niveauer er der almene boliger og ejerboliger. Imellem bygningerne er der et gårdrumsmiljø, som det kan ses på figur 1.2.

Dette projekt omhandler udelukkende projektering af bygning D.

Kapitel

 $\mathbf{2}$

Projektformulering

Projektet har til formål at eftervise den globale stabilitet samt robusthed for bygning D, som er et 8 etagers betonelementbyggeri. Ydermere eftervises udvalgte, kritiske elementer og samlinger.

Afgrænsning

I følgende opstilling er angivet de antagelser, der er gjort ved projekteringen af bygning D samt de emner, der ikke behandles i nærværende projekt:

- Bygning D er statisk uafhængig af nærliggende bygninger.
- På niveau 0 fortsætter facaderne i bygning D til bygning A, da bygningerne er sammenhængende. I projekteringen anbringes en skillelinje, der adskiller bygningerne fra hinanden statisk.
- Trappetårn i det sydvestlige hjørne af bygningen anses ikke som værende en del bygning D. Derfor dimensioneres det ikke, og det medtages ikke i stabilitetsberegningerne.
- Der er jordtryk på den vestlige facade og den sydlige gavl på niveau 0, hvilket der ses bort fra.
- Bjælker, dæk og søjler dimensioneres ikke i nærværende projekt. Derfor skønnes størrelserne. Dæk dimensioneres dog for vandret last.
- Bygning D branddimensioneres ikke i dette projekt.

Del I A1 Projektgrundlag

3 Bygværk

3.1 Bygværkets art og anvendelse

Bygning D er et nyt betonelementbyggeri. Bygningen har et grundareal på cirka 720 m². På nederste niveau, niveau 0, forefindes dagligvarebutik, på niveau 1 er der bank, mens der på niveau 2-6 er almene boliger. Det samlede etageareal er 3.350 m^2 . Det samlede areal svarer ikke til 7 × grundareal, da niveau 1 er 480 m², og niveau 2-8 er 315 m². På figur 3.1 ses de tre grundplaner for bygningen.



Figur 3.1. Markering af grundplan for niveau 0-7. [Friis & Moltke, 2018] (Redigeret)

På figur 3.2 ses de udvendige mål for bygningen samt anvendelsen på de respektive niveauer.



Figur 3.2. Udvendige mål samt anvendelse for bygning D. Set fra syd mod nord.

3.2 Konstruktionens art og opbygning

De bærende konstruktioner består primært af skivekonstruktioner, der fører vandret og lodret last til fundament og derfra videre til bæredygtige jordlag. Enkelte steder udgøres det bærende system af et søjle-bjælke system.

Facader ud mod gadeplan udføres som tegl
facade, mens facader mod gårdrumsmiljø udføres i sandwich
elementer. $\ensuremath{\mathsf{a}}$

Bærende vægge udføres i præfabrikerede 200 mm betonelmenter.

Etageadskillelser og tag udføres i huldæk. Terrændæk er in-situ støbt massivt dæk.

Bjælker udføres i traditionelle betonelementbjælker.

3.3 Konstruktionsafsnit

I dette afsnit beskrives og illustreres de forskellige konstruktionsafsnit, der indgår i byggeriet.

På figur 3.3 ses et lodret snit, der viser placeringen og navngivning af de konstruktionsafsnit, der efterfølgende beskrives i dette afsnit.



Figur 3.3. Navngivning af konstruktionsafsnit. [Friis & Moltke, 2018] (Redigeret)

På figur 3.4 ses opbygningen af facaden med teglsten. Denne benyttes på facader, der vender ud mod gadeplan. På figur 3.5 ses opbygningen af facaden med sandwichelementer. Denne benyttes på facader, der vender ind mod gårdrumsmiljøet.



Figur 3.4. KA1, opbygning af teglfacade.

Figur 3.5. KA2, opbygning af sandwichelement.

På figur 3.6 ses opbygningen af lejlighedsskel.



Figur 3.6. KA3, opbygning af lejlighedsskel.

På figur 3.7 ses opbygningen af tagdækket, der benyttes for boligerne og torvet.



Figur 3.7. KA4, opbygning af tagdæk.

På figur 3.8 ses opbygningen af tagdækket for taget over banken, som er vist på figur 3.2 på side 8.



Figur 3.8. KA5, opbygning af tagdæk med overbeton.

På figur 3.9 ses opbygningen af etagedækket for boliger på niveau 3-7.



Figur 3.9. KA6, opbygning af etagedæk for boliger på niveau 3-7.

På figur 3.10 ses opbygningen af etagedækket for boliger på niveau 2.



Figur 3.10. KA7, opbygning af etagedæk for boliger på niveau 2.

På figur 3.11 ses opbygningen af etagedækket for banken.



Figur 3.11. KA8, opbygning af etagedæk for banken på niveau 1.

Kapitel

4 Grundlag

4.1 Normer og standarder

 DS/INF 146: Robusthed - Baggrund og principper

DS/EN 1990: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner

DS/INF 1990: Konsekvensklasser for bygningskonstruktioner

 DS/EN 1991: Last på bærende konstruktioner

- DS/EN 1991-1-1: Generelle laster Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger
- DS/EN 1991-1-3: Generelle laster Snelast
- $\bullet\,$ DS/EN 1991-1-4: Generelle laster Vindlast

 DS/EN 1992: Betonkonstruktioner

• DS/EN 1992-1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner

4.2 Sikkerhed

Byggeriet henføres som udgangspunkt til høj konsekvensklasse (CC3), da bygningen benyttes til ophold, og der er mere end 12 meter fra terræn til gulv i øverste lejlighed. Bygning D er med blandet anvendelse, og derfor skal det beregnes, om bygningen skal henføres til ekstra høj konsekvensklasse (CC3+). Dette gøres ved formel (4.1) ud fra det antal etager med en bestemt anvendelse, der er tilladelige for, at bygningen ikke skal henføres til en højere konsekvensklasse.

$$\frac{1}{3} + \frac{1}{15} + \frac{7}{15} = 0,87 \le 1 \tag{4.1}$$

Hvor:

1/3 | 1 ud af 3 tilladelige etager med butik til 50-150 personer

1/15 1 ud af 15 tilladelige etager med kontorlokale

7/15 7 ud af 15 tilladelige etager med boliger

Da ligningen er opfyldt skal byggeriet ikke henføres til CC3+. Byggeriet henregnes til normal kontrolklasse.

4.3 IKT-værktøjer

Følgende IKT-værktøjer er anvendt i dette projekt:

- Revit, Autodesk, v. 2018 BIM-program (Building Information Modeling) til 2D- og 3D-modellering og -visualisering af bygningsværker.
- Mathcad, PTC, v. 2015 Matematisk regneprogram til numeriske beregninger.
- AutoCAD, Autodesk, v. 2018 CAD-program (Computer Aided Design) til design og modellering af forskellige 2Dog 3D-tegninger.
- Excel, Microsoft, v. 2013 Matematisk regneark til numeriske beregninger.
- Bluebeam, Revu, v. 2018 Software til målsætning og redigering af pdf.

KAPITEL

5

Den bærende betonkonstruktion

I dette kapitel beskrives den statiske virkemåde af bygningen, og der redegøres for, hvordan robustheden dokumenteres. Eftervisning foretages i del II Statiske beregninger.

5.1 Statisk virkemåde

Bygningen udformes generelt i skivekonstruktioner, der skal optage lodrette og vandrette laster og føre dem til fundament og derfra videre til bæredygtige jordlag. På figur 5.1 ses de vægskiver, der er bærende og stabiliserende på niveau 2-7. Alle de tværstabiliserende vægge dimensioneres som nøgleelementer, da betydende dele af konstruktion vil svigte ved et svigt af én af de tværstabilisrende vægge. Ingen af elementerne i den vestlige facade anvendes som stabiliserende, da de er korte og med store huller. I den østlige facade anvendes de markerede vægge som stabiliserende, hvoraf flere er med huller.



Figur 5.1. Konstruktionsskitse for niveau 2-7. [Friis & Moltke, 2018] (Redigeret)

På niveau 1 udgøres det bærende system af et søjle- og bjælkesystem under den ovenstående del af bygningen, se figur 5.2. Søjlerne dimensioneres som nøgleelementer. De stabiliserende

vægskiver er her gavlene, den østlige facade og delvist den vestlige facade. Dermed skal de vandrette kræfter fra de ovenstående vægge på niveau 2-7 føres via dækket til de stabiliserende vægskiver på niveau 1.



Figur 5.2. Konstruktionsskitse for niveau 1. [Friis & Moltke, 2018] (Redigeret)

På niveau 0 udgøres det bærende system af et søjle- og bjælkesystem under den ovenstående del af bygningen, se figur 5.3. Søjlerne dimensioneres som nøgleelementer. De stabiliserende vægskiver er her gavlene, som i den nordlige ende udgøres af in-situ støbte betonrammer, da de er placeret midt i dagligvarebutikken. Yderligere er den østlige facade og vestlige facade stabiliserende som vist.



Figur 5.3. Konstruktionsskitse for niveau 0.[Friis & Moltke, 2018] (Redigeret)

5.2 Deformationskrav

Der er ingen særlige derformationskrav til bygningen udover dem, der er stillet i normer og standarder.

5.3 Levetid

Bygningens forventede levetid fastsættes til 50 år, da Bygning D er kategoriseret som en almindelig bygning. $[{\rm DS}/{\rm EN}$ 1990, NA, 2007]

5.4 Robusthed

Bygning D er i høj konsekvensklasse (CC3), og robustheden skal derfor dokumenteres.

Robustheden af en konstruktion eftervises ved at overholde ét af følgende tre punkter i prioriteret rækkefølge. $[{\rm DS}/{\rm EN}$ 1990, NA, 2007]

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

Punkt 1 er besværligt at eftervise, hvorfor det tilstræbes at eftervise bygningens stabilitet ud fra punkt 2. Herfor gælder, at kollapsomfanget må være 15 % af etagearealet på højst 2 etager ovenonver hinanden, dog maksimalt 240 m² pr. etage og 360 m² ialt. Dette skal overholdes ved henholdsvis bortfald af en søjle med tilhørende dækkonstruktion og et 3 meter langt vægstykke med tilhørende dækkonstruktion. [DS/EN 1990, NA, 2007]

Ved eftervisning efter punkt 3 forøges materialepartialkoefficienter for nøglelementerne med en faktor på 1,2.

For betonelementbygerier er indført en række supplerende konstruktive krav, der ved overholdelse sikrer en større robusthed. De følgende krav skal overholdes for hovedkonstruktionen. [DS/EN 1992, 2017]

Periferi-trækforbindelser

Periferi-trækforbindelsen etableres ved alle dæk og tage indenfor 1,2 meter fra randen. Periferi-trækforbindelser og interne trækforbindelser må gerne udgøres af den samme armering, hvormed armeringen er dobbeltudnyttet.

$$F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \tag{5.1}$$

Hvor:

$F_{tie,per}$	Trækforbindelsens kraft, min. 80	[kN]
l_i	Spændvidden af dæk vinkelret på randen	[m]
q_1	Trækkraft, min. 15	[kN/m]

Interne trækforbindelser med afretningslag

Interne trækforbindelser etableres i to retninger, vinkelret på hinanden. De forankres til periferi-trækforbindelsen i begge ender, medmindre de fortsætter som vandret trækforbindelse. De kan fordeles jævnt over dækket eller grupperes hensigtsmæssige steder.

$$f_{tie,int} = 30 \text{ kN/m} \tag{5.2}$$

Interne trækforbindelser uden afretningslag

$$F_{tie,int} = q_3 \cdot \frac{l_1 + l_2}{2} \tag{5.3}$$

Hvor:

F_{tie}	Trækforbindelsens kraft, min. 80 ved koncentreret armering	[kN]
l_1	Spændvidde af gulvdæk på den ene side af understøtning	[m]
l_2	Spændvidde af gulvdæk på den anden side af understøtning	[m]
q_3	Trækkraft, min. 30	[kN/m]

Vandrette trækforbindelser

Gælder for bærende, ikke kontinuerte vægge og søjler. Det gælder, at der i snittet mellem dæk og søjle/væg, skal kunne overføres en kraft svarende til den vandrette trækforbindelse.

For søjler ved støbeskel kan dette opfyldes ved at etablere en lodret trækforbindelse. Resultanten for den lodrette trækforbindelse skal være nogenlunde centralt placeret i snitfladen, som skal have et areal på min. $0,05 \text{ m}^2$.

$$F_{ver} = 1, 5 \cdot F_{tie,col} \tag{5.4}$$

Hvor:

$$\begin{array}{|c|c|c|} F_{ver} & \mbox{Lodret trækforbindelse} & [kN] \\ F_{tie,col} & \mbox{Den vandrette trækforbindelse ved søjlen, min. 160 kN i top og bund } [kN] \end{array}$$

Eventuelle hjørnesøjler skal forbindes i to retninger. Herfor må periferitrækforbindelsen anvendes som vandret trækforbindelse.

For vægge gælder følgende for den vandrette trækforbindelse:

$$F_{tie,wall} = l_3 \cdot f_{tie,fac} \tag{5.5}$$

Hvor:

$F_{tie,wall}$	Vandret trækforbindelse	[kN]
l_3	Længden af væggen	[m]
$f_{tie,fac}$	Kraft pr. meter væg, min. 30 i top og bund af væg	[kN/m]

Lodrette trækforbindelser

Lodrette trækforbindelser indføres, da bygningen er højere end 5 etager, dog kun for nøgleelementer. De lodrette trækforbindelser forankres i fundamentet.

For vægge:

$$f_{ver,wall} = 30 \text{ kN/m}$$
(5.6)

For søjler:

$$F_{ver,col} = 240 \text{ kN} \tag{5.7}$$

19

Alle trækforbindelserne må stødes, når det sikres, at der opnås et dæklag svarende til diameter af armering, dog ikke mindre end diameter af tilslag eller 10 mm.

5.5 Udførelse

Under montagen skal der tages hensyn til, at konstruktionsdele ikke påvirkes på en måde, som de ikke er dimensioneret for. Dette kan eksempelvis være en søjle med bjælkevederlag på begge sider. Her må søjlen ikke belastes til den beregnede last i én side, mens der ingen last er på den anden side, medmindre den er dimensioneret for denne lastsituation. Det samme er gældende for bjælker med vederlag fra dæk på begge sider.

Kapitel

6

Materialeparametre

I dette kapitel angives de materialeparametre for materialer, der anvendes i projektet.

6.1 Konstruktionsmaterialer

6.1.1 Beton

I tabel 6.1 ses de partialkoefficienter, der anvendes i beregningerne. γ_3 er lig 1, da byggeriet henføres til normal kontrolklasse.

Partialkoefficienter	Værdi
In-situ støbte elementer	
Betonstyrke og E-modul i armeret beton	$\gamma_c = 1,45 \ \gamma_3$
Betons trækstyrke	$\gamma_c = 1,70 \ \gamma_3$
Slap armerings styrke	$\gamma_c = 1, 20 \ \gamma_3$
Præfabrikerede elementer	
Betonstyrke og E-modul i armeret beton	$\gamma_c = 1,40 \ \gamma_3$
Betons trækstyrke	$\gamma_c = 1,60 \ \gamma_3$
Slap armerings styrke	$\gamma_c = 1, 20 \ \gamma_3$

Tabel 6.1. Partialkoefficienter for materialer i brudgrænsetilstand. [DS/EN 1992, 2017]

I tabel 6.2 ses krav til minimum dæklag og minimum karakteristisk trykstyrke, f_{ck} . Til de angivne dæklag skal tillægges et tolerancetillæg på 5 mm.

Miljøklasse	Dæklag	Minimumværdi af f_{ck}
Ekstra aggressiv	40 mm	$40 \mathrm{MPa}$
Aggressiv	$30 \mathrm{mm}$	$35 \mathrm{MPa}$
Moderat	20 mm	$25 \mathrm{MPa}$
Passiv	$10 \mathrm{mm}$	$12 \mathrm{MPa}$

Tabel 6.2. Krav til minimum dæklag, $c_{min,dur}$, ved anvendelse af slap armering samt minimum trykstyrke af beton. [DS/EN 1992, 2017]

I tabel 6.3 ses indplaceringen af de bærende konstruktionsdele i miljøklasser.

Bygningsdel	Miljøklasse
Generelt	Passiv
Svalegange	Ekstra aggressiv
Bærende elementer til svalegange	Moderat
Vestlig facade på niv. 0 med jordtryk	Aggressiv

Tabel 6.3. Indplacering af konstruktionsdele i milkøklasser.

6.1.2 Armering

I tabel 6.4 ses parametrene for armeringen, der anvendes i projektet.

ID	f_{yk}	Bukkediameter	Bukkediameter
Y	$550 \mathrm{MPa}$	$4 \phi \ (\phi \le 16)$	$7 \ \phi \ (\phi > 16)$
R	$250~\mathrm{MPa}$	$4 \phi \ (\phi \le 12)$	7 ($\phi > 16$) ϕ

Tabel 6.4. Parametre for armering. [DS/EN 1992, 2017]

Kapitel

7

Laster

I dette kapitel opstilles de relevante lastkombinationer. Derudover er resultater for laster angivet. Lasterne samt lastkombinationerne anvendes i den statiske dokumentation i del II Statiske beregninger.

7.1 Permanente laster

Bundne laster er angivet med rød skrift, mens frie laster er angivet med sort skrift i tabellerne.

7.1.1 Dæk

I tabel 7.1, 7.2, 7.3, 7.4 og 7.5 ses egenlasten af de dæk, der indgår i bygning D.

Tagdæk, boliger	${f Last} [{f kN}/{f m^2}]$	
2 lag tagpap	0,10	
400 mm isolering	$0,\!25$	
Dampspærre	0,00	
$180~\mathrm{mm}$ huldæk	$3,\!06$	
Samlet	4,41 / 3,06	

Tabel '	7.1.	Egenlast	af tagdæk	over	boliger.
		0	0		0

Etagedæk, boliger	Last
m. overbeton	$[kN/m^2]$
Gulv, spånplade, strøer	$0,\!15$
100 mm isolering	0,03
Lette skillevægge	$0,\!60$
150 mm overbeton	3,75
270 mm huldæk	3,71
Samlet	8,24 / 7,46

Tabel 7.3. Egenlast af etagedæk på niveau 2.

Tagdæk, bank	${f Last} [{f kN}/{f m^2}]$
2 lag tagpap	0,10
400 mm isolering	$0,\!25$
Dampspærre	0,00
150 mm overbeton	3,75
180 mm huldæk	3,06
Samlet	7,16 / 6,81

Tabel 7.2. Egenlast af tagdæk over bank.

Etagedæk, boliger	${f Last} [{f kN}/{f m^2}]$
Gulv, spånplade, strøer	0,15
100 mm isolering	0,03
Lette skillevægge	0,60
270 mm huldæk	3,71
Samlet	4,49 / 3,71

Tabel 7.4. Egenlast af etagedæk på niveau3-7.

Etagedæk, bank	${f Last} [{f kN}/{f m^2}]$
Klinker inkl. afretning	0,20
Lette skillevægge	$0,\!60$
270 mm huldæk	3,71
100 mm isolering	0,03
Installationer	$0,\!10$
Nedhængt loft	0,10
Samlet	5,04 / 3,71

Tabel 7.5. Egenlast af etagedæk ved bank.

7.1.2 Vægge

I tabel 7.6, 7.7 og 7.8 ses egenlasten af de bærende vægge, der indgår i bygning D.

Ydervæg med tegl	${f Last} [{f kN/m^2}]$	Ydervæg, sandwichelement	${f Last} [{f kN}/{f m^2}]$
108 mm tegl	1,90	70 mm beton	1,75
240 mm isolering	$0,\!10$	240 mm isolering	0,10
200 mm beton	5,00	200 mm beton	$5,\!00$
Samlet	7,00 / 5,00	Samlet	6,85 / 6,85

Tabel 7.6. Egenlast af ydervæg med tegl

Tabel 7.7. Egenlast af ydervæg, sandwichelement

Lejlighedsskel	${f Last} [{f kN/m^2}]$		
200 mm beton	$5,\!00$		
Samlet	5,00 / 5,00		

Tabel 7.8. Egenlast af lejlighedsskel.

7.2 Nyttelaster

I tabel 7.9 ses de nyttelaster, der er gældende for bygning D.

Kategori	Anvendes for	q_k $[{f k}{f N}/{f m}^2]$	Q_k [kN]
A1 bolig og lokale adgangsveie	Lejligheder samt	15	2.0
A1 - bong og lokale adgangsveje	tilhørende svalegange	1,5	2,0
B - kontor	Bank	2,5	2,5
D2 - større butikker	Dagligvarebutik	5,0	7,0
H - tage	Tage	$0,\!0$	1,5

Tabel 7.9. Nyttelaster for bygning D.

Ved flere etager med samme anvendelse indføres etagereduktionsfaktoren, α_n , da det ikke er sandsynligt, at alle etager er fuldt belastet på samme tid. Denne benyttes for lejlighederne på niveau 2-7:

$$\alpha_n = \frac{1 + (n-1) \ \psi_0}{n} \tag{7.1}$$
Hvor:

α_n	Etagereduktionsfaktor	[-]
n	Antal etage over belastet element $(n>1)$	[-]
ψ_0	Lastkombinationsfaktor	[-]

Af formel (7.1) bestemmes etagereduktionsfaktorerne i tabel 7.10.

Niveau	Etagereduktionsfaktor, $lpha_n$
7	1
6	0,75
5	$0,\!67$
4	$0,\!63$
3	$0,\!60$
2	$0,\!58$

Tabel 7.10. Etagereduktionsfaktorer for nyttelast.

Ved beregning af nyttelasten på en væg på niveau 3 må den regningsmæssige nyttelast eksempelvis reduceres ved at multiplicere med etagereduktonsfaktoren, α_n , på 0,63, da den er belastet af nyttelasten fra niveau 7, 6, 5 og 4.

7.3 Naturlaster

7.3.1 Vindlast

Vindlasten på bygning D er bestemt i appendiks A. På figur 7.1 ses området omkring grunden. Ud fra figuren vælges terrænkategori III.



Figur 7.1. Område omkring grunden, som er markeret med rød, set fra syd mod nord. [Google Maps, 2018]

Vindlast på facader og gavle

Vindretningen på bygningens facader er henholdsvis VNV og ØSØ. Disse vindretninger vil fremover blive refereret til som henholdsvis vest og øst for af simplificere benævnelsen.. Vindretning på gavlene er henholdsvis NNØ og SSV. Disse vindretninger vil ligeledes fremover blive refereret til som henholdsvis nord og syd.

Vindlasten er regnet ud fra bygningens bredde på niveau 2-7, hvor bygningen er smallest. Bygningen er bredere på niveau 0 og 1, hvilket bevirker, at der ved vind på facaderne, skal benyttes en lavere formfaktor for zone E. Dette ses der bort fra, hvilket er på den sikre side. Der tages hensyn til, at bygningens bredde ikke er den samme på alle niveauer ved bestemmelse af størrelsen på zonerne. Bygning D vil stå i læ ved vind fra nord og øst grundet de andre bygninger, der opføres på grunden. Dermed kan bygningens højde reduceres i beregningerne, men dette ses der bort fra, hvilket er på den sikre side. Det vurderes yderligere, at ved vind fra vest vil nabobygningerne ingen indflydelse have på vindlasten, hvorfor det er uhensigtsmæssigt at ændre højden på bygningen i beregningerne. Ved vind fra nord er bygning D afskærmet af den 15 etagers høje bygning A, hvorfor vind fra nord ikke betragtes i det følgende.

Vindlasten på bygningens facader og gavle afhænger af hvilket niveau, der betragtes, da vindlasten stiger med højden. Dette ses der på den sikre side bort fra, hvorved der regnes med den maksimale vindlaste i hele bygningens højde.

I tabel 7.11 ses formfaktorerne for zonerne på facader og gavle.

	Zone A	Zone B	Zone C	Zone D	Zone E
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Formfaktor	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5

Tabel~7.11. Formfaktorer ved vind på facader og gavle. [DS/EN 1991-1-4, 2007]

I tabel 7.12 ses peakhastighedstryk samt vindtryk i de respektive zoner for de respektive vindretninger.

Vind- retning	$\begin{array}{c} {\rm Peakhastigheds-} \\ {\rm tryk} [{\rm kN/m^2}] \end{array}$	${f Zone}{f A}$ $[{f k}{f N}/{f m}^2]$	${\bf Zone}{\bf B}\\ [{\bf kN/m^2}]$	${f Zone} {f C} [{f kN}/{f m^2}]$	${f Zone} {f D} \ [kN/m^2]$	${f Zone}~{f E} [{f kN}/{f m}^2]$
Nord	-	-	-	-	-	-
Sys	$0,\!69$	-0,83	-0,56	-0,35	$0,\!55$	-0,33
Øst	$0,\!69$	-0,83	-0,56	-	$0,\!55$	-0,42
Vest	$0,\!87$	-1,04	-0,69	-	$0,\!69$	-0,50

Tabel 7.12. Vindtryk på facader og gavle ved vind fra nord, syd, øst og vest.

På figur 7.2 ses den geometriske inddeling i zoner ved vind fra vest. Denne er ligeledes gældende ved vind fra øst, her skal zonerne blot spejlvendes.



Figur 7.2. Inddeling i zoner ved vind fra vest.







Ved vind fra øst står bygning D i læ af bygning C, se figur 7.4. Derfor regnes der med en vindlast på 0 i det skraverede areal på figur 7.5.



Figur 7.4. Plantegning af bygning C og bygning D.

Opstalten, som er vist på figur 7.4, kan ses på figur 7.5



Figur 7.5. Opstalt af østvendt facade. Skraveret areal uden vindlast.

Vindlast på tag

I tabel 7.13 ses formfaktorerne for zonerne på taget.

	Zone F	Zone G	Zone H	$\mathbf{Zone}~\mathbf{I}_{min}$	$\mathbf{Zone}~\mathbf{I}_{max}$
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Formfaktor	-1,8	-1,2	-0,7	-0,5	$_{0,2}$

Tabel 7.13.Formfaktorer ved vind på tag. [DS/EN 1991-1-4, 2007]

I tabel 7.14 ses vindtryk i de forskellige zoner på taget for de respektive vindretninger.

Vind- retning	$\begin{array}{c} {\rm Peakhastigheds-} \\ {\rm tryk} [{\rm kN/m^2}] \end{array}$	Zone F $[kN/m^2]$	Zone G $[kN/m^2]$	Zone H $[kN/m^2]$	$\begin{array}{l} \textbf{Zone } \mathbf{I}_{min} \\ \textbf{[kN/m^2]} \end{array}$	Zone I_{max} [kN/m ²]
Ν	-	-	-	-	-	-
\mathbf{S}	$0,\!69$	-1,25	-0,83	-0,49	-0,35	0,14
Ø	$0,\!69$	-1,25	-0,83	-0,49	-	-
V	$0,\!87$	-1,56	-1,20	-0,61	-	-

Tabel 7.14. Vindtryk på tag ved vind fra nord, syd, øst og vest.

På figur 7.6 ses den geometriske inddeling i zoner ved vind fra vest og syd. Inddelingen i zoner fra øst er den samme som for vest blot spejlvendt.



Figur 7.6. Inddeling i zoner på tag ved vind fra vest og syd.

Indvendigt vindtryk

Bygningen har ikke en dominerende flade i forhold til åbninger. Derfor regnes det indvendige vindtryk som den mest kritiske i lastkombinationen af formfaktorerne på $c_{pi}=0,2$ som tryk og $c_{pi}=-0,3$ som sug.

7.3.2 Snelast

Snelast på taget bestemmes ved følgende:

$$s = \mu C_e C_t s_k$$

$$\downarrow \qquad (7.2)$$

$$s = 0.8 \text{ kN/m}^2$$

Hvor:

μ	Formfakor for snelast, $0.8~{\rm da}$ fladt tag	0,8	[-]
C_e	Eksponeringsfakor, 1,0 da normal	$1,\!0$	[-]
C_t	Termisk faktor	$1,\!0$	[-]
s_k	Karakteristisk terrænværdi	$1,\!0$	$[kN/m^2]$

Sneophobning

Der kan ske sneophobning på taget af bygning D mod gavlen af bygning A. Dette ses der bort fra, da det vurderes, at det meste af sneophobningen vil være på det tagelement, der ligger imellem de to bygninger, som ikke dimensioneres i nærværende projekt.

Der kan ske sneophobning på torvet ovenpå dagligvarebutikken og på taget af banken. Det antages, at der ikke kan ske sneophobning på torvet, da dette ryddes for sne. Derfor bestemmes sneophobningen udelukkende på taget af banken. Der undersøges blot ved vind fra øst, da lægiveren ved vind fra vest er 22 meter høj, hvorfor vestlig vindretning ikke vil påvirke sneopobningen på taget af banken.

På figur 7.7 ses de benævnelser, der benyttes i beregningerne.



Figur 7.7. Benævnelser for sneophobning. [DS/EN 1991-1-3, NA, 2015]

Formfaktoren for sneophobningen, μ_{ww} , bestemmes i det følgende. Først bestemmes parameteren, a, der bestemmer, om lægiveren er lokal eller global:

$$a = max \left(\frac{h_{sw}^2}{b_w h_w}, \frac{b_w}{25 h_w}\right)$$
$$a = 12, 2$$

∜

Lægiveren er dermed global, og derfor skal formel (7.3) opfyldes.

$$\mu_{ww} \le 4 \tag{7.3}$$

Formfaktoren for sneophobningen bestemmes:

$$\downarrow \quad \mu_{ww} = h_{sw} \frac{\gamma}{s_k}$$
$$\mu_{ww} = 18 \text{ m} \frac{2}{0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 45$$

Dette overstiger kravet i formel (7.3), hvorved μ_{ww} sættes til:

$$\mu_{ww} = 4 \tag{7.4}$$

Den største værdi for sneophobningen bestemmes ved formel (7.5):

$$s = 4 \cdot 1, 0 \cdot 1, 0 \cdot 0, 8 \text{ kN/m}^2 = 3, 2 \text{ kN/m}^2$$
(7.5)

Længden af sneophobningen bestemmes ved:

$$l_{sw} = min(b_w, 2 h_{sw})$$
$$\Downarrow$$
$$l_{sw} = 6, 3 m$$

På figur 7.8 ses sneophobningen på dækket over banken.



Figur 7.8. Sneophobning på dæk over bank.

7.4 Seismisk last

Den regningsmæssige seismiske last regnes ved:

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

$$\tag{7.6}$$

Hvor:

$G_{k,j}$	Permanent last	[kN]
ψ	Lastkombinationsfaktor	[-]
$Q_{k,i}$	Karakteristisk variabel last	[kN]

Seismisk last virker i tyngdepunktet for de lodrette laster. Kan ikke virke samtidigt med vindlast.

7.5 Geometriske imperfektioner

Som følge af geometriske imperfektioner indføres følgende vandrette last på $\frac{1}{200}$ af den regningsmæssige lodrette last beregnet ved formel (7.7) og formel (7.8) [DS/EN 1992, 2017].

Lastkombination med dominerende permanent last:

$$H_d = \frac{1}{200} \left(\gamma_{Gj,sup} \ K_{FI} \ G_{kj,sup} \right) \tag{7.7}$$

Lastkombinationer med dominerende variabel last:

$$H_d = \frac{1}{200} \Big(\gamma_{Gj,sup} \ K_{FI} \ G_{kj,sup} + \gamma_{Q,1} \ K_{FI} \ Q_{k,1} + \gamma_{Q,1} \ K_{FI} \ Q_{k,i} \ \psi_{0,i} \Big)$$
(7.8)

Disse er virkende i vilkårlig retning i dækskivens tyngdepunkt samtidigt med enten vindlast eller seismisk last.

7.6 Lastkombinationer

De i projektet anvendte lastkombinationer navngives i det følgende som eksempelvis LK1, som er forkortelse af lastkombination 1. Der refereres til disse navne i løbet af rapporten.

7.6.1 Brudgrænsetilstand

De følgende opstillede lastkombinationer benyttes i den senere eftervisning af bygningens bæreevne i brudgrænsetilstand.

LK1, dominerende permanent last:

$$E_d = 1, 2 \cdot 1, 1 \cdot G_{kj,sup} \tag{7.9}$$

Hvor: $G_{kj,sup}$ | Permanent last [kN]

LK2, dominerende vindlast med lodrette permanente og -variable laster virkende til gunst:

$$E_d = 0,9 \cdot G_{kj,inf} "+" 1,5 \cdot 1,1 \cdot Q_{k,1}$$
(7.10)

Hvor:

 $Q_{k,1}$ | Karakteristisk vindlast [kN]

 $LK3, dominerende vindlast med \ lodrette \ permanente \ og \ \text{-variable} \ laster \ virkende \ til \ ugunst:$

$$E_d = 1, 0 \cdot 1, 1 \ G_{kj,sup} "+" \ 1, 5 \cdot 1, 1 \cdot Q_{k,1} "+" \ 1, 5 \cdot 1, 1 \cdot Q_{k,i} \cdot \psi_{0,i}$$

$$(7.11)$$

Hvor:

$G_{kj,sup}$	Permanent last	[kN]
ψ	Lastkombinationsfaktor	[-]
$Q_{k,1}$	Karakteristisk vindlast	[kN]
$Q_{k,i}$	Karakteristisk ikke dominerende variabel last	[kN]

LK4, dominerende nyttelast:

$$E_d = 1, 0 \cdot 1, 1 \ G_{kj,sup} "+" \ 1, 5 \cdot 1, 1 \cdot Q_{k,1} "+" \ 1, 5 \cdot 1, 1 \cdot Q_{k,i} \cdot \psi_{0,i}$$
(7.12)

Hvor:

$G_{kj,sup}$	Permanent last	[kN]
ψ	Lastkombinationsfaktor	[-]
$Q_{k,1}$	Karakteristisk nyttelast	[kN]
$Q_{k,i}$	Karakteristisk ikke dominerende variabel last	[kN]

7.6.2 Anvendelsesgrænsetilstand

LK5, lastkombinationen for kvasipermanent last.

$$E_d = G_{k,j} "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \psi_{2,i} Q_{k,i}$$
(7.13)

Hvor:

$G_{k,j}$	Permanent last	[kN]
ψ	Lastkombinationsfaktor	[-]
$Q_{k,1}$	Karakteristisk dominerende variabel last	[kN]
$Q_{k,i}$	Karakteristisk ikke-dominerende variabel last	[kN]

7.6.3 Ulykkesdimensioneringstilfælde

Brand

Ved dimensioneringstilstand brand benyttes nedenstående lastkombination, LK6:

$$E_d = G_{k,j} "+" A_d "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \psi_{2,i} Q_{k,i}$$
(7.14)

Hvor:

$G_{k,j}$	Permanent last	[kN]
ψ	Lastkombinationsfaktor	[-]
A_d	Brandlast	[-]
$Q_{k,1}$	Karakteristisk primær variabel last	[kN]
$Q_{k,i}$	Karakteristisk ikke-dominerende variabel last	[kN]

Robusthed

Ved dimensionering af robusthed anvendes ulykkestilstand, dog uden ulykkeslast, LK7:

$$E_d = G_{k,j} "+" \psi_{2,i} Q_{k,i}$$
(7.15)

Seismisk last

Ved seimisk dimensioneringstilfælde benyttes følgende lastkombination, LK8:

$$E_d = G_{k,j} "+" A_d "+" \psi_{2,i} Q_{k,i}$$
(7.16)

Hvor:

$G_{k,j}$	Permanent last	[kN]
ψ	Lastkombinations faktor	[-]
A_d	Vandret masselast	[-]
$Q_{k,i}$	Karakteristisk variabel last	[kN]

Del II

A2 Statiske beregninger

Kapitel

8

Lodret lastnedføring

I dette kapitel eftervises bæreevnen af et udvalgt vægelement.

Det vælges at eftervise TV1 på niveau 2, som kan ses på figur 8.1. Denne er udvalgt, da der er stor lodret last på den og samtidigt ensidigt dækvederlag, hvilket forårsager et stort moment i toppen af væggen. Derudover er der vindlast på dette element. Det er plausibelt, at det er mere kritisk på niveauerne ovenover, da den lodrette last er lavere og dermed er der mindre stabiliserende lodret last. Dermed også mindre last til at forårsage et moment. Det er derfor svært at vurdere uden en gennemregning af væggen på alle niveauer.



Figur 8.1. Konstruktionsskitse for niveau 1. [Friis & Moltke, 2018] (Redigeret)

De karakteristiske lodrette laster på TV1 fra niveau 2 og op kan ses i tabel 8.1. Lasterne er angivet i kapitel 7. For beregning af egenlast af dæk samt tilhørende snelast og nyttelast er anvendt lastoplandet for væggen. For egenlast af ydervæggen er teglmuren ikke medregnet, da den antages at selvbærende.

Væg, niveau	Egenlast, dæk [kN]	Egenlast, væg [kN]	Nyttelast [kN]	Snelast [kN]
7	149	-	-	30
6	152	221	51	-
5	152	221	51	-
4	152	221	51	-
3	152	221	51	-
2	152	221	51	-

Tabel 8.1. Karakteristiske lodrette laster på toppen af væggen.

Det er kompliceret at vurdere, hvilken lastkombination der er mest kritisk for væggens bæreevne. Dette skyldes, at store lodrette laster kan virke stabiliserende, men destabiliserende, hvis de er excentriske. I det følgende gennemgås bæreevneeftervisningen ved LK4, dominerende nyttelast. Derefter opstilles resultater for LK1, dominerende egenlast og LK3, dominerende vindlast. LK2 vurderes til ikke at være kritisk, da den lodrette last er lav. På figur 8.2 ses navngivning af lasterne samt tilhørende excentriciteter.



Figur 8.2. Detalje ved etagekryds ved niveau 3.

Minimumsvederlaget for dækket er 55 mm + 10 mm i tolerance [Spæncom, 2019]. Der anvendes 70 mm i beregningen, hvorved vederlaget ikke må være mindre, da det vil øge momentet i væggen grundet større excentricitet. Excentriciteterne for væggen samt de laster, der virker på væggen, bestemmes ved de følgende formler. Excentriciteten fra dækket, e_1 , bestemmes ved:

$$e_1 = 100 \text{ mm} - \frac{1}{3} \cdot 70 \text{ mm} = 77 \text{ mm}$$
 (8.1)

Excentriciteten for den ovenstående væg, $e_3,$ bestemmes ved:

$$e_3 = \frac{h}{200}$$

$$\downarrow$$

$$e_3 = \frac{3000 \text{ mm}}{200} = 15 \text{ mm}$$
(8.2)

Hvor:

h Etagehøjden [mm]

Excentriciteten fra væggens afvigelse af planhed, e_4 , bestemmes ved:

$$e_{4} = \frac{l_{0}}{400}$$

$$\downarrow \qquad (8.3)$$

$$e_{4} = \frac{3000 \text{ mm}}{400} = 7,5 \text{ mm}$$

Hvor:

 l_0 Fri søjlelængde [mm]

Excentriciteten fra vandret last på væggen, e_5 , bestemmes ved:

$$e_5 = \frac{M_v}{N_t} \tag{8.4}$$

Hvor:

$$\begin{array}{|c|c|c|c|c|} M_v & {\rm Størst \ forekommende \ moment \ i \ væggen \ fra \ vandret \ last} & [kNm] \\ N_t & {\rm Total \ lodret \ last} & [kN] \end{array}$$

Momentet, M_v , bestemmes ved en vindpåvirkning med sug i zone A, hvor det største sug forekommer, samt indvendigt vindtryk. Det antages, at zone A er virkende i hele væggens længde, hvilket er på den sikre side. Vindlast og formfaktor ses i appendiks A. Den regningsmæssige vindlast som linjelast bestemmes til:

Hvor:

Det regningsmæssige moment fra vindpåvirkining, M_v , bestemmes til:

$$M_v = \frac{1}{8} \cdot w_d \cdot h^2$$

$$\downarrow$$

$$M_v = \frac{1}{8} \cdot 6, 3 \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}} \cdot (3, 0 \mathrm{m})^2 = 7, 1 \mathrm{kNm}$$
(8.6)

De lodrette laster, N_1 og N_3 , bestemmes i formel (8.7) og (8.8) ved lasterne angivet i tabel 8.1.

$$N_1 = 152 \text{ kN} \cdot 1, 1 + 51 \text{ kN} \cdot 1, 5 \cdot 1, 1 = 251 \text{kN}$$
(8.7)

$$N_{3} = (149 \text{ kN} + 4 \cdot 152 \text{ kN} + 5 \cdot 221 \text{ kN}) \cdot 1, 1 + 4 \cdot 51 \text{ kN} \cdot 1, 5 \cdot 1, 1 + 30 \text{ kN} \cdot 1, 5 \cdot 1, 1 \cdot 0, 3 = 2.400 \text{ kN}$$
(8.8)

Nu kan e_5 bestemmes:

$$e_5 = \frac{7,1 \text{ kNm}}{251 \text{ kN} + 2.400 \text{ kN}} = 2,3 \text{ mm}$$
(8.9)

Den vægtede excentricitet i væggens top, e_{top} , bestemmes ved:

Væggen eftervises i den midterste tredjedel, da det er her, momentet i væggen er størst, se figur 8.3. Derved bestemmes den totale excentricitet, e_t , ved:

$$e_t = \frac{2}{3} \cdot e_{top} + e_4 + e_5$$

$$\downarrow \qquad (8.11)$$

$$e_t = 24, 1 \text{ mm}$$

På figur 8.3 ses en statisk model af væggen med tilhørende laster og momentkurve.



Figur 8.3. Statisk model for væg, laster samt momentkurve.

Den regningsmæssige bære
evne af væggen bestemmes ved formel (8.12). $[\mathrm{DS}/\mathrm{EN}$ 1992, 2017]

$$N_{Rd} = \Phi f_{cd} A \tag{8.12}$$

Hvor:

N_{Rd}	Regningsmæssig bæreevne	[kN]
Φ	Søjlereduktionsfaktor	[-]
f_{cd}	Regningsmæssig betontrykstyrke	[MPa]
A	Tværsnitsareal	$[mm^2]$

Søjlereduktionsfaktoren bestemmes ved:

$$\Psi \quad \Phi = \min \begin{cases} 1, 14 \cdot \left(1 - 2\frac{e_t}{t}\right) - 0, 02\frac{l_s}{t} \\ 1 - 2\frac{e_t}{t} \\ 1, 14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{19,1 \text{ mm}}{200 \text{ mm}}\right) - 0, 02 \cdot \frac{3.000 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} \\ 1 - 2\frac{19,1 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} \end{cases} = \begin{cases} 0, 57 \\ 0, 87 \end{cases}$$

Hvor:

e_t	Total excentricitet	[mm]
l_s	Søjlelængde	[mm]
t	Vægtykkelse	[mm]

Bæreevnen kan nu bestemmes ved formel (8.12).

$$N_{Rd} = 0,57 \cdot \frac{25 \text{ MPa}}{1,4} \cdot 9.400 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm} = 18.983 \text{ kN} \ge N_t = 2.651 \text{ kN}$$

Det ses, at bæreevnen er tilstrækkelig. I tabel 8.2 ses bæreevne og udnyttelsesgrader for de andre udvalgte lastkombinationer.

Lastkombination	N_{Rd}	N_t	Udnyttelse
			[70]
LK1	20.315	2.658	13,1
LK3	13.965	2.426	17,4
LK4	21.039	2.651	14,0

Tabel 8.2. Bæreevne og udnyttelsesgrader for LK1, LK3 og LK4.

I det forgående er bæreevnen af én væg på ét niveau eftervist i de lastkombinationer, der er vurderet relevante. Alle vægge på alle niveauer bør i teorien eftervises i alle relevante lastkombinationer, da det er vanskeligt at vurdere, hvilken situation der er mest kritisk.

Kapitel

9

Vandret lastnedføring

I dette kapitel eftervises bygningens hovedstabilitet. Overvejelser og metoder beskrives i dette afsnit, mens beregninger kan ses i Bilag A.

Stabiliteten eftervises efter plasticititetsteorien både ved eftervisning af det afstivende profil samt ved fordeling af laster. Dette betyder, at lasterne kan fordeles frit, så længe fordelingen er statisk tilladelig og sikker. Plasticitetsteorien kan anvendes, da der regnes på armeret beton.

I eftervisning af bygningens stabilitet anvendes forskellige fordelingsmetoder til fordeling af de vandrette kræfter afhængig af væggenes højde. Der fordeles efter areal og inertimoment. Disse metoder er egentlig tilhørende elasticitetsteorien, men benyttes som indledningsvis fordeling, selvom plasticitetsterorien anvendes. Dette er tilladeligt, så længe fordelingen er statisk tilladelig og sikker. Følgende tre kriterier skal overholdes for eftervisning af bygningens stabilitet.

Glidning

Glidning kontrolleres for væggene på alle niveauer, da der kan ske glidning på alle niveauer. Der regnes med glatte støbeskel, hvorfor følgende krav skal overholdes:

$$V < 0, 5 \cdot N \tag{9.1}$$

Hvor:

 $\begin{array}{c|c} V & \mbox{Vandret last ved underkant væg} & [kN] \\ N_d & \mbox{Lodret last ved underkant væg} & [kN] \end{array}$

Ved overskridelse af formel (9.1) benyttes strittere, og efterfølgende skal samlingens bæreevne eftervises som støbeskel.

Knusning

Plasticitetsteorien anvendes, hvorved momentet ved underkanten af væggen udgår ved indførelse af excentriciteten, e, for normalkraften. Excentriciteten bestemmes ved formel (9.2).

$$e = \frac{M}{N} \tag{9.2}$$

På figur 9.1 er det effektive areal samt spændingsfordelingen under væggen illustreret.



Figur 9.1. Spændingsfordeling ved underkant væg.

Følgende krav til knusning skal dermed overholdes:

$$\sigma_N = \frac{N_d}{A_e} \le \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \tag{9.3}$$

Hvor:

σ_N	Normalspænding	[MPa]
N_d	Regningsmæssig lodret last	[kN]
A_e	Effektivt areal	$[m^2]$
f_{ck}	Karakteristisk betontrykstyke	[MPa]
γ_c	Partialkoefficient for betons trykstyrke	[-]

Væltning

Det sikres, at excentriciteten, som er vist på figur 9.1, ikke ligger udenfor væggen.

Til eftervisning af væltning og glidning anvendes LK2, dominerende vindlast med egenlast virkende til gunst, og der regnes kun med bundne laster, da dette er det mest kritiske. Derudover undersøges seimisk last også, da den kan være dimensionsgivende. For eftervisning af knusning bør flere lastkombinationer undersøges, da det er svært at vurdere, hvilken der er mest kritisk.

9.1 Tværstabilitet

Seismisk last undersøges ikke, da den åbenlyst ikke er dimensionsgivende grundet det store opland for vindlasten på facaden. Vestlig vindretning undersøges, da denne giver den største vandrette last på bygningen. Det kontrolleres, hvilken betydning det har, at bygning er delvist i læ ved vind fra øst, som det er vist på figur 7.5 på side 28. Vindlasten påføres på dækskiverne ved at multiplicere med lastoplandet for dækskiven. Fra dækskiven føres lasten til toppen af de stabiliserende vægge under dækket. Den samlede, regningsmæssige vindlast ved vind fra vest bestemmes i formel (9.4) som tryk i zone D og sug i zone E, som er angivet i afsnit 7.3.1. Reduktionsfaktor for manglende korrelation er beregnet til $0,\!91,$ hvilket kan ses i appendiks A. Der ses bort fra vindsug på gavlene, da disse udligner hinanden.

$$V_d = 1, 5 \cdot 1, 1 \left(0, 69 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0, 50 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 0, 91 = 1, 79 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$
(9.4)

Den vandrette last hidrørende geometrisk imperfektion bestemmes ved formel (7.8) på side 33. For bestemmelse af den lodrette last, der indgår i formlen, inkluderes frie laster, hvorved den størst mulige vandrette last fra imperfektioner bestemmes. Dermed er der dimensioneret for situationer, hvor en anden lastkombination med større lodret last vil bidrage til en større vandret last fra geometrisk imperfektion, hvilket er på den sikre side.

I tabel 9.1 ses de vandrette laster fra vindlast og geometrisk imperfektion, der virker på hvert niveau. Disse påsættes de respektive dæk og fordeles derefter til væggene ud fra den respektive valgte fordelingsmetode.

Dæk over	Vindlast	Imperfektion	Samlet, q_d
niveau:	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
7	2,7	$0,\!3$	$_{3,0}$
6	5,4	0,7	6,1
5	5,4	0,7	6,1
4	5,4	0,7	6,1
3	5,4	0,7	6,1
2	5,4	0,7	6,1
1	6,5	0,9	7,4
0	8,2	$1,\!8$	10,0

Tabel 9.1. Regningsmæssige vandrette laster på dæk. Vindlast er fra vest.

I det følgende gennemgås den vandrette lastnedføring fra øverste niveau og nedad til fundament.

For tværstabiliteten på niveau 2-7 fordeles vindlasten efter væggenes respektive lastopland for vinden. Hermed skal gavlene kunne optage mindre vandret last end lejlighedsskellene, hvilket vurderes at være optimalt, da der er mindre lodret last på gavlene, da der kun er ensidigt dækvederlag. De vandrette laster fordeles på de vægge, som er vist på figur 9.2.



Figur 9.2. Konstruktionsskitse for niveau 2-7. [Friis & Moltke, 2018] (Redigeret)

Det ses, at de tværstabiliserende vægge er placeret symmetrisk omkring centerlinjen af dækket, og der er ingen vandrette laster i nord/syd retningen. Der vil derfor ikke fremkomme et vridende moment i dækskiven. Dermed er fordelingen af laster statisk tilladelig, da alle 3 ligevægtsligninger er opfyldt. som det er krævet ved en plastisk fordeling.

Det er vist på figur 7.5 på side 28, at bygningen er delvis i læ af bygning C ved vind fra øst. Dette forårsager et vridende moment, hvilket betyder, at der skal optages ekstra vandret last i nogle af de tværstabiliserende vægge for at opnå en statisk tilladelig fordeling af kræfter. Hermed er der mulighed for, at nogle af de tværstabiliserende skal optage en større vandret last ved vind fra øst. Det undersøges i det følgende på niveau 6, om østlig vindretning forårsager større resulterende vandret last sammenlignet med vestlig vindretning.

På figur 9.3 ses de regningsmæssige laster, vindlast samt geometrisk imperfektion, der virker på dækskiven på niveau 5, som er delvist i læ.



Figur 9.3. Konstruktionsskitse for niveau 5 ved vind fra øst.

Der tages moment omkring punktet, M, som er vist på figuren, for at bestemme det vridende moment.

$$M = -4, 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 21, 8 \text{ m} \cdot \frac{29, 6 \text{ m} - 21, 8 \text{ m}}{2} - 0, 7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 29, 6 \text{ m} \cdot 0 \text{ m} = -374 \text{ kNm}$$
(9.5)

De ydre laster påsættes efter lastopland for væggen, ligesom det er beskrevet tidligere. Tillægskræfterne i de tværstabiliserende vægge, som fremkommer af det vridende moment fastlægges, således ligevægtsligninger er opfyldt. I tabel 9.2 ses de ydre laster samt lasterne fra det vridende moment ved vind fra øst sammenlignet med de samlede kræfter ved vind fra vest. Det ses, at den samlede vandrette kraft for væggen TV5 er størst ved vind fra øst. Derfor skal denne væg ligeledes eftervises i denne lastkombination.

		Vind fra vest		
Var	Ydre last	Last fra vridende moment	Samlet	Samlet
væg	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
TV1	3	-10	-7	22
TV2	20	-5	15	44
TV3	37	0	37	44
TV4	37	5	42	44
TV5	18	10	28	22

Tabel~9.2. Sammenligning af lastfordeling ved østlig- og vestlig vindretning.

TV2, TV3, og TV4 på niveau 2-7 er ikke gennemgående til fundament, hvilket kan ses på figur 9.4. På dæk over niveau 1 skal de vandrette laster derfor føres fra lejlighedsskellene på

niveau 2 via dækskiven til gavlene på niveau 1. Momenterne ved underkanten af væggen ved niveau 2 skal kunne optages i søjlerne som tryk- og trækkræfter. Det antages, at søjlerne kan optage disse, men det eftervises ikke, da søjlerne ikke dimensioneres i dette projet.



 $Figur\ 9.4.$ Opstalt af TV2, TV3 og TV4.

På figur 9.5 ses de stabiliserende vægge på niveau 1. De vandrette kræfter fra TV2, TV3 og TV4, der skal føres via dækskiven til gavlene er vist med røde pile. Disse fordeles ligeligt til TV1 og TV5, da de har samme stivhed. Dermed 352,5 kN på hver væg udover de ydre laster. Det er valgt at lade TV1 og TV5 på niveau 2-7 være gennemgående med samme længde på niveau 1 for at simplificere beregningen. TV6 og TV7 regnes ikke som stabiliserende, da de er meget korte.



Figur 9.5. Stabiliserende vægge på niveau 1. Vandrette laster fra TV2, TV3 og TV4 angivet med rød pil. [Friis & Moltke, 2018] (Redigeret)

De tværstabilisilerende vægge er placeret symmetrisk omkring centerlinjen af dækket, og der er ingen vandrette laster i nord/syd retningen. Der vil derfor ikke fremkomme et vridende moment i dækskiven. Dermed er fordelingen af laster statisk tilladelig, da alle 3 ligevægtsligninger er opfyldt.

På figur 9.6 ses de stabiliserende vægge på niveau 0. Det er valgt at lade TV1 og TV5 på niveau 1-7 være gennemgående med samme længde på niveau 0 for at simplificere beregningen. TV6 regnes, ligesom på niveau 1, ikke som stabiliserende, da den er meget kort. Betonrammerne regnes som almindelige vægge. Det skal derfor eftervises, at betonrammerne har den fornødne stivhed, så de kan optage den last, der forudsættes i beregningen. Det gøres ikke i nærværende projekt.



Figur 9.6. Stabiliserende vægge på niveau 0. [Friis & Moltke, 2018] (Redigeret)

Den ydre last, q_d , fordeles på de tværstabiliserende vægge. Det vælges at fordele lasten efter væggenes arealer, da væggene har en lav højde sammenlignet med længden. Dette gøres, da udbøjningen af væggen primært fremkommer fra forskydningsspændinger. Der er regnet med, at alle væggene har samme tykkelse, selvom betonrammerne er 300 mm, for ikke at fordele en unødvendigt stor last til betonrammerne. Følgende formel benyttes

til bestemmelse af fordelingsfaktoren:

Fordelingsfaktor =
$$\frac{A_i}{\Sigma A_i}$$
 (9.6)

Hvor:

$$\begin{array}{c|c} A_i & \text{Areal af element i} & [\text{m}^2] \\ \Sigma A_i & \text{Sum af arealer} & [\text{m}^2] \end{array}$$

I tabel 9.3 ses fordelingen af de vandrette laster på væggene.

Væg	Areal	Fordelingsfaktor	Lastandel
	$[\mathbf{m}^2]$	[-]	[kN]
TV1	$1,\!88$	$0,\!23$	68,5
TV5	$1,\!88$	$0,\!23$	68,5
TV8	$1,\!66$	$0,\!20$	$59,\! 6$
TV9	$1,\!66$	$0,\!20$	$59,\! 6$
TV10	1,16	$0,\!14$	41,7

 ${\it Tabel~9.3.}$ Fordelingsfaktor og lastandel for tværstabiliserende vægge på niveau0.

De tværstabiliserende vægge er ikke placeret symmetrisk omkring centerlinjen i dækket. Dermed fremkommer et vridende moment. Der tages moment omkring punktet, M, som er vist på figur 9.6, hvorved den nødvendige last, V_{LV7} , på LV7 kan bestemmes:

 V_{LV10} bestemmes ved ligevægt i længderetningen til:

$$\Sigma V = 0 = V_{LV7} + V_{LV10}$$

$$\downarrow$$

$$V_{LV10} = -25,4 \text{ kN}$$
(9.8)

Alle 3 ligevægtsligninger er nu eftervist, hvorved lastfordelingen er en statisk tilladelig fordeling.

I tabel 9.4 ses resultaterne for beregningen af bygningens tværstabilitet. Hvis væggen er på flere niveauer, er resultaterne for den nederste væg angivet, da denne ofte er den mest kritiske.

T 7	N .T.	\mathbf{N}	\mathbf{V}	\mathbf{M}	e	1	< 1 J	< C	т. 1 т
Væg	Niveau	[kN]	[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	$e \leq \frac{1}{2} \cdot l$	$\sigma_N \leq f_{yd}$	$V < \frac{1}{2} \cdot N$
TV1	0-7	1810	648	6858	3790	9400	\checkmark	\checkmark	\checkmark
TV2	2-7	2078	235	2309	1110	9400	\checkmark	\checkmark	\checkmark
TV3	2-7	2078	235	2309	1110	9400	\checkmark	\checkmark	\checkmark
TV4	2-7	2078	235	2309	1110	9400	\checkmark	\checkmark	\checkmark
TV5	0-7	1810	648	6858	3790	9400	\checkmark	\checkmark	\checkmark
LV1	2-7	-	-	-	-	-	-	-	-
LV2	2-7	-	-	-	-	-	-	-	-
LV3	2-7	-	-	-	-	-	-	-	-
LV4	2-7	-	-	-	-	-	-	-	-
LV5	2-7	-	-	-	-	-	-	-	-
TV6	0-1	-	-	-	-	-	-	-	-
$\mathrm{TV7}$	1	-	-	-	-	-	-	-	-
LV6	0-1	-	-	-	-	-	-	-	-
LV7	0-1	401	25	127	200	17800	\checkmark	\checkmark	\checkmark
LV8	1	-	-	-	-	-	-	-	-
LV9	1	-	-	-	-	-	-	-	-
LV10	0	655	25	127	190	291000	\checkmark	\checkmark	\checkmark
TV8	0	60	187	298	1600	8200	\checkmark	\checkmark	\checkmark
TV9	0	60	187	298	1600	8200	\checkmark	\checkmark	\checkmark
TV10	0	42	131	209	1600	5800	\checkmark	\checkmark	\checkmark

Tabel 9.4. Resultater for tværstabiliteten af bygning D. "-" indgår ikke i bygningens tværstabilitet.

Det ses i tabellen, at alle vægge overholder kriterierne, som tidligere er opstillet. Dermed er lastfordelingen en sikker fordeling.

9.2 Længdestabilitet

Længdestabiliteten af bygningen eftervises ud fra den mest kritiske af seismisk last eller vindlast fra syd. Den dimensionsgivende vindretning er vind fra syd, da bygningen er i læ ved vind fra nord. I tabel 9.5 ses de vandrette laster fra seismisk last, vindlast og geometrisk imperfektion, der virker på hvert niveau.

For beregning af seismisk last er både frie og bundne laster medregnet for at bestemme den maksimale værdi. Dette samt benyttelsen af forskellige partialkoefficienter gør det vanskeligt at vurdere, hvilken lastkombination der er mest kritisk. Det ses i tabellen, at seismisk last er størst på alle dæk undtagen dæk over niveau 0. For at reducere antallet af beregninger, besluttes det at dimensionere bygningens tværstabilitet ud fra seismisk last, men kun regne med bundne laster samt anvende partialkoefficient på 0,9 på egenlast, selvom den ifølge formel (7.6) på side 33 er 1,0. Dette er på den sikre side, da den stabiliserende lodrette last reduceres.

Dæk over niveau:	$\begin{array}{c} {\rm Seismisk\ last} \\ {\rm [kN/m]} \end{array}$	${f Vindlast} \ [kN/m]$	${f Imperfektion} \ [kN/m]$	${f Samlet,q_d}\ [m kN/m]$
7	2,0	1,9	0,7	2,7
6	5,1	3,7	0,7	$5,\!8$
5	5,1	3,7	0,7	$5,\!8$
4	5,1	3,7	0,7	$5,\!8$
3	5,1	3,7	0,7	$5,\!8$
2	5,1	3,7	0,7	$5,\!8$
1	$5,\!0$	3,8	0,9	5,9
0	4,2	4,8	1,8	6,0

Tabel 9.5. Regningsmæssige vandrette laster på dæk. Seimsisk last og imperfektion er summereti kolonnen "Samlet", da seimsmisk last er dimensionsgivende.

Længdestabiliteten på niveau 2-7 udgøres af de vægge, der er vist på figur 9.7. Det ses, at der kun er længdestabiliserende vægge i den ene side af bygningen. Dette forårsager et vridende moment, som skal optages i de tværstabiliserende vægge.



Figur 9.7. Konstruktionsskitse for niveau 2-7. [Friis & Moltke, 2018] (Redigeret)

De længdestabiliserende vægge regnes i fuld længde for at opnå tilstrækkelig afstivning, selvom der er vindueshuller. Dermed skal det eftervises, at væggene har den fornødne stivhed til at optage de laster, der forudsættes i stabilitetsberegningen. Dette kan gøres med en stringermodel, men eftervises ikke i dette projekt. Det antages blot, at væggene har den fornødne stivhed. Egenvægt af væggene på niveau 2-7 reduceres til 80 % for at tage hensyn til vindueshullerne.

De vandrette laster fordeles på niveau 2-7 efter væggenes inertimoment, da væggene er høje sammenlignet med længden. Dermed fremkommer udbøjningen af væggene primært fra normalspændinger. Fordelingsfaktoren bestemmes ved:

Fordelingsfaktor =
$$\frac{I_i}{\Sigma I_i}$$
 (9.9)

Hvor:

 $\begin{array}{c|c} I_i & \text{Inertimoment af element i} & [m^2] \\ \Sigma I_i & \text{Sum af inertimoment} & [m^2] \end{array}$

I tabel 9.6 ses fordelingen af de vandrette laster på væggene på henholdsvis niveau 7 og niveau 2-6.

Væg	Inertimoment	Fordelingsfaktor	Lastandel, niv. 7	Lastandel, niv. 2-6
	$[\mathbf{m}^4]$	[-]	[kN]	[kN]
LV1	$0,\!45$	0,03	0,9	1,8
LV2	4,58	0,34	$9,\!6$	20,7
LV3	3,42	0,25	7,1	15,2
LV4	4,58	0,34	$9,\!6$	20,7
LV5	$0,\!45$	0,03	0,9	1,8

Tabel 9.6. Fordelingsfaktor og lastandel for længdestabiliserende vægge på niveau 2-7.

For at opnå tilstrækkelig lodret last på væggene medregnes et modhold mellem henholdsvis TV2 og LV2, TV3 og LV3 samt TV4 og LV4. Der regnes med, at der kan overføres 20 kN/m i samlingen, hvormed en nedadrettet kraft på 60 kN opnås på de længdestabiliserende vægge.

Lasterne på de tværstabiliserende vægge fra det vridende moment fastsættes til 8 kN for TV1, 4 kN for TV2, 0 kN for TV3 -4 kN for TV4 og -8 kN for TV5, hvilket sikrer ligevægt i tværretningen. Momentligevægt eftervises:

$$\begin{split} M &= (1,8~{\rm kN}\cdot2+20,7~{\rm kN}\cdot2+15,2~{\rm kN})\cdot4,8~{\rm m} \\ &- 8~{\rm kN}\cdot14,4~{\rm m}-4~{\rm kN}\cdot7,2~{\rm m}-8~{\rm kN}\cdot14,4~{\rm m}-4~{\rm kN}\cdot7,2~{\rm m}=0 \end{split}$$

Dermed er fordelingen statisk tilladelig. De fastsatte laster på de tværgående vægge er mindre end dem, de er dimensioneret for ved eftervisning af tværstabiliteten. Derved er stabiliteten også eftervist for disse laster.

På figur 9.8 ses de stabiliserende vægge på niveau 1. LV1, LV2, LV3, LV4 og LV5 er ligesom TV2, TV3 og T4 ikke gennemgående til niveau 1. Derfor afleverer de lasterne til dækket, hvorfra de føres til de stabiliserende vægge på niveau 1. Ligeledes med lasterne fra TV2, TV3 og TV4. Lasterne er vist med røde pile. Momenterne regnes at kunne optages som tryk- og trækresultanter i bjælken i modul 6-02, men bjælkerne dimensioneres ikke i dette projekt.



Figur 9.8. Ydre laster og reaktioner på niveau 1. [Friis & Moltke, 2018] (Redigeret)

De vandrette laster fordeles her efter væggenes areal efter samme metode som tidligere beskrevet. I tabel 9.7 ses fordelingen af de vandrette laster på væggene på niveau 1. Fordelingsfaktoren i parentes er justeret for at undgå væltning, hvorfor denne er anvendt i beregningerne.

Væg	Areal	Fordelingsfaktor	Lastandel	
	$[\mathbf{m}^2]$	[-]	[kN]	
LV6	1,1	$0,19\ (0,13)$	$64,\! 6$	
LV7	3,6	$0,62\ (0,73)$	363,0	
LV8	0,6	$0,10\ (0,07)$	$34,\!8$	
LV9	0,6	$0,\!10\ (0,\!07)$	34,8	

Tabel 9.7. Fordelingsfaktor og lastandel for længdestabiliserende vægge på niveau 1.

Der tages moment omkring punktet, M, som er vist på figur 9.8, hvorved kraftparret i gavlene, der sikrer momentligevægt, kan bestemmes:

$$M = 5,9\frac{\rm kN}{m} \cdot 16,3 \; {\rm m} \cdot 1,95 \; {\rm m} + 77,1 \; {\rm kN} \cdot 5,8 \; {\rm m} + 433 \; {\rm kN} \cdot 5,8 \; {\rm m} - 2 \cdot 41,5 \; {\rm kN} \cdot 9,6 \; {\rm m} = 2349 \; {\rm kNm}$$

Kraftpar bestemmes:

$$\frac{2349 \text{ kNm}}{28,8 \text{ m}} = 82 \text{ kN}$$

Denne kraft er mindre end den, gavlene er dimensioneret for i tværstabilitetsberegninger, hvorved de er eftervist.

På figur 9.9 ses de stabiliserende vægge på niveau 0. LV6 regnes ikke stabiliserende på niveau 0 grundet dørhuller. LV8 og LV9 er ikke gennemgående til niveau 0, hvorfor lasterne afleveres til dækket vist med røde pile.



Figur 9.9. Ydre laster og reaktioner på dæk over niveau 0. [Friis & Moltke, 2018] (Redigeret)

I tabel 9.8 ses fordelingen af de vandrette laster på væggene på niveau 0. De vandrette laster fordeles efter areal. Fordelingsfaktoren i parentes er justeret for at undgå glidning, hvorfor denne er anvendt i beregningerne. Justeringen skyldes lav lodret last på LV10.

Væg	Areal	Fordelingsfaktor	Lastandel	
	$[\mathbf{m}^2]$	[-]	[kN]	
LV7	3,6	$0,\!38\ (0,\!78)$	240	
LV10	5,8	$0,\!62\ (0,\!22)$	68	

 ${\it Tabel~9.8.}$ Fordelingsfaktor og lastandel for længdestabiliserende vægge på niveau0.

Der tages moment omkring punktet, M, som er vist på figur 9.9, hvorved kraftparret i gavlene, der sikrer momentligevægt, kan bestemmes:

$$M = -6,0\frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 24,5 \text{ m} \cdot 3,65 \text{ m} - 77 \text{ kN} \cdot 15,4 \text{ m} + 240 \text{ kN} \cdot 15,4 \text{ m} - 68 \text{ kN} \cdot 8,2 \text{ m} = 2489 \text{ kNm}$$

Kraftpar bestemmes:

$$\frac{2489 \text{ kNm}}{28,8 \text{ m}} = 86 \text{ kN}$$

Denne kraft er mindre end den, gavlene er dimensioneret for i tværstabilitetsberegninger. Dermed er det eftervist. I tabel 9.9 ses resultaterne for beregningen af bygningens længdestabilitet. Hvis væggen er på flere niveauer, er resultaterne for den nederste væg angivet.

17	NT:	\mathbf{N}	\mathbf{V}	\mathbf{M}	e	1	< 1 $ 1$	< ($\mathbf{v} < 1 \mathbf{v}$
væg	Iniveau	[kN]	[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	$e \leq \frac{1}{2} \cdot l$	$\sigma_N \leq f_{yd}$	$V < \frac{1}{2} \cdot N$
TV1	0-7	-	-	-	-	-	-	-	-
TV2	2-7	-	-	-	-	-	-	-	-
TV3	2-7	-	-	-	-	-	-	-	-
TV4	2-7	-	-	-	-	-	-	-	-
TV5	0-7	-	-	-	-	-	-	-	-
LV1	2-7	111	12	118	1060	3000	\checkmark	\checkmark	\checkmark
LV2	2-7	552	138	1331	2410	6500	\checkmark	\checkmark	\checkmark
LV3	2-7	571	101	979	1710	5900	\checkmark	\checkmark	\checkmark
LV4	2-7	552	138	1331	2410	6500	\checkmark	\checkmark	\checkmark
LV5	2-7	111	12	118	1060	3000	\checkmark	\checkmark	\checkmark
TV6	0-1	-	-	-	-	-	-	-	-
TV7	1	-	-	-	-	-	-	-	-
LV6	0-1	242	77	324	1340	5500	\checkmark	\checkmark	\checkmark
LV7	0-1	1501	673	5187	3460	17800	\checkmark	\checkmark	\checkmark
LV8	1	144	42	175	1210	2800	\checkmark	\checkmark	\checkmark
LV9	1	144	42	175	1210	2800	\checkmark	\checkmark	\checkmark
LV10	0	143	68	285	1990	4200	\checkmark	\checkmark	\checkmark
TV8	0	-	-	-	-	-	-	-	-
TV9	0	-	-	-	-	-	-	-	-
TV10	0	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabel 9.9. Resultater for længdestabiliteten af bygning D. "-" indgår ikke i bygningens længdestabilitet.

Det kan ses i Bilag A, at der sker glidning af LV7 på niveau 1. Nødvendig glidningsfastholdelse bestemmes:

$$f = (V - 0, 5 \cdot N)/l$$
↓
$$f = (433 \text{ kN} - 0, 5 \cdot 783 \text{ kN})/17, 8 \text{ m} = 2,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Hvor:

f	Nødvendig glidningsfastholdelse	[kN/m]
V	Vandret last	[kN]
N	Lodret last	[kN]
l	Væglængden	[m]

Kravet til glidningsfastholdelse overholdes med de vandrette trækforbindelser, der etableres i bunden af væggen, der kan optage 30 kN/m.

Alle stabiliserende vægge er eftervist for væltning, glidning og knusning. Væltning og glidning er eftervist i den mest kritiske lastkombination, mens knusning bør eftervises i flere lastkombinationer, eksempelvis LK1, dominerende egenlast og LK4, dominerende nyttelast. Dette gøres ikke her, da udnyttelsesgraden er meget lav i den lastkombination, der er regnet. Derfor vurderes knusning til ikke at være kritisk i andre lastkombinationer.

9.3 Eftervisning af etageadskillelse

I dette afsnit eftervises dækket over niveau 2 ud fra en bjælkemodel.

I det følgende bestemmes armeringsarealet for randarmeringen ud fra de snitkræfter, der er i dækskiven. Den dimensionsgivende lastkombination er LK2, dominerende vindlast fra vest, da denne resulterer i det største moment i dækskiven. Dækket over niveau 2 er repræsentativ for dækket over niveau 3-6, da laster og dimensioner er de samme som for dæk over niveau 2. Tagdækket dimensioneres ligeledes ud fra de resultater, der fremfindes i det følgende. Dette er på den sikre side, da lasterne på tagdækket er mindre. Dækket over niveau 0 og 1 er ikke rimelige at antage virkende som bjælker. Herfor laves istedet en stringermodel i kapitel 10.

På figur 9.10 ses den statiske model for dækket over niveau 2. Den ydre last, q_d , er aflæst i tabel 9.1 på side 47. Reaktionerne fra væggene er udledt af Bilag A og angivet som røde pile på figur 9.10. Det antages, at vindsuget i zone A er gældende på hele gavlen, hvilket er på den sikre side, da det forårsager et større træk i dækket. Den regningsmæssige vindlast på gavlen bestemmes ved formel (9.10).

$$w_{d} = \gamma \ K_{FI} \cdot q_{k} \ c_{pe,10} \ h$$

$$\Downarrow$$

$$w_{d} = 1, 5 \cdot 1, 1 \cdot 0, 87 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}^{2}} \cdot 1, 20 \cdot 3, 0 \ \text{m} = 5, 2 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$
(9.10)


Figur 9.10. Statisk model for dæk over niveau 2. Røde pile er reaktioner for vægge. [Friis & Moltke, 2018] (Redigeret)

Normalkraften i dækket beregnes ved:

$$N = 5,2 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 10,5 \ \text{m} = 54 \ \text{kN}$$

 På figur 9.11 ses moment
kurven for dækket. Det største moment aflæses til 40 k N
m som det dimensionsgivende moment.



Figur 9.11. Momentkurve for dæk over niveau 2.

Normalkraft og moment er nu kendt. Den samlede trækkraft, T, der skal armeres for, bestemmes ved formel (9.11). Normalkraften, N, deles i to lige store kræfter virkende ved henholdsvis træk- og trykresultanten for momentet.

$$T = \frac{M}{z} + \frac{1}{2} N$$

$$\Downarrow$$

$$T = \frac{40 \text{ kNm}}{0,8 \cdot 9,6 \text{ m}} + \frac{1}{2} \cdot 54 \text{ kN} = 32 \text{ kN}$$
(9.11)

Hvor:

 $z \mid 80 \ \%$ af bjælkehøjden, her dækbredden [kN]

Det nødvendige armeringsareal bestemmes ved formel (9.12).

$$A = \frac{T}{f_{yd}}$$

$$\downarrow$$

$$A = \frac{32 \text{ kN}}{550 \text{ MPa/1}, 2} = 70 \text{ mm}^2$$
(9.12)

1 stk Y10 mm vælges:

$$A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 78 \text{ mm} \qquad OK!$$

Denne armering benyttes i hele randen, hvilket vil være på den sikre side, da der er dimensioneret ud fra det mest kritiske situation samt det størst forekommende moment.

10

Stringermodel for etageadskillelse

I dette kapitel dimensioneres dækket over niveau 1 ved at opstille en stringermodel.

Stringermodellen opbygges af felter, der kaldes forskydningsfelter, hvori der kun optages forskydningsspændinger. Forskydningsspændingerne er konstante i hele feltet. Felterne omkranses af stringere, der udgøres af armering, som kan være i tryk eller træk. Følgende kilde er benyttet i eftervisningen [Jensen, 2012].

I kapitel 9 er tværstabiliteten og længdestabiliteten eftervist. I begge tilfælde er det forudsat, at store laster kan føres igennem dækket. Det vælges at dimensionere dækket ud fra de laster, der virker i tilfældet med længdestabilitet, da denne model bliver mere kompliceret, end det er tilfældet ved tværstabilitet.

Dækket er som vist på figur 3.10 på side 12 et 270 mm huldæk med 150 mm konstruktiv overbeton ovenpå. Der regnes derfor med en total højde på 420 mm. Det sikres slutteligt i dette kapitel, at der er tilstrækkelig sammenhæng imellem de to typer af betondæk, for at de kan virke som ét samlet dæk.

På figur 10.1 ses de laster og reaktioner, der virker på dækket. Laster og reaktioner er bestemt i afsnit 9 og kan ses i Bilag A. Linjelasten, q_d , er den ydre last på dækket i form af seismisk last og vandret last fra geometrisk imperfektion ifølge tabel 9.7. Det er antaget, at lasten virker som en samlet last i den ene ende af bygningen for at simplificere beregningen. Egentlig bør lasten have angrebspunkt ved placeringen af de konstruktionsdele, der bidrager til lasterne. Linjelasten omregnes til punktlaster, som angriber i knudepunkterne. Lasterne svarer til en last, der afleveres fra en væg til dækket. Reaktionerne svarer til de laster, der overføres fra dækket til den nedenstående væg blot med omvendt fortegn, da det er en reaktion på dækket. Ligevægt er sikret, da laster og reaktioner er de samme som i stabilitetsberegningen.



Figur 10.1. Laster og reaktioner på stringermodel.

10.1 Forskydningsspændinger

På figur 10.2 ses navngivning af knudepunkter og forskydningsfelter. Derudover ses placering og rækkefølgen af de indlagte snit i dækket. Snittene indlægges strategisk, således at forskydningsspændingerne kan bestemmes ud fra ligevægtsligningerne samt de forud fastlagte forskydningsspændinger svarende til statisk overtallige.



Figur 10.2. Navngivning af knudepunkter, forskydningsfelter samt placering af snit.

Antallet af statisk overtallige bestemmes af formel (10.1). Systemet er i ligevægt jf. stabilitetsberegningerne, hvorved sidste led af formlen udgår.

$$N = K - F - (2 \cdot S_1 - S_2) + (R - 3)$$

$$\Downarrow \qquad (10.1)$$

$$N = 23 - 0 - (2 \cdot 10 - 4) = 7$$

Hvor:

N	Statisk overtallige	[-]
K	Antallet af knudepunkter	[-]
F	Antallet af hulfelter	[-]
S_1	Antallet af stringerlinje gående fra rand til rand	[-]
S_2	Antallet af stringerlinje langs rand	[-]
R	Antallet af reaktioner	[-]

Dermed er systemet syv gange statisk ubestemt, og forskydninsgsspændingen skal dermed fastlægges i syv felter, inden modellen kan gennemregnes. Disse fastlægges og justeres løbende, således at der opnås en optimal fordeling af forskydningsspændinger. I det følgende beregnes forskydningsspændingerne i felt A og B i snit 1 som eksempel, hvorefter resultaterne for de resterende felter angives i tabel. På figur 10.3 ses snit 1.



Figur 10.3. Detalje af snit 1.

Forskydningsspændingen i felt A, τ_A , vælges som én af de syv overtallige til 10 kPa. Dernæst kan τ_B bestemmes ved lodret ligevægt:

Hvor:

t | Samlet dæktykkelse | 420 [mm]

Forskydningsspændinger i de resterende felter bestemmes efter samme fremgangsmåde. I tabel 10.1 ses forskydningsspændingerne i alle forskydningsfelterne.

Felt	Forskydningsspænding [kPa]	Felt	Forskydningsspænding [kPa]
А	10 (gæt)	Н	-32
В	-42	Ι	25 (gæt)
\mathbf{C}	25 (gæt)	J	-30 (gæt)
D	-30 (gæt)	Κ	-32
\mathbf{E}	-48	L	-50
\mathbf{F}	25 (get)	Μ	-32
G	-30 (gæt)	N	-63

Tabel 10.1. Forskydningsspændinger i forskydningsfelter. Fastlagte forksydningsspændinger er angivet med "(gæt)".

10.2 Stringerkræfter

Forskydningsspændingerne er nu bestemt, hvorefter stringerkræfterne kan bestemmes. Stringerkræfterne bestemmes ved at løsskære hver enkelt stringer med en stringerkraft i hver ende og herefter opstille ligevægt. Den bestemte stringerkraft er virkende lige ved knuden i den ene ende og varierer lineært til stringerkraften bestemt ved modsatte knude. Positive værdier er træk, mens negative er tryk. På figur 10.4 ses snit 1 med indre og ydre laster vist. Stringerkræfterne beregnes som eksempel, hvorefter samtlige stringerkræfter opstilles i en tabel.



Figur 10.4. Stringerkræfter ved snit 1.

Stringerkræfter ved randene, S_{y1} og $S_{y3},$ bestemmes ud fra den ydre last:

$$S_{y1} = 0$$
$$S_{y3} = 0$$

 \mathcal{S}_{y2} bestemmes ved at opstille ligevægt for felt A:

$$\begin{split} \Sigma F \uparrow &= 0 = S_{y1} + 48 \text{ kN} - 48 \text{ kN} - \tau_A \cdot h \cdot 10, 1 \text{ m} - S_{y2} \\ \Downarrow \\ S_{y2} &= 0 + 48 \text{ kN} - 48 \text{ kN} - 10 \text{ kPa} \cdot 0, 42 \text{ m} \cdot 10, 1 \text{ m} = -42kN \end{split}$$

For at udføre kontrol kan S_{y3} bestemmes ved ligevægtsligning til 0 kN. Efter samme fremgangsmåde løsskæres alle stringere, og stringerkræfterne bestemmes. Resultaterne er angivet i tabel 10.2.

Stringer	Kraft [kN]	Stringer	Kraft [kN]	Stringer	Kraft [kN]	Stringer	Kraft [kN]
S_{x1}	-30	S_{x13}	23	S_{y1}	0	S_{y13}	0
S_{x2}	-37	S_{x14}	10	S_{y2}	-42	S_{y14}	0
S_{x3}	-18	S_{x15}	-75	S_{y3}	0	S_{y15}	0
S_{x4}	-19	S_{x16}	-186	S_{y4}	0	S_{y16}	0
S_{x5}	51	S_{x17}	13	S_{y5}	-64	S_{y17}	294
S_{x6}	-119	S_{x18}	108	S_{y6}	-12	S_{y18}	2
S_{x7}	-11	S_{x19}	190	S_{y7}	0	S_{y19}	0
S_{x8}	-35	S_{x20}	≈ 0	S_{y8}	0	S_{y20}	0
S_{x9}	71	S_{x21}	≈ 0	S_{y9}	24	S_{y21}	-212
S_{x10}	-88	S_{x22}	≈ 0	S_{y10}	-12	S_{y22}	-32
S_{x11}	-42	S_{x23}	≈ 0	S_{y11}	0	S_{y23}	0
S_{x12}	-110			S_{y12}	0		

Tabel 10.2. Stringerkræfter. Positiv er træk, negativ er tryk.

Resultaterne i tabellen er beregnet ved ét lasttilfælde. Flere lasttilfælde bør gennemregnes, da forskydningsspændingerne og tilhørende stringerkræfter vil variere afhængig af lasttilfældet. Seismisk last kan virke i vilkårlig retning, hvoraf blot én retning er eftervist i det forgående. Det dimensionsgivende lasttilfælde kan være en kombination af flere lasttilfælde.

10.2.1 Eftervisning af trækstringere

Trækkræfterne skal optages af armering placeret i stringeren. Armeringen dimensioneres ud fra den største trækkraft i tabel 10.2. For at undgå fejl under montagen besluttes det at anvende samme mængde armering ved alle stringere. Den største trækkraft er 190 kN. Nødvendigt armeringsareal:

$$A = \frac{190 \text{ kN}}{550 \text{ MPa}/1, 2} = 415 \text{ mm}^2$$

1 stk Y25 mm vælges:

$$A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (25 \text{ mm})^2 = 491 \text{ mm}^2 \qquad OK!$$

Armeringsstængerne kan ikke fås i fuld længde, hvorfor de skal stødes. Stødlængden bestemmes ved nedenstående formel. Der benyttes C25 beton. Stødlængden øges med faktor 1,5, da al armeringen stødes i samme snit, da der kun er én armeringsstang.

 $l_b=25~\mathrm{mm}\cdot 48\cdot 1, 5=1800~\mathrm{mm}$

Forskydningsspændingerne i forskydningsfelterne overføres til stringerne. Den maksimale forskydningsspændning, der kan overføres, bestemmes ved formel (10.2).

$$\tau_{max} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{l_b \cdot b}$$

$$\tau_{max} = \frac{491 \text{ mm}^2 \cdot \frac{550 \text{ MPa}}{1,2}}{1800 \text{ mm} \cdot 420 \text{ mm}} = 298 \text{ kPa}$$

$$(10.2)$$

Hvor:

$ au_{max}$	Maksimal forskydningsspænding	[kPa]
A_s	Armeringsareal	$[mm^2]$
f_{yd}	Regningsmæssig flydespænding	[MPa]
l_b	Forankringslængde	[mm]
b	Tykkelsen af dækket	[mm]

Det ses i tabel 10.1 på side 67, at den maksimale forskydning er 63 kPa, hvormed bæreevnen er OK. Ved stringere med forksydningsfelter på begge sider af stringeren, skal formel (10.3) overholdes.

$$|\tau_x - \tau_y| \le \frac{A_s \cdot f_{yd}}{l_b \cdot b} \tag{10.3}$$

Den største forskel i forskydningsspændinger er mellem felt I og felt L, hvorfor bæreevnen kontrolleres herfor:

$$\begin{aligned} |\tau_I - \tau_J| &= \frac{A_s \cdot f_{yd}}{l_b \cdot b} \\ \downarrow \\ |25 \text{ kPa} - (-50 \text{ kPa}| \leq \frac{491 \text{ mm}^2 \cdot \frac{550 \text{ MPa}}{1,2}}{1800 \text{ mm} \cdot 420 \text{ mm}} \\ \uparrow \\ 75 \text{ kPa} \leq 298 \text{ kPa} \qquad OK! \end{aligned}$$

Forskydningsspændingerne i alle felterne kan hermed overføres sikkert til stringerne.

10.2.2 Eftervisning af trykstringere

Trykkræfterne i stringerne optages af den omkringliggende beton. Det nødvendige betonareal bestemmes ved formel (10.4).

$$A_c = \frac{F_c}{v_m \cdot f_{cd}} \tag{10.4}$$

Hvor:

Sune Søndergaard Jensen

A_c	Nødvendig betonareal	$[mm^2]$
F_c	Kraft i trykstringer	[kN]
v_m	Effektivitetsfaktor	[-]
f_{cd}	Regningsmæssig betontrykstyrke	[MPa]

Effektivitetsfaktoren indregnes, da stringermodellen er baseret på plasticitetsterorien. Derfor skal betontrykstyrken reduceres med effektivitetsfaktoren, v_m , som bestemmes ved formel (10.5). v_m benyttes, da trykket kommer fra bøjningspåvirkning.

$$v_m = 0,97 - \frac{f_{yk}}{5000 \text{ MPa}} - \frac{f_{ck}}{300 \text{ MPa}}$$

$$\downarrow \qquad (10.5)$$

$$v_m = 0,98 - \frac{550 \text{ MPa}}{5000 \text{ MPa}} - \frac{25 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} = 0,78$$

Den største trykkraft i stringerne er 212 kN i stringer S_{y21} jf. tabel 10.2 på side 68. Nødvendigt betonareal kan nu bestemmes ved brug af formel (10.4).

$$A_c = \frac{212 \text{ kN}}{0,93 \cdot \frac{25 \text{ MPa}}{1.45}} = 15.832 \text{ mm}^2$$

Dæktykkelsen er 420 mm. Den nødvendige bredde af stringeren bestemmes til:

$$b = \frac{A_c}{420 \text{ mm}}$$

$$\downarrow$$

$$b = \frac{13.222 \text{ mm}^2}{420 \text{ mm}} = 38 \text{ mm}$$
(10.6)

Det kontrolleres, at stringerbredden er maksimalt 20 % af bredden af det kortest tilstødende forskydningsfelt målt vinkelret på stringeren. Det smalleste felt er felt D med en bredde på 1.530 mm, hvilket svarer til en maksimal stringerbredde på 306 mm. Kravet til stringerbredden er opfyldt for dette felt og dermed også de resterende felter, da de er større.

10.3 Eftervisning af forskydningsfelter

Der er udelukkende forskydningsspændinger i felterne. Betontrykstyrken skal eftervises, og armeringmængden i forksydningsfeltet skal bestemmes. Det følgende beregningseksempel tager udgangspunkt i felt N, da forskydningsspændingen er størst i dette felt. Betontrykket bestemmes ved formel (10.8). Vinklen på betontrykket, θ , skal overholde følgende krav.

$$1 \le \cot(\theta) \le 2,5 \tag{10.7}$$

Vinklen vælges til 45°, som svarer til en værdi på 1, da dette resulterer i den laveste hovedspænding i betonen. Spændingen i beton, σ_c , bestemmes ved formel (10.8).

$$\sigma_{c} = \tau_{N} \left(\cot(\theta) + \frac{1}{\cot(\theta)} \right)$$

$$\Downarrow$$

$$\sigma_{c} = 63 \text{ kPa} \left(\cot(45^{\circ}) + \frac{1}{\cot(45^{\circ})} \right) = 0, 13 \text{ MPa}$$
(10.8)

Effektivitetsfaktoren, v_v , bestemmes ved formel (10.9), da der er ren forskydning.

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

$$\downarrow \qquad (10.9)$$

$$v_{v} = 0, 7 - \frac{25 \text{ MPa}}{200 \text{ MPa}} = 0,575$$

Betontrykstyrken kontrolleres ved formel (10.10). Der benyttes partialkoefficient på 1,45 for betonstyrken, da den konstruktive overbeton er in situ støbt.

Den nødvendige armeringsmængde i x- og y-retningen i felt N bestemmes af formel (10.11).

$$A_{sx} = A_{sy} = \frac{\tau \cdot \cot(\theta) \cdot t}{f_{yd}}$$

$$\downarrow \qquad (10.11)$$

$$A_{sx} = A_{sy} = \frac{63 \text{ kPa} \cdot \cot(45^\circ) \cdot 420 \text{ mm}}{\frac{550 \text{ MPa}}{1,2}} = 58 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Der vælges 4 mm armeringsnet med en maskeafstand på 150 mm. Dermed 6,7 armeringsstænger pr. meter.

$$A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (4 \text{ mm})^2 \cdot \frac{6.7}{\text{m}} = 84 \text{ mm}^2/\text{m}$$
 OK!

Hermed er stringermodellen eftervist for de påsatte laster. Stringerne er eftervist for trykog trækpåvirkninger, mens forskydningsfelterne er eftervist for forskydningspåvirkninger.

10.3.1 Sammenhæng mellem huldæk og overbeton

Dækket er som nævnt et sammensat dæk bestående af et huldæk med en konstruktiv overbeton ovenpå. I det følgende eftervises, at der er den nødvendige forskydningsbæreevne imellem de to dæk.

Den dimensionsgivende forskydningspænding, der skal kunne overføres imellem de to dæk bestemmes af formel (10.12).

$$\tau_{Edi} = \beta \; \frac{V_{Ed}}{z \; b_i} \tag{10.12}$$

Hvor:

$ au_{Edi}$	Regningsmæssig dimensionsgivende forskydningsspænding	[kPa]
β	Andelen af sammensat areal, der består af overbeton	[-]
V_{Ed}	Regningsmæssig forskydningskraft i sammensat areal	[kN]
z	Momentarm for samlet tværsnit	[mm]
b_i	Bredde af støbeskel	[mm]

 β bestemmes ved formel (10.13). For areal af huldæk, A_{c2} , benyttes tværsnit med fradrag for huller, opslået til 184 · 10³ mm² [Spæncom, 2019]. Der regnes med en bredde på 1200 mm af hvert dæk, da den nødvendige armeringsmængde samles i dækfugen imellem huldækelementerne. Overbetonen har tykkelse på 150 mm.

$$\beta = \frac{A_{c1}}{A_{c1} + A_{c2}}$$

$$\downarrow \qquad (10.13)$$

$$\beta = \frac{150 \text{ mm} \cdot 1200 \text{ mm}}{150 \text{ mm} \cdot 1200 \text{ mm} + 184 \cdot 10^3 \text{ mm}^2} = 0,49$$

Hvor:

 $\begin{array}{c|c} A_{c1} & \text{Areal af overbeton} & [mm^2] \\ A_{c2} & \text{Areal af huldæk} & [mm^2] \end{array}$

Forskydningskraften, V_{Ed} , bestemmes ved følgende formel ud fra den størst forekommende forskydningspænding, som tidligere er bestemt til 63 kPa.

$$V_{Ed}=63~\mathrm{kPa}\cdot420~\mathrm{mm}\cdot1200~\mathrm{mm}=32~\mathrm{kN}$$

Det nødvendige armeringsareal, A_s , bestemmes ved at isolere denne i formel (10.14). Armeringen udføres som lodrette såkaldte "lyn", der i bunden bukkes omkring fugearmeringen i huldækket og i toppen omkring armeringsnettet i overbetonen. Der antages glat støbeskel, og der regnes på den sikre side uden normalspændinger.

$$\tau_{Edi} = \mu \frac{A_s}{A_c} f_{yd}$$

$$\downarrow \qquad 32 \text{ kN} = 0, 5 \cdot \frac{A_s}{\frac{1200 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm}}{\text{m}}} \cdot \frac{550 \text{ MPa}}{1, 2} \qquad (10.14)$$

$$\uparrow \qquad A_s = 163 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Hvor:

τ_{Edi}	Regningsmæssig dimensionsgivende forskydningsspænding	[kPa]
μ	Friktionskoefficient	[-]
A_s	Armeringsareal af "lyn"	$\left[\mathrm{mm^2/m}\right]$
A_c	Areal af betontværsnit	$\left[\mathrm{mm^2/m}\right]$
f_{yd}	Regningsmæssig betontrykstyrke	[MPa]

Der benyttes 4 stk Y8 mm pr. meter.

$$A = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot 4}{\text{m}} = 201 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \qquad OK!$$

Det er nu sikret, at den del af forskydningspændingerne, der regnes optaget i huldækket, kan overføres fra den konstruktive overbeton til huldækket.

11

Robusthed

I dette kapitel dimensioneres trækforbindelserne, der er indledningsvis beskrevet i afsnit 5.4.

11.1 Trækforbindelser

Der tages udgangspunkt i dækket over niveau 1, hvorefter planer for robusthedsarmering anvises for de resterende niveauer. På figur 11.1 ses dækket over niveau 1 med spændretning og -længder. Dette dæk udføres som huldæk med en konstruktiv overbeton ovenpå, som det er vist i afsnit 3.3. Robusthedsarmeringen placeres derfor i laget med den konstruktive overbeton.



Figur 11.1. Konstruktionsskitse for niveau 1. [Friis & Moltke, 2018] (Redigeret)

11.1.1 Periferitrækfobindelser

Kravet til periferitrækforbindelserne, også kaldet randarmering, bestemmes ved brug af formel (5.1) på side 18. Der tages udgangspunkt i den største længde af dækfagene.

$$F_{tie,per} = l_i \cdot q_1$$

$$\downarrow$$

$$F_{tie,per} = 9,6 \text{ m} \cdot 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 144 \text{ kN}$$

Nødvendigt armeringsareal:

$$A = \frac{144 \text{ kN}}{550 \text{ MPa}} = 262 \text{ mm}^2$$

I kapitel 10 blev det besluttet at bruge Y25 mm i stringerne i stringermodellen. Disse må godt bruges som randarmering. Arealet er 491 mm², hvorfor bæreevnen er tilstrækkelig.

Basisforankringslængden, l_b , er tidligere bestemt til 1.800 mm.

Tværarmering skal anvendes, da armeringen stødes i samme snit. Kravet til tværarmeringen er:

$$\Sigma A_{st,min} = A_s = 491 \text{ mm}^2$$

Hvor:

 $\begin{array}{c|c} A_{st,min} \\ A_s \end{array} & \begin{array}{c} \text{Minimum tværarmeringsareal} \\ \text{Armeringsareal af én af de forankrede armeringsstænger} \end{array} \begin{bmatrix} \text{mm}^2 \\ \text{mm}^2 \end{bmatrix}$

Halvdelen af tværarmeringen placeres i hver ende af forankringslængden indenfor en længde på 1/3 af forankringslængden med en indbyrdes afstand på maksimalt 150 mm. Der vælges 5 stk Y8 mm i hver ende af forankringen:

$$\Sigma A_{st} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot 10 = 503 \text{ mm}^2$$
 OK!

11.1.2 Interne trækfobindelser

Kravet til interne trækforbindelser bestemmes ved brug af formel (5.2) på side 18, da der er et afretningslag i form af den konstruktive overbeton. Dermed kan de interne trækforbindelser fordeles jævnt i dækket. I ethvert snit skal kunne optages:

$$F_{tie,int} = 80 \ \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}}$$

Nødvendigt armeringsareal:

$$A = \frac{80 \text{ }\frac{\text{kN}}{\text{m}}}{550 \text{ MPa}} = 55 \text{ }\frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

I kapitel 10 blev det besluttet at anvende 4 mm armeringnet med en maskeafstand på 150 mm. Det samme vælges her. Dermed 6,7 armeringsstænger pr. meter:

$$A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (4 \text{ mm})^2 \cdot \frac{6,7}{\text{m}} = 84 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \qquad OK!$$

Basisforankringslængden, l_b , bestemmes ved tabelopslag. Udstøbningen er i styrkeklasse C25.

$$\frac{l_b}{\varphi} = 48$$

$$\downarrow \qquad l_b = 48 \cdot 4 \text{ mm} = 192 \text{ mm}$$

Der skal ikke anvendes tværarmering, da armeringsdiameteren er mindre end 20 mm. [Jensen, 2012]

11.1.3 Vandrette trækforbindelser

For bærende vægge anvendes formel (5.5) på side 19 til at bestemme den nødvendige forskydningsbæreevne i støbeskellet mellem væg og dæk. Væggene har en tykkelse på 0,2 meter, og spændingen regnes per meter væglængde.

$$\tau_{E,k} = \frac{30\frac{\text{kN}}{\text{m}}}{1 \text{ m} \cdot 0, 2 \text{ m}} = 150 \frac{\text{kPa}}{\text{m}}$$

Forskydningsbæreevnen bestemmes af formel (11.1). Der anvendes ikke partialkoefficienter for styrken, da det er ulykkestilfælde. Det vælges at bruge én Y8/400 mm i både top og bund af væggen. Dette gælder for alle bærende vægge. Der antages glat støbeskel, og der regnes uden kohæsion og normalspændinger, hvilket er på den sikre side, da der ikke forekommer træk i samlingen jf. stabilitetsberegningerne. Ved forekommende træk skal normalspændingerne medregnes. Tryk virker til gunst og kan derfor udelades.

$$\tau_{R,d} = \mu \frac{A_s}{A_c} f_{yk}$$
(11.1)
$$\tau_{R,d} = 0, 5 \cdot \frac{\frac{1}{4} (8 \text{ mm})^2 \cdot \pi/400 \text{ mm}}{200 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm}} \cdot 550 \text{ MPa} = 173 \frac{\text{kPa}}{\text{m}} \text{ } OK!$$

Hvor:

∜

$ au_{R,k}$	Karakteristisk forskydningsbæreevne	[kPa/m]
μ	Friktionskoefficient	[-]
A_s	Armeringsareal af strittere	$[mm^2/mm]$
A_c	Areal af betontværsnit	$[mm^2]$
f_{yk}	Karakteristisk flydespænding	[MPa]

For søjler anvendes formel (5.4) på side 19 for at bestemme kravet til den lodrette trækforbindelse.

$$F_{ver} = 1,5 \cdot 160 \text{ kN} = 240 \text{ kN}$$

Nødvendigt armeringsareal:

$$A = \frac{240 \text{ kN}}{550 \text{ MPa}} = 436 \text{ mm}^2$$

1 stk Y25 mm vælges:

$$A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (25 \text{ mm})^2 = 491 \text{ mm}^2$$
 OK!

På figur 11.2 ses fugearmeringsplanen for niveau 1.



Figur 11.2. Fugearmeringsplan for niveau 1.

På figur 11.3 ses snit A-A, detalje af etagekryds ved niveau 1.



Figur 11.3. Snit A-A, etagekryds ved niveau 1.

På figur 11.4 ses tilsvarende fugearmeringsplan for niveau 0. Det ses, at der som interne trækforbindelser anvendes Y10 i dækfugerne og Y25 ved etagekrydsene.



Figur 11.4. Fugearmeringsplan for niveau 0.

På figur 11.5 ses tilsvarende fugearmeringsplan for niveau 2-7 samt tagdækket. Det ses, at der som randarmering anvendes 1 stk Y16. Randarmeringen blev i afsnit 9.3 på side 60 bestemt til 1 stk Y10. Hermed er robusthedskravene dimensionsgivende for randarmeringen for disse dæk.



Figur 11.5. Fugearmeringsplan for niveau 2-7 samt tagdæk.

11.1.4 Lodrette trækforbindelser

For vægge, der dimensioneres som nøgle
elementer, skal ifølge formel (5.6) på side 19 etableres en trækforbindelse på 30 kN/m. De tværstabiliserende vægge på nive
au 2-7 har en længde på 9,4 meter. Trækforbindelsen skal for
ankres i fundamentet, hvorfor den skal igennem søjlerne på nive
au 0 og 1. Derfor placeres der én trækforbindelse i hver ende af væggen. Samlet trækkraft, der skal armeres for:

$$F_{ver,wall} = 30 \ \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}} \cdot 9,4 \ \mathrm{m} = 282 \ \mathrm{kN}$$

Nødvendigt armeringsareal:

$$A = \frac{282 \text{ kN}}{550 \text{ MPa}} = 513 \text{ mm}^2$$

1 stk Y25 mm vælges i hver ende:

$$A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (25 \text{ mm})^2 \cdot 2 = 982 \text{ mm}^2 \qquad OK!$$

For søjler skal ifølge formel (5.4) på side 19 etableres en trækforbindelse på 240 kN. Denne er sammenfaldende med kravet til den vandrette trækforbindelse. Nødvendigt armeringsareal:

$$A = \frac{240 \text{ kN}}{550 \text{ MPa}} = 436 \text{ mm}^2$$

 $1~{\rm stk}$ Y25 mm vælges ligesom for den vandrette trækforbindelse.

$$A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (25 \text{ mm})^2 = 491 \text{ mm}^2 \qquad OK!$$

Basisforankringslængden, l_b , bestemmes ved tabelopslag. Udstøbningen antages at være i styrkeklasse C25. Stødlængden øges med faktor 1,5, da al armeringen stødes i samme snit, da der kun er én armeringsstang.

$$\begin{array}{l} \frac{l_b}{\phi} = 48\\ \Downarrow\\ l_b = 48\cdot 25 \ \mathrm{mm}\cdot 1, 5 = 1.800 \ \mathrm{mm} \end{array}$$

På figur 11.6 ses udformingen af den lodrette trækforbindelse fra fundament. Trækforbindelsen kan udføres på to måder: én hvor armeringen stødes inde i det korrugerede rør og en anden, hvor armeringen stødes ved hjælp af søjlearmering udenom det korrugerede rør. Sidstnævnte kræver, at der er tilstrækkelig væghøjde til at opnå den nødvendige forankringslængde to gange. Det vælges at udforme den som armeringsjern, som stødes inde i det korrugerede rør, da væggenes højde på 3 meter gør, at kravet til forankringslængde ikke kan overholdes, hvis der stødes udenfor det korrugerede rør.



Figur 11.6. Lodret trækforbindelse i søjle og væg med indvendig stød.

På figur 11.7 ses snit A-A, detalje af korrugeret rør. Bøjlearmeringen skal placeres, så den ikke er sammenfaldende med de vandrette armeringsstænger i armeringsnettet, da der i så fald ikke er tilstrækkelig afstand mellem armeringen.



Figur 11.7. Snit A-A, detalje af korrugeret rør.

Kapitel

12

Lodret vægsamling

I dette kapitel eftervises bæreevnen af en udvalgt lodret vægsamling.

Flere vægge er i stabilitetsberegningerne i afsnit 9 regnet som gennemgående vægge, selvom de er opdelt i mindre elementer af hensyn til transport og montage. I det følgende dimensioneres de lodrette vægsamlinger i væg LV7 som kan ses på figur 12.1. Det er væsentligt, at samlingerne i denne væg eftervises, da det i stabilitetsberegningerne for bygningen er forudsat at LV7 virker som én sammenhængende væg. Det betyder dermed, at den vandrette lastnedføring skal revideres, hvis bæreevnen af samlingerne ikke kan eftervises.



Figur 12.1. Konstruktionsskitse for niveau 1. [Friis & Moltke, 2018] (Redigeret)

Væggen deles i 5 stykker á 3,50 meter som vist. På figur 12.2 ses en opstalt af væggene på niveau 1. De lodrette vægsamlinger eftervises ud fra LK2, dominerende vindlast. Denne lastkombination er valgt, da den vandrette last på væggen er størst, som resulterer i de største kræfter i samlingerne. Linjelasterne på figuren er bestemt ved eftervisning af bygningens længdestabilitet og kan ses i Bilag A. Resultanterne i samlingerne er angivet med røde pile. Samlinger navngives S1, S2, S3 og S4 som vist.



Figur 12.2. Opstalt af LV7 på niveau 1 set fra øst.

Kræfterne, som samlinger skal dimensioneres for, bestemmes ved at opstille lodret ligevægt i hver samling. I tabel 12.1 ses de kræfter, der opstår i samlinger. Efter samme fremgangsmåde er opstillet ligevægt for de lodrette vægsamlinger på niveau 0, som ligeledes ses i tabellen.

Samling	Last [kN]	Understøtning [kN]	Kraft i samling [kN]	$\begin{array}{c} {\rm Kraft\ i\ samling}\\ {\rm [kN/m]} \end{array}$
S1, niv. 1	148	68	80	19
S1, niv. 0	68	0	68	14
S2, niv. 1	148	212	64	15
S2, niv. 0	212	490	278	56
S3, niv. 1	148	212	64	15
S3, niv. 0	212	490	278	56
S4, niv. 1	148	212	64	15
S4, niv. 0	212	490	278	56

Tabel 12.1. Kræfter i lodrette vægsamling på niveau 1 og niveau 0.

Det ses, at den dimensionsgivende kraft i samlingerne er 56 kN/m. Det vælges at dimensionere alle samlinger i LV7 ud fra denne kraft.

12.0.1 Hårnålebøjler

Det nødvendige armeringsareal til hårnålebøjler i den lodrette vægsamling bestemmes af formel (12.1). [Jensen, 2012] Der antages glat støbeskel, og der regnes uden kohæsion og normalspændinger, hvilket er på den sikre side, da der ikke forekommer træk i samlingen.

$$f_{Ed} = \mu \frac{A_s}{A_c} f_{yd} \cdot t$$

$$\downarrow$$

$$56 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0, 5 \cdot \frac{A_s}{200 \text{ mm} \cdot 4.200 \text{ mm}} \cdot \frac{250 \text{ MPa}}{1, 2} \cdot 200 \text{ mm}$$

$$\uparrow$$

$$A_s = 2.258 \text{ mm}^2$$

$$(12.1)$$

Hvor:

f_{Ed}	Regningsmæssig last pr. meter	[kN/m]
μ	Friktionskoefficient	[-]
A_s	Armeringsareal af hårnålebøjler	$[\mathrm{mm}^2]$
A_c	Areal af betontværsnit	$\left[\mathrm{mm}^{2}\right]$
f_{yd}	Regningsmæssig flydespænding	[MPa]
t	Vægtykkelse	[mm]

Der anvendes 3 R10 hårnålebøjler i hver væg pr. meter. Det er valgt at anvende rundjern, da disse er lettere at bukke sammenlignet med kamstål. Der regnes med, at hver bøjle kun kan brydes én gang, hvilket er på den sikres side fremfor at regne med, at hver bøjle kan brydes to gange. Højden af væggen på niveau 0 er 5,0 meter.

$$A_s = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot 2 \cdot 3}{\text{m}} \cdot 5,0 \text{ m} = 2.356 \text{ mm}^2 \qquad OK!$$

12.0.2 Låsejern

Låsejern dimensioneres ud fra formel (12.2), hvor det nødvendige armeringsareal bestemmes. Den største kraft i samlingerne ses i tabel 12.1 til 278 kN.

$$278 \text{ kN} = f_{yd} \cdot A_s$$

$$\downarrow \qquad 278 \text{ kN} = \frac{550 \text{ MPa}}{1,2} \cdot A_s \qquad (12.2)$$

$$\uparrow \qquad A_s = 611 \text{ mm}^2$$

Der vælges Y32 mm låsejern.

$$A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (32 \text{ mm})^2 = 804 \text{mm}^2$$
 $OK!$

På figur 12.3 er samlingen imellem vægelementerne illustreret. Efter montage skal samlingen udstøbes med beton.



Figur 12.3. Illustration af lodret vægsamling i LV7.

Kapitel

13

Dimensionering af konsol

I dette kapitel eftervises bæreevnen af konsollerne på søjlerne på niveau 1 i modul 6-02 ved brug af gitteranalogien.

Gitteranalogien er en plastisk nedreværdimetode. Den plastiske betonstyrke skal derfor anvendes. I gitteranalogien indlægges fiktive stænger i den armerede betonkonstruktion. Disse kan være i enten tryk eller træk. Trykstænger udgøres af den tilstedeværende beton. Trækstænger udgøres af armeringsstænger. Trækket kan overføres til betonen ved forskydning mellem armeringstang og beton eller ved at anvende en forankringsplade, der fungerer som et anker, i enden af armeringsstangen.

På figur 13.1 ses placeringen af den udvalgte konsol. Det er valgt, at bjælken i modul 6-02 skal have vederlag på konsol på søjlerne, da det vurderes, at de ovenstående lejlighedsskel i modul 6-B, 6-C og 6-D behøver fuld vederlagslængde på søjlen grundet et højt vederlagstryk. Der er dermed ikke tilstrækkelig plads på søjlen til bjælken i modul 6-02.



Figur 13.1. Placering af udvalgt konsol på søjle på niveau 1. [Friis & Moltke, 2018] (Redigeret)

Det vurderes, at de relevante lastkombinationer er LK1, dominerende permanent last, LK3, dominerende vindlast samt LK4, dominerende nyttelast. Lasterne på konsollen er egenlasten af facaden på niveau 2-7, egenlast af de to dæk, som er vist på figur 13.1, samt tilhørende nyttelast. I stabilitetsberegningerne er beregnet et moment i underkanten af de vægge i facaden, der står ovenpå bjælken i modul 6-02. Disse momenter er omregnet til ækvivalent kraftpar, der angriber bjælken, og føres videre til konsollen på søjlen som vist på figur 13.2. Det påregnes, at de vandrette kræfter fra de stabiliserende vægge i modul 6-02 optages direkte i dækskiven og derved ikke skal optages i konsollen.



Figur 13.2. Længestabiliserende væg, LV2 på bjælker. Moment ved underkant væg er omregnet til ækvivalent kraftpar.

I tabel 13.1 ses punktlasten på konsollen i de lastkombinationer, der er vurderet relevante. Det ses i tabellen, at den største regningsmæssige last er 928 kN.

Lastkombination	$egin{array}{c} { m Last,} \ N_d \ [{ m kN}] \end{array}$
LK1	887
LK3	928
LK4	830

Tabel 13.1. Regningsmæssig lodret last, N_d , på konsol.

På figur 13.3 ses konsollen på søjlen. Søjlens dimension er antaget til 600x600 mm. Bjælken er antaget til at være en KB87/27. Konsollerne er ligeligt belastet. Der er fokus på konsollen til højre i det følgende. Lasten, N_d , er den regningsmæssige last, som er bestemt i ovenstående tabel. Længden, a, er bestemt ud fra den viste spændingsfordeling, hvor N_d angriber i tredjedelspunktet, hvilket er mest kritisk for konsollens bæreevne. Der påregnes 25 mm som tolerance mellem bjælke og søjle som vist. Navngivne længder anvendes i den følgende bæreevneeftervisning.



Figur13.3. Konsol på søjle. N_d er regningsmæssig lodret last.

På figur 13.4 ses, hvordan spændingsfordelingen er i konsollen. Det antages, at spændingen i trekant ABC er svarende til den plastiske betonstyrke, $v \cdot f_{cd}$, og spændingen i armeringsstangen er lig flydespændingen, f_{yd} .



Figur 13.4. Spændingsfordeling i konsol.

Bæreevnen af konsollen bestemmes ved formel (13.1). [Jensen, 2012]

$$N_{Rd} = \left(-v \ \frac{a}{d} + \sqrt{\left(v \ \frac{a}{d}\right)^2 + \omega \ (2v - \omega)}\right) b \ d \ f_{cd}$$
(13.1)

Hvor:

N_{Rd}	Regningsmæssig bæreevne	[kN]
v	Effektivitetsfaktor	[-]
a	Længde, anvist på figur 13.3	[mm]
d	Længde, anvist på figur 13.3	[mm]
ω	Armeringsgrad	[-]
b	Konsolbredde	[mm]
f_{cd}	Regningsmæssig betontrykstyrke	[MPa]

Armeringsgraden, ω , bestemmes ved formel (13.2). Der anvendes 3 stk. Y25 mm vandrette bøjler som armering, derfor 6 stænger ialt.

Hvor:

ω	Armeringsgrad	[-]
A_s	Armeringsareal	$[mm^2]$
f_{yd}	Regningsmæssig flydespænding	[MPa]
ď	Længde, anvist på figur 13.3	[mm]
b	Konsolbredde	[mm]
f_{cd}	Regningsmæssig betontrykstyrke	[MPa]

Effektivitetsfaktoren bestemmes til 1, da spændingen på alle sider i trekant ABC er ens, også kaldet hydrostatisk tryk. [Jensen, 2012] Armeringsgraden, ω , og effektivitetsfaktoren, v, indsættes i formel (13.1):

$$N_{Rd} = \left(-1 \cdot \frac{275 \text{ mm}}{350 \text{ mm}} + \sqrt{\left(1 \cdot \frac{275 \text{ mm}}{350 \text{ mm}} \right)^2 + 0, 2 \cdot (2 \cdot 1 - 0, 2)} \right)$$

$$\cdot 600 \text{ mm} \cdot 350 \text{ mm} \cdot \frac{45 \text{ MPa}}{1, 4} = 1.369 \text{ kN}$$

Det ses, at den regningsmæssige bæreevne er større end den største regningsmæssige last, N_d , i tabel 13.1, hvorved bæreevnen af konsollen er tilstrækkelig.

Kapitel

14 Konklusion

Der er igennem dette projekt foretaget beregninger af den globale stabilitet af bygning D i form af en vandre lastnedføring. Det er her eftervist, at de tilstedeværende dæk og vægge udgør et statisk tilladeligt og sikkert system. For dækket over niveau 1 er udarbejdet en stringermodel for eftervisning af dækkets vandrette bæreevne, mens de resterende dæk er eftervist ved brug af bjælkemodellen. Yderligere er en kritisk væg udvalgt for eftervisning af lodret bæreevne.

Bygning D er eftervist jævnfør de supplerende regler angående trækforbindelser, der er gældende for eftervisning af robustheden af traditionelle betonelementbyggerier i høj konsekvensklasse, CC3.

En udvalgt lodret vægsamling, der indgår som en forudsætning for den vandrette lastnedføring, er eftervist. I eftervisningen indgår hårnålebøjler samt låsejern.

Slutteligt er gitteranalogien benyttet, som er en plastisk nedreværdimetode, for at eftervise bæreevnen af konsollerne på søjlerne på niveau 1. Disse konsoller understøtter de bjælker, der bærer facaden fra niveau 2 til niveau 7.

Litteratur

- **DS/EN 1990, NA**, **2007**. DS/EN 1990, NA. *EN 1990 DK NA:2007*. Erhvervs- og Byggestyrelsen, 2007.
- DS/EN 1991-1-3, NA, 2015. DS/EN 1991-1-3, NA. Eurocode 1: Del 1-3: Generelle laster - Snelast. 2. udgave. Trafik- og Byggestyrelsen, 2015.
- **DS/EN 1991-1-4**, **2007**. DS/EN 1991-1-4. Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner – Del 1-4: Generelle laster – Vindlast. Paperback. Dansk Standard, 2007. ICS: 91.070.10; 91.080.01.
- **DS/EN 1992**, **2017**. DS/EN 1992. Eurocode 2 Betonkonstruktioner. 4. udgave. Dansk Standard, 2017.
- Friis & Moltke, 2018. Friis & Moltke. Revit model, 2018.
- Google Maps, 2018. Google Maps. Google Maps. https://www.google.com/maps/ @57.0208829,9.9390288,128a,35y,32.75h,77.43t/data=!3m1!1e3, 2018. Downloadet: 02-11-2018.
- Jensen, 2012. Bjarne Chr. Jensen. Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1. 2. udgave. Nyt Teknisk Forlag, 2012.
- Krak, 2017. Krak. Krak. https://map.krak.dk/, 2017. Downloadet: 15-11-2018.
- Spæncom, 2019. Spæncom. Projektering for Xtrumax. https://spaencom.dk/projektering-for-xtrumax.aspx, 2019. Downloadet: 04-01-2019.

Appendiks





Projekt:	KOA	Udarb.:	Sune	Dato:	2018-10-15
Projekt nr.:		Kontrol:	Sune	Dato:	2018-10-15
Journal nr.:					

Beregning af kvasistatisk vindlast

Normgrundlag DS/EN1991-1-4 og EN 1991-1-4 DK NA inkl. gældende tillæg og rettelsesblade udsendt før 2007-11-12

Forudsætning Lasten forudsættes at virke vinkelret på fladen af den vindpåvirkede konstruktionsdel. Indvendige formfaktorer epi og lokale formfaktor epe, l beregnes af brugeren selv hvis nødvendigt på aktuelt projekt For konstruktioner, der er følsomme for vridning, skal påvirkningen forårsaget af vridningseffekter tages i regning. Se DS/EN1991-1-4, pkt. 7.1.2.

Bygningens geometri

Bygningens højde over terræn, z :	z =	27,3 m	
Bygningens største sidelængde, b (facade) :	b =	29,7 m	m
Bygningens mindste sidelængde, d (gavl) :	d =	10,6 m	m

Årstidsfaktor og basisvindhastighed (jf. pkt. 4.2)

Betragtet årstid:	måned =	Hele året
Årstidsfaktorens kvadrat c_{season}^2 beregnet :	$c_{season}^2 =$	1,0
Luftens densitet	$\rho =$	1,25 kg/m3
Basisvindhastighedens grundværdi, v _{b,0} :	$v_{b,0} =$	24,0 m/s

Bygningens orientering og omkring liggende terræn

Der er taget hensyn til bygningens Orien	Facade	Facade	Gavl	Gavl	
Vindretning [benævnelse]	VNV	ØSØ	NNØ	SSV	
Retningsfaktorens kvadrat cdir ² :	$c_{dir}^2 =$	1,0	0,8	0,8	0,8
Basisvindhastighed, vb :	$v_b =$	24,0 m/s	21,5 m/s	21,5 m/s	21,5 m/s
Basishastighedstryk, qb :	$q_b =$	0,36 kN/m ²	0,29 kN/m ²	0,29 kN/m ²	0,29 kN/m ²
Bygningens henregnes til følgen terænkategori	Kategori	III	III	III	III
Ruhedslængde, z0:	z ₀ [m]=	0,300 m	0,300 m	0,300 m	0,300 m
Minimumshøjde, z _{min} :	z _{min} [m]=	5,0 m	5,0 m	5,0 m	5,0 m
Maximumshøjde, z _{max} :	z _{max} [m]=	200,0 m	200,0 m	200,0 m	200,0 m
Turbulence faktor, k _I :	$k_I =$	1,0	1,0	1,0	1,0
Ruhedsfaktor, $c_r(z)$:	$c_r(z) =$	0,972	0,972	0,972	0,972
Orografifaktor $c_o(z_s)$:	$c_o(z_s) =$	1,00	1,00	1,00	1,00
Middelvindhastighed, 10 min:	$v_m(z) =$	23,32 m/s	20,86 m/s	20,86 m/s	20,86 m/s
Turbulensintensitet, $I_v(z)$:	$I_v(z) =$	0,222	0,222	0,222	0,222
Max hastighedstryk, Eksl. orografifaktor qp(z)	$q_p(z) =$	0,87 kN/m ²	0,69 kN/m ²	0,69 kN/m2	0,69 kN/m2



Version 1.03



A:	$c_{pe,10} = w_k =$	-1,20 -1,04	kN/m ²
B:	$c_{pe,10} = w_k =$	-0,80 -0,69	kN/m ²
Længde, d: Længde, e/5: Længde, d-e/5 :	d= e/5= d-e/5 =	10,55 5,94 4,61	m m m



 $C: \label{eq:construction} C: \label{eq:constr$

Side 2 af 5



Version 1.03

Projekt: Projekt nr.:	KOA				Udarb.: Kontrol:	Sune Sune	Dato: Dato:	2018-10-15 2018-10-15
Journai III								
Vind på gavle	en							
Maximalt hastighedst	ryk, $q_p(z)$:	$q_{p}(z) =$	0,69	kN/m ²	(svarende til refe	rencehøjden z _e =	h)	
Forekommer ved vind	l fra:	-p C /	SSV					
Konstruktionsfaktor c	2-C4 :	$c_s c_d =$	1,00					
Max hastighedstryk inkl. c_sc_d : c_{s^*d} $1,00$ kN/m^2			kN/m ²	(svarende til højden $z_e = h$, se beregning under kvasistatisk respons)				
Vindlast og formfaktorer for ydervægge (jf. pkt. 7.2.2)					Plan			
Bredde, b :		$\mathbf{b} = \mathbf{d}$	10,6	m		1		` \
Dybde, d:		d = b	29,7	m				
Længde, e :		e =	10,6	m	Wind 🔪	D		F
Forhold h/d :		h/d =	0,92		1			
Reduktionsfaktor i zo	onerne D & E :	red. faktor =	0,850					
Reduktionsfaktoren k	an anvendes ved beregning	g af hovedstabilitet	, hvor vind	en i zone D og E a	invendes			<i>f</i>
samtidig. Faktoren an herunder.	ivendes ved at gange den p	å de karakteristisk	e hastighed	stryk i de 2 zoner l	beregnet	X	d	X
Påvirkningen på gav	vlen fra vind på gavlen p	å henholdsvis try	k og sug sid	len:				
	D (ekskl. red.):	c _{pe,10} =	0,79					
		$w_k =$	0,55	kN/m ²				
	E (ekskl. red.):	c _{pe,10} =	-0,48					
		$w_k =$	-0,33	kN/m ²				

Påvirkningen på facaden fra vind på gavl:

A:	$c_{pe,10} = w_k =$	-1,20 -0,83	kN/m ²
B:	c _{pe,10} = w _b =	-0,80 -0,56	kN/m ²
C:	$c_{pe,10} =$ $w_k =$	-0,50 -0,35	kN/m ²
Længde, e: Længde, e/5: Længde, 4/5e : Længde, d-e :	e= e/5= 4/5e= d-e =	10,55 2,11 8,44 19,15	m m m



Figur: Vindlast og formfaktorer for e < d

 $C: \label{eq:c:sum} C: \$

Side 3 af 5


Version 1.03

Projekt: Projekt nr.: Journal nr.:	KOA				Udarb.: Kontrol:	Sune Sune	Dato: Dato:	2018-10-15 2018-10-15
Vind på ta	iget							
Tag type:	Fladt tag							
Maksimalt ka	rakteristisk hastighedstr	yk, q _p (z) (iht. a	r ket "Kvasis Facaden	tatisk respons") Gavlen				
Maximalt has tighedstryk, $q_p(z)$:		$q_p(z) =$	0,87 kN/m ²	0,69 kN/m ²	(svarende til refe	rencehøjden z _e =	h eller z _e = h	+ h _p)
Forekommer ved vind fra:			VNV	SSV				
Konstruktionsfaktor c _s c _d :		$c_s c_d =$	1,00	1,00				
Max hastighedstryk inkl. $c_s c_d$:		$c_s c_d * q_p(z) =$	0,87 kN/m ²	0,69 kN/m ²	(svarende til referencehøjden $z_e = h$ eller $z_e = h + h_p$)			
Vindlast og fo	ormfaktorer for fladt tag	(hældning < 5 g	grader) (jf. p	kt. 7.2.3)	h _p	↑ L		
Bygningens total	Bygningens totale høide, h		27.3	m		z		
Bygningens største sidelængde, b (facade) :		b =	29,7	m				
Bygningens mindste sidelængde, d (gavl) :		d =	10,6	m		J	, , ,	
Aktuel situation A, B, C eller D :		A/B/C/D =	А	Skarp kant uden brys	tning	11/1/1	1/1/1	11/1/
Radius ved tag med afrundet kant, r :		r =		m	Î	r		a
Hældning ved tag	g med ret kant (mansard), α :	$\alpha =$		grader	$z_{e}=h$			
Højde af brystning, h _p :		$h_p =$		m	, the second sec			
					Figur	: Fladt tag med at	frundet eller	ret (mansard) kant
Vindretning v	inkelret nå facade							
Bredde, b :	F	b =	29.7	m	Længde, e :		e =	29.7 m
Dybde, d:		d =	10,6	m			-	
	10,55 m	+			10,5	5 m		
+		∓			T			
7,43 m	F	$c_{pe,10,F} =$ $w_{k,F} =$	-1,80 -1,56 kN/m²	7,43	m F			$c_{pe,10,F} = -1,80$ $w_{k,F} = -1,56 \text{ kN/m}^2$
			1.20					0 - 120
		Cpe,10,G -	-1,20					$c_{pe,10,G} = -1.20$ $w_{1,G} = -1.04 \text{ kN/m}^2$
wind *	G H I	1 "k,G	-1,04 K: 0/11	wind	G H	н	70 n	w _k ,G
		6 c _{nc.10.H} =	-0,70	/			29,	$c_{nc,10,H} = -0,70$
		w _{k,H} =	-0,61 kN/m ²					$w_{k,H} = -0.61 \text{ kN/m}^2$
Ť								
7,43 m	F	c _{pe,10,I} =	-0,50	7,43	m F			$c_{pe,10,I} = 0,20$
±	07	\downarrow $\mathbf{w}_{k,I} =$	-0,43 kN/m ²					$w_{k,I} = 0,17 \text{ kN/m}^2$
2.	97 m 14,85 m				2,97 m ←→ 14,85 m			
	Figur: F, G, H & mi	n I			Fig	gur: F, G, H max	I	
Vindretning v	rinkelret nå gavl							
Bredde, b :	I.n Pn . 1	$\mathbf{b} = \mathbf{d}$	10,6	m	Længde, e :		e =	10,6 m
Dybde, d:		d = b	29,7	m	<u> </u>			
29,70 m		4			29,7	0 m		
-	·	' ' -			*		, 	
2,64 m	F	c _{pe,10,F} =	-1,80	2.64	m F			$c_{pc,10,F} = -1,80$
· ·		w _{k,F} =	-1,25 kN/m ²	_,	⊥ <u> </u>			$w_{k,F} = -1,25 \text{ kN/m}^2$
			1.30					
C:\Use	ers\Sune\Google Drev\Praktikrap	c _{pe,10,G} =	-1,20 Berggpinger/Wind	llastHastighedstryk				$c_{pe,10,G} = -1,20$ _W Side 4 af 5 92 LN/2
wind 🔌		∃ ⁻ w _{k,G} ⁻ · · ·	-0,00 KIN/M*	wind	× . .		8	w _{k,G} 0,83 KIN/M*





 $C: \label{eq:c:Users} Sune \label{eq:Google Drev} Praktikrapport \label{eq:Google Drev} add that the the the temperature of temperatu$

Side 5 af 5