Projektering af "Kommandobroen" i Hvide Sande

Design of "Kommandobroen" in Hvide Sande

In



AALBORG UNIVERSITET STUDENTERRAPPORT

I samarbejde med:

THE REPORT OF

C BØDTKER

R



Forfatter:Christian RompfSemester:Bachelorprojekt - 7. semesterRetning:Bygge- og AnlægskonstruktionSted:Aalborg Universitet EsbjergHovedvejleder:Sven KrabbenhøftProjektvejleder:Thomas Lausen



Titelblad

Titel (dansk):	Projektering af "Kommandobroen" i Hvide Sande
Titel (english):	Design of "Kommandobroen" in Hvide Sande
Forfatter:	Christian Rompf
Sted:	Aalborg Universitet Esbjerg, Aalborg University Esbjerg
Retning:	Byggeri og Industri med speciale i Bygge- og Anlægs- konstruktion, Diplomingeniør
Projektperiode:	10. oktober 2013 – 6. januar 2014
Samarbejdspartner:	Ingeniørgruppen Vestjylland ApS
Hovedvejleder:	Sven Krabbenhøft, Aalborg Universitet Esbjerg
Projektvejleder:	Thomas Lausen, Ingeniørgruppen Vestjylland ApS
Sideantal:	158 sider (inkl. appendiks)
Bilag:	39 sider
Tegningsmateriale:	13 tegninger

Christian Rompf

Synopsis

Projektet omhandler en delvis projektering af betonelementbyggeriet "Kommandobroen" i Hvide Sande. Kommandobroen er et udbudsprojekt, som har været under udarbejdelse i september 2013 hos Ingeniørgruppen Vestjylland ApS.

Projekteringen omfatter en undersøgelse af byggeriets hovedstabilitet, hvor det stabiliserende system fastlægges og stabiliteten af de stabiliserende vægge eftervises. Derudover behandles betonelementprojektet, som omfatter en dimensionering af dækskiven i forhold til skivekræfterne. En dimensionering af Kommandobroens ophængte karnapper er ligeledes en del af projekteringen. Til karnapperne dimensioneres en stålrammekonstruktion som undersøges for dynamiske påvirkninger i en responsundersøgelse.



Forord

Dette bachelorprojekt er udarbejdet af Christian Rompf, studerende på 7. semester af Byggeri og Industri med speciale i Bygge- og Anlægskonstruktion ved Aalborg Universitet Esbjerg. Bachelorprojektet er afgangsprojektet for diplomingeniørretningen og er skrevet i samarbejde med Ingeniørgruppen Vestjylland ApS i perioden fra den 10. oktober 2013 til den 6. januar 2014.

Projektet omhandler betonelementbyggeriet "Kommandobroen" i Hvide Sande, hvor bygherrer er Minekiosken og Fiskerikontrol ApS af 11/9/ ved Jens Bøndergaard og Olieøen ApS ved Lars Timmer & Jan Abildgaard. Selve projektet er et udbudsprojekt af Ingeniørgruppen Vestjylland ApS og har været i udarbejdelse i september 2013. Ingeniørgruppen fungerer som den rådgivende part for projektet. Rådgivningen omfatter projekteringsopgaver, som lastopgørelse, projektering af fundering, stabilitetsberegninger, dimensionering af dækskiverne samt VVS-, ventilations- og kloakprojektering. Derudover er el-installationer projekteret af en ekstern rådgiver.

Projektet henvender sig til medstuderende, vejleder og andre med interesse indenfor bygge- og anlægskonstruktioner.

Der skal i forbindelse med projektskrivningen rettes en stor tak til Ingeniørgruppen Vestjylland for et godt samarbejde. En særlig tak gælder min projektvejleder Thomas Lausen for en god og faglig vejledning. Ligeledes en tak til min arbejdskollega Johannes Thorlund, som altid kunne bidrage med godt input til projektet. En tak også til arkitektfirmaet C. Bødtker, som har stillet billederne anvendt på forsiden til rådighed.

Indledning

Et udbudsprojekt som Kommandobroen indeholder flere forskellige projekteringsområder, som fundering, bærende konstruktioner og installationer. Da bachelorprojektets tidsramme har været begrænset, er der afgrænset fra nogle af disse områder. Det nærværende projekt omhandler derfor kun en undersøgelse af byggeriets hovedstabilitet og en dimensionering af dækskiven. Derudover dimensioneres en stålrammekonstruktion, hvor bæreevnen eftervises og der foretages en responsundersøgelse af konstruktionen.

Med den valgte afgrænsning er der arbejdet ud fra de følgende problemstillinger:

"Hvorledes sikres hovedstabiliteten af betonelementbyggeriet Kommandobroen?"

"Hvilke armeringsmængder skal der anvendes i dækskiven, så byggeriet overholder både robusthedskravene fastsat i normen og den dimensionsgivende belastning?"

"Hvilke dimensioner skal de ophængte karnapper have, for at overholde kravene i såvel brud- som anvendelsesgrænsetilstanden samt at svingninger af konstruktionen er acceptable?"

Med afsat i ovenstående er bachelorprojektet opdelt i de følgende projekteringsdele:

- Hovedstabilitet af Kommandobroen
- Betonelementprojektet af Kommandobroen
- Stålprojektet af Kommandobroen

Selve projektet er opdelt i to overordnede dele. Den første del starter med projektgrundlaget for Kommandobroen, som indeholder en overordnet beskrivelse af Kommandobroen og dens konstruktioner. Derudover indeholder den første del en præsentationen af resultaterne for projekteringen og bruges til valg af metoder, diskussion af metoderne samt en sammenligning af bachelorprojektet med det "reelle" projekt, altså udbudsprojektet.

Den anden del er appendiksdelen, som indeholder lastopgørelsen til projektet og alle beregninger, der haves i forbindelse med de enkle projekteringsdele. Der er anvendt Excel-regneark til de iterative beregninger, hvorfor disse og andre dokumentationer, som FEM-beregninger og datablade, fremgår af bilagdelen i slutningen af rapporten.

Der henvises løbende til litteratur og websteder, som er kendetegnet med [xx], hvor en liste med de anvendte referencer fremgår af litteraturlisten til sidst af bachelorprojektet. Udover referencer til litteratur direkte i teksten, anvendes hævede arabertal, som uddybes i fodnoten. Henvisninger til afsnit, appendiks og bilag i rapporten er kendetegnet ved afsnittets nummer og/eller afsnittets titel i *kursiv* skrift.

En mappe med tegningsmateriale er vedlagt bachelorprojektet, som indeholder arkitekt-

tegninger, der har været grundlaget for projektet. Derudover haves tegninger til betonelementprojektet og stålprojektet. En tegningsliste er vedlagt til tegningsmaterialet og der henvises løbende til tegningsmaterialet i rapporten.



Indholdsfortegnelse

1 Projektgrundlag for Kommandobroen	
1.1 Beskrivelse af bygværket	
1.2 Projektets lovgivningsgrundlag	5
1.3 Kommandobroens konstruktioner	6
1.4 Laster	7
2 Hovedstabilitet af Kommandobroen	
2.1 Den dimensionsgivende vandrette last	
2.2 Valg af det stabiliserende system	
2.3 Lastfordeling til de stabiliserende vægge	
2.4 Eftervisning af de stabiliserende vægge	
2.4.1 Optrædende stabilitetsproblemer	
2.4.2 Resultatet af stabilitetsberegninger	
2.5 Delkonklusion til hovedstabilitet af Kommandobroen	
3 Betonelementprojekt af Kommandobroen	
3.1 Trækforbindelsessystem til Kommandobroen	
3.2 Projektering af dækskivernes armering	
3.2.1 Metoder til projektering af armering i dækskiver	
3.2.2 Dimensionering af armering ved stringermodel	
3.3 Diskussion af den valgte metode	
3.4 Delkonklusion til betonelementprojektering	
4 Stålprojektet af Kommandobroen	
4.1 Valg af det statiske system	
4.2 Dimensionering af karnappen	
4.3 Detaildimensionering af karnappen	
4.4 Responsundersøgelse af karnappen	
4.5 Diskussion af karnappens stålkonstruktion	50
4.6 Delkonklusion til stålprojektet af Kommandobroen	
5 Konklusion	
5.1 Dansk konklusion	
5.2 English conclusion	



1 Projektgrundlag for Kommandobroen

I det følgende beskrives projektgrundlaget for "Kommandobroen", som indeholder en beskrivelse af bygværket, herunder Kommandobroens anvendelse og dens konstruktive opbygning. Dette fremgår af afsnit 1.1 Beskrivelse af bygværket. I afsnit 1.2 Projektets lovgivningsgrundlag fremgår de for projektet anvendte normer og standarder. Herefter følger en beskrivelse af de konstruktive forhold for projektet i afsnit 1.3 Kommandobroens konstruktion. I afsnittet beskrives de overordnede konstruktionsdele og deres statiske virkemåde. I afsnit 1.4 Laster beskrives lastkombinationerne til de enkle dimensioneringstilfælde, som anvendes til dimensionering af Kommandobroen.

1.1 Beskrivelse af bygværket

Byggesagen "Kommandobroen" omhandler opførelse af en ny erhvervsejendom i 2 etager. Bygherrer er Minekiosken og Fiskerikontrol ApS af 11/9/ ved Jens Bøndergaard og Olieøen ApS ved Lars Timmer & Jan Abildgaard. Kommandobroens adresse er Toldbodgade, 6960 Hvide Sande og byggeriets grund er vist på Figur 1.



Figur 1: Viser placering af projektgrunden. Kilde: [11]

Projektgrundlaget for Kommandobroen er tegnet af arkitektfirmaet C. Bødtker i Ringkøbing. Projektmaterialet fra arkitekten er vedlagt projektets tegningsmateriale. En visualisering af Kommandobroen er vist på Figur 2.



Figur 2: Viser det fremtidige byggeri "Kommandobroen" i Hvide Sande. Kilde: Arkitektfirmaet C. Bødtker

Byggeriet af Kommandobroen er opdelt i to etaper. Etape 1 er den sydlige beliggende del af Kommandobroen og befinder sig indenfor modullinjerne M til E og 1 til 7, mens Etape 2 ligger indenfor modullinjerne B til E og 2 til 13. Begge etaper forbindes i modullinje E, ved en fælles væg. For projektets modulnet og placering af etaperne henvises til arkitekttegningerne.

Byggeriet er projekteret med mulighed for at Etape 1 udføres uafhængigt af Etape 2. Derfor tages der hensyn til dette ved alle statiske beregninger. Dette gælder især stabilitetsberegningerne, hvor der skal eftervises stabilitet for Etape 1 alene.

Det skal bemærkes, at der kort før projektets aflevering bygherrerne har truffet beslutning om, at begge etaper opføres samtidigt. Det har indenfor den til rådige tid ikke været muligt at rette projektet med hensyn til beslutningen.

Kommandobroens anvendelse

Kommandobroens projekterede etageareal er 1863 m² jf. situationsplanen på tegning 1-10. Kommandobroen opdeles i flere lejemål, hvor de enkle lejemål udlejes til erhvervsdrivende. På nuværende tidspunkt kendes til den største del af lejere. En detailbutik, et fitnesscenter og en restaurant skal have deres faciliteter i Kommandobroen.

Adgang til de enkle lejemål haves over udvendige altaner, trapper, ramper og en elevator, som fremgår af arkitektgrundlaget i tegningsmaterialet.

Det er et ønske fra bygherrerne om, at mulighederne holdes åbne, så Kommandobroen senere kan få penthouse lejligheder på taget. I dette tilfælde vil taget derfor tjene til boligformål.

Kommandobroens konstruktive opbygning

Kommandobroens konstruktive opbygning fremgår af Kommandobroens snittegning, som haves på tegning 1-50 i tegningsmaterialet. Af arkitektens projektmateriale fremgår, at Kommandobroen ønskes udført som et betonelementbyggeri. Byggeriet bygges af præfabrikerede betonelementer til alle ydervægge, som består af en 90 mm forplade og 150 mm bagplade. Væggen imellem modullinjerne E2 og E7 er en 200 mm betonelement væg. Indvendige skillevægge er porebetonvægge på stueplan og gipspladevægge på 1. sal. Der anvendes 270 mm huldæk til etageadskillelsen. Fladt taget udføres ligeledes i de samme huldæk som etageadskillelsen.

Udvendige altaner og trapper er ligeledes udført i præfabrikerede betonplader og -søjler.

Kommandobroen har to ophængte karnapper. Karnapperne haves på facaden af Etape 1 mod syd og på facaden af Etape 2 mod nordvest. For placering af karnapperne henvises til arkitektens plantegninger. Karnapperne tænkes udført som stålrammekonstruktioner, der fastgøres til betonkonstruktionen.



En visualisering af karnapperne ses på Figur 3.

Figur 3: Viser Kommandobroens karnapper i den sydlige facade (tv.) og i den nordvestlige facade (th.). Kilde: Arkitektfirmaet C. Bødtker

På grund af byggeriets placering ved Hvide Sande havn skal bygningen sikres mod højvande. Kommandobroens højvandssikring består af en in-situ støbt betonsokkel og højvandsskotte, som placeres ved døråbninger, når en stormflod varsles.

Af den geotekniske rapport fremgår, at der haves gytje i undergrunden. Det er dog ved beregning vist, at sætninger må forventes acceptable, hvorfor der anvendes direkte fundering.



1.2 Projektets lovgivningsgrundlag

Herunder nævnes normer og standarder som er anvendt til projektet.

Normer og standarder

DS/EN 1990	Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner
DS/EN 1991	Last på bærende konstruktioner
- Del 1-1	Generelle laster – Densiteter, egenlaster og nyttelaster for
	bygninger
- Del 1-3	Generelle laster - Snelast
- Del 1-4	Generelle laster - Vindlast
DS/EN 1992-1-1	Betonkonstruktioner - Del 1-1: Generelle regler samt regler
	for bygningskonstruktioner
DS/EN 1993-1-1	Stålkonstruktioner
- Del 1-1	Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner
- Del 1-5	Plane pladekonstruktioner
- Del 1-8	Samlinger

Nationale annekser

DS/EN 1990 DK NA: 2013	Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner
DS/EN 1991-1-1 DK NA:2013	Last på bærende konstruktioner - Generelle laster –
	Densiteter, egenlaster og nyttelaster for bygninger
DS/EN 1991-1-3 DK NA:2012	Last på bærende konstruktioner - Generelle laster -
	Snelast
DS/EN 1991-1-4 DK NA:2010	Last på bærende konstruktioner - Generelle laster -
	Vindlast
DS/EN 1992-1-1 DK NA:2013	Betonkonstruktioner - Del 1-1: Generelle regler samt
	regler for bygningskonstruktioner
DS/EN 1993-1-1 DK NA:2013	Stålkonstruktioner - Del 1-1: Generelle regler samt
	regler for bygningskonstruktioner
DS/EN 1993-1-5 DK NA:2007	Stålkonstruktioner - Del 1-5: Plane pladekonstrukti-
	oner
DS/EN 1993-1-8 DK NA:2013	Stålkonstruktioner - Del 1-8: Samlinger

Sikkerhed

Hele konstruktionen henføres til CC2 middel konsekvensklasse. Dermed haves $K_{FI} = 1,0$.

Referencer

En liste over de anvendte referencer fremgår af litteraturlisten, som findes til sidst i projektet.



1.3 Kommandobroens konstruktioner

Lodret lastnedføring

Kommandobroens bærende system udgøres af bærende facadevægge samt betonbjælker og -søjler. Både etageadskillelse og tag understøttes af de ovennævnte elementer, hvormed lasterne føres ved huldækelementerne over til de bærende elementer.

Karnapperne er ligeledes bærende og understøttes af betonelementkonstruktionen.

Bygningen er direkte funderet. Alle lodrette laster ender på hhv. stribe- og punktfundamenter.

Vandret lastnedføring

Vindlasten på bygningen føres af facadevægge til hhv. etage- og tagskiven, som fordeler den vandrette last til de afstivende vægskiver.

For den vandrette masselast antages, at lasten virker i elementernes tyngdepunkt. Fordelingen af den vandrette masselast fremgår af *Appendiks A1*.

Robusthed

Kommandobroens sikkerhed er fastsat til CC2 middel konsekvensklasse. Da byggeriet er et sammenhængende system af betonvægge og -dæk, anvendes robusthedskravene for trækforbindelsessystemet beskrevet i betonnormen DS/EN 1992-1-1 og det tilhørende danske anneks.

Konstruktionsmaterialer

Beton

Beton til betonelementer Styrken fastsættes af elementleverandør. Som udgangspunkt regnes med beton C45 for huldækelementer. Passiv miljøklasse Normal kontrolklasse $\gamma_c = 1,45$ Regningsmæssig styrke $f_{cd} = 31,0$ MPa

Fugebeton

Beton C25 Passiv miljøklasse Normal kontrolklasse $\gamma_c = 1,45$ Regningsmæssig styrke $f_{cd} = 17,2 MPa$



Armering og svejste net:

Ny tentor/ KS550 TS $f_{yk} = 550 MPa$ Svejst net iht. DS 13082 Armering er klasse B, K > 1,08, $\xi_{uk} > 5,0$ Normal kontrolklasse $\gamma_s = 1,20$ Regningsmæssig styrke $f_{yd} = 458 MPa$

Stål

H-profiler, RHS-profiler Stål S235 efter DS/EN 10025-2 Normal kontrolklasse Ved beregninger med bruttotværsnittet $\gamma_s = 1,10$ Ved beregninger med stabilitet $\gamma_s = 1,20$ Ved beregninger med samlinger $\gamma_s = 1,35$ Regningsmæssig styrke $f_{yd} = 214 MPa$ (for $\gamma_s = 1,10$)

Det bemærkes, at RHS-profiler som regel leveres i min. S275 efter EN 10210. Resultater er derfor på den konservative side.

1.4 Laster

Lastkombinationer

Konstruktionen undersøges i brudgrænsetilstanden med lastkombinationerne som følger af formel 6.10a og 6.10b, hvor numrene henviser til DS/EN 1990 - Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner. Der henvises til [1] Tabel 4.4 for en oversigt over de resulterende lastkombinationer.

For stabilitet undersøges konstruktionen efter formel 6.10, hvor egenlasten regnes at virke til gunst.

Konstruktionen undersøges i anvendelsesgrænsetilstanden med den karakteristiske, den hyppige og den kvasi-permanente lastkombination.

Ved ulykkeslasttilfældet undersøges for den vandrette masselast og kombinationen fremgår af [1], Tabel 4.5.

Karakteristiske laster

For bestemmelse af de karakteristiske laster henvises til Appendiks A1.



2 Hovedstabilitet af Kommandobroen

I det følgende hovedafsnit bestemmes byggeriets hovedstabilitet. Her betragtes det stabiliserende system, som skal optage de vandrette laster og føre til fundamentet. Det stabiliserende system består af betonelementvægge, som udpeges i afsnit 2.2 Valg af det stabiliserende system.

Allerførst bestemmes de vandrette laster, som det stabiliserende system skal kunne overføre til jorden. Til de vandrette laster hører vindlasten og den vandrette masselast, i de følgende afsnit kun betegnet som masselast. Efterfølgende skal det kontrolleres, hvilken last der er dimensionsgivende. Efter den dimensionsgivende vandrette last er bestemt, udpeges betonvæggene, som indgår i det stabiliserende system af Kommandobroen.

Det skal sikres ved hjælp af skivevirkning, at føre de vandrette kræfter til de stabiliserende vægge. Under afsnit 2.3 Lastfordeling til de stabiliserende vægge bestemmes de vandrette kræfter, som føres ind i de stabiliserende vægge. Efterfølgende skal disse eftervises for, om de tilregnende vandrette laster kan optages. Eftervisningen sker for væltning, forskydning og knusning af vægge og foretages i afsnit 2.4 Eftervisning af de stabiliserende vægge.

Beregninger i forbindelse med hovedstabiliteten af Kommandobroen fremgår af *Appen- diks A2*.

2.1 Den dimensionsgivende vandrette last

I forbindelse med hovedstabiliteten bestemmes den dimensionsgivende last i vandret plan. Som nævnt ovenfor, haves vindlasten og masselasten som vandrette laster. Derfor bestemmes en kraftresultant for både vindlasten og masselasten og efterfølgende bestemmes den dimensionsgivende last.

For at kunne skelne mellem retninger resultanter virker i, indlægges et koordinatsystem som vist på Figur 4.



Figur 4: Viser det anvendte koordinatsystem.



Af *Appendiks A2.1* fremgår bestemmelsen af resultanterne for vindlasten i begge retninger. Derudover er der adskilt mellem Etape 1 og Etape 2. Resultat fremgår af Tabel 1.

Resultant	Etape 1	Etape 2
W_x	350 kN	104 kN
W_y	203 kN	545 kN
4 374 4 33 4	14 4 6	T4 1 T4

 Tabel 1: Viser vindlastresultanter for Etape 1 og Etape 2.

Ligesom der skal bestemmes en resultant for vindlasten, skal hovedstabiliteten vurderes i forhold til en seismisk last. Dette gøres ved at kontrollere for den vandrette masselast. Lasten bestemmes for en ulykkesdimensioneringstilstand og dækker over "*virkninger af skævheder i opførelsen samt mindre jordrystelser*"¹.

Bestemmelsen af resultanten for den vandrette masselast fremgår af *Appendiks A2.2.* Som ved vindlastresultanten er der beregnet en resultant for både Etape 1 og Etape 2. Der skelnes ikke mellem x- og y-retning, da den vandrette masselast er ens for begge retninger. Resultatet er vist herunder.

 $A_{d,Etape \ 1} = 231,6 \ kN$

 $A_{d,Etape\ 1+2} = 404,4\ kN$

Da vindlasten og den vandrette masselast kendes, kontrolleres hvilken last der er den dimensionsgivende last for den videre beregning af hovedstabiliteten. Under forudsætning af, at nyttelasten overstiger 1,2 gange egenlasten og det ikke er det indre arbejde i væggen som er dimensionsgivende, gælder følgende udtryk²:

$\gamma_Q \cdot K_{FI} \cdot W_k \leq 0, 4 \cdot A_d$	\Rightarrow Masselast er dimensionsgivende
$\gamma_Q \cdot K_{FI} \cdot W_k \ge 0,9 \cdot A_d$	\Rightarrow Vindlast er dimensionsgivende

Etape 1

For vinden i x-retning: $1,5 \cdot 1,0 \cdot 350 \ kN = 525 \ kN \le 0,4 \cdot 231,6 \ kN = 92,6 \ kN$ $1,5 \cdot 1,0 \cdot 350 \ kN = 525 \ kN \ge 0,9 \cdot 231,6 \ kN = 208,4 \ kN$ Det er vindlast som er dimensionsgivende.

For vinden i y-retning:

 $1,5 \cdot 1,0 \cdot 203 \ kN = 304,5 \ kN \le 0,4 \cdot 231,6 \ kN = 92,6 \ kN$ $1,5 \cdot 1,0 \cdot 203 \ kN = 304,5 \ kN \ge 0,9 \cdot 231,6 \ kN = 208,4 \ kN$ Det er vindlast som er dimensionsgivende.

¹ [2], afsnit 4.2

² [2], afsnit 4.2



Etape 1 + 2

For vinden i x-retning: $1,5 \cdot 1,0 \cdot 454 \ kN = 681 \ kN \le 0,4 \cdot 404,4 \ kN = 161,8 \ kN$ $1,5 \cdot 1,0 \cdot 454 \ kN = 681 \ kN \ge 0,9 \cdot 404,4 \ kN = 364,0 \ kN$ Det er vindlast som er dimensionsgivende.

For vinden i y-retning:

 $1,5 \cdot 1,0 \cdot 748 \ kN = 1122 \ kN \le 0,4 \cdot 404,4 \ kN = 161,8 \ kN$ $1,5 \cdot 1,0 \cdot 748 \ kN = 1122 \ kN \ge 0,9 \cdot 404,4 \ kN = 364,0 \ kN$ Det er vindlast som er dimensionsgivende.



2.2 Valg af det stabiliserende system

Som tidligere nævnt, består det stabiliserende system for Kommandobroen af betonelementvægge til at opnå hovedstabiliteten. Dette afsnit benyttes til at udpege de stabiliserende vægge samt at klarlægge fordele og ulemper ved det truffet valg.

Det er mest almindeligt at anvende gennemgående betonelementvægge til stabilisering af bygningen. Herudover er det typisk at lade vægge uden væsentlige åbninger indgår i det stabiliserende system. Ud fra arkitekttegninger³ ses, at der kun haves lette vægge til ruminddelingen, som ikke er egnet til at optage store vandrette laster. Derfor er det nødvendigt at inddrage ydervæggene som stabiliserende vægge. Herved opfyldes også et andet krav om at de stabiliserende vægge skal være fordelt over hele konstruktionen. Det ses dog på facadetegninger⁴, at der haves mange åbninger på grund af vinduer og døre. Der haves ligeledes en begrænset mulighed for at anvende betonelementer, som har en lang, gennemgående væg fra tagskive ned til fundament.

Det er derfor valgt for Kommandobroen, at fremstille betonelementvægge i et modul på 3600 mm bredde med en højde svarende til afstanden fra fundament til tag for bagpladen. Forpladen reduceres i højden på grund af betonsokkelen til højvandssikringen. For at kunne tilregne elementerne en stivhed, skal disse armeres tilsvarende for at kunne optage reaktionen fra tag- og etageskiven. Dimensionering af den fornødne armering vil høre under elementleverandørens opgave. En skitsering af et modul fremgår af Figur 5.



Figur 5: Viser et vægmodul for Kommandobroen. Området med skravering er hhv. vinduer og tilbagetrukne felter i forpladen.

³ Tegninger 1-20 og 1-21

⁴ Tegninger 1-40 og 1-41



Fordelen ved at anvende modulvægge er, at der ikke allerede opstår stabilitetsproblemer i højden af etageskiven. En opdeling i et stueelement og et 1. sals-element vil kræve forankringer, så væggen ikke vælter eller friktionen bliver for lille på højden med etageadskillelsen. Derudover er modulvæggene nemmere at montere på byggepladsen, da der undgås sammenstøbning ved etageskiven, hvor bagvæggene skal forbindes til hinanden. Der er ligeledes en fordel at modulerne ikke skal monteres til stigbøjler for hvert element.

Ulempen ved brug af modulvægge er, at der skal armeres hårdt omkring åbninger. Fordeles de vandrette kræfter under hensynstagen til de relative stivheder af de stabiliserende vægge, kan omfanget begrænses, hvor modulerne får en kraftig armering.

Som tidligere beskrevet er der mulighed for, at Etape 1 opføres uafhængigt af Etape 2. Derfor er det nødvendigt at holde to situationer adskilt for stabiliteten af bygningen. Situation 1 svarer til, at Etape 1 er opført uden Etape 2. Situation 2 svarer så til, at Etape 1 og 2 opføres samtidige.

Med udgangspunkt i ovenstående er der valgt det stabiliserende system for Kommandobroen. Af Figur 6 fremgår det stabiliserende system for situation 1, hvor Figur 7 viser situation 2.



Figur 6: Viser de stabiliserende vægge for situation 1, hvor kun Etape 1 udføres.





Figur 7: Viser de stabiliserende vægge for situation 2, hvor både Etape 1 og Etape 2 udføres.

Det bemærkes her, at den stabiliserende væg 4x skifter fra en ikke-bærende væg til en bærende væg fra situation 1 til situation 2.

Med afsat i det ovenstående er der bestemt lastfordelingen til de stabiliserende vægge i det næste afsnit.



2.3 Lastfordeling til de stabiliserende vægge

I afsnit 2.1 Den dimensionsgivende vandrette last blev det bestemt, at vindlasten er dimensionsgivende for hovedstabiliteten af bygningen. Derudover blev de stabiliserende vægge udpeget. Derfor skal der bestemmes i dette afsnit, hvilken reaktion de stabiliserende vægge skal optage og føre til fundamentet.

I den første del af afsnittet følger en kort beskrivelse af forskellige metoder til at fordele den vandrette last. Derefter behandles kort den valgte lastfordeling til udbudsprojektet af Kommandobroen. Herefter vælges metoden til lastfordelingen for nærværende projekt. Valget af metoden følges af en beskrivelse af fremgangsmåden for den valgte metode samt et resultat af lastfordeling til de stabiliserende vægge. Beregninger fremgår af *Appendiks A2*. Til sidst analyseres de valgte metoder anvendt til udbudsprojektet og i dette projekt.

Metoder til lastfordeling

Lastfordeling af den totale vandrette kraft i hver dækskive, dvs. vindlastresultanten for projektering af Kommandobroen, kan ske på flere forskellige metoder. Det er mest almindeligt at fordele lasterne under hensyntagen til væggenes stivheder som tidligere skrevet. Derfor går en metode ud på at bestemme inertimomenter for de stabiliserende vægge og fordele en andel af den vandrette lastresultant på de enkle vægge. Dette har dog til ulempe, at det ikke er anvendeligt for modulvægge med åbninger. Følgelig skal der anvendes en metode, som tager hensyn til en svækkelse kommende fra åbninger til vinduer og døre. En egnet metode er at anvende FEM-beregninger. Her vil modulerne undersøges som helhed, hvor lasten fordeles alt efter udbøjning på elementerne, da udbøjningen afhænger af stivheden for de enkelte vægelementer. Ulempen ved denne metode er, at beregninger kræver et egnet beregningsværktøj.

Derudover haves en anden egnet metode som tager hensyn til væggenes relativ stivhed α . Derfor kaldes metoden tit for alfa-metoden og er en lastfordelingsmetode, som er beskrevet af Betonelement-Foreningen⁵ i lærebogen "Betonelementbyggeriers statik"⁶. Metoden forudsætter en uendelig stiv skive, som fordeler lasterne ud til de stabiliserende vægge. Ulempen ved alfa-metoden er, at det kan kræve tid at finde de relative stivheder til de stabiliserende vægge for et projekt som Kommandobroen.

Lastfordelingen i projekteringsfasen af Kommandobroen

I projekteringsfasen af Kommandobroen blev valgt de samme vægmoduler til det stabiliserende system, som er udpeget i afsnit 2.2 Valg af det stabiliserende system. Da projektering af et byggeri som Kommandobroen kan kræve store ressourcer hvis der anvendes metoder som FEM-beregninger, er der anvendt en simplificeret metode af alfametoden. Det er forudsat at både tag- og etageskiven har tilstrækkeligt stivhed, så disse

⁵ Betonelement-Foreningen – <u>www.bef.dk</u>

⁶ [2]



fordeler de vandrette laster til de stabiliserende vægge. Den vandrette last blev fastlagt ud fra en undersøgelse af stabilitetssvigt i vægmodulerne.

Derfor blev egenlast bestemt for de stabiliserende vægge samt for vægge og dæk, som bidrager til stabiliteten af et vægmodul. Derfra blev det samlede stabiliserende moment og det samlede væltende moment bestemt, og væggene blev til sidst undersøgt for glidning og knusning. Ved bestemmelse af egenlasten blev der taget hensyn til åbninger, hvormed det stabiliserende moment er reduceret i forhold til massive vægelementer. En nærmere beskrivelse af fremgangsmåden for stabilitetseftervisningen af en stabiliserende væg findes i afsnit 2.4 Eftervisning af de stabiliserende vægge.

Valg af metoden til den vandrette lastfordeling

Det er valgt at benytte sig af en anden lastfordeling end den, som er anvendt i projekteringsfasen. For nærværende projekt bestemmes reaktioner i de stabiliserende vægge under ibrugtagning af alfa-metoden. Valget træffes på baggrund af at der ønskes, at anvende en metode som tager hensyn til åbninger i vægelementerne. Her vil FEMberegninger eller alfa-metoden være de foretrukne metoder. Det er dog ikke valgt at anvende FEM-beregninger, da det ønskes at fordele de vandrette laster uden computermodellering.

Fremgangsmåde for alfa-metoden

Som tidligere nævnt forudsætter metoden en uendelig stiv skive. Dette opnås ved at armere etage- og tagskiven i randen (randarmering) og i hhv. tvær- og længderetning. Armeringen bestemmes efter robusthedskravene og de dimensionsgivende skivekræfter ført i hver dækskive. Bestemmelse af etage- og tagskivens armering fremgår af betonelementprojektet under afsnit 3.1 Trækforbindelsessystemet af Kommandobroen og afsnit 3.2 Projektering af dækskivernes armering.

Udover en uendelig stiv skive tager alfa-metoden udgangspunkt i, at bevægelsen af dækskiven er sammensat af en flytning og en drejning om systemets vridningscentrum, som beregnes ud fra placering og stivheder af de stabiliserende vægge. Det forudsættes ligeledes, at deformationen af de stabiliserende vægge er proportionalt med den vandrette last. Figur 8 illustrerer forudsætninger for metoden.



Figur 8: Til venstre ses drejning og flytning, som virker i vridningscentrum X af dækskiven. Til højre ses deformationen af de stabiliserende vægge fremkaldt af en vandret belastning på opstalten af en stabiliserende væg. Kilde: [2]



Reaktionen for hver stabiliserende væg bestemmes ved de følgende udtryk:

$$R_{xi} = \frac{\alpha_i}{\sum_{i=1}^n \alpha_i} \cdot W_x - \frac{M_w}{I_w} \cdot (y_i - y_0) \cdot \alpha_i$$
$$R_{yi} = \frac{\alpha_j}{\sum_{j=1}^m \alpha_j} \cdot W_y - \frac{M_w}{I_w} \cdot (x_j - x_0) \cdot \alpha_j$$

hvor

$\begin{array}{ll} \alpha_i, \alpha_j & \mbox{er den relative stivhed for vægge parallel med hhv. x- og y-retning} \\ W_x, W_y & \mbox{er den totale vandrette kraft i dækskiven over vægge i hhv. x- og y-retning} \\ M_w & \mbox{er det resulterende moment om vridningscentrum} \\ I_w & \mbox{er de stabiliserende vægges samlede vridningsstivhed} \\ x_i, y_i & \mbox{er koordinater til væggens midtpunkt for vægge parallel med x-retning} \\ x_j, y_j & \mbox{er koordinater til væggens midtpunkt for vægge parallel med y-retning} \\ (x_0, y_0) & \mbox{er koordinater til vridningscentrum for de stabiliserende vægge} \end{array}$	R_{xi}, R_{yi}	er reaktionen ved vægge parallel med hhv. x- og y-retning
W_x, W_y er den totale vandrette kraft i dækskiven over vægge i hhv. x- og y-retning M_w er det resulterende moment om vridningscentrum I_w er de stabiliserende vægges samlede vridningsstivhed x_i, y_i er koordinater til væggens midtpunkt for vægge parallel med x-retning x_j, y_j er koordinater til væggens midtpunkt for vægge parallel med y-retning (x_0, y_0) er koordinater til vridningscentrum for de stabiliserende vægge	α_i, α_j	er den relative stivhed for vægge parallel med hhv. x- og y-retning
M_w er det resulterende moment om vridningscentrum I_w er de stabiliserende vægges samlede vridningsstivhed x_i, y_i er koordinater til væggens midtpunkt for vægge parallel med x-retning x_j, y_j er koordinater til væggens midtpunkt for vægge parallel med y-retning (x_0, y_0) er koordinater til vridningscentrum for de stabiliserende vægge	W_x, W_y	er den totale vandrette kraft i dækskiven over vægge i hhv. x- og y-retning
I_w er de stabiliserende vægges samlede vridningsstivhed x_i, y_i er koordinater til væggens midtpunkt for vægge parallel med x-retning x_j, y_j er koordinater til væggens midtpunkt for vægge parallel med y-retning (x_0, y_0) er koordinater til vridningscentrum for de stabiliserende vægge	M_w	er det resulterende moment om vridningscentrum
x_i, y_i er koordinater til væggens midtpunkt for vægge parallel med x-retning x_j, y_j er koordinater til væggens midtpunkt for vægge parallel med y-retning (x_0, y_0) er koordinater til vridningscentrum for de stabiliserende vægge	I_w	er de stabiliserende vægges samlede vridningsstivhed
x_j, y_j er koordinater til væggens midtpunkt for vægge parallel med y-retning (x_0, y_0) er koordinater til vridningscentrum for de stabiliserende vægge	x_i, y_i	er koordinater til væggens midtpunkt for vægge parallel med x-retning
(x_0, y_0) er koordinater til vridningscentrum for de stabiliserende vægge	x_j, y_j	er koordinater til væggens midtpunkt for vægge parallel med y-retning
	(x_0, y_0)	er koordinater til vridningscentrum for de stabiliserende vægge

Det første led i begge udtryk for reaktionerne tager hensyn til flytning af dækskiven, mens det anden led indeholder drejning af dækskiven.

Som det første bestemmes koordinaterne for de stabiliserende vægge. Koordinaterne findes ud fra et koordinatsystem som frit vælges. Der anvendes for overskuelighedens skyld det samme koordinatsystem defineret i afsnit 2.1 Den dimensionsgivende vandrette last. Dernæst bestemmes de relative stivheder for de stabiliserende vægge. Dette sker efter skemaet vist i Figur 9.

	<i>a</i> ₀	α_{l}	α_2	α ₃	1 1	
	1,0					
	1,5	$a \frac{l^2}{l}$	$h_1^2 + h_2^2$	$l_1^2 + l_2^2$	h ₀ h	
	2,0	$u_0 \overline{h^2}$	$h_0^2/30$	$h_0^2/30$		
	2,0					
	Ikke-bære Bærende v	nde væg væg			┤ ┟╵╁ ┟└╁	
Skemaets lige reaktio terværdier	angivelser e onsfordelinge	r kun skøns er. I visse til	mæssige, og lfælde vil de) størrelsern t være formå	e er valgt for at undgå helt urime- ålstjentligt at vælge andre parame-	



Jo højere α -værdier er, desto højere er stivheden af den stabiliserende væg og derved den vandrette last, som kan overføres til væggen. Som det fremgår af skemaet er α værdierne kun skønsmæssige og der kan afviges fra disse. Ligeledes fremgår af skemaet, at stabiliserende vægge har den største stivhed, når væggen enten er bærende eller bliver støttet af to bærende vægge. Derudover ses af skemaet, at stivheder afhænger af væggens højde og dimensioner omkring åbninger. "Den relative stivhed for en stabiliserende væg anslås som den mindste af værdierne α_1 , α_2 og α_3 i henhold til det viste skema. For α_1 og α_2 betragtes det mest kritiske element i væggen, idet h_0 regnes op til tagdæk fra underside af det pågældende element"⁷

Ovenstående tolkes dog så vidt, at det mest kritiske element i væggen betragtes for α_2 og α_3 , da h_0 kun indgår i disse stivheder.

Efter de relative stivheder for de stabiliserende vægge er bestemt, fastsættes bygningens vridningscentrum. Her indgår koordinater af væggene samt α -værdier for de enkelte vægge. Koordinater til bygningens vridningscentrum (x_0 , y_0) bestemmes ved følgende udtrykke:

$$x_0 = \frac{\sum_{j=1}^m \alpha_j \cdot x_j}{\sum_{j=1}^m \alpha_j}$$
$$y_0 = \frac{\sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n \alpha_i}$$

Efter vridningscentrum for bygningen er bestemt, bestemmes den samlede vridningsstivhed for de stabiliserende vægge. Dette gøres ved udtrykket:

$$I_w = \sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot (y_i - y_0)^2 + \sum_{i=1}^n \alpha_j \cdot (x_j - x_0)^2$$

Dernæst bestemmes det resulterende moment omkring vridningscentrum kommende fra den vandrette belastning. Det skal dog altid kontrolleres om momentet virker i den "rigtige" retning.

 $M_w = W \cdot z$

hvor

W er en vandret lastresultant

z er den vandrettes lastresultants momentarm til vridningscentret

Når alle størrelser som indgår i udtrykket for bestemmelse af reaktioner er bestemt, bestemmes reaktioner for begge retninger, dvs. vindbelastning i x- og y-retning. Efterfølgende kontrolleres de fundne reaktioner ved ligevægtsligninger, hhv. lodret og vandret projektion og momentligevægt.

⁷ [2], side 101



Resultat af den vandrette lastfordeling

Den vandrette lastfordeling for Kommandobroen er foretaget efter den i det foregående afsnit beskrevne fremgangsmåde. Beregninger til den vandrette lastfordeling fremgår delvis af *Appendiks A2.4 Bestemmelse af de relative stivheder for de stabiliserende vægge* og *A2.5 Bestemmelse af lastfordeling til Etape 1 og Etape 2.* I *Appendiks A2.4* er der taget et eksempel med for beregning af de relative stivheder. Alle andre beregninger fremgår af de følgende bilag:

- Bilag 1.1 Bestemmelse af alfa-værdier til Etape 1 (oprindeligt)
- Bilag 1.2 Bestemmelse af reaktioner i tagskiven til Etape 1 (oprindeligt)
- Bilag 1.3 Bestemmelse af reaktioner i etageskiven til Etape 1 (oprindeligt)
- Bilag 2.1 Bestemmelse af alfa-værdier til Etape 1 + 2 (oprindeligt)
- Bilag 2.2 Bestemmelse af reaktioner i tagskiven til Etape 1 + 2 (oprindeligt)
- Bilag 2.3 Bestemmelse af reaktioner i etageskiven til Etape 1 + 2 (oprindeligt)

De stabiliserende vægge blev senere eftervist for de i afsnit 2.4 beskrevne stabilitetsproblemer og de bestemte reaktioner. Det har vist sig, at der haves stabilitetsproblemer og at vindlasten fordeles urimeligt på de stabiliserende vægge. Det er nemlig ikke almindeligt at give mere end 50 % af lastresultanten til en stabiliserende væg. Derfor er der ændret i de relative stivheder, sådan at kravene for stabilitet og lastfordeling er overholdt.

Derfor har den overordnet arbejdsgang været, at bestemme α -værdier i forhold til skemaet vist på Figur 9. Derefter er reaktionerne beregnet ud fra de tidligere nævnte udtryk. Ved de bestemte reaktioner er de enkelte vægge eftervist for stabilitet, dvs. væltning, forskydning og knusning. Viste stabilitetseftervisningen problemer eller kom en last over 50 % til en stabiliserende væg, blev α -værdier revideret.

Bygningsdel	Stabiliserende væg	Reaktion for vind ØST/VEST	Reaktion for vind NORD/SYD
Etape 1	1x	19,33	30,60
	2x	19,33	30,60
	3x	24,20	12,05
	4x	116,01	-24,95
Etape 2	5x	58,02	-12,54
	бх	64,12	-35,75
Etape 1	1y	7,73	85,11
	2y	17,87	127,37
	<u>3</u> y	-12,89	196,54
Etape 2	4v	-12,91	89,59

Resultatet af beregninger efter en revidering af de relative stivheder er vist nedenfor i Tabel 2 for tagskiven og i Tabel 3 for etageskiven.

 Tabel 2: Viser resultatet for den vandrette lastfordeling af vindresultanten i tagskiven. Det bemærkes at resultater for Etape 2 er fundet i kombination med Etape 1. Reaktionen står i enheden kN.



Rygningsdel	Stabiliserende	Reaktion for vind	Reaktion for vind
Dygiingsuci	væg	ØST/VEST	NORD/SYD
Etape 1	1x	17,99	16,73
	2x	17,99	16,73
	3x	21,02	6,61
	4x	96,07	-13,45
Etape 2	5x	48,04	-6,76
	бx	53,00	-19,86
Etape 1	1y	5,83	73,79
	2y	11,96	107,52
	Зу	-7,78	164,25
Etape 2	4y	-10,01	75,44

 Tabel 3: Viser resultatet for den vandrette lastfordeling af vindresultanten i etageskiven. Det bemærkes at resultater for Etape 2 er fundet i kombination med Etape 1. Reaktionen står i enheden kN.

Beregningsskemaet til de reviderede relative stivheder fremgår af følgende bilag:

- Bilag 3.1 Bestemmelse af alfa-værdier til Etape 1 (revideret)
- Bilag 3.2 Bestemmelse af reaktioner i tagskiven til Etape 1 (revideret)
- Bilag 3.3 Bestemmelse af reaktioner i etageskiven til Etape 1 (revideret)
- Bilag 4.1 Bestemmelse af alfa-værdier til Etape 1 + 2 (revideret)
- Bilag 4.2 Bestemmelse af reaktioner i tagskiven til Etape 1 + 2 (revideret)
- Bilag 4.3 Bestemmelse af reaktioner i etageskiven til Etape 1 + 2 (revideret)

Ved at ændre de relative stivheder for de stabiliserende vægge, er vridningscentret flyttet i forhold til det oprindelige. På Figur 10 ses det oprindelige og det reviderede vridningscenter for situation 1. Det oprindelige vridningscenter fremkommer ved de relative stivheder fundet ud fra skemaet til bestemmelse af α -værdierne. Det reviderede vridningscenter er bestemt ved at ændre α -værdier, som beskrevet tidligere. Angrebspunktet for vindlasten i x- og y-retning fremgår ligeledes af Figur 10.



Figur 10: Viser placering af vridningscenter i forhold til angrebspunktet for lastresultanterne for Etape 1. Vridningscenter er vist for de oprindelige relative stivheder af de stabiliserende vægge og efter revisionen.

Sammenlignes det oprindelige vridningscentret med det reviderede vridningscenter ses, at centret er flyttet tættere til angrebspunktet for vindlasten. Dette medfører, at modreaktioner i de stabiliserende vægge holdes på et minimum og der forekommer et mindre vrid i konstruktionen. Det oprindelige vridningscenter ligger tæt på væg 4x. Dette skyldes den store stivhed væggen tilregnes. Ved revisionen af stivhederne er væg 4x's α værdi sat ned, hvorfor denne tilregnes en mindre stivhed end ved det oprindelige skøn.

Det oprindelige og reviderede vridningscenter for Etape 1 + 2 fremgår af Figur 11. Ved sammenbygning af Etape 1 og Etape 2 skal vindlasten på facaderne af Etape 2 føres ind i Etape 1, da der kun haves den stabiliserende væg 4y til at tage lasten. Den oprindelige stivhed for væg 4y er revideret således, at der kun går omkring 20 % af den samlede last til denne. Ved den oprindelige tildeling fik væggen omkring 50 % af lasten. Da stivheden øges i Etape 1, forskydes vridningscentret længere mod Etape 1. I forhold til beregninger kun for Etape 1, er vridningscentret placeret længere væk fra angrebspunktet af lastresultanterne. Dette medfører et større vrid i konstruktionen, som skyldes usymmetrien af det samlede byggeri.







Analyse af de valgte metoder

Som beskrevet i de ovenstående dele er lasten fordelt efter en anden metode til udbudsprojektet af Kommandobroen end til det nærværende projekt. I det følgende kaldes lastfordelingsmetoden anvendt til udbudsprojektet for projekteringsmetode.

Hvor lastfordeling foretages på baggrund af væggenes stabilitet efter projekteringsmetoden, fordeles lasten med henblik på væggenes stivhed efter alfa-metoden. Der ses en fordel ved projekteringsmetoden, da lastfordelingen indeholder en automatisk stabilitetseftervisning. Dette er ikke tilfælde for alfa-metoden, hvor beregninger er en tilbagevendende proces og de relative stivheder skal ændres indtil der opnås stabilitet i alle stabiliserende vægge. Derudover ses ved brug af projekteringsmetoden, om hovedstabiliteten for byggeriet er opnået, mens stabilitetseftervisningen efter alfa-metoden giver stabiliteten for hvert enkelt element. Angående reaktioner, som skal bestemmes for alle stabiliserende vægge til elementprojektering, har alfa-metoden en fordel, da reaktionen er implicit indeholdt i beregninger. Ved projekteringsmetoden skal reaktionerne beregnes ud fra et skøn af lastfordeling på baggrund af det stabiliserende moment. Her fordeles lasten alt efter hvor meget en stabiliserende væg bidrager til det samlede stabiliserende moment.

Under alfa-metoden tages hensyn til, at placering af de stabiliserende vægge giver anledning til en deformation og rotation af bygningen. Er angrebspunktet af lastresultanten og vridningscentret ikke sammenfældende, overføres laster til både vægge i x- og yretning. Projekteringsmetoden tager ikke hensyn til ovenstående. Dette kan give problemer for en uhensigtsmæssig placering af de stabiliserende vægge.

Projekteringsmetoden giver en kortere beregningsproces end alfa-metoden. Dette skyldes at der er mange formler som indgår i alfa-metoden. Derudover skal placering af de stabiliserende vægge findes i forhold til et valgt koordinatsystem.

	Alfa-metode*	Metode fra projekteringsfase
Fordele	Stabilitet kontrolleres af hvert modul	Stabilitetseftervisning er indeholdt
	Reaktioner implicit indeholdt	Kortere beregningsproces
	Tager hensyn til deformation og ro-	Ikke nødvendigt at kende placering
	tation	
Ulemper	Tilbagevende beregninger (fordeling	Kun hovedstabilitet tjekkes
	\leftrightarrow stabilitetseftervisning)	
	Koordinater af de stabiliserende	Kun skøn af reaktioner
	vægge skal bestemmes	
		Uklar om reaktion pga. vridning er
		større end dem fra den direkte over-
		førte vindlast

En oversigt over fordele og ulemper ved begge metoder nævnt ovenfor, ses på Tabel 4.

Tabel 4: Viser fordele og ulemper for alfa-metoden og metoden til lastfordelingen anvendt i projekteringsfasen af Kommandobroen. *Til nærværende projekt er alfa-metoden anvendt sammen med en stabilitetsberegning af hver stabiliserende væg.

Med afsat i ovenstående konkluderes det, at begge metoder har deres fordele og ulemper. For mindre projekter, hvor de stabiliserende vægge er fordelt på hele bygningen, er det klar en fordel at anvende projekteringsmetoden, da beregninger holder sig på et minimum og den nøjagtige placering af de stabiliserende vægge ikke er afgørende. Derimod kan det betale sig at anvende alfa-metoden til projekter, hvor der er usikkerhed på, hvorvidt placeringen af de stabiliserende vægge giver anledning til vridning i konstruktionen. Selvom beregningsprocessen kræver mere tid, giver alfa-metoden samlet set et bedre billede af, hvordan lasten fordeles til de stabiliserende vægge.



2.4 Eftervisning af de stabiliserende vægge

I det foregående afsnit er de vandrette laster fordelt til de stabiliserende vægge. Som tidligere nævnt skal de stabiliserende vægge kontrolleres for stabilitet. Det skal sikres at vægmodulerne kan overføre de vandrette laster til fundamentet uden at der sker stabilitetsproblemer. Dette er gjort for alle stabiliserende vægge i dette afsnit.

Afsnittet er opdelt i to dele, hvor den første del kort behandler stabilitetsproblemer som skal undersøges for det stabiliserende system. Derudover beskrives foranstaltninger som kan træffes, for at løse stabilitetsproblemerne. Derefter følger resultatet af stabilitetsberegninger, hvor selve beregningen fremgår af følgende bilag:

- Bilag 1.4 Stabilitetseftervisning af de stabiliserende vægge til Etape 1 (oprindeligt)
- Bilag 2.4 Stabilitetseftervisning af de stabiliserende vægge til Etape 1 + 2 (oprindeligt)
- Bilag 3.4 Stabilitetseftervisning af de stabiliserende vægge til Etape 1 (revideret)
- Bilag 4.4 Stabilitetseftervisning af de stabiliserende vægge til Etape 1 + 2 (revideret)

2.4.1 Optrædende stabilitetsproblemer

De stabiliserende vægge skal kontrolleres for følgende tre stabilitetsproblemer:

- Væltning
- Forskydning
- Knusning

Væltning

Væltning af en stabiliserende væg opstår, når det væltende moment er større end det stabiliserende moment. Det væltende moment opstår i væggens fodpunkt, når væggen påvirkes af en vandret last. Det stabiliserende moment hidrører fra væggens egenlast og eventuel egenlast fra huldæk og støttende vægge. Ved en stigende vandret belastning drejer vægelementet mere og mere omkring dens fodpunkt, indtil det væltende moment er større end det stabiliserende moment, hvorefter væggen vælter.

Væltning af væggen løses ved forankringer til fundamentet. Dette kan være i form af stigbøjler eller trækforankringer. Trækforankringer udføres normalt ved armering som indstøbes i et korrugeret rør. En principskitse af de to nævnte muligheder er vist på Figur 12 på den næste side.



Projektering af "Kommandobroen" i Hvide Sande



Figur 12: Viser en principskitse for en stigbøjle (tv.) og en trækforankring (th.). Kilde: [20]

Forskydning

Forskydning forekommer, når friktionskraften mellem den stabiliserende væg og fundamentet, eller et andet element, er mindre end de påførte vandrette laster. Som under væltning inddrages væggens egenlast og egenlast stammende fra huldæk og støttende vægge. Forskydning af væggene undgås ved at anvende forskydningsbeslag i form af indstøbte søjler eller BMF-beslag. En principskitse af de to nævnte muligheder er vist på Figur 13.



Figur 13: Viser en principskitse for en indstøbt stålsøjle (tv.) og et vinkelbeslag (th.). Kilde: [20]

Knusning

Knusning opstår i trykzonen af en stabiliserende væg. Denne forekommer ved at egenlasten fra væg, huldæk og støttende væg virker i et begrænset område ved væggens fodpunkt, da elementet drejer sig omkring dens fodpunkt. Spændingen i trykzonen kan overstige betonstyrken hvormed der sker knusning af betonen. Som regel er det fundamentets betonstyrke, der er afgørende for knusning af beton. Dette skyldes den lavere betonstyrke, for fundamenter typisk omkring 16-20 MPa, i forhold til vægelementerne, typisk omkring 30 MPa. Da knusning opstår på grund af drejningen omkring væggens fodpunkt, løses knusning ved de samme tiltag som anført under væltning. Ovenstående begreber for eftervisning af de stabiliserende vægges stabilitet er illustreret på en principskitse Figur 14.



Figur 14: Viser en principskitse for stabiliteten i et vægmodul.

hvor

11101	
b	er bredden af vægmodul
h ₁ , h ₂	er højden af vægmodul i hhv. stueetage og 1. sal
$G_{v \approx g}$	er egenvægten af vægmodul (for- og bagplade)
G _{etagedæk}	er egenvægten af etagedæk
G_{tagdak}	er egenvægten af tagdæk
G_1	er egenlasten fra støttende vægge og huldæk på disse
V_1	er den vandrette last fra tagskiven
V_2	er den vandrette last fra etageskiven
<i>F</i> _{forankring}	er forankringskraften fra evt. trækforankring
F _{frik}	er friktionskraften mellem vægmodul og fundament
M _{stab}	er det stabiliserende moment omkring væggens fodpunkt
M _{vælt}	er det væltende moment omkring væggens fodpunkt
е	er excentricitet af vægmodul
Tz	er trykzonens længde ved væggens fodpunkt
R_L	er den lodrette reaktion virkende i midten af trykzonen
R_V	er den vandrette reaktion

Væltning af et vægelement undersøges ved de følgende udtryk: $M_{vælt} \leq M_{stab}$



hvor

$$M_{vælt} = V_1 \cdot (h_1 + h_2) + V_2 \cdot h_1$$

$$M_{stab} = \frac{1}{2} \cdot G_{væg} \cdot b + \frac{1}{2} \cdot \left(G_{etagedæk} G_{tagdæk} \right) \cdot b^2 + \left(F_{forankring} + G_1 \right) \cdot b$$

Forskydning af et vægelement undersøges ved de følgende udtryk: $R_V = V_1 + V_2 \le F_{frik} = \mu_{beton} \cdot (G_{væg} + G_{etagedæk} + G_{tagdæk} + G_1)$

hvor

 μ_{beton} er friktionskoefficienten for beton

Knusning af et vægelement undersøges ved de følgende udtryk:

$$\sigma_{Trykzone} = \frac{R_L}{Tz \cdot t_{bagplade}} \le \sigma_{beton}$$

hvor

σ_{beton}	er betonens trykstyrke
t _{bagplade}	er tykkelse af væggens bagplade

Trykzones bredde og vægmodulets excentricitet bestemmes ved:

$$Tz = \left(\frac{b}{2} - e\right) \cdot 2$$
$$e = \frac{M_{v \ll lt}}{G_{v \ll g} + G_{etaged \ll k} + G_{tagd \ll k} + G_1 + F_{forankring}}$$

2.4.2 Resultatet af stabilitetsberegninger

Stabiliteten for de enkle stabiliserende vægge er eftervist for de oprindelige relative stivheder, som blev beregnet ved skemaet vist på Figur 9. For Etape 1 er lasten i orden, som føres til de stabiliserende vægge i y-retning. Dog har væg 4x en for stor last, hvorfor der er konstateret glidning af væggen. Alle andre vægge har ikke stabilitetsproblemer. For Etape 1 + 2 er der oveni væltning, glidning og brud i væg 4y, hvorfor det har været nødvendigt at revidere de relative stivheder af de enkle vægge.

Da kun 50 % af den samlede last skal optages af en væg og der er konstateret stabilitetsproblemer ved både Etape 1 alene og Etape 1 + 2, er α -værdier revideret, så både kravet overholdes og stabiliteten af vægelementerne sikres. Med omfordelingen af lasten kunne der ikke opnås en tilstand, hvor begge anfordringer er opfyldt. Derfor er der indsat forankringsstænger indstøbt i korrugeret rør til at øge stabiliteten af de stabiliserende vægge 1x, 2x og 3x.

Som nævnt tidligere fremgår alle resultaterne af bilagene 1.4 til 4.4.



2.5 Delkonklusion til hovedstabilitet af Kommandobroen

I det foregående afsnit blev hovedstabiliteten af Kommandobroen undersøgt.

Der blev set på den dimensionsgivende last for hovedstabiliteten. Derfor blev lastresultanten til vindlasten på facaderne og den vandrette masselast bestemt. Herefter blev vindlasten fundet til at være den dimensionsgivende vandrette last.

Til optagelse af vindlasten blev det stabiliserende system udpeget, som fremgår af Figur 6 og Figur 7. Her blev det fastslået, at stabilitet for Kommandobroen kun opnås ved at anvende vægmoduler på 3600 mm bredde og en højde fra fundament til tagdæk. Dette skyldes et flertal af åbninger i byggeriets facade, som fremgår af facadetegninger, der er vedlagt projektet.

Efter udpegning af de stabiliserende vægge blev lastfordelingen undersøgt. Lastfordeling af vindlasten i hhv. tag- og etageskive blev udført ved ibrugtagning af alfametoden, som fordeler lasten i forhold til de relative stivheder af de stabiliserende vægge. Det viste sig at være nødvendigt, at revidere beregninger til lastfordelingen, da der opstod stabilitetsproblemer med de skønsmæssige værdier. Lasten blev fordelt under hensyntagen til kravet om maksimalt 50 % af den samlede last i en væg. Der kunne ikke opnås en tilstand, hvor der ikke var stabilitetsproblemer og kravet om en last under 50 % blev opfyldt. Derfor var det nødvendigt at forankre de stabiliserende vægge 1x, 2x og 3x mod væltning.

Under analysen af metoden anvendt til projektering af Kommandobroen og alfametoden kunne det fastslås, at alfa-metoden giver et bedre indblik i alle reaktioner for de stabiliserende vægge og tager hensyn til en forekommende rotation af byggeriet. Imidlertid er alfa-metoden også den mere beregningskrævende metode.

Ved eftervisning af væggenes stabilitet konstateres, at der ikke haves stabilitetsproblemer ved den foretagne lastfordeling. Det skal sikres under betonelementprojektet at armere etage- og dækskiven således, at vindlasten giver de beregnede reaktioner i de stabiliserende vægge, som forudsat ved omfordelingen af lasten.



3 Betonelementprojekt af Kommandobroen

Dette hovedafsnit indeholder en delvis projektering af Kommandobroens betonelementer. På grund af afgangsprojektets tidsbegrænsning har det været nødvendigt at afgrænse sig fra eftervisning af huldækkenes bæreevne. Derudover vil projektering af vægelementer som regel indgår i projekteringsopgaven af betonelementleverandøren. Derfor er denne ligeledes ikke taget med i det nærværende projekt.

Med afgrænsningen omhandler afsnittet projektering af Kommandobroens trækforbindelsessystem. Til bestemmelse af armering til systemet stiller betonnormen DS/EN 1992-1-1 visse robusthedskrav som skal overholdes. Disse krav bestemmer minimumsarmering for Kommandobroen. Robusthedskravene behandles i afsnit *3.1 Trækforbindelsessystem til Kommandobroen*.

Derudover projekteres armeringen til dækskiverne, så både etage- og tagskiven virker som en stiv skive, som er forudsætningen for den vandrette lastfordeling foretaget i sidste afsnit. Projektering af dækskivernes armering under hensyntagen til den dimensionsgivende belastning fremgår af afsnit *3.2 Projektering af dækskivernes armering*. Betonelementprojektet afsluttes med en diskussion af den valgte metode og de dermed forbundne valg af armeringsmængden.

3.1 Trækforbindelsessystem til Kommandobroen

I det følgende afsnit undersøges robusthedskravene for Kommandobroens betonkonstruktion. Betonnormen DS/EN 1992-1-1 og det tilhørende danske anneks indeholder specielle krav til armering for betonelementbyggerier og deres trækforbindelsessystem. Kravene for robusthed anvendes for "konstruktioner, der ikke er dimensioneret til at optage ulykkelaster"⁸. Her menes konkret påkørsel og brand. Disse krav sikrer at Kommandobroen bliver stabil uanset om et elements bæreevne svigter. Svigt af et konstruktionselement kaldes for et lokalbrud. Svigter flere konstruktionselementer er der tale om en progressiv kollaps, altså en fremadskridende sammenstyrtning. Et lokalbrud er illustreret på Figur 15.



Figur 15: Viser en illustration af en overpåvirkning med lokalbrud til følge. Kilde: [3]

⁸ [18], afsnit 9.10.1 pkt. 1
På Figur 16 haves en nærmere betragtning af lokalbruddet. Ved det viste lokalbrud er der fjernet en bærende ydervæg. Ved et sådan lokalbrud opstår kræfter i konstruktionen, som er større end påvirkninger ved normal belastning. Af figuren fremgår nogle af de kræfter. Endvidere vises med de angivne bøjler, hvor det er nødvendigt med en ekstra god sammenhæng mellem betonelementerne.



Figur 16: Viser et lokalbrud i et betonelementbyggeri. Der er vist nogle af kræfterne som opstår pga. bruddet og bøjlerne angiver, hvor det er nødvendigt med en ekstra god sammenhæng. Kilde: [3]

Ud fra ovenstående betragtning er robusthedskravene i DS/EN 1992-1-1 formuleret. Betonnormen forskriver 4 robusthedskrav til byggeriers trækforbindelsessystem som skal overholdes alt afhængigt hvilken konsekvensklasse bygningen befinder sig i. Generelt bør følgende anvendes:

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

På Figur 17 på den næste side er der skitseret placeringen for trækforbindelser. Den lodrette trækforbindelse fremgår ikke af figuren, men går igennem etagekrydset fra vægelement til vægelement.





Figur 17: Viser placering af periferi-trækforbindelsen, den interne trækforbindelse og den vandrette trækforbindelse på en plan. Kilde: [18]

Armeringen som udgør trækforbindelsessystemet skal ikke forstås som et tillæg til armeringen, som findes i forbindelse med projektering af dækskivernes armering. Til gengæld skal armeringen bestemt efter robusthedskravene ses som et minimumskrav for armeringsmængden, som nævnt tidligere.

Da Etape 1 og Etape 2 er opdelt i to uafhængige bærende systemer bortset fra den bærende væg i modullinje E, bestemmes et uafhængigt trækforbindelsessystem til disse. Til dimensionering jf. robusthedskrav fastlægges Kommandobroens konsekvensklasse til "normal", da byggeriet er mindre end 5 etager. Derfor udgår de lodrette trækforbindelser, da disse kun er et krav for byggerier i "høj" konsekvensklasse.

Det danske anneks angiver kræfterne til dimensionering af trækforbindelser. Disse er dog blevet lempet for periferi-trækforbindelsen med DS/EN 1992-1-1 DK NA:2013. Der er på den konservative side valgt at anvende værdierne angivet i DS/EN 1992-1-1 DK NA:2011.

Beregninger vedrørende trækforbindelsessystemet for Kommandobroen fremgår af *Appendiks A3.1*. Resultatet er opstillet i Tabel 5.

Trækforbindelse	Robusthedskrav	Valgt armering
Randarmering	15 kN/m el. 40 kN	2 Y14
Interne trækforbindelser	15 kN/m el. 40 kN	1 Y10 U-bøjle pr. 1,2 m
Interne trækforbindelser (ved KB-bjælke)	15 kN/m el. 40 kN	2 Y14
Vandrette trækforbindelser (strittere i vægge)	15 kN/m	Y8 pr. 300 mm
Vandrette trækforbindelser (strittere i søjler)	80 kN	4 Y8
Vandrette trækforbindelser (bøjler)	15 kN/m	1 Y10 U-bøjle pr. 1,2 m

Tabel 5: Viser en oversigt over minimumsarmeringen for Kommandobroen jf. robusthedskravene i betonnormen DS/EN 1992-1-1.





En armeringsplan for minimumsarmeringen ses af Figur 18.

Figur 18: Viser fugearmeringsplan med minimumsarmeringen bestemt iht. robusthedskravene.

Idet minimumsarmeringen er bestemt, projekteres armeringen for de aktuelle belastninger fra vindlasten i det næste afsnit.

3.2 Projektering af dækskivernes armering

Det følgende afsnit behandler projektering af armeringen til etagedækket og tagdækket. Hvor i det foregående afsnit minimumsarmering blev bestemt, har dette afsnit til formål at vise, om der stilles større krav til armeringen for den dimensionsgivende belastning.

Generelt er det armeringens opgave at sørge for, at de enkle huldækelementer bliver holdt sammen af armering og sammenstøbning i fugerne. Dette er vigtigt for at overfylde kravet om en stiv skive til lastfordeling af vindlasten, som føres ved facadeelementerne ind i dækskiverne og fordeles til de stabiliserende vægge. Derfor skal dækskiverne også dimensioneres for den dimensionsgivende vandrette last, som i afsnit 2.1 blev fundet at være vindlasten.

I det følgende beskrives først, hvilke metoder der findes til projektering af armering for dækskiver. Dette afsluttes med valget af metoden. Efterfølgende kommer den egentlige dimensionering af armeringen.

3.2.1 Metoder til projektering af armering i dækskiver

Til projektering af armering i dækskiver findes forskellige metoder. Formålet med alle metoder er at bestemme kræfterne i armering som opstår fra den dimensionsgivende last, der føres ind i dækskiven.

Den hyppigst anvendte statiske model for dækskiven er bjælkemodellen, hvor kræfter i dækskiven beregnes for en bjælke. For en skitsering af metoden se Figur 19.



Figur 19: Viser en dækskive betragtet som simpelt understøttet bjælke.

Den på figuren indtegnet belastning resulterer i et moment i midten af bjælkens tværsnit. Dette moment opløses til et kraftpar virkende i over- og undersiden af bjælken. Betragtes den viste bjælke som en dækskive af et rektangulært byggeri, ses det, at kraftparret svarer til en træk- og trykkraft, som armeringen i skivens rand skal dimensioneres for. Reaktionerne svarer til de vandrette laster ført ind i de stabiliserende vægge.

Bjælkemodellen kan udvides ved at anvende en bjælke med flere fag, hvor forskydningskraften og normalkraften angiver kræfterne til dimensionering af armering. Nærmer bygningen sig en kvadratisk form giver modellen urimelige resultater, idet bjælkeberegninger forudsætter at plane snit forbliver plane. Dette er ikke givet for kvadratiske dækskiver.

Bjælkemodellen med en bjælke over flere fag blev delvis anvendt til udbudsprojektet af Kommandobroen. Modellen blev anvendt på grund af dens simplificerede beregninger.

En anden model er stringermodellen. Stringermodellen er en nedreværdi-metode, hvormed resultatet vil ligge på den konservative side. Modellen regner med den plastiske bæreevne for beton, hvorfor der skal tages hensyn til dette, når bæreevnen af dækskiverne kontrolleres.

Stringermodellen er oplagt at bruge, når bygningen nærmer sig en kvadratisk form eller der haves mange tilbage- og fremspring i dækskiven. Derudover anvendes modellen for tilfældene, hvor der haves udsparinger i dækskiven eller de stabiliserende vægge står spredt fordelt over hele byggeriets plan.

Modellen går ud på, at inddele dækskiven i mange rektangulære felter, som omkranses af stringerlinjer. Stringer optager normalspændinger, som regnes for at være idealiserede træk- eller trykstænger. De omkransede felter optager forskydningsspændinger, hvorfor disse også kaldes for forskydningsfelter. Der hvor stringer krydser hinanden haves knudepunkter. Der er her belastninger og reaktioner regnes at angribe. En skitsering af et stringersystem ses på Figur 20.



Figur 20: Viser et eksempel på et stringersystem. Det ses, at alle laster og reaktioner virker i knuderne.

Det er valgt for nærværende projekt at anvende stringermodellen, idet modellen tager hensyn til asymmetrien af Kommandobroen og den usymmetriske placering af de stabi-

Christian Rompf

liserende vægge. Dimensionering af armeringen til dækskiven under ibrugtagning af stringermodellen følger i det næste afsnit.

3.2.2 Dimensionering af armering ved stringermodel

Det er valgt for dimensionering af armering at betragte kun et tilfælde, hvor vindlastens resultant er størst. Dette er tilfælde for tagdækket, når både Etape 1 og Etape 2 er opført. Der bør undersøges for alle vindretninger. Dog er på baggrund af projektets tidsramme valgt, kun at undersøge for vind i y-retning, hvor vinden kommer nordfra.

Selve stringersystemet er valgt således, at der går stringer langs alle rande af tagdækskiven. Derudover er der valgt at opdele tagskiven for Etape 1 og Etape 2 i forskydningsfelter. Valget af stringersystemet og belastningen samt reaktionen ført ind i de stabiliserende vægge ses på Figur 21.



Figur 21: Viser stringersystemet for Kommandobroen, når Etape 1 og Etape 2 udføres. Der er vist orientering i forhold til det valgte koordinatsystem, reaktioner fra de stabiliserende vægge og vindlasten ført i tagskiven, når vinden haves nordfra.

Det ses på Figur 21, at stringerlinjen mellem knude 23 og 35 går på tværs af huldæk, hvorfor der skal indlægges stringerarmering hen over huldækkene. Dette tænkes udført i form af et stålbeslag som monteres på huldækkene.

Til beregning med stringermodellen koncentreres belastningen i de enkle knuder og reaktioner af de stabiliserende vægge flyttes til disse. Stringermodellen med belastninger i knuder er vist på Figur 22. Da det skal kontrolleres om dækskiven er i ydre ligevægt, er der ligeledes indtegnet 2 understøtninger.



Figur 22: Viser stringersystemet med belastninger fra vindlasten ført i de enkle knuder, hvor lasten regnes at angribe i stringersystemet.

Det første skridt i fremgangsmåde for stringerberegninger er, at kontrollere for et ydre ligevægt. Er dette kontrolleret, bestemmes om systemet er statisk ubestemt. Dette vil som regel være tilfælde, hvilket betyder at der er et antal overtallige forskydningsspændinger, som frit kan vælges. Hvor mange spændinger der frit kan vælges, bestemmes af udtrykket nedenunder.

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



hvor	
Κ	er antallet af knudepunkter
F	er antallet af hulfelter, der er stringeromkransede og sammenhængende
<i>S</i> ₁	er antallet af stringerlinjer gående fra rand til rand, idet hullers kanter
	også tæller som rand
<i>S</i> ₂	er antallet af stringerlinjer, der i hele deres forløb følger en rand
R	er antallet af reaktioner

Dernæst indlægges forskellige snit i stringersystemet for at finde forskydningsspændinger i de enkle felter ved ligevægtsligninger. Hvor der indgår flere end en ubekendt, er det nødvendigt at vælge en forskydningsspænding. Antallet af valg er styret af ovenstående beregning. Ved et godt valg af snit i stringersystemet kan antallet af overtallige forskydningsspændinger reduceres.

Efter forskydningsspændinger i de enkle felter er bestemt, bestemmes stringerkræfterne. Det gøres ved at se på hver enkelt stringer, hvor forskydning og en kraft i hver deres ende optegnes. Herefter beregnes stringerkraften ved ligevægtsligninger.

Forskydningsspændinger og stringerkræfter regnes med fortegnsdefinition som vist på Figur 23. Er stringerkraften positiv, er der tale om en trækstang, mens en negativ kraft angiver en trykstang.



Figur 23: Viser fortegnsdefinitionen for forskydningsspændinger og stringerkræfter.

Når alle stringerkræfter er bestemt, ses på det dimensionsgivende tilfælde for trækstringere, trykstringere og forskydningsfelter. Derudfra bestemmes den nødvendige armering for dækskiven.

Beregninger i forbindelse med stringermetoden fremgår af *Appendiks A3.2.* Resultatet af beregninger er vist i Tabel 6 for forskydningsspændinger i de enkle forskydningsfelter og i Tabel 7 for stringerkræfter i de enkle knuder. I Tabel 7 har trækkræfter positivt fortegn, mens trykkræfter har negativt fortegn. De kursive, fede kræfter hører til stringer i randen af dækskiven. Begge tabeller haves på den næste side.



	Forskydningsspændinger				
$ au_{\mathrm{A}}$	0,1085	MPa	$ au_{ m L}$	-0,1119	MPa
$ au_{ m B}$	-0,0191	MPa	τ_{M}	-0,4918	MPa
$\tau_{\rm C}$	-0,1469	MPa	$\tau_{\rm N}$	0,0779	MPa
$ au_{ m D}$	-0,2489	MPa	$\tau_{\rm O}$	-0,0090	MPa
$ au_{\mathrm{E}}$	0,1804	MPa	$ au_{ m P}$	0,0200	MPa
$ au_{ m F}$	0,1275	MPa	$ au_{Q}$	-0,1143	MPa
$ au_{ m G}$	-0,0659	MPa	τ_{R}	-0,0100	MPa
$ au_{ m H}$	-0,1031	MPa	$ au_{ m S}$	0,1000	MPa
$\tau_{\rm I}$	0,0100	MPa	τ_{T}	-0,1446	MPa
$\tau_{\rm J}$	-0,1119	MPa	$ au_{\mathrm{U}}$	-0,0100	MPa
$\tau_{\rm K}$	0,0100	MPa			

Projektering af "Kommandobroen" i Hvide Sande

Tabel 6: Viser forskydningsspændinger i stringersystemet bestemt i *Appendiks A3* under afsnit *A3.2.4*.

Stringerkræfter i x-retning		Stringerkræfter i y-retning					
Knude	Kraft	Knude	Kraft	Knude	Kraft	Knude	Kraft
S_{x1}	35,75	\mathbf{S}_{x22}	-12,05	S _{y9}	60,88	S _{y3}	-68,78
S _{x2}	6,42	S _{x23}	-106,47	S _{y18}	-15,66	S _{y12}	67,62
S _{x3}	-8,27	\mathbf{S}_{x24}	-72,02			S _{y20}	-3,03
\mathbf{S}_{x4}	36,74	S_{x25}	0,00	S_{y8}	-90,03	S _{y24}	-73,68
S _{x5}	99,25			S _{y17}	0,00	S _{y28}	-98,41
$\mathbf{S}_{\mathbf{x6}}$	42,14	$\mathbf{S}_{\mathrm{x26}}$	0,00			\mathbf{S}_{y32}	-38,31
\mathbf{S}_{x7}	-42,45	$\mathbf{S}_{\mathrm{x27}}$	98,26	\mathbf{S}_{y7}	-90,09	S _{y36}	0,00
\mathbf{S}_{x8}	-53,46	\mathbf{S}_{x28}	0,70	S _{y16}	0,00		
S _{x9}	0,00	S _{x29}	0,00			S _{y2}	-26,22
				$\mathbf{S}_{\mathbf{y6}}$	-71,95	\mathbf{S}_{y11}	0,00
$\mathbf{S}_{\mathrm{x10}}$	37,49	$\mathbf{S}_{\mathbf{x}30}$	0,00	S_{y15}	0,00		
\mathbf{S}_{x11}	69,67	\mathbf{S}_{x31}	15,36			\mathbf{S}_{y1}	45,95
\mathbf{S}_{x12}	86,59	\mathbf{S}_{x32}	0,00	S_{y5}	161,85	$\mathbf{S}_{\mathrm{y10}}$	-26,74
S _{x13}	2,05	S _{x33}	0,00	\mathbf{S}_{y14}	-140,88	S _{y19}	-20,94
\mathbf{S}_{x14}	-99,25			\mathbf{S}_{y21}	-76,02	S _{y23}	-15,15
$\mathbf{S}_{\mathrm{x15}}$	-42,14	\mathbf{S}_{x34}	-61,19	\mathbf{S}_{y25}	-11,17	$\mathbf{S}_{\mathrm{y27}}$	147,00
\mathbf{S}_{x16}	42,45	\mathbf{S}_{x35}	-80,39	S _{y29}	-8,61	\mathbf{S}_{y31}	69,62
$\mathbf{S}_{\mathrm{x17}}$	53,46	S_{x36}	-7,00	S _{y33}	-2,85	\mathbf{S}_{y35}	0,00
$\mathbf{S}_{\mathrm{x18}}$	0,00	S _{x37}	0,00	S _{y37}	0,00		
						\mathbf{S}_{y22}	115,68
S _{x19}	0,00			S_{y4}	-37,27	S _{y26}	-24,31
S _{x20}	0,00			S _{y13}	0,00	S _{y30}	-12,79
S _{x21}	0,00					S _{y34}	15,67

Tabel 7: Viser stringerkræfter i stringersystemet bestemt i Appendiks A3 under afsnit A3.2.5.

Både forskydningsspændinger og stringerkræfter er anvendt til dimensionering af tagskivens nødvendige armering. Dimensionering af tagdækkets armering under hensyntagen til vindlasten ført ind i tagskiven fremgår af *Appendiks A3* under afsnit *A3.3*.

I sammenhæng med den foretagende dimensionering af armering, er de fundne armeringsmængder sammenholdt med minimumsarmeringen jf. robusthedskravene. Det kan konkluderes, at minimumsarmeringen giver et tilstrækkelige bæreevne.

For stringerlinjen mellem knude 23 og 27 er der dimensioneret et fladstål. For placering af fladstålet henvises til *C103 - Etagedækplan* og *C104 - Tagdækplan* i projektets tegningsmateriale. En detalje af fladstålet er vist på *C402 - D26* og *C403 - D35*.

Fugearmeringsplanen for den bestemte armering fremgår af Figur 24 og ligeledes af tegninger C103 og C104. Der anvendes den samme fugearmeringsplan for etagedækket, da belastninger er mindre og den dimensionerede armeringsmængde er tilstrækkelig.



Figur 24: Viser fugearmeringsplanen for Kommandobroen. Planen findes ligeledes på tegningerne *C103* og *C104* i tegningsmaterialet.



3.3 Diskussion af den valgte metode

Kommandobroens specielle udformning gør det oplagt at anvende stringermodellen. Modellen har den simple fordel, at den spredte placering af de stabiliserende vægge ikke kræver mere beregningsarbejde end ved bjælkemodellen. Derudover kan bjælkemodellen ikke bruges, da Kommandobroens dæk har en stor spændvidde i forhold til facadelængden, hvorfor der ikke kan antages at plane tværsnit forbliver plane, som er en forudsætning for bjælkemodellen.

Det er valgt at undersøge for vinden nordfra. En undersøgelse i alle retninger vil være nødvendigt, da der kan forekomme stringerkræfter, som vil være større end de fundne kræfter. Dette kan f.eks. skyldes den valgte placering af stringerne eller reaktionerne ført til de stabiliserende vægge.

Det kan diskuteres ved det valgte stringersystem, som fremgår af Figur 21, om den valgte inddeling i stringerfelter er tilstrækkelig. En finere inddeling vil give fordelen af tage endnu bedre hensyn til, at vinden virker som linjelast i dækskiven. Det vil dog samtidige medføre, at der fås flere ubekendte forskydningsspændinger som skal vælges.

Derudover står det til diskussion om det er fornuftigt, at flytte lasterne i knuderne til en side af stringersystemet, nemlig stringerlinjen 1 til 9, vist på Figur 22. Samtidig er reaktionerne, ført til de stabiliserende vægge, indsat som punktlaster og flyttet i knuderne, hvor der enten er laster i forvejen eller i randen af stringersystemet. Dette giver en fordel ved ligevægtsberegningen for hele systemet, idet der kun anvendes sammenlagte laster. Dog kan det virke urimeligt ved stringerberegningen, da stringerkræfter er betydelige større i knuderne med de koncentrerede laster end i knuderne hvor de stabiliserende vægge står og belastningen virker. Med de nuværende beregninger er stringersystemet dimensioneret på den konservative side. Derfor ville en beregning med en bedre placering af belastningerne ført i dækskiven give et resultat, som ligger tættere på virkeligheden. Reaktionerne til de stabiliserende vægge kunne også indsættes som forskydningskræfter langs stringerne. Dette vil yderligere bidrage til et mere nøjagtigt resultat, der ligger tættere på dækskivens bevægelse under belastning.

Valget af forskydningsspændinger er ligeledes noget, som kan diskuteres. De valgte forskydningsspændinger har relative lave værdier i forhold til de andre spændinger i stringersystemet. Dog er valget i orden, da ligevægtsligningerne overholdes. Den eneste mulighed der haves for at vælge nogle "fornuftige" forskydningsspændinger er, at der kontrolleres for urimelige mange fortegnsskift ved stringerkræfter eller disse har et fortegn, man ikke vil forvente⁹. Det er forsøgt at overholde dette så vidt som muligt, men kunne ikke overholdes alle steder.

En anden sag er at der er muligt at indsætte flere forbindelser mellem Etape 1 og Etape 2. Det vil give en bedre lastoverføring mellem Etape 1 og Etape 2, men vil kræve flere

⁹ [5], afsnit 12.5

stålbeslag fastgjort til huldækkene eller en anden løsning i form af udstøbte kanaler eller tilsvarende. Det nuværende stringersystem koncentrerer lasterne i randarmeringen og omkring KB-bjælken. Disse ville reduceres ved en bedre forbindelse mellem begge etaper.



3.4 Delkonklusion til betonelementprojektering

I de foregående afsnit blev betonelementprojektet af Kommandobroen behandlet. Der blev afgrænset fra en eftervisning af huldækkenes bæreevne og en undersøgelse af vægelementernes bæreevne.

Betonelementprojektering omfattede en undersøgelse af robusthedskravene til Kommandobroens trækforbindelsessystem. Ved betonnormens krav blev de mindst mulige dimensioner af armeringen i dækskiverne fastsat, så Kommandobroens stabilitet stadigvæk er givet for tilfældet af et lokalbrud. Minimumsarmeringsmængderne fremgår af Tabel 8.

Trækforbindelse	Valgt armering
Randarmering	2 Y14
Interne trækforbindelser	1 Y10 U-bøjle pr. 1,2 m
Interne trækforbindelser (ved KB-bjælke)	2 Y14
Vandrette trækforbindelser (strittere i vægge)	Y8 pr. 300 mm
Vandrette trækforbindelser (strittere i søjler)	4 Y8
Vandrette trækforbindelser (bøjler)	1 Y10 U-bøjle pr. 1,2 m
Tabel 8: Viser minimumsarmeringen fundet ud	fra robusthedskravene.

Udover minimumskravet blev dækskivernes armering undersøgt for den dimensionsgivende belastning som vindlasten udgør for Kommandobroen. For det nærværende projekt blev det valgt, kun at undersøge for den største vindlast på grund af projektets tidsramme.

Det blev valgt at anvende stringermodellen til dimensionering af armeringen på grund af Kommandobroens asymmetriske udformning. For stringermodellen blev dækskiven opdelt i forskydningsfelter omkranset af idealiserede tryk- og trækstænger. Kraften i disse stænger og de beregnede forskydningsspændinger i de enkle felter blev anvendt til dimensionering af armeringen og eftervisning af dækskivens bærevene med hensyn til en skivekraft. Ved dimensionering af dækskiven blev det eftervist, at armeringsdimensionerne anført i Tabel 8 kan optage den forekommende belastning i dækskiven.

Det kan derfor konkluderes for betonelementprojekteringen, at minimumskravene fastsat i betonnormen giver en tilstrækkelig armeringsmængde i tagskiven. Armering i etageskiven er valgt ens med armering i tagskiven.

Idet stringermodellen indeholdt en stringer på tværs af huldækkenes bæreretning, blev der dimensioneret et fladstål som fastgøres til dækkene ved hjælp af ekspansionsanker. En detalje af fladstålet haves på tegninger *C402 - D26* og *C403 - D35*.

Der haves ligeledes tegninger af etage- og tagskiven i projektets tegningsmateriale på tegning C103 og C104. Derudover fremgår detaljer til begge dækplaner af tegningerne C402 og C403.



4 Stålprojektet af Kommandobroen

I dette hovedafsnit undersøges konstruktionen til Kommandobroens ophængte karnapper. Det er valgt for nærværende projekt kun at se på karnappen i Kommandobroens sydlige facade, da disse yderligere påvirkes af en dynamisk last.

Karnappens statiske system bestemmes i det første afsnit 4.1 Valg af det statiske system. Herefter følger en dimensionering af den overordnede konstruktion af karnappen. Dette fremgår af afsnit 4.2 Dimensionering af karnappen. Det er ligeledes valgt at undersøge en udvalgt samlingsdetalje af karnappen som fremgår af afsnit 4.3 Detaildimensionering af karnappen.

Da karnappen i den sydlige facade kan udsættes for rytmisk belastning, undersøges karnappen for dynamiske laster. Af afsnittet 4.4 *Responsundersøgelse af karnappen* fremgår denne undersøgelse.

Til sidst følger en sammenligning af karnapkonstruktionen fra udbudsprojektet og det nærværende projekt i afsnit 4.5 Diskussion af karnappens stålkonstruktion.

4.1 Valg af det statiske system

For karnapperne af Kommandobroen er det valgt, at anvende stålrammer til den bærende konstruktion. Disse skal fastgøres til Kommandobroens betonkonstruktion. Da betonkonstruktionen bedst kan optage en vandret last ført i dækskiverne og en lodret last ført ind i vægelementerne, er det valgt at anvende en 2-charniers ramme med momentstive rammehjørner. Det statiske system for karnapperne ses på Figur 25.



Figur 25: Viser det statiske system for karnappernes stålramme.



Det er valgt for den øverste understøtning, at opdele i to understøtninger, der kun kan optage hhv. en lodret last i knude 5 og en horisontal last i knude 6.

Valget af det statiske system medfører, at momentet i rammehjørnerne bliver større end for en indspændt stålramme. Som tidligere nævnt, er det dog ikke valgt at regne med en indspænding som understøtning, idet samlingen til betonkonstruktionen ikke kan udføres med fuld momentstivhed.

Det statiske system medfører ligeledes at det bliver nødvendigt at forstærke rammehjørnerne, så der haves en bedre udnyttelse af elementerne, der indgår i stålrammen. Dette behandles i det næste afsnit.

Der ses bort fra dimensionering af karnappens fastgørelser til betonkonstruktionen. Ligeledes ses der bort fra dimensionering af elementerne mellem knude 4 og 5 samt 5 og 6. Resultaterne for snitkraftberegninger og udbøjninger af karnappen baserer dog på en beregning af det på Figur 25 viste statiske system.



4.2 Dimensionering af karnappen

I det følgende afsnit dimensioneres karnappen med det valgte statiske system. De karakteristiske laster til dimensionering af stålrammen fremgår af *Appendiks A1*. Alle beregninger til dimensionering af karnappen fremgår af *Appendiks A4.1*.

Af det samme appendiks fremgår de dimensionsgivende laster. Da karnappen påvirkes af en karakteristisk nyttelast på $q_k = 5,0 \ kN/m^2$ og de øvrige laster er mindre i forhold til denne last, er det dimensionsgivende lasttilfælde for brudgrænsetilstanden bestemt til, at nyttelasten regnes som dominerende last.

Snitkræfterne til dimensionering af karnappens stålramme i brudgrænsetilstanden er valgt at bestemme ved et FEM-program. Til alle beregninger er her anvendt *Analysis for Windows*. Snitkræfterne kan eksempelvis også bestemmes ved deformationsmetoden¹⁰. Deformationsmetoden er dog ikke anvendt, da metoden vil kræve en del håndberegninger. Derudover er Analysis bedre egnet til bestemmelse af nedbøjninger i anvendelses-grænsetilstanden.

På Figur 26 ses snitkraftkurverne for bøjningsmomentet, forskydningskraften og normalkraften. På baggrund af disse snitkraftkurver er rammekonstruktionen dimensioneret.



Figur 26: Viser snitkraftkurverne for karnappens stålramme i brudgrænsetilstand. En større udgave af kurverne fremgår af *Appendiks A4.1.2*.

Som udgangspunkt er stålrammen eftervist for følgende profiler:

- HE280B til gulv- og konstruktionen
- RHS200x120x12 til fronten
- Udfligning af RHS200x120x12 + tildannet RHS profil

Udnyttelsen af de enkle stålprofiler ligger mellem 16 % og 34 % i brudgrænsetilstanden jf. beregninger i *Appendiks A4.1.4 Dimensionering i brudgrænsetilstand*.

For anvendelsesgrænsetilstanden fastsætter bygherre som regel kravet til nedbøjningen. Normen kan give vejledende værdier for bestemte konstruktioner og det er ingeniørens opgave at rådgive bygherre om acceptable nedbøjninger. Der er ikke fundet en vejledende værdi for karnappen i normen, dog er det fra projektrådgiverens side valgt at anvende et nedbøjningskriterium på l/400. Kravet svarer en tilladelig nedbøjning på 6,8 mm for gulvbjælken. Ved et byggemøde gav bygherre udtryk for, at større nedbøjninger tolereres. Derved blev nedbøjningskriteriet fastlagt på 8 mm.

Ved FEM-beregninger og lastkombinationerne i anvendelsesgrænsetilstanden er den største udbøjning bestemt til 4,3 mm i knude 7. Sammenholdes kravet med nedbøjningskriteriet fra bygherre og rådgiver konstateres det, at kravet er overholdt.

En konstruktionstegning af den dimensionerede karnap fremgår af tegning C201 - Karnap v. fitness.



4.3 Detaildimensionering af karnappen

Til dimensionering af karnappens stålrammekonstruktion tilhører også en dimensionering af rammens samlinger. På grund af projektets tidsramme er det valgt, kun at undersøge en samlingsdetalje af karnappen. Der undersøges samlingen i knude 2, hvor gulvbjælken mellem knuderne 1 og 2 samles med fronten af karnappen, som går fra knude 2 til 3.

En skitsering af samlingen er vist på Figur 27. Det bemærkes dog, at samlingsdetaljen eftervises uden de skraverede afstivninger, som er svejst til kroppen af HEB-profilet. Derudover ses der bort fra dimensionering af sammensvejsning af RHS-profilerne til udfligningen.



Figur 27: Viser en skitsering af samlingsdetaljen i rammehjørnet.

For detaljens dimensionering forudsættes, at momentet og normalkraften føres i flangerne af HEB-profilet og RHS-profilet. Ved beregningen antages det ligeledes, at flangekræfterne i RHS-profilet overføres til kropsfeltet alene ved forskydning. Kropsfeltet vil så overføre forskydningskræfterne i flangerne af HEB-bjælken og ender i understøtning i knude 1.

Beregninger til dimensionering af samlingens elementer, herunder afstivningspladerne og svejsninger, fremgår af *Appendiks A4.4*. En tegning af detaljen med de anviste dimensioner vist på tegning *C201 - Karnap v. fitness*, som er vedlagt projektets tegningsmateriale.



4.4 Responsundersøgelse af karnappen

Da karnappen i den sydlige facade befinder sig ved et fremtidige fitnesscenter, skal der regnes med at konstruktionen udsættes for en rytmisk personlast. Til dimensionering af karnappen med hensyn til den dynamiske last, er karnappens egenfrekvens bestemt og beregninger og forudsætninger fremgår af Appendiks *A4.3*.

Karnappens egenfrekvens er bestemt for et dynamisk system med én frihedsgrad, dvs. at svingningen kun sker med en svingningsform, nemlig den statiske udbøjningsform af karnappen, som er vist på Figur 28.



Figur 28: Viser svingningsformen for karnappen.

Ved at betragte karnappens dynamiske system som SDOF-system¹¹ antages det, at den svingende masse virker i et punkt. Lastformen, altså om der regnes med en linjelast eller punktlast, har indflydelse på egenfrekvensen. Dette er vist med beregninger i *Appendiks* A4 under afsnit A4.3.2 for en punktlast på 1 kN og en linjelast på 1 kN/m.

Ligesom den medsvingende masse har indflydelse på egenfrekvensen, giver en stor fjederkraft, i det her tilfælde stålrammens stivhed, en højere egenfrekvens. Karnappens stivhed er bestemt ud fra udbøjningen og lasten, udbøjningen fremkaldes af. Udbøjningen er bestemt ved FEM-beregninger.

Egenfrekvensen af karnappen er bestemt til 9,3 Hz. Denne egenfrekvens er beregnet under forudsætningen af, at der skal medtages et tillæg til den medsvingende masse. Der gælder nemlig for lette gulvkonstruktioner, at skal der regnes med en minimumsvægt fra hver person på 30 kg som et tillæg til den svingende masse¹². Da gulvkonstruktionen

¹¹ Til litteratur vedrørende dynamik og tilhørende begreber henvises til [4].

¹² [12], afsnit 7.3



af karnappen med en egenvægt på ca. 90 kg/m² er forholdsvis let sammenlignet med en etageadskillelse bestående af huldækelementer, tages tillægget med i regning.

Med den bestemte egenfrekvens er karnappen undersøgt for den rytmiske personlast, hvor en statisk ækvivalent last og spredningen på konstruktionens acceleration er bestemt. Beregninger fremgår af afsnit *A4.3.3 Lastvirkning af den rytmiske personlast*.

Det er almindeligt at undersøge en konstruktion for to forskellige bevægelsesfrekvenser for personer. I det ene tilfælde undersøges for den største bevægelsesfrekvens på 3 Hz. I det andet tilfælde undersøges for en bevægelsesfrekvens, som fremkalder resonans af konstruktionen. Denne vælges således, at bevægelsesfrekvensen ligger imellem 0,5 og 3 Hz og er en multiple værdi af konstruktionens egenfrekvensen. For tilfældet af resonans gælder at:

 $j \cdot n_p = n$

hvor

n_p	er personernes bevægelsesfrekvens
n	er konstruktionens egenfrekvens

Som beskrevet under afsnit A1.6.1 Bestemmelse af den karakteristiske rytmiske personlast vælges j ikke større end 3.

Da karnappens egenfrekvens ligger på 9,3 Hz og dermed er større end 3 gange 3 Hz, er der kun undersøgt for den største bevægelsesfrekvens.

Med hensyn til den statiske ækvivalente last er lasten beregnet til $F_S = 3,53 \ kN/m^2$. Lasten betragtes som nyttelast og sammenholdes den ækvivalente last med nyttelasten i projektets nyttelastkategori C4 ses, at den statiske ækvivalente last er mindre end karakteristiske statiske nyttelast $q_{k,C4} = 5 \ kN/m^2$, bestemt i *Appendiks A1.3*.

Spredningen på karnappens acceleration er bestemt til ca. 15 % af tyngdeaccelerationen for den største bevægelsesfrekvens for personerne.

Ses på kravene for konstruktioners egenfrekvens og acceleration, er disse fastsat i det danske anneks DS/EN 1990 DK NA:2013 og fremgår af Tabel 9.



Konstruktion	Last	Normalt tilfreds- stillende funktion	Ofte ikke- tilfredsstillende	Grænseacceleration i % af tyngdeacce-
			funktion	leration
Tribuner, fitnesscen- tre, sportshaller og forsamlingslokaler	Rytmisk personlast	<i>n_e</i> > 10 Hz	<i>n_e</i> < 6 Hz	10 %
Boliger	Ganglast	$n_e > 8 \text{ Hz}$	$n_e < 5 \text{ Hz}$	0,1 %
Kontorlokaler	Ganglast	$n_e > 8 \text{ Hz}$	$n_e < 5 \text{ Hz}$	0,2 %
	1	1 1 11	1 1 0 1 / 1	1 4 4 1 4

Projektering af "Kommandobroen" i Hvide Sande

NOTE – Egenfrekvenser og accelerationer beregnes under normal brug, hvor den fluktuerende last typisk er væsentligt mindre end lasten svarende til den kvasipermanente kombination specificeret i afsnit 6.5.3 i DS/EN 1990.

Tabel 9: Viser erfaringstal for acceptable egenfrekvenser og grænseaccelerationer. Kilde: [14]

Det ses, at egenfrekvensen for karnappen skal ligge på over 10 Hz for at give normalt tilfredsstillende funktion, da der er tale om et fitnesscenter. Spredningen på konstruktionens acceleration må ikke overskride grænseaccelerationen på 10 % af tyndeaccelerationen. Kravet om egenfrekvensen kan anvendes, når der ikke udføres en detaljeret undersøgelse af konstruktionen. For det tilfælde hvor der udføres en mere detaljeret undersøgelse, anvendes kravet om accelerationen. For det aktuelle projekt forsøges det dog at overholde begge krav.

Både karnappens egenfrekvens og spredningen på accelerationen overholder ikke kravene anført i Tabel 9. Det bemærkes dog, at der ikke er taget hensyn til stivheden stammende fra samlinger, først og fremmest i rammehjørnerne, og stivheden fra fastgørelsen til betonkonstruktionen. Fastgørelse til betonkonstruktionen kan ikke helt udføres som charnier, hvorfor der kan forventes en vist momentoverførsel. Derudover ses bort fra stivheden som hidrører fra gulv- og tagkonstruktionen.

Der er ligeledes regnet på den konservativ side ved den medsvingende masse, hvor der er antaget at al masse medsvinger i knude 2. Derved er den beregnede egenfrekvens lavere end den "reelle" egenfrekvens. Derfor må det forventes, at egenfrekvensen ligger over 10 Hz.

Med en større stivhed og en større egenfrekvens vil ligeledes spredningen på karnappens acceleration overholde kravet. Derfor accepteres resultaterne fra karnappens responsundersøgelse.

4.5 Diskussion af karnappens stålkonstruktion

For karnappens stålrammekonstruktion kun det konstateres i både brud- og anvendelsesgrænsetilstanden, at der haves en relativ lav udnyttelse af de anvendte stålprofiler. Dette skyldes at responsundersøgelsen af karnappen har været styrende for karnappens dimensioner.

I udbudsprojektet blev karnappen i den nordvestlige del af Kommandobroen undersøgt i brud- og anvendelsesgrænsetilstanden, da der haves et større lastopland. Her har det været bygherrernes udbøjningskriteriet på 8 mm, som har været dimensionsgivende for karnappen. Da karnappen ikke udsættes for en særlig dynamisk påvirkning, er karnappens konstruktion dimensioneret til de samme profiler, som er eftervist i nærværende projekt, altså:

- HE280B til gulv- og konstruktionen
- RHS200x120x12 til fronten
- Udfligning af RHS200x120x12 + tildannet RHS profil

Sammenholdes den dimensioneret karnap med karnappen fra udbudsprojektet kan det konstateres, at den dynamiske påvirkning af karnappen har medført de samme dimensioner.

Af responsundersøgelsen fremgår, at både karnappens egenfrekvens og spredningen af accelerationen ikke overholder de beskrevne krav. For at få en nøjagtigere beregning kunne karnappens konstruktion betragtes ved et andet dynamisk system. Et system med flere frihedsgrader vil give et resultat som ligger tættere på den "reelle" egenfrekvens. En sådan MDOF-betragtning er dog set bort fra i det nærværende projekt på grund af tidsrammen.



4.6 Delkonklusion til stålprojektet af Kommandobroen

I de foregående afsnit er karnappens stålrammekonstruktion undersøgt. Det er valgt for det nærværende projekt kun at undersøge karnappen i den sydlige facade, da denne yderligere udsættes for en rytmisk personlast.

Karnappen blev undersøgt i brud- og anvendelsesgrænsetilstanden. Det kan konstateres at de valgte profiler har tilstrækkeligt bæreevne, så der hverken haves brud eller stabilitetssvigt. Anvendelseskriteriet er overholdt, idet den dimensionsgivende udbøjning er cirka det halve af kravet på 8 mm, som er fastsat af bygherrerne. Tegninger *C200 - Karnap v. restaurant* og *C201 - Karnap v. fitness* viser Kommandobroens karnapper i hhv. den nordvestlige facade og den sydlige facade.

På grund af den dynamiske belastning af karnappen er der udført en responsundersøgelse af karnappen. Af denne fremgår, at karnappens egenfrekvens ligger på 9,3 Hz, som ikke overholder kravet på 10 Hz, som giver tilfredsstillende funktion. Derudover ligger spredningen på karnappens acceleration med 15 % af tyngdeaccelerationen over den tilladelige spredning på 10 %. Idet der er regnet konservativt ved de anvendte stivheder og placering af den medsvingende masse anses det, at kravene alligevel overholdes.

For at være sikker på resultatet af responsundersøgelsen, kræves der en nærmere beregning af karnappens egenfrekvens. Dette kunne være i form af et MDOF-system, altså med flere frihedsgrader end én, eller ved en FEM-undersøgelse med ANSYS. Da projektets tidsramme har været begrænset, har en nærmere undersøgelse ikke været mulig.



5 Konklusion

5.1 Dansk konklusion

I dette projekt blev der udført en delvis projektering af betonelementbyggeriet "Kommandobroen" i Hvide Sande. Under hensyntagen til bygherrernes krav og arkitektgrundlaget fra arkitektfirmaet C. Bødtker, blev der set på hovedstabiliteten, betonelementprojektet og stålprojektet af Kommandobroen.

Hovedstabiliteten af Kommandobroen blev analyseret for den dimensionsgivende vandrette last, som er bestemt til at være vindlasten på facaderne. Den største vindlast føres i tagskiven, da det blev antaget at vindlasten på fremtidige penthouse lejligheder føres ind i tagskiven.

Som udgangspunkt er der projekteret med vægmoduler på 3600 mm i bredden og en højde fra fundament til tagdæk for bagpladen. Forpladen af elementerne reduceres af betonsokkelen, som udgør en del af Kommandobroens højvandssikring.

Til hovedstabiliteten blev den største del af ydervæggene udpeget til det stabiliserende system. Derudover blev der inddraget den indvendige betonskillevæg, som adskiller Etape 1 fra Etape 2. Vindlasten blev fordelt til de stabiliserende vægge vha. alfametoden, som tager hensyn til Kommandobroens asymmetri og at der forekommer rotation af systemet. α -metoden blev revideret, da mere end 50 % af den samlede last blev overført til en stabiliserende væg. Derudover kunne der konstateres stabilitetsproblemer for vægelementerne i den oprindelige lastfordeling. Med hensyn til de fastsatte krav blev det nødvendigt at forankre 3 vægge vha. indstøbt armering, som fastholder vægelementerne til fundamentet.

I betonelementprojektet blev dækskiverne undersøgt for robusthedskravene anført i betonnormen, som har fastsat minimumsarmeringen. Derudover blev tagskiven undersøgt for den dimensionsgivende vandrette belastning. Til projektering af armering med henblik på vindlasten blev der anvendt stringermodellen, hvor armeringen og dækskiven blev undersøgt for hhv. træk- og trykkræfter samt forskydningsspændinger. Det kan konkluderes, at minimumsarmeringen opfylder kravene til armeringsmængden som stilles i det dimensionsgivende lasttilfælde. En dæk- og fugearmeringsplan med tilhørende detaljer er vedlagt tegningsmaterialet og fremgår af tegningerne *C103 - Etagedækplan*, *C104 - Tagdækplan*, *C402 - Detaljer - Etagedæk* og *C403 - Detaljer - Tagdæk*.

Stålprojektet omhandlede en dimensionering af de ophængte karnapper i den sydlige facade af Kommandobroen. Som udgangspunkt blev der projekteret med en 2-charniers stålramme, som fastgøres til betonkonstruktionen. Ved dimensioneringen kunne det konstateres, at nyttelasten er dimensionsgivende og de valgte dimensioner overholder kravene i både brud- og anvendelsesgrænsetilstanden.



Udover dimensioneringen af den overordnede stålrammekonstruktion blev der foretaget en detaildimensionering af en samling i et rammehjørne. Her blev det antaget at momentet og normalkraften føres i flangerne og optages ved forskydning i kroppen af bjælken, som ligger i gulvkonstruktionen. For samlingen blev der dimensioneret afstivninger og svejsninger.

Da karnappen er udsat for en dynamisk påvirkning i form af en rytmisk personlast, blev der foretaget en responsundersøgelse af konstruktionen. Det blev antaget, at karnappens dynamiks system kan modelleres som SDOF-system, hvor al egenlast plus et tillæg fra personer regnes at svinge i det yderste punkt af gulvkonstruktionen. Desuden blev der ikke regnet med stivheden fra fastgørelsen til betonkonstruktionen, fra gulvkonstruktionen og samlinger.

Egenfrekvensen af karnappen er bestemt til 9,3 Hz, som ligger under kravet fastsat i normen. Derudover ligger spredningen med 15 % af tyngdeaccelerationen over kravet. Det forslås at udføre en nøjagtigere undersøgelse ved f.eks. et MDOF-system eller en FEM-beregning under hensyntagen til den større stivhed og en fordelt masse. Det forventes at kravene ved en nærmere undersøgelse overholdes.

En konstruktionstegnings af karnappen og en detalje af den dimensionerede samling er vedlagt i projektets tegningsmateriale og fremgår af tegning *C201 - Karnap v. fitness*.



5.2 English conclusion

In this project was carried out a partial design of "Kommandobroen", a concrete members construction in Hvide Sande, Denmark. With respect to the builder's requirements and the architectural basis of the architectural firm C. Bødtker, the main stability, the project of concrete members and the steel project of Kommandobroen was carried out.

The main stability of Kommandobroen was assayed for the horizontal design load, which is determined to be the wind load on the facades. The largest wind load is led in the roof diaphragm, as it was assumed that the wind load on future penthouses leads to the roof diaphragm.

There is basically designed with wall modules of 3600 mm in width and a height from foundation to roof deck for the backboard. The front board of elements is reduced by the concrete plinth which constitutes a part of Kommandobroen's flood protection.

To main stability the largest part of the outer walls were designated for the stabilizing system. In addition, the interior concrete partition wall, which separates Phase 1 from Phase 2, was involved. The wind load was distributed to the stabilizing walls using alpha method, which takes account of the asymmetry of Kommandobroen and the presence of rotation of the system. α method was revised since more than 50 % of the total load was transferred to one supporting wall. In addition, stability problems for the wall elements could be observed for the original load distribution. With respect to the prescribed re-quirements, it was necessary to anchor 3 walls using embedded reinforcement, which keeps the wall elements to the foundation.

In concrete member project the roof deck was assayed for the requirements of robustness specified in concrete norm, which has determined the minimum reinforcement. Additionally the roof diaphragm was assayed for the horizontal design load. The roof diaphragm was analyzed with a method called "stringermetode" to design of reinforcement for tensile and compressive forces. The concrete deck was assayed for shear stresses. It can be concluded that the minimum reinforcement fulfils the requirements of reinforcement amount for the design load case. A plan for the roof and floor deck is attached as well as related details to the drawings and is shown on the following drawings: *C103 - Etagedækplan, C104 - Tagdækplan, C402 - Detaljer - Etagedæk* and *C403 - Detaljer - Tagdæk*.

The steel project dealt with the design of the suspended bays in the south facade of Kommandobroen. There was designed with a 2-charnier steel frame as a starting point. The steel frame is fastened to the concrete structure. During the design it was found, that the imposed load is rewarding the dimensions of the steel frame. The selected dimensions complies the requirements of both the ultimate and the serviceability limit state.



In addition to the design of the steel frame structure, there was a detailed design of a joint in the steel frame corner. Here, it was assumed that the bending moment and the axial force leads in flanges and is transferred to the body of the beam, which is located in the floor construction, by shear. There was designed stiffeners and welds to the joint.

The bay is exposed to a dynamic effect in the form of a rhythmic person load. Therefore a response study of the structure was carried out. It was assumed that the dynamic system of the bay can be modeled as a SDOF-system, where all self-weight with an addition for imposed load is considered to swing in one point of the floor construction. Furthermore, there is not considered stiffness of the attachment to the concrete structure, of the floor structure and of the joints.

The natural frequency of the bay is destined to 9,3 Hz, which is below the requirement specified in the standard. Additionally the spread of structures acceleration is with 15 % of the gravitational acceleration above the requirement. It is proposed to perform an accurate study of the steel frame, for example with a MDOF-system or a FEM calculation. To this study it should taking into account the greater stiffness and a better distributed mass. It is expected that the requirements complies with a refined inspection.

A drawing of the bay structure and a detail of the designed joint is enclosed in the project drawings and is shown on the drawing *C201 - Karnap v. fitness*.



Appendiks til

Projektering af "Kommandobroen" i Hvide Sande

Indholdsfortegnelse til Appendiksdelen

Appendiks A1 – Lastopgørelse	A3
A1.1 Bestemmelse af egenlast	A3
A1.2 Egenlastopgørelse til den vandrette masselast	A6
A1.3 Bestemmelse af nyttelast	A9
A1.4 Bestemmelse af snelast	A10
A1.5 Bestemmelse af vindlast	A13
A1.5.1 Bestemmelse af peakhastighedstryk	A13
A1.5.2 Bestemmelse af formfaktorer til vindlast på karnap	A18
A1.6 Bestemmelse af den rytmiske personlast	A20
A1.6.1 Bestemmelse af den karakteristiske rytmiske personlast	A20
A1.6.2 Bestemmelse af den ækvivalente statiske personlast	A22
A1.6.3 Bestemmelse af konstruktionens acceleration	A24
Appendiks A2 - Hovedstabilitet af Kommandobroen	A25
A2.1 Bestemmelse af vindlastresultanten	A25
A2.2 Bestemmelse af lastresultant for den vandrette masselast	A28
A2.3 Bestemmelse af vindlast ført i etage- og tagskive	A30
A2.4 Bestemmelse af de relative stivheder for de stabiliserende vægge	A32
A2.5 Bestemmelse af lastfordeling til Etape 1 og Etape 2	A36
Appendiks A3 – Betonelementprojektet af Kommandobroen	A37
A3.1 Beregninger til Kommandobroens trækforbindelsessystem	A37
A3.1.1 Periferi-trækforbindelser	A38
A3.1.2 Interne trækforbindelser	A39
A3.1.3 Vandrette trækforbindelser til søjler og/eller vægge	A42
A3.2 Beregninger i forbindelse med stringermodellen	A44
A3.2.1 Beregning af de koncentrerede laster	A45
A3.2.2 Kontrol af ydre ligevægt	A47
A3.2.3 Antal overtallige til stringerberegninger	A48
A3.2.4 Bestemmelse af forskydningsspændinger	A48
A3.2.5 Bestemmelse af stringerkræfter	A51
A3.3 Dimensionering af armering til dækskiven	A54
A3.3.1 Undersøgelse af trækstringere	A54
A3.3.2 Undersøgelse af trykstringere	A55
A3.3.3 Undersøgelse af armering ved KB-bjælke	A56
A3.3.4 Dimensionering af fladstål	A57
A3.3.5 Undersøgelse af forskydningsfelter	A59



Projektering af "Kommandobroen" i Hvide Sande

Appendiks A4 - Stålprojektet af Kommandobroen	A62
A4.1 Dimensionering af karnappen	A62
A4.1.1 De dimensionsgivende laster	A62
A4.1.2 Bestemmelse af snitkræfterne ved FEM-programmet Analysis	A65
A4.1.3 Forudsætninger for dimensionering af karnappen	A68
A4.1.4 Dimensionering i brudgrænsetilstand	A68
A4.1.5 Eftervisning af karnappens stabilitet	A80
A4.1.6 Dimensionering i anvendelsesgrænsetilstanden	A85
A4.2 Dimensionering af karnappens detalje	A86
A4.2.1 Bestemmelse af snitkræfter i rammehjørnet	A86
A4.2.2 Eftervisning af kropsfeltet af HEB-profilet	A88
A4.2.3 Eftervisning af endeplade og afstivning	A90
A4.2.4 Dimensionering af svejsninger til rammehjørnet	A92
A4.3 Responsundersøgelse af karnappen	A100
A4.3.1 Forudsætninger til responsundersøgelse af karnappen	A100
A4.3.2 Bestemmelse af karnappens egenfrekvens	A101
A4.3.3 Lastvirkning af den rytmiske personlast	A103



Appendiks A1 – Lastopgørelse

Appendiks A1 har til formål, at klarlægge lasterne som skal bruges til projektering af Kommandobroen. Herunder haves egenlast, nyttelast, snelast og vindlast. Derudover bestemmes den rytmisk personlast for dimensionering af karnapkonstruktionen. Appendikset er derfor opdelt i de ovennævnte laster. Derudover bestemmes egenlasten pr. etage for den vandrette masselast. Appendikset indeholder de følgende delafsnit:

- A1.1 Bestemmelse af egenlast
- A1.2 Egenlastopgørelse til den vandrette masselast
- A1.3 Bestemmelse af nyttelast
- A1.4 Bestemmelse af snelast
- A1.5 Bestemmelse af vindlast
- A1.6 Bestemmelse af den rytmiske personlast

A1.1 Bestemmelse af egenlast

I dette afsnit følger egenlaster af de forskellige konstruktionselementer. Til senere egenlastopgørelse for den vandrette masselast anvendes tilfældet, hvor der haves penthouse lejlighederne på tagdækket. Derfor regnes egenvægten uden isolering og tagpap. Egenlasten for penthouse lejligheder på tagdæk er skønt ud fra erfaringsmæssige egenlaster for en trækonstruktion. Tages tagkonstruktionen (1 kN/m^2) ydervæggene (1,0 kN/m^2), skillevæggene (0,5 kN/m^2) og gulv (0,5 kN/m^2) i betragtning, forekommer en egenlast pr. kvadratmeter lejlighed på 4 kN/m^2 rimeligt.

For alle andre konstruktionsdele er egenlasten bestemt i tabellerne nedenfor. For betons egenvægt regnes med 24 kN/m^3 .

	Dimension	Egenvægt [kN/m^2]
Betonhuldæk	270 mm	3,65
Nedstroppet loft	-	0,11
Installationer	-	0,10
I alt		3,86

Egenlast for tagdæk

Tabel 1: Viser egenlast for tagdæk.

Egenlast for etagedæk

	Dimension	Egenvægt $[kN/m^2]$
Gulvklinke	8 mm	0,25
Overbeton	100 mm	2,40
Betonhuldæk	270 mm	3,65
Nedstroppet loft	-	0,11
Installationer	-	0,10
I alt		6,51

 Tabel 2: Viser egenlast for etagedæk.



Egenlast for 150/180 mm terrændæk

	Dimension	Egenvægt [kN/m^2]	
Betonvæg	150 mm/180 mm	3,6/4,32	
I alt		3,6/4,32	

Tabel 3: Viser egenlast for hhv. 150 mm og 180 mm terrændæk.

Egenlast for 480 mm ydervæg

	Dimension	Egenvægt $[kN/m^2]$
Forplade	90 mm	2,16
Isolering	240 mm	0,09
Bagplade	150 mm	3,60
I alt		5.85

Tabel 4: Viser egenlast for 480 mm ydervæg.

Egenlast for 200 mm betonvæg

	Dimension	Egenvægt $[kN/m^2]$
Betonvæg	200 mm	4,80
I alt		4,80

Tabel 5: Viser egenlast for 200 mm betonvæg.

Egenlast for 120 mm skillevægge - stueetage

	Dimension	Egenvægt $[kN/m^2]$
Porebeton	120 mm	0,65
I alt		0,65

Tabel 6: Viser egenlast for 120 mm skillevæg i stueetage.

Egenlast for 120 mm skillevæg - 1. sal

	Dimension	Egenvægt [kN/m^2]
Gipsplade	12,5 mm	0,12
Isolering	95 mm	0,04
Stålskellet c/c 450 mm	100 mm	0,20
Gipsplade	12,5 mm	0,12
I alt		0,48

Tabel 7: Viser egenlast for 120 mm skillevæg på 1. sal.

Egenlast for tag af karnap

	Dimension	Egenvægt $[kN/m^2]$
Tagpap + dampspær	-	0,15
Krydsfiner	16 mm	0,11
Spær	45 x 145 mm	0,09
Isolering	ca. 400 mm	0,14
Spredt forskalling	-	0,02
Nedstroppet loft	-	0,11
Installationer	-	0,10
I alt		0,72

 Tabel 8: Viser egenlast for tag af karnapkonstruktion.



Egenlast for gulv af karnap

	Dimension	Egenvægt [kN/m^2]
Gulv	14 mm	0,10
Undergulv	19 mm	0,13
Isolering	300 mm	0,11
C200 profiler	200 mm	0,15
Spredt forskalling	-	0,02
2 x gips	25 mm	0,25
Eternitbeklædning	_	0,10
I alt		0,86

Tabel 9: Viser egenlast for gulv af karnapkonstruktion.

Egenlast for ydervæg af karnap

	Dimension	Egenvægt [kN/m^2]
Krydsfiner	16 mm	0,11
Spær	45 x 245 mm	0,13
Isolering	250 mm	0,09
Spredt forskalling	-	0,02
1 x gips	12,5 mm	0,12
Eternitbeklædning	-	0,10
I alt		0,57

Tabel 10: Viser egenlast for ydervæg af karnapkonstruktion.



A1.2 Egenlastopgørelse til den vandrette masselast

I det følgende opgøres egenlasten, som skal bruges i forbindelse med den vandrette masselast. Opgørelsen fremgår af de efterfølgende tabeller, hvor der tages et bidrag fra penthouse lejlighederne, 1. sal og stueetagen.

Der er opdelt i en egenlastopgørelse for Etape 1 og en opgørelse for Etape 1 + 2. For begge tilfælde regnes egenlasten af den 200 mm tykke betonvæg som en 480 mm ydervæg. En anden forudsætning for beregninger er, at egenlasten regnes at virke i tyngdepunkterne af elementerne. Dette medfører for egenlasten af dækskiverne, at egenlasten virker i denne skive. For alle vægge betyder det, at der regnes med halvdelen af egenlasten flyttes til dækskiven over og den anden halvdel flyttes til dækskiven under de pågældende vægelementer. For penthouse lejligheder regnes med, at al egenlast virker i tagskiven. En skitsering af lastflytningen er vist på Figur 1.



Figur 1: Viser en skitsering af, hvordan egenlasten fordeles til dækskiverne.


Etape 1

Egenlast fra	Areal	Egenvægt	Egenlast
	$[m^2]$	$[kN/m^2]$	[<i>kN</i>]
Penthouse	470	4,00	1880
Tagdæk	470	3,86	1814
Ydervægge	178	5,85	1039
Skillevægge 1. sal	219	0,48	105
Karnap tag	34	0,72	24
Karnap facade	30	0,57	17
I alt			4879

Tabel 11: Viser egenlasten til den vandrette masselast $\mathrm{A}_{d,3}$ for Etape 1.

Egenlast fra	Areal	Egenvægt	Egenlast		
	$[m^{2}]$	$[kN/m^2]$	[<i>kN</i>]		
Etagedæk	470	6,51	3060		
Ydervægge	348	5,85	2038		
Skillevægge 1. sal	219	0,48	105		
Skillevægge stue	42	0,65	27		
Karnap facade	30	0,57	17		
Karnap gulv	32	0,86	27		
I alt			5274		

Tabel 12: Viser egenlasten til den vandrette masselast $\mathrm{A}_{d,2}$ for Etape 1.

Egenlast fra	Areal	Egenvægt	Egenlast
	[m2]	[kN/m2]	[kN]
Terrændæk	470	3,60	1692
Ydervægge	171	5,85	999
Skillevægge stue	42	0,65	27
I alt			2718

Tabel 13: Viser egenlasten til den vandrette masselast $A_{d,1}$ for Etape 1.



Etape 1 + 2

Egenlast fra	Areal	Egenvægt	Egenlast	
	[m2]	[kN/m2]	[kN]	
Penthouse	815	4,00	3260	
Tagdæk	815	3,86	3146	
Ydervægge	299	5,85	1750	
Skillevægge 1. sal	249	0,48	120	
Karnap tag	107	0,72	77	
Karnap facade	104	0,57	59	
I alt			8413	

 Tabel 14: Viser egenlasten til den vandrette masselast $A_{d,3}$ for Etape 1 + 2.

Egenlast fra	Areal	Egenvægt	Egenlast	
	[m2]	[kN/m2]	[kN]	
Etagedæk	815	6,51	5306	
Ydervægge	587	5,85	3435	
Skillevægge 1. sal	249	0,48	120	
Skillevægge stue	117	0,65	76	
Karnap facade	104	0,57	59	
Karnap gulv	90	0,86	77	
I alt			9072	

Tabel 15: Viser egenlasten til den vandrette masselast $A_{d,2}$ for Etape 1 + 2.

Egenlast fra	Areal	Egenvægt	Egenlast
	[m2]	[kN/m2]	[kN]
Terrændæk Etape 1	470	3,60	1692
Terrændæk Etape 2	345	4,32	1490
Ydervægge	288	5,85	1684
Skillevægge stue	117	0,65	76
I alt			4942

Tabel 16: Viser egenlasten til den vandrette masselast $A_{d,1}$ for Etape 1 + 2.



A1.3 Bestemmelse af nyttelast

Som beskrevet under afsnit *1.1. Beskrivelse af bygværket* under *1 Projektgrundlag for Kommandobroen* ønskes Kommandobroen anvendt til fitnesscenter, butik og restauranter. Derudover skal muligheden for en senere opførelse af penthouse lejligheder holdes åben. For bestemmelse af nyttelasten betyder det, at der skal regnes med den største forekommende nyttelast for både at sikre den fremtidige brug og overholde den gældende lovgivning i DS/EN 1991-1-1 plus det tilhørende dansk anneks.

Derfor er nyttelasten for stueplan og 1. sal valgt til nyttelast kategori C4, da kategorien indeholder "arealer med mulighed for fysisk aktivitet"¹. Det er valgt at give begge etager den samme nyttelast, da det er uklart om bygningen skal tjene et andet formål end de vides på nuværende tidspunkt. Dermed haves nyttelasten fastsat til²:

$$q_{k,C4} = 5 \ kN/m^2 \qquad \text{og} \qquad Q_{k,C4} = 4 \ kN$$

For penthouse lejligheder på taget vælges nyttelast kategori A1, som indeholder arealer til boligformål. Dermed haves nyttelasten for tagetage fastsat til³:

 $q_{k,A1} = 1,5 \ kN/m^2$ og $Q_{k,C4} = 2 \ kN$

¹ DS/EN 1991-1-1: 2007, Tabel 6.1

² DS/EN 1991-1-1 DK NA:2013, Tabel 6.2

³ DS/EN 1991-1-1 DK NA:2013, Tabel 6.2



A1.4 Bestemmelse af snelast

Til dimensionering af Kommandobroen bestemmes ligeledes snelasten. Bestemmelse af snelast sker iht. Eurocode DS/EN 1991-1-3 og det tilhørende danske anneks DS/EN 1991-1-3 DK NA:2012.

Snelast på konstruktioner bestemmes ud fra det følgende udtryk:

 $s = \mu \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k$

hvor

μ	er formfaktoren for snelasten
С	er eksponeringsfaktoren
C _t	er den termiske faktor
S _k	er den karakteristiske værdi for snelast (terrænværdien)

Formfaktoren μ ændrer sig for de forskellige konstruktionselementer, som skal dimensioneres for snelast. Derfor bestemmes μ efter alle andre led i udtrykket er bestemt.

Eksponeringsfaktoren c_e sættes til 1,0. Som konservativ betragtning antages at området ikke er vindblæst, selvom der regnes med den mindste terrænkategori under bestemmelse af vindlasten. Den termiske faktor c_t sættes til 1,0. Dette gøres ud fra forholdet, at der ikke haves flader, som har et større varmetab (>1 W/m²K). Terrænværdien for snelasten er fastsat i det danske anneks til $s_k = 1,0 \ kN/m^2$.

Formfaktor for taget af Kommandobroen

Da taghældningen af Kommandobroen er nærmest 0°, haves $\mu_1 = 0.8$.

Formfaktor for taget af karnapper

Da der kan ske ophobning af sne på taget af karnappen, som skitseret på Figur 2, skal dette undersøges.



Figur 2: Viser en skitsering af sneophobning på tagkonstruktionen af karnap.

I det følgende er der anvendt punkt 5.3.6 i DS/EN 1991-1-3 DK NA: 2012. Derfor henvises for nedenstående udtryk og tilhørende figurer til annekset.

For at bestemme sneophobningens størrelse, findes parameteren a, som bestemmer om en lægiver er lokal eller global. I dette tilfælde er Kommandobroen lægiver for karnappen.

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

hvor

h_w	er facadehøjden i vindsiden, regnes ikke mindre end 1,5 m
b_w	er afstand fra lægiverens facadehøjde i vindsiden
h _{sw}	er lægiverens facadehøjde

Ud fra Figur 2 haves $h_w = 7,2 m, b_w = 3,3 m \text{ og } h_{sw} = 0,7 m$ hvorved *a* bestemmes til:

$$a = max \left\{ \frac{(0,7 m)^2}{3,3 m \cdot 7,2 m} ; \frac{3,3 m}{25 \cdot 7,2 m} \right\} = \max\{0,02 ; 0,018\} = 0,02$$

Sneophobningens formfaktor μ_2 bestemmes ved:

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

hvor

 μ_s er formfaktoren for snelast på grund af nedskridende sne fra det øverste tag μ_w er formfaktoren for snelast på grund af vindens virkning

Der haves et tag med en hældning mindre end 30°, hvorfor $\mu_s = 0$. μ_w afhænger af sneens specifikke tyngde $\gamma = 2 kN/m^2$.

På vindside af en lægiver gælder for udbredelse og formfaktoren af sneophobningen: $l_{sw} = min\{b_w; 2 \cdot h_{sw}\}$ dog 5 $m \le l_{sw} \le 15 m$ $\mu_{ww} = h_{sw} \cdot \frac{\gamma}{s_k}$ dog $\mu_{ww} \ge \mu_1$ samt $\mu_{ww} \le 2$ for $a \le 0,2$

Dermed haves: $l_{sw} = min\{3,3 \ m; 2 \cdot 0,7 \ m\} = 1,4 \ m \implies l_{sw} = 5 \ m$ $\mu_{ww} = 0,7 \ m \cdot \frac{2 \ kN/m^2}{1 \ kN/m^3} = 1,4$

På læside i forhold til lægiver gælder for udbredelse og formfaktoren af sneophobningen:

$$\begin{split} l_{sl} &= 5 \cdot h_{sl} & \text{dog } 5 \text{ } m \leq l_{sl} \leq 15 \text{ } m \\ \mu_{wl} &= h_{sl} \cdot \frac{\gamma}{s_k} & \text{dog } \mu_1 \leq \mu_{wl} \leq 2 \end{split}$$

Der haves $h_{sl} = h_{sw}$, idet vinden nu kommer fra den modsatte side. Dermed haves: $l_{sl} = 5 \cdot 0.7 \ m = 3.5 \ m$ $\mu_{wl} = 0.7 \ m \cdot \frac{2 \ kN/m^2}{1 \ kN/m^3} = 1.4$

Det ses at $l_{sw} = l_{sl} = 5 \text{ m} < 3,3 \text{ m}$, hvorfor der skal findes formfaktoren ved tagkant af karnappen. Dette gøres nedenunder ved en omstilling af udtrykket for en retlinjet funktion.

 $\mu_2 = \frac{\mu_{ww} - \mu_1}{0 - l_{sw}} \cdot l + \mu_{ww} = \frac{1.4 - 0.8}{0 - 5 m} \cdot 3.3 m + 1.4 = 1.0$



A1.5 Bestemmelse af vindlast

I dette afsnit fastsættes vindlasten på Kommandobroen. Bestemmelse af vindlasten indeholder en beregning af peakhastighedstrykket $q_p(z)$ og en bestemmelse af formfaktorene, som giver vindlasten på de pågældende konstruktionsdele. Det er dog valgt for formfaktorene til stabilitetsberegninger, at bestemme disse i sammenhæng med undersøgelsen af stabiliteten for Kommandobroen. Formfaktorene til vindlasten på karnapperne bestemmes under afsnit *A1.5.2*.

Højde af byggeriet er fastsat til h = 8,5 m. Derved beregnes vindlasten for en referencehøjde z_e på 8,5 m.

Vindlasten er en dynamisk last og en bestemmelse af vindlasten under hensyntagen til dens dynamisk opførelse vil give muligheden for, at undersøge karnappens svingningsfølsomhed i forhold til vindlasten. Det er dog set bort fra denne mulighed, da projektets tidsramme har været begrænset.

Derfor forudsættes at vindlasten virker som en kvasi-statisk last og lasten bestemmes i de følgende afsnit.

A1.5.1 Bestemmelse af peakhastighedstryk

Til beregning af vindlasten skal peakhastighedstrykket bestemmes. Peakhastighedstrykket bestemmes ved det følgende udtryk:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2$$

hvor

$I_v(z)$	er turbulensintensiteten
ρ	er luftens densitet, som er 1,25 kg/m ³
$v_m(z)$	er middelvindhastigheden

Udover turbulensintensiteten og middelvindhastigheden indgår en række andre størrelser, som bestemmes i de følgende delafsnit.

Basisvindhastighed

Et vigtigt element i peakhastighedstrykket er basisvindhastigheden v_b . Denne beregnes ved:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

hvor

C _{dir}	er retningsfaktoren, se Tabel 17
C _{season}	er årstidsfaktoren, se Tabel 18
$v_{b,0}$	er grundværdien for basisvindhastigheden



	N	NNØ	ØNØ	Ø	øsø	SSØ
Vindretning	0 °	30°	60°	90°	120°	150°
c_{dir}^2	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
	S	SSV	VSV	V	VNV	NNV
Vindretning	180°	210°	240°	270°	300°	330°
c_{dir}^2	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0	0,9

Projektering af "Kommandobroen" i Hvide Sande

Tabel 17: Viser retningsfaktorens kvadrat c_{dir}² for den pågældende vindretning. Kilde: [17]

Måned	Jan	Feb	Mar	Apr	Maj	Juni	Juli	Aug	Sep	Okt	Nov	Dec
$c_{\scriptscriptstyle season}^2$	1,0	1,0	0,9	0,9	0,8	0,7	0,7	0,7	0,8	0,9	0,9	1,0

Tabel 18: Viser årstidsfaktorens kvadrat c_{season}² for den pågældende kalendermåned. Kilde: [17]

Retningsfaktoren tager højde for, hvilken retning vinden kommer fra. For en computersimulering vil det være oplagt at anvende disse værdier. For nærværende projekt og ved de fleste byggeprojekter vælges retningsfaktoren dog lig med 1,0.

Hvis bygningen er en midlertidig konstruktion, tager årstidsfaktoren højde for, at vinden er svagest i sommermåneder og stærkest i vintermåneder. Da der er tale om et permanent byggeri for Kommandobroen sættes årstidsfaktoren til 1,0.

For at bestemme grundværdien af basisvindhastigheden er det placeringen af byggeriet i Danmark, som bestemmer størrelsen af denne. Placering af projektet i forhold til grænsen af grundværdien for basisbindhastigheden ses på Figur 3.



Figur 3: Viser et kort over afstanden af projektets beliggenhed til zonens grænse, hvor der skal regnes med en grundværdi for basisvindhastighed på 27 m/s. Kommandobroen ligger i området, hvor grundværdien skal interpoleres.



Der er valgt at anvende en grundværdi for basisvindhastigheden på 27 m/s, idet Kommandobroen ligger tæt på grænsen til 27 m/s. Afstanden ligger på ca. 660 meter. Dermed haves basisvindhastigheden til:

 $v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 27 \ m/s = 27 \ m/s$

Middelvind

Ud fra basisvindhastigheden bestemmes middelvindhastigheden $v_m(z)$ i en højde z over terræn. Middelvindhastigheden indgår direkte i udtrykket for peakhastighedstrykket og bestemmes af udtrykket:

 $v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$

hvor

 $c_r(z)$ er ruhedsfaktoren

 $c_o(z)$ er orografifaktoren, som regnes til 1, da projektet ligger i et fladt område

Ruhedsfaktoren

Ruhedsfaktoren tager hensyn til, at middelvindhastigheden kan variere på byggegrunden som følge af højden over terræn og ruheden af terræn. Ruhedsfaktoren $c_r(z)$ bestemmes på følgende måde:

$$c_r(z) = k_r \cdot ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$
 for $z_{min} \le z \le z_{max}$

hvor

k _r	er terrænfaktoren afhængigt af ruhedslængden z_0
Ζ	er højden af bygningen
<i>z</i> ₀	er ruhedslængden
Z _{min}	er minimumshøjden, der fremgår af Tabel 19
Z _{max}	er maksimalhøjden, der regnes til 200 m. ⁴

Ruhedslængden bestemmes efter det følgende udtryk:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07}$$

hvor

 $z_{0,II}$ findes til 0,05 m (terrænkategori II, se Tabel 19)

⁴ DS/EN 1991-1-4, side 20 (da)



	Projektering af ³	'Kommandobroen''	i Hvide Sande
--	------------------------------	------------------	---------------

	Terrænkategori	z o m	z_{min} m			
0	Hav- eller kystområde eksponeret til åbent hav	0,003	1			
I	Søer eller fladt og vandret område uden væsentlig vegetation og uden forhindringer	0,01	1			
II	Område med lav vegetation som fx græs og enkelte forhindringer (træer, byg- ninger) med indbyrdes afstande på mindst 20 gange forhindringens højde	0,05	2			
111	Område med regelmæssig vegetation eller bebyggelse eller med enkeltvise forhindringer med afstande på højst 20 gange forhindringens højde (som fx landsbyer, forstadsområder, permanent skov)	0,3	5			
IV	Område, hvor mindst 15 % af overfladen er dækket med bygninger, hvis gennemsnitshøjde er over 15 m.	1,0	10			
N	NOTE – Terrænkategorierne er illustreret i A.1.					

Tabel 19: Viser terrænkategorier og terrænparametre z_0 og z_{min} . Kilde: [16]

Ud fra Figur 3 ses, at projektgrunden ligger i et område med en del bygninger, hvorfor der vil være tale om terrænkategori II. Jf. DS/EN 1991-1-4 DK NA:2010 skal der dog benyttes terrænkategori I, hvis grunden ligger mindre end 2 km fra terrænkategori I. Dette er tilfældet, hvorfor terrænkategorien sættes til I.

Dette medfører at z_0 sættes til 0,01 m og z_{min} sættes til 1 m jf. Tabel 19. Dermed fås ruhedslængden k_r til:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{0.01 \ m}{0.05 \ m}\right)^{0.07} = 0.17$$

Dermed haves ruhedsfaktoren til:

$$c_r(z) = 0.17 \cdot ln\left(\frac{8.5 m}{0.01 m}\right) = 1.15$$

Da alle faktorer som indgår i udtrykket for middelvindhastigheden er bestemt, beregnes denne til:

 $v_m(z) = 1,15 \cdot 1 \cdot 27 \, m/s = 30,92 \, m/s$

Vindens turbulens

Turbulensintensiteten $I_{\nu}(z)$ i højden z indgår ligeledes i udtrykket til beregning af peakhastighedstrykket. Turbulensintensiteten beregnes efter det følgende udtryk:

$$I_{v}(z) = \frac{\sigma_{v}}{v_{m}(z)}$$
 for $z_{min} \le z \le z_{max}$

hvor

 σ_v er turbulensens standardafvigelse $v_m(z)$ er middelvindhastigheden

Turbulensens standardafvigelse σ_v bestemmes af udtrykket: $\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_I$ hvor

k _r	er ruhedslængden
v_b	er basisvindhastigheden
k_I	er turbulensfaktoren, der sættes til 1,0 ⁵

Dermed beregnes turbulensens standardafvigelse σ_v til: $\sigma_v = 0.17 \cdot 27 \, m/s \cdot 1.0 = 4.59 \, m/s$

Og vindens turbulensintensitet $I_v(z)$ i 8,5 meter højde bestemmes til:

 $l_v(z) = \frac{4,59\,m/s}{30,92\,m/s} = 0,14$

Peakhastighedstryk

Da alle størrelser kendes som indgår i udtrykket for peakhastighedstrykket, bestemmes trykket nedenunder.

$$q_p(8,5\ m) = \left[1 + 7 \cdot 0,14\right] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25\ kg/m^3 \cdot \left(30,92\frac{m}{s}\right)^2 = 1,217\ kN/m^2$$

På Figur 4 ses peakhastighedskurven for terrænkategori I og det aktuelle tryk er indikeret ved det sorte prik.





⁵ DS/EN 1991-1-4, side 22 (da)

VERSITET

STUDENTERRAPPORT

A1.5.2 Bestemmelse af formfaktorer til vindlast på karnap

Til dimensionering af karnappen bestemmes formfaktorerne af vindlasten, som virker på karnapkonstruktionen. Der skal bestemmes tre formfaktorer i alt. Der haves en formfaktor for taget, fronten og gulvet.

Der skal betragtes to situationer for vindlasten. Disse situationer haves, hvor karnapkonstruktionen påvirkes af hhv. vindtryk og vindsug. For taget regnes med et fladt tag og fronten betragtes som lodret væg.

For taget findes formfaktorer ud fra vindnormen⁶ til: $c_{pe,tryk,tag} = 0,2$ $c_{pe,sug,tag} = -0,8$

Formfaktorene findes til ovenstående værdier, idet det fremgår af tabellen for formfaktorene i vindnormen, at et fladt tag kun har en trykbelastning fra vinden i I-zonen. Derudover anvendes et mellemværdi for vindsuget, idet det antages at suget ligger mellem G- og H-zonens formfaktor.

For fronten bestemmes formfaktorer ud fra vindnormen⁷ til: $c_{pe,tryk,front} = 0.7$ $c_{pe,sug,front} = -0.3$

Dette baserer på at h/d-forholdet bestemmes til:

 $\frac{h}{d} = \frac{højde_{karnap}}{bredde_{karnap}} = \frac{2770 \ mm}{10830 \ mm} \cong 0.25$

For gulvet af karnappen bestemmes formfaktorerne ud fra antagelsen om, at karnappen regnes som tagudhæng, hvor der virker hhv. det samme vindtryk og vindsug på undersiden som på facaden ved det pågældende sted. Dette medfører følgende formfaktorer for gulvkonstruktionen:

 $c_{pe,tryk,gulv} = 0,7$ $c_{pe,sug,gulv} = -0,3$

Det skal dog bemærkes for formfaktorene af fronten og gulvet, at der skal anvendes formfaktoren for tryk af den ene konstruktionsdel og formfaktoren for sug af den anden konstruktionsdel. Hvordan formfaktorene skal kombineres med hinanden er illustreret på Figur 5.

⁶ [16], pkt. 7.2.3

⁷ [16], pkt. 7.2.2





Figur 5: Viser hvordan vindtryk og vindsug skal kombineres til dimensionering af karnapkonstruktionen.

A1.6 Bestemmelse af den rytmiske personlast

Til dimensionering af karnapper i den sydlige gavl af Kommandobroen bestemmes den rytmiske personlast, som konstruktionen skal beregnes for. Dimensionering i forhold til rytmisk personlast tages særligt i betragtning, da karnappen udgør en del af et fitnesscenter, hvor der kan forgår aktiviteter med rytmisk bevægelse. Den beregnede rytmiske personlast kan ligeledes anvendes til dimensionering af etagedæk, som dog er udeladt på grund af projektets tidsramme. Bestemmelse af den rytmiske personlast er beskrevet i DS/EN 1991 DK NA:2012 og kravene er fastsat i DS/EN 1990 DK NA:2013.

A1.6.1 Bestemmelse af den karakteristiske rytmiske personlast

Den karakteristiske rytmiske personlast anvendes til bestemmelse af konstruktionens respons, altså svingningsfølsomheden. Det danske anneks DS/EN 1991-1-1 DK NA:2012 beskriver en model til bestemmelse af lasten.

Lasten anvendes med fordel ved en FEM-analyse af konstruktioner. Især for udmattelse af materiale og samlinger vil lasten være oplagt at anvende, da lasten er tidsafhængigt og giver varierende spændinger i konstruktionen. Den karakteristisk rytmiske personlast anvendes ikke direkte til dimensionering af karnappen, men indeholder vigtige definitioner som bruges til bestemmelse af en ækvivalent last.

Ved lastmodellen udtrykkes den rytmiske personlast ved harmoniske lastkomponenter ved personernes bevægelsesfrekvens n_p og ved frekvenserne lig med $j \cdot n_p$ (for j=1,2,3, ...). Det danske anneks angiver, at det ikke er nødvendigt at tage lastbidrag for j > 3 i regning. Den rytmiske personlast er opdelt i en last i hhv. lodret og vandret retning. Disse bestemmes ved de følgende udtryk⁸:

$$q_L(t) = F_P \cdot \left[1 + \sum_{j=1,2,3} \alpha_j \cdot K_j \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot j \cdot n_p \cdot t + \varphi_j) \right]$$
$$q_V(t) = F_P \cdot \left[\sum_{j=1,2,3} \beta_j \cdot K_j \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot j \cdot n_v \cdot t + \psi_j) \right]$$

hvor

 $n_{v} = \frac{1}{2} \cdot n_{p}$ F_{P} er den gennemsnitlige statiske personlast per m² vandret projektionsareal. Den gennemsnitlige vægt af hver person kan normalt regnes til 75 kg. α_{j} er amplitudefaktoren for den j'te harmoniske lastkomponent i lodret retning

⁸ [15], formler C1 og C2

β_j	er amplitudefaktoren for den j'te harmoniske lastkomponent i vandret ret-
	ning. Regnes som 10 % af α_j .
Kj	er størrelsesreduktionsfaktoren for den j'te harmoniske lastkomponent.
n_p	er bevægelsesfrekvensen for personerne
t	er tiden
φ_j	er faseforskydningen for den j'te harmoniske lastkomponent i lodret retning
ψ_j	er faseforskydningen for den j'te harmoniske lastkomponent i vandret ret-
	ning

Den rytmiske personlast er således udtrykket ved en fourierrække bestående af en statisk last F_P og tre harmoniske lastkomponenter $\alpha_j \cdot K_j \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot j \cdot n_p \cdot t + \varphi_j)$. Udtrykkene for den rytmiske personlast bruges til bestemmelse af konstruktionens respons, men indgår derimod ikke i vurdering af om kravene til svingning er overholdt. Dette skyldes, at bidraget ikke medfører acceleration af konstruktionen, idet lasten er en statisk middellast⁹. K_j bestemmes ved udtrykket¹⁰.

$$K_j = \sqrt{\rho_j + (1 - \rho_j) \cdot \frac{1}{n_e}}$$

hvor

$$n_{e} = n \cdot \frac{\left(\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n} \gamma_{i}\right)^{2}}{\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n} \gamma_{i}^{2}}$$

$$\rho_{j} \qquad \text{er korrelationskoefficienten for den j'te harmoniske lastkomponent}$$

$$n \qquad \text{er antallet af personer } (n \ge 1)$$

$$n_{e} \qquad \text{er det effektive antal personer}$$

$$\gamma_{i} \qquad \text{er influenstallet for responset stammende fra person nr. i's last på konstruktionen}$$

Størrelserne F_P , n_p , α_j og ρ_j fremgår af Tabel 20.

Aktivitet	$F_{\rm P}$ [kN/m ²]	n _p [Hz]	<i>a</i> ₁	α2	α,	P 1	<i>ρ</i> ₂	ρ3
Fri bevægelsesmulighed, fx i fitnesscentre og på tribuner med ståpladser0,5-4,00,5-31,61,00,21,00,30,03								0,03
Reduceret bevægelsesmulighed, fx på tribuner med siddepladser0,5-4,00,5-30,40,250,051,00,10,01								
Gang. Personer går ikke i takt Vurderes 1,6- 2,4 0,4 0,1 0,06 0 0 0								
NOTE: I brudgrænsetilstande vil værdien af F_P ofte regnes større end i anvendelsesgrænsetilstande.								

Tabel 20: Viser parametre til bestemmelse af den karakteristiske rytmiske personlast. Kilde: [15]

⁹ [7], afsnit B.2.2

¹⁰ [15], formel C3 og C4

Til beregning af K_i skal det effektive antal af personer findes, som afhænger af antallet af personer. Derudover skal influenstallet γ_i fastsættes.

Som nævnt i starten af afsnittet anvendes den karakteristiske rytmiske personlast ikke direkte ved responsundersøgelsen af karnappen. Derimod benyttes den ækvivalente statiske personlast som skal opfylde visse forudsætninger. Disse er beskrevet i det næste afsnit.

A1.6.2 Bestemmelse af den ækvivalente statiske personlast

Denne last bruges til at sammenholde med den statiske nyttelast bestemt i Appendiks A1.3 Bestemmelse af nyttelast. Lasten må anvendes hvis følgende forudsætninger¹¹ er opfyldt:

- udbøjningerne fra statisk personlast har samme fortegn over hele konstruktionen
- der medtages kun svingningsbidrag fra en egensvingning
- den betragtede egensvingningsform har i det væsentlige kun lodrette bevægelser, og de har samme fortegn over hele konstruktionen
- den betragtede egensvingning er ikke koblet med andre egensvingninger
- konstruktionen opfører sig lineær-elastisk
- 3 harmoniske lastkomponenter er vigtige. •

Det vurderes at alle krav er opfyldt, da den statiske personlast giver en nedadrettet nedbøjning over hele konstruktionen. Derudover forventes at den fremkaldte egensvingning kun giver svingning i udbøjningens retning og der ikke er koblet andre egensvingninger. Da der anvendes en stålkonstruktion til karnappen er kravet om lineær-elastisk materiale ligeledes opfyldt.

Dermed kan den ækvivalente statiske last bestemmes ved udtrykket¹² nedenunder. $F_S = (1 + k_F) \cdot F_P$

hvor

 k_F er lastresponsfaktoren F_P er den gennemsnitlig statisk personlast. Se foregående afsnit og Tabel 20.

 k_F bestemmes ved udtrykket¹³ nedenunder.

$$k_F = a \cdot \sqrt{\sum_{j=1}^{3} (\alpha_j \cdot K_j \cdot H_j)^2}$$

¹¹ [15], afsnit C3 pkt. 3 ¹² [15], formel C5

¹³ [15], formel C7

A
AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT

hvor	
а	er responsfordelingsfaktoren, som afhænger af antallet af dominerende last-
	harmoniske komponenter
α_j	er amplitudefaktoren for den j'te harmoniske lastkomponent. Se Tabel 20.
K _j	er størrelsesreduktionsfaktoren. Se beregning i foregående afsnit.
H_j	er konstruktionens frekvensresponsfaktoren

Det er oplyst i det danske anneks, at lastresponsfaktoren k_F skal bestemmes for den størst mulige bevægelsesfrekvens angivet i Tabel 20. Derudover skal faktoren bestemmes for bevægelsesfrekvenser, hvor en af de lastharmoniske komponenter er lig med konstruktionens egenfrekvens ($j \cdot n_p = n_1$ for j=1,2 eller 3). For responsfordelingsfaktoren *a* gælder, at denne regnes lig med 1, hvor en enkelt lastkomponent er dominerende og ellers lig med 1,5.

 H_i bestemmes ved udtrykket¹⁴.

$$H_j = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{j \cdot n_p}{n_1}\right)^2\right)^2 + \left(\frac{\left(\delta_s + \delta_p\right) \cdot j \cdot n_p}{\pi \cdot n_1}\right)^2}}$$

hvor

n_p	er bevægelsesfrekvensen for personerne. Se Tabel 20.
n_1	er konstruktionens egenfrekvens
δ_s	er konstruktionens dæmpning udtrykt ved det logaritmiske dekrement
δ_p	er dæmpningsparameteren, som tager hensyn til, at alle personers bevægelse
-	ikke optræder ved kun en frekvens

Det bemærkes, at udtrykket er rettet med en parentes om $(\delta_s + \delta_p)$, da frekvensresponsfaktoren også kan udtrykkes ved¹⁵:

$$H(\eta) = \frac{1}{\sqrt{(1 - \eta^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot \eta^2}}$$

hvor

Det logaritmiske dekrement bestemmes af dæmpningsforholdet ved $\delta = 2 \cdot \pi \cdot \zeta$. Med indsættelse og omregning af frekvensfaktoren haves kun en overensstemmelse af begge udtryk for frekvensresponsfaktoren, når der indsættes parentes omkring summen af konstruktionens og personernes dæmpning.

¹⁴ [15], formel C6

¹⁵ [9], afsnit 5.3

Det danske anneks DS/EN 1991-1-1 DK NA: 2012 angiver et grov estimat for dæmpning af stålkonstruktioner til $\delta_s \approx 0.05$. Dette stemmer overens med det tilnærmede værdi af konstruktionens logaritmiske dæmpningsdekrement anført i DS/EN 1991-1-4. For δ_p kan anvendes $\delta_p = 0.02$ på den sikre side¹⁶.

Da den statiske ækvivalente last afhænger af karnappens egenfrekvens, fremgår beregning af den ækvivalente statiske last af Appendiks A4.3.3.

A1.6.3 Bestemmelse af konstruktionens acceleration

Konstruktionens acceleration bestemmes til at sammenholde med kravene som anføres i afsnit 4.4 Responsundersøgelse af karnappen.

Accelerationsresponsfaktoren k_a bestemmes af udtrykket¹⁷ nedenunder.

$$k_a = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \sum_{j=1}^{3} (j^2 \cdot \alpha_j \cdot K_j \cdot H_j)^2}$$

hvor

α_j	er amplitudefaktoren for den j'te harmoniske lastkomponent. Se Tabel 20.
Kj	er størrelsesreduktionsfaktoren. Se udtrykket i afsnit A1.6.2
H _i	er konstruktionens frekvensresponsfaktor. Se udtrykket i afsnit A1.6.3

Ligesom lastresponsfaktoren k_F skal accelerationsresponsfaktoren k_a bestemmes for den størst mulige bevægelsesfrekvens angivet i Tabel 20 og for bevægelsesfrekvenser, hvor en af de lastharmoniske komponenter er lig med konstruktionens egenfrekvens $(j \cdot n_p = n_1 \text{ for } j=1,2 \text{ eller } 3).$

Spredningen σ_a på konstruktionens acceleration fra den lodrette dynamiske last findes af udtrykket¹⁸ nedenunder.

$$\sigma_a = k_a \cdot \left(2 \cdot \pi \cdot n_p\right)^2 \cdot u_p$$

hvor

er personernes bevægelsesfrekvens i Hz n_p er den statiske udbøjning fra den gennemsnitlige statiske personlast F_P u_p

Den egentlige beregning af konstruktionens acceleration fremgår af Appendiks A4.3.3.

¹⁶ [15], afsnit C4 ¹⁷ [15], formel C9

¹⁸ [15], formel C8



Appendiks A2 - Hovedstabilitet af Kommandobroen

For beregning af Kommandobroens hovedstabilitet benyttes tilfældet, hvor penthouse lejligheder er opført på taget. Dette giver en større vandret vindpåvirkning, som skal kunne optages af det stabiliserende system. Appendikset indeholder de følgende beregningsafsnit:

- A2.1 Bestemmelse af vindlastresultanten
- A2.2 Bestemmelse af lastresultant for den vandrette masselast
- A2.3 Bestemmelse af vindlast ført i tag- og etageskive
- A2.4 Bestemmelse af de relative stivheder for de stabiliserende vægge
- A2.5 Bestemmelse af lastfordeling til Etape 1 og Etape 2

A2.1 Bestemmelse af vindlastresultanten

Fra afsnit *A1.5 Bestemmelse af vindlast* kendes til peakhastighedstrykket for byggeriet, som er beregnet til:

 $q_p(z) = 1,217 \ kN/m^2$

Til stabilitetseftervisningen skal der beregnes vindlastresultanten, som virker på hele bygningen. Dette er gjort for Etape 1 og Etape 2. Der er anvendt Tabel 4.10 i [1] til beregning af formfaktor.

For at bestemme vindlastresultanten, opmåles bygningens overordnede mål for Etape 1 og 2, som fremgår af Tabel 21. Der anvendes det samme koordinatsystem som fastsat under afsnit 2.1 Den dimensionsgivende vandrette last. En skitsering af Etape 1 og Etape 2 med de overordnede mål fremgår af Figur 6.



Figur 6: Viser de overordnede mål for Etape 1 og Etape 2.



Mål	Etape 1	Etape 2
Х	18,6 m	39,6 m
у	29,3 m	9,9 m
h	10,2 m	10,2 m

Tabel 21: De overordnede mål for Etape 1 og Etape 2. Højden er inkl. penthouse.

Etape 1

Højde-bredde forholdet af bygningen bestemmes for x-retning (vind øst/vest) og for y-retning (vind nord/syd).

$$\frac{h}{d} = \frac{10,2 \ m}{18,6 \ m} = 0,55 \ for \ x - retning$$
$$\frac{h}{d} = \frac{10,2 \ m}{29,3 \ m} = 0,35 \ for \ y - retning$$

hvor

d er længden parallel med vindens retning

Der interpoleres og formfaktoren $c_{pe,10}$ findes.

$$c_{pe,10} = (D - E) \cdot \rho = 0.85 + \frac{(1.11 - 0.85)}{(1 - 0.25)} \cdot (0.55 - 0.25) = 0.96$$

$$c_{pe,10} = (D - E) \cdot \rho = 0.85 + \frac{(1.11 - 0.85)}{(1 - 0.25)} \cdot (0.35 - 0.25) = 0.88$$

Derved haves den karakteristiske vindlasten pr. kvadratmeter til:

$$w_{k,x} = c_{pe,10} \cdot q_p(z) = 0,96 \cdot 1,217 \frac{kN}{m^2} = 1,17 \frac{kN}{m^2}$$
$$w_{k,y} = c_{pe,10} \cdot q_p(z) = 0,88 \cdot 1,217 \frac{kN}{m^2} = 1,07 \frac{kN}{m^2}$$

Vindlastresultanter for både x- og y-retning bestemmes.

$$W_{k,x1} = 29,3 \ m \cdot 10,2 \ m \cdot 1,17 \ \frac{kN}{m^2} = 350 \ kN$$
$$W_{k,y1} = 18,6 \ m \cdot 10,2 \ m \cdot 1,07 \ \frac{kN}{m^2} = 203 \ kN$$

AALBORG UNIVERSITET Studenterrapport

Etape 2

For Etape 2 gentages beregninger efter det samme princip som Etape 1. $\frac{h}{d} = \frac{10,2 m}{39,6 m} = 0,26 \text{ for } x - retning$ h 10.2 m retning

$$\frac{n}{d} = \frac{10,2}{9,9} \frac{m}{m} = 1,03 \text{ for } y - 1,03 \text{ for }$$

$$c_{pe,10} = (D - E) \cdot \rho = 0.85 + \frac{(1.11 - 0.85)}{(1 - 0.25)} \cdot (0.26 - 0.25) = 0.85$$
$$c_{pe,10} = (D - E) \cdot \rho = 1.11 + \frac{(1.5 - 1.11)}{(5 - 1)} \cdot (1.03 - 1) = 1.11$$

$$w_{k,x} = c_{pe,10} \cdot q_p(z) = 0.85 \cdot 1.217 \frac{kN}{m^2} = 1.03 \frac{kN}{m^2}$$
$$w_{k,y} = c_{pe,10} \cdot q_p(z) = 1.11 \cdot 1.217 \frac{kN}{m^2} = 1.35 \frac{kN}{m^2}$$

$$W_{k,x2} = 9,9 \ m \cdot 10,2 \ m \cdot 1,03 \ \frac{kN}{m^2} = 104 \ kN$$
$$W_{k,y2} = 39,6 \ m \cdot 10,2 \ m \cdot 1,35 \ \frac{kN}{m^2} = 545 \ kN$$

A2.2 Bestemmelse af lastresultant for den vandrette masselast

Til stabilitetseftervisningen skal der ligeledes beregnes lastresultanten for den vandrette masselast. Som for vindlast bestemmes resultanten adskilt for Etape 1 og Etape 1 + 2.

I den vandrette masselast indgår egenlasten og en andel af nyttelasten, idet der ikke regnes fuld nyttelast i hver etage at virke samtidige¹⁹. Der tages ingen snelast i regning. Den vandrette masselast bestemmes som 1,5 % af den samlede egenlast og andelen af nyttelast og beregnes ved:

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

En skitsering af den vandrette masselast virkende i terrændækket, etage- og tagskiven er vist på Figur 7.



Figur 7: Viser betegnelser af de vandrette masselaster.

Der er bestemt egenlasten for Etape 1 og Etape 1 + 2 i *Appendiks A1.2 Egenlastopgørelse til den vandrette masselast.* I *Appendiks A1.3 Bestemmelse af nyttelast* blev nyttelasten fastsat. For hhv. penthouse og butik/fitness haves:

 $\begin{aligned} q_{k,kategori\,A1} &= 1,5 \; kN/m^2 \\ q_{k,kategori\,C4} &= 5 \; kN/m^2 \end{aligned}$

Arealer til nyttelast er opmålt på Tegning 1-20 og Tegning 1-21. For Etape 1 er arealer opmålt til:

 $\begin{array}{l} A_{tagd \And k, Etape \ 1} = 470 \ m^2 \\ A_{etaged \And k, Etape \ 1} = 500 \ m^2 \end{array}$

For hhv. nyttelastkategori A1 og kategori C4 haves ψ_2 -faktorene til 0,2 og 0,5. Derved bestemmes andelen af nyttelasten som indgår i resultanten for den vandrette masselast for både tagskiven, etageskiven og i stueetage.

¹⁹ [2]

 $Q_{tagd@k,Etape 1} = 0,2 \cdot 1,5 \frac{kN}{m^2} \cdot 470 \ m^2 = 141 \ kN$ $Q_{etaged@k,Etape 1} = 0,5 \cdot 5,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 500 \ m^2 = 1250 \ kN$ $Q_{stueetage,Etape 1} = 0,5 \cdot 5,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 470 \ m^2 = 1175 \ kN$

For Etape 1 + 2 be regnes ligeledes arealer og andelen af nyttelasten. $A_{tagd \approx k, Etape \ 1+2} = 470 + 345 \ m^2 = 815 \ m^2$ $A_{etaged \approx k, Etape \ 1+2} = 500 + 400 \ m^2 = 900 \ m^2$

$$Q_{tagd @k,Etape 1+2} = 0,2 \cdot 1,5 \frac{kN}{m^2} \cdot 815 \ m^2 = 245 \ kN$$
$$Q_{etaged @k,Etape 1+2} = 0,5 \cdot 5,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 900 \ m^2 = 2250 \ kN$$
$$Q_{stueetage,Etape 1+2} = 0,5 \cdot 5,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 815 \ m^2 = 2038 \ kN$$

Da egenlasten og nyttelasten kendes til bestemmelse af den vandrette masselast, beregnes resultanter for hhv. Etape 1 og Etape 1 + 2.

Etape 1

$$\begin{split} A_{d,3} &= 1,5 \% \cdot \left(G_3 + Q_{tagd & k, Etape 1}\right) = 1,5 \% \cdot (4879 \ kN + 141 \ kN) = 75,3 \ kN \\ A_{d,2} &= 1,5 \% \cdot \left(G_2 + Q_{etaged & k, Etape 1}\right) = 1,5 \% \cdot (5274 \ kN + 1250 \ kN) = 97,9 \ kN \\ A_{d,1} &= 1,5 \% \cdot \left(G_1 + Q_{stueetage, Etape 1}\right) = 1,5 \% \cdot (2718 \ kN + 1175 \ kN) = 58,4 \ kN \end{split}$$

Den resulterende vandrette masselast for Etape 1 haves til: $A_{d,res} = A_{d,3} + A_{d,2} + A_{d,1} = 75,3 kN + 97,9 kN + 58,4 kN = 231,6 kN$

Etape 1 + 2

 $\begin{aligned} A_{d,3} &= 1,5 \% \cdot \left(G_3 + Q_{tagd &k, Etape 1}\right) = 1,5 \% \cdot (8413 \ kN + 245 \ kN) = 129,9 \ kN \\ A_{d,2} &= 1,5 \% \cdot \left(G_2 + Q_{etaged &k, Etape 1}\right) = 1,5 \% \cdot (9072 \ kN + 2250 \ kN) = 169,8 \ kN \\ A_{d,1} &= 1,5 \% \cdot \left(G_1 + Q_{stueetage, Etape 1}\right) = 1,5 \% \cdot (4942 \ kN + 2038 \ kN) = 104,7 \ kN \end{aligned}$

Den resulterende vandrette masselast for Etape 1 + 2 haves til: $A_{d,res} = A_{d,3} + A_{d,2} + A_{d,1} = 129,9 \ kN + 169,8 \ kN + 104,7 \ kN = 404,4 \ kN$

A2.3 Bestemmelse af vindlast ført i etage- og tagskive

I det følgende bestemmes vindlasten som føres i hhv. tag- og etageskiven. Det er vindlasten på facaden, som føres til dækskiverne, hvorefter lasten optages af de stabiliserende vægge. For vindlasten på penthouse føres alt last i tagskiven, hvormed denne får en større belastning end den ellers havde fået.

Til beregning af vindlastresultanterne som føres ind i de enkelte niveauer er facaden delt op i facadefelter, hvor hver skive optager lasten fra et felt. Feltinddelingen er vist på Figur 8. For de overordnede mål af Etape 1 og Etape 2 se Figur 6 under afsnit *A2.1*.



Figur 8: Viser afstand fra terræn til tag af penthouse og inddelingen i facadefelter til beregning af vindlastresultanten til de enkle dækskiver.

Der benyttes de samme fladelaster for vind $(w_{k,x} \text{ og } w_{k,y})$ som er beregnet under afsnit *A2.1 Bestemmelse af vindlastresultanten*. Disse haves fra tidligere for Etape 1 til:

$$w_{k,x} = 1,17 \ \frac{kN}{m^2}$$

 $w_{k,y} = 1,07 \ \frac{kN}{m^2}$

For Etape 1 bestemmes resultanterne til:

$$W_{k,x1 \ tagskive} = 29,3 \ m \cdot (1,3 \ m + 3,2 \ m) \cdot 1,17 \ \frac{kN}{m^2} = 154,0 \ kN$$

$$W_{k,y1 \ tagskive} = 18,6 \ m \cdot (1,3m + 3,2 \ m) \cdot 1,07 \ \frac{kN}{m^2} = 89,6 \ kN$$

$$W_{k,x1 \ etageskive} = 29,3 \ m \cdot 3,8 \ m \cdot 1,17 \ \frac{kN}{m^2} = 130,3 \ kN$$

$$W_{k,y1 \ etageskive} = 18,6 \ m \cdot 3,8 \ m \cdot 1,07 \ \frac{kN}{m^2} = 75,6 \ kN$$

$$W_{k,x1 \ terrændæk} = 29,3 \ m \cdot 1,9 \ m \cdot 1,17 \ \frac{kN}{m^2} = 65,1 \ kN$$

$$W_{k,y1 \ terrændæk} = 18,6 \ m \cdot 1,9 \ m \cdot 1,07 \ \frac{kN}{m^2} = 37,8 \ kN$$



For Etape 2 bestemmes resultanterne med:

$$w_{k,x} = 1,03 \frac{kN}{m^2}$$
$$w_{k,y} = 1,35 \frac{kN}{m^2}$$

Dermed bestemmes disse til:

 $W_{k,x2 \ tagskive} = 9,9 \ m \cdot (1,3 \ m + 3,2 \ m) \cdot 1,03 \ \frac{kN}{m^2} = 45,9 \ kN$ $W_{k,y2 \ tagskive} = 39,6 \ m \cdot (1,3m + 3,2 \ m) \cdot 1,35 \ \frac{kN}{m^2} = 240,6 \ kN$ $W_{k,x2 \ etageskive} = 9,9 \ m \cdot 3,8 \ m \cdot 1,03 \ \frac{kN}{m^2} = 38,7 \ kN$ $W_{k,y2 \ etageskive} = 39,6 \ m \cdot 3,8 \ m \cdot 1,35 \ \frac{kN}{m^2} = 203,1 \ kN$ $W_{k,x2 \ terrændæk} = 9,9 \ m \cdot 1,9 \ m \cdot 1,03 \ \frac{kN}{m^2} = 19,4 \ kN$ $W_{k,y2 \ terrændæk} = 39,6 \ m \cdot 1,9 \ m \cdot 1,35 \ \frac{kN}{m^2} = 101,6 \ kN$

En skitsering af resultaterne fremgår af Figur 9 og Figur 10.







Figur 10: Viser vindlasten som føres ind i hhv. tag- og etageskive for Etape 2. Lasten er karakteristisk.

A2.4 Bestemmelse af de relative stivheder for de stabiliserende vægge

Den vandrette lastfordeling til eftervisning af hovedstabiliteten baserer på stivhederne af de enkelte vægge, som inddrages i det stabiliserende system. Derfor bestemmes de relative stivheder for de stabiliserende vægge i dette afsnit.

Som nævnt under afsnit 2.3 *Lastfordeling til de stabiliserende vægge* fås en skønsmæssige størrelse af de relative stivheder ved at anvende skemaet nedenfor.

	a_0	α_1	α_2	α_3	1 1				
	1,0								
	1,5	l^2	$h_1^2 + h_2^2$	$l_1^2 + l_2^2$	h ₀ h				
	$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $								
	2,0								
Ikke-bærende væg K-*/ K-*/ Bærende væg Bærende væg									
Skemaets angivelser er kun skønsmæssige, og størrelserne er valgt for at undgå helt urime- lige reaktionsfordelinger. I visse tilfælde vil det være formålstjentligt at vælge andre parame- terværdier									

Figur 11: Viser skemaet til et skøn af de relative stivheder for de stabiliserende vægge. a-værdier afhænger af de geometriske størrelser vist på højre side af skemaet. Kilde: [2]

Af skemaet ses, at der indgår forskellige størrelser omkring et vægelement i skønnet af α -værdier. Til disse størrelser hører bl.a. bredden til begge sider af en åbning og højden målt foroven og forneden af en åbning. Da Kommandobroen har et flertal af åbninger og der ønskes tage hensyn til disse samtidige med at beregningen skal holdes på et minimum, gøres følgende forudsætninger og forenklinger:

- alfa-værdi α_2 bestemmes ved et gennemsnitsværdi for l_1 og l_2 for vægmoduler som indgår i en stabiliserende væg
- alfa-værdi α_3 bestemmes ved et gennemsnitsværdi for h_1 og h_2 for vægmoduler som indgår i en stabiliserende væg
- pr. vægmodul bestemmes en alfa-værdi for hhv. stueetage og 1. sal
- de relative stivheder ændres hvis det er nødvendigt for at opnå stabilitet

På Figur 12 ses en stabiliserende væg (væg 2y). Af figuren fremgår placering af dæk og underkant af elementerne samt navngivning af de enkelte vægmoduler. a og b anvendes til indikation for hhv. elementet i 1. sal og stueetage. Det ses at åbningernes størrelse er forskelligt for de enkle vægmoduler. Væg 2y bruges til at vise fremgangsmåden for bestemmelse af den relative stivhed. En udførlig beregning anses for unødvendigt og resultatet for de relative stivheder fremgår efter eksemplet.



Figur 12: Viser den stabiliserende væg 2y og dens inddeling i vægmoduler til bestemmelse af den relative stivhed.

De geometriske størrelser til beregning af den relative stivhed for væg 2y fremgår af Tabel 22 og er opmålt på arkitekttegning 1-41.

Vægmodul	Længde	Højde	Højde omkring åbning		Længde omkring åbning	
Nr.	l [mm]	h ₀ [mm]	h ₁ [mm]	h ₂ [mm]	l ₁ [mm]	l ₂ [mm]
1a	3600	3705	1561	935	595	595
2a	3600	3705	1561	935	595	595
3a	3600	3705	1561	935	595	595
4a	3600	3705	1561	935	595	860
1b	3600	7000	1663	1662	1800	1800
2b	3600	7000	735	490	595	595
3b	3600	7000	735	490	595	595
4b	3600	7000	735	490	595	1570

Tabel 22: Viser de geometriske størrelser til beregning af den relative stivhed for den stabiliserende væg 2y.

Da alle 4 moduler indgår i den stabiliserende væg 2y, er den relative stivhed skønnet ud fra en gennemsnitsværdi af størrelserne. Dette gøres herunder for vægmodulerne på 1. sal (kendetegnet ved a) og i stuen (kendetegnet ved b).

Da væg 2y er en bærende væg kan α_0 sættes til 2,0 jf. skemaet på Figur 11. Alle andre α -værdier bestemmes til:

$$\alpha_{1,a} = \alpha_0 \cdot \frac{l^2}{h^2} = 2 \cdot \frac{(3600 \text{ mm})^2}{(7000 \text{ mm})^2} = 0,53$$

$$\alpha_{2,a} = \frac{h_1^2 + h_2^2}{h_0^2/30} = \frac{(1561 \text{ mm})^2 + (935 \text{ mm})^2}{(3705 \text{ mm})^2/30} = 7,24$$

$$\alpha_{3,a} = \frac{l_1^2 + l_2^2}{h_0^2/30} = \frac{(595 \text{ mm})^2 + (\frac{3 \cdot 595 \text{ mm} + 860 \text{ mm}}{4})^2}{(3705 \text{ mm})^2/30} = 1,73$$

$$\alpha_{1,b} = \alpha_0 \cdot \frac{l^2}{h^2} = 2 \cdot \frac{(3600 \text{ mm})^2}{(7000 \text{ mm})^2} = 0,53$$

$$\alpha_{2,b} = \frac{h_1^2 + h_2^2}{h_0^2/30} = \frac{(\frac{1663 \text{ mm} + 3 \cdot 735 \text{ mm}}{4})^2 + (\frac{1662 \text{ mm} + 3 \cdot 490 \text{ mm}}{4})^2}{(7000 \text{ mm})^2/30}$$

$$= 0,95$$

$$\alpha_{3,b} = \frac{l_1^2 + l_2^2}{h_0^2/30}$$

$$=\frac{\left(\frac{1800\ mm+3\cdot595\ mm}{4}\right)^{2}+\left(\frac{1800\ mm+2\cdot595\ mm+15/0\ mm}{4}\right)^{2}}{(7000\ mm)^{2}/30}=1,29$$

De relative stivheder for de andre stabiliserende vægge er bestemt efter det samme princip. Resultatet af beregninger for Etape 1 fremgår af Tabel 23 på den næste side. a og b bruges igen til indikation for hhv. elementet i 1. sal og stueetage.

Vægmodul	Længde	Højde		Relativ	stivhed	
Nr.	l [mm]	h ₀ [mm]	α0	α_1	α_2	α3
1x a	3080	3705	1,50	1,04	7,24	0,77
2x a	3080	3705	1,50	1,04	7,24	0,77
3x a	2400	3705	2,00	0,84	4,20	1,55
4x a	15190	3705	2,00	9,42	-	-
1y a	14400	3705	2,00	0,53	5,61	2,35
2y a	14888	3705	2,00	0,53	7,24	1,73
3y a	28950	3705	2,00	0,53	6,73	2,89
1x b	3080	7000	1,50	0,29	0,62	0,22
2x b	3080	7000	1,50	0,29	0,62	0,22
3x b	2400	7000	2,00	0,24	6,77	0,43
4x b	15190	7000	2,00	9,42	-	-
1y b	14400	7000	2,00	0,53	0,88	1,03
2y b	14888	7000	2,00	0,53	0,95	1,29
3y b	28950	7000	2,00	0,53	1,69	2,48

Tabel 23: Viser resultatet for skønnet af de relative stivheder til de stabiliserende vægge for Etape 1.

Resultatet af beregninger for Etape 2 fremgår af Tabel 24.

Vægmodul	Længde	Højde		Rela	tiv stivhed	
Nr.	l [mm]	h ₀ [mm]	α_0	α_1	α_2	α3
5x a	17992	3705	2,00	0,49	12,23	6,55
бх а	25200	3705	2,00	0,49	4,60	1,55
4y a	14400	3705	2,00	3,48	4,27	6,07
5x b	3080	7000	2,00	0,53	3,40	2,62
бх b	3080	7000	2,00	0,53	0,94	0,43
4y b	2400	7000	2,00	3,48	1,46	23,74

Tabel 24: Viser resultatet for skønnet af de relative stivheder til de stabiliserende vægge for Etape 2.

Beregninger af de relative stivheder anført i Tabel 23 og Tabel 24 fremgår af *Bilag 1.1* - *Bestemmelse af alfa-værdier til Etape 1 (oprindeligt)* og *Bilag 2.1 - Bestemmelse af alfa-værdier til Etape 1 + 2 (oprindeligt)*. Som beskrevet under afsnit 2.3 *Lastfordeling til de stabiliserende vægge* skal den mindste værdi af de skønnede α -værdier benyttes. Det kan dog vise sig, at skønnet giver stabilitetsproblemer for væggene og den vandrette last skal omfordeles ved at ændre α -værdier. Før de stabiliserende vægge bestemmes. Dette er gjort i det næste afsnit.



A2.5 Bestemmelse af lastfordeling til Etape 1 og Etape 2

Lastfordelingen af vindlasten til de stabiliserende vægge sker efter fremgangsmåden beskrevet under afsnit 2.3 Lastfordeling til de stabiliserende vægge. Der er opstillet et beregningsskema til den vandrette lastfordeling. Da fremgangsmåden til lastfordelingen er den samme udlades at vise beregninger i appendikset. Derimod haves følgende beregningsskemaet vedlagt som bilag:

- Bilag 1.2 Bestemmelse af reaktioner i tagskiven til Etape 1 (oprindeligt)
- Bilag 1.3 Bestemmelse af reaktioner i etageskiven til Etape 1 (oprindeligt)
- Bilag 1.2 Bestemmelse af reaktioner i tagskiven til Etape 1+2 (oprindeligt)
- Bilag 1.3 Bestemmelse af reaktioner i etageskiven til Etape 1+2 (oprindeligt)



Appendiks A3 – Betonelementprojektet af Kommandobroen

Denne appendiks indeholder beregninger i forbindelse med betonelementprojekteringen for Kommandobroen. Beregninger til betonelementprojektet omfatter en bestemmelse af minimumsarmering jf. robusthedskravene, som betonnormen stiller. Derudover skal det kontrolleres ved hjælp af stringermodellen, om minimumsarmeringen svarer til den nødvendige armeringsmængde for den dimensionsgivende belastning af dækskiven. Derfor er appendikset opdelt i de følgende beregningsafsnit:

- A3.1 Beregninger til Kommandobroens trækforbindelsessystem
- A3.2 Beregninger i forbindelse med stringermodellen
- A3.3 Dimensionering af armering til dækskiven

A3.1 Beregninger til Kommandobroens trækforbindelsessystem

I dette afsnit dimensioneres armeringen jf. robusthedskravene for de enkle trækforbindelser til det samlede trækforbindelsessystem for Kommandobroen. De derved bestemte armeringsmængder er minimumskravene til armeringen for dækskiverne. Til dimensioneringen er der anvendt dækplanen, som ses på Figur 13.



Figur 13: Viser dækplanen for Kommandobroen. Se ligeledes Tegning C103 og C104 for en større udgave.

A3.1.1 Periferi-trækforbindelser

Periferi-trækforbindelse sikrer sammenhængen mellem huldækelementerne i randen af dækskiven. Derfor kaldes disse trækforbindelser også for randarmering. Det er randarmeringens opgave at sikre, at der kan opstå skivevirkning i dækskiven. En skitsering af randarmeringen ses på Figur 14.



Figur 14: Viser en skitsering af randarmeringen, stødarmering om et dækhjørne og tværarmering ved stødet.

Jf. robusthedskrav bør randarmeringen ligge indenfor 1,2 m fra dækskivens rand. Derudover skal randarmeringen opfylde følgende minimumskrav:

$$F_r = max \begin{cases} q_1 \cdot l \\ 40 \ kN \end{cases}$$

hvor

q_1	er 15 kN/m
l	er længden af det sidste fag

Ud fra Figur 13 findes den største længde af et huldæk til 8,524 m for Etape 1 og 8,756 m for Etape 2. Der er valgt at anvende den samme randarmering til begge etaper, hvormed armeringen skal kunne optage en trækkraft på:

$$F_r = max \begin{cases} 15\frac{kN}{m} \cdot 8,756 \ m \\ 40 \ kN \end{cases} = max \begin{cases} 131,3 \ kN \\ 40 \ kN \end{cases} = 131,3 \ kN \end{cases}$$

Idet der anvendes armering med $f_{yk} = 550 MPa$, bestemmes det nødvendige armeringsareal til:

$$A_{s,nødv} = \frac{131,3 \ kN}{458 \ MPa} = 287 \ mm^2$$

Der vælges 2 Y14 til randarmering, som giver et armeringsareal på $A_s = 308 mm^2$. Da DS/EN 1992-1-1 foreskriver, at randarmeringen skal være kontinuert, skal der anvendes stødarmering rundt om dækskivernes kanter, som er vinkelbøjet. Dette er vist på Figur 14.



Da der er tale om et stød i samme snit, skal stødlængden øges med en faktor på 1,5 jf. DS/EN 1992-1-1 Tabel 8.3. Yderligere er der tale om dårlige forankringsforhold, da armeringen ligger i randen af dækskiven, hvorfor der anvendes faktoren $\eta_1 = 0,7$. Da mere end 25 % armering stødes i samme snit skal der opfyldes reglerne for tværarmering.

Ud fra ovenstående bestemmes forankringslængden af stødarmeringen ved hjælp af Teknisk Ståbi. Idet der anvendes beton C25 til udstøbning og armering med $f_{yk} = 550 MPa$, bestemmes basisforankringslængden til:

 $\frac{l_b}{\emptyset} = 69 \iff l_b = 69 \cdot 14 \ mm = 966 \ mm$

Derved bliver den endelige forankringslængde ved stødet til: $l_{b, \emptyset} = 1,5 \cdot 966 \ mm = 1449 \ mm \approx 1500 \ mm$

Da der er anvendt Y14 og der ønskes anvendt Y6 til tværarmering, bestemmes antal af tværarmeringsbøjler til 6 stk. pr. stød.

A3.1.2 Interne trækforbindelser

De interne trækforbindelser udgøres af trækforbindelser i to retninger, som skal ligge omtrent vinkelret på hinanden. Ligeledes bør disse være kontinuert og forankret til randarmering i hver ende. Ved en jævnt fordelt trækarmering skal kunne optages en trækkraft på 15 kN/m. Det er fugerne mellem huldækkene, hvor de interne trækforbindelser placeres. Hvor det er vanskeligt at placere trækforbindelsen koncentreres armeringen for enden af huldækkene. En skitsering af de interne trækforbindelser er vist på Figur 15.



Figur 15: Viser en skitsering af fugearmering (intern trækforbindelse) ved en mellemunderstøtning i plan (tv.) og i et snit (th.).

Koncentreres trækarmeringen bør de interne trækforbindelser opfylde følgende minimumskrav:

$$F_i = max \begin{cases} q_3 \cdot (l_1 + l_2) \\ 40 \ kN \end{cases}$$

hvor

 q_3 er 15 kN/m l_1 og l_2 er spændvidden af dækket på hver side af den koncentrerede armering.
Af Figur 16 fremgår hvorledes l_1 og l_2 måles.



Figur 16: Viser hvordan l_1 og l_2 måles for den koncentrerede trækarmering.

Ud fra Figur 13 ses, at der skal koncentreres trækarmeringen ved KB-bjælken, da der ellers ikke er muligheder for placering af armering. For Etape 2 haves mulighed at placere armering i dækfugerne for de interne trækforbindelser.

Af Figur 13 findes de nødvendige længer til 8,524 m for Etape 1. Dermed bestemmes trækkraften som de interne trækforbindelser ved KB-bjælken bør dimensioneres for til: $F_i = max \begin{cases} 15 \ kN/m \cdot (8,524 \ m + 8,524 \ m) \\ 40 \ kN \end{cases} = max \begin{cases} 255,7 \ kN \\ 40 \ kN \end{cases} = 255,7 \ kN$

Idet der anvendes armering med $f_{yk} = 550 MPa$, bestemmes det nødvendige armeringsareal til:

$$A_{s,nødv} = \frac{255,7 \ kN}{458 \ MPa} = 558 \ mm^2$$

Der vælges at anvende 2 Y14 på hver side af KB-bjælken, som giver et armeringsareal på $A_s = 616 mm^2$. Armeringen forbindes til randarmering for enden af KB-bjælken ved den samme stødarmering, som der haves i hjørner, dvs. Y14 med 6 stk. Y6 tværarmering på en forankringslængde af 1500 mm.



Yderligere kræves armering langs huldækkenes bæreretning. Dette opfyldes for Kommandobroens konstruktion ved at føre trækarmering igennem KB-bjælken og indlægge U-bøjler langs alle facader. Derudover indskæres udsparinger i huldækkene som ligger i gavlene, så der ligeledes placeres U-bøjler (hammerhoveder) i disse. Figur 17 skitserer placering af trækarmering ved facaderne og gavl.



Figur 17: Viser en skitsering af fugearmering (U-bøjle) ved facaden/gavl i et plan (tv.) og i et snit (th.).

For alle armeringsbøjler i facaden og gavlene samt trækarmeringen igennem KBbjælken beregnes trækkraften som bør kunne overføres til:

$$F_{i,bøjler} = max \begin{cases} q_2 \cdot l \\ 40 \ kN \end{cases}$$

hvor

 q_2 er 15 kN/m l er afstanden af trækarmeringen

Der er gængs at placere trækarmeringen i huldækkenes fuger, hvorfor afstanden af trækarmeringen beregnes ud fra en standardbredde af huldæk på 1,2 m.

$$F_{i,bøjler} = max \begin{cases} 15 \frac{kN}{m} \cdot 1, 2m = 40 \ kN \\ 40 \ kN \end{cases}$$

Idet der anvendes armering med $f_{yk} = 550 MPa$, bestemmes det nødvendige armeringsareal til:

$$A_{s,nødv} = \frac{40 \ kN}{458 \ MPa} = 87 \ mm^2$$

Der vælges 1 Y10 i hver dækfuge, dvs. med en afstand på maksimal 1200 mm. Valget giver et armeringsareal på $A_s = 2 \cdot 79 \ mm^2 = 158 \ mm^2$. Som nævnt ovenfor placeres hammerhoveder i udsparinger ved gavlene. Udsparinger haves for hver 1,2 m og der anvendes ligeledes 1 Y10. For trækarmeringen igennem KB-bjælken vælges det, at anvende 1 Y12 pr. 1200 mm.

U-bøjlerne skal føres så langt ind i hhv. dækfugerne og udsparinger, at kravet til forankringslængden overholdes. Denne beregnes for Y10 U-bøjler og under forudsætning af at der haves dårlige forankringsforhold og der anvendes beton C25 til udstøbning samt armering med $f_{yk} = 550 MPa$ til:

$$\frac{l_b}{\emptyset} = 69 \iff l_b = 69 \cdot 10 \ mm = 690 \ mm$$

Dog nævnes i [2], at forankringslængden mindst skal være 1500 mm.²⁰

For de interne trækforbindelser er det yderligere valgt at øge robusthed ved at indlægge 1 Y12 i hver anden dækfuge, som er gennemgående fra randarmering til randarmering. Valget giver et armeringsareal på $A_s = 113 mm^2$. Dette opfylder ligeledes kravet til de interne trækforbindelser på 40 kN.

A3.1.3 Vandrette trækforbindelser til søjler og/eller vægge

De vandrette trækforbindelser til søjler og/eller vægge sørger for, at hhv. vægge og søjler fastgøres til etageadskillelserne. Det kræves, at de vandrette trækforbindelser kan overføre en trækkraft på 15 kN/m for vægge og 80 kN for søjler. De vandrette trækforbindelser består af armeringsstrittere som indstøbes i toppen af væggene og fastholdes af U-bøjler og den langsgående fugearmering. Se Figur 18 for et eksempel på de vandrette trækforbindelser ved en facade.





For at samlingen overholder robusthedskrav, skal både strittere og U-bøjler dimensioneres for trækkraften. Dette gøres herunder, idet der anvendes armering med $f_{yk} = 550 MPa$.

$$A_{s,nødv} = \frac{15 \ kN/m}{458 \ MPa} = 32 \ mm^2/m$$
Som regel vælges at indstøbe Y8 strittere pr. 300 mm, som giver et armeringsareal på $A_s = 167 \ mm^2/m$.

For søjler vil det nødvendige armeringsareal opfyldes ved 4 Y8 med $A_s = 201 mm^2$, idet der anvendes armering med $f_{yk} = 550 MPa$ og dette beregnes til:

$$A_{s,nødv} = \frac{80 \ kN}{458 \ MPa} = 175 \ mm^2$$

For U-bøjlerne vil de interne trækforbindelser opfylde kravet.

A3.2 Beregninger i forbindelse med stringermodellen

I dette afsnit bestemmes armeringen til tagdækskiven for vindlasten, når vind haves nordfra. Beregninger foretages for stringersystemet og vindlasten som vist på Figur 19.



Figur 19: Viser stringersystemet med vindlasten. Vindlasten bestemmes i afsnit A3.2.1.

Da belastningen skal koncentreres i knudepunkterne, følger denne beregning først. Beregningen fremgår af *A3.2.1 Beregning af de koncentrerede laster*. Herefter følger en kontrol om systemet er i ydre ligevægt og reaktionerne til stringersystemet findes. Dette fremgår af afsnit *A3.2.2 Kontrol af ydre ligevægt*. Kontrollen efterfølges af en beregning, hvor mange overtallige der skal vælges i forbindelse med stringerberegninger i afsnit *A3.2.3 Antal overtallige til stringerberegninger*.

De egentlige stringerberegninger haves i afsnit A3.2.4 Bestemmelse af forskydningsspændinger og afsnit A3.2.5 Bestemmelse af stringerkræfter. Til sidst dimensioneres



armeringen og dækskiven iht. stringerkræfterne og forskydningsspændinger i afsnit *A3.3 Dimensionering af armering til dækskiven*.

Generelt gælder for beregninger i forbindelse med stringermetoden, at der regnes positiv opad ved lodret ligevægt og positiv til højre ved vandret ligevægt. Efter dette princip bestemmes også fortegnet for alle laster i de følgende afsnit.

A3.2.1 Beregning af de koncentrerede laster

Til stringerberegninger flyttes alle laster i knudepunkterne. Der anvendes som tidligere nævnt vindlasten for vind nordfra. Lasterne og de tilhørende reaktioner af de stabiliserende vægge flyttes i de respektive knuder.

For at finde linjelasten til vindtryk og vindsug som stringersystemet skal regnes for, er der lavet en simplificering. Linjelasten for vind nordfra i tagskiven bestemmes ved at tage forholdet mellem formfaktoren for tryk ($c_{pe,tryk} = 0,8$) og for sug ($c_{pe,sug} = 0,3$) og fordeles på facadernes længde. Beregningen af linjelasten ses herunder.

$$w_{tryk} = \frac{498,6 \ kN \cdot \frac{0,8}{(0,8+0,3)}}{40,916 \ m} = 7,50 \ kN/m$$

$$w_{sug} = \frac{498,6 \ kN \cdot \frac{0,3}{(0,8+0,3)}}{40,916 \ m} = 2,81 \ kN/m$$

Dette er nødvendigt for at anvende den samme belastning som ved beregning af reaktionerne ført ind i de stabiliserende vægge. Ellers vil systemet ikke være i en ligevægt.

Til fordeling af vindlasten i knuderne er der regnet med en kontinuert bjælke over flere fag, hvor reaktionerne svarer til lasten i knuderne. Beregningerne er foretaget med et FEM-program og fremgår af *Bilag 5 – Beregning af vindlasten i knuderne*.

Reaktionerne af de stabiliserende vægge flyttes i knudepunkterne som ligger i randen af systemet. Dette gøres for en hurtigere beregningsfremgang.

Ligges vindlasten i knuderne og reaktionerne sammen, findes belastningen som stringersystemet skal beregnes for. Tabel 25 giver et overblik over reaktionerne som føres i de enkle knuder samt belastningen.



i x-retning				i y-retning			
Knude	Reaktion af de	Last fra	Samlet last	Reaktion af de	Last fra	Samlet last	
	stab. vægge	vind	i knude	stab. vægge	vind	i knude	
1	-35,75	0,00	-35,75	85,11	-39,16	45,95	
2	0,00	0,00	0,00	0,00	-26,22	-26,22	
3	0,00	0,00	0,00	0,00	-68,78	-68,78	
4	0,00	0,00	0,00	196,54	-37,27	159,27	
5	0,00	0,00	0,00	0,00	-34,69	-34,69	
6	0,00	0,00	0,00	0,00	-71,95	-71,95	
7	0,00	0,00	0,00	0,00	-90,09	-90,09	
8	0,00	0,00	0,00	0,00	-90,03	-90,03	
9	0,00	0,00	0,00	89,59	-28,71	-60,88	
10	-37,49	0,00	-37,49	0,00	0,00	0,00	
19	12,05	0,00	12,05	127,37	-49,63	77,74	
28	61,19	0,00	61,19	0,00	0,00	0,00	

Projektering af "Kommandobroen" i Hvide Sande

 Tabel 25: Viser en oversigt over reaktionerne fra de stabiliserende vægge, lasten fra vinden og den samlet last i hver knude. Enheden er kN.

Lasterne, som fremgår af Tabel 25, er vist i de respektive knuder for stringersystemet på Figur 20.



Figur 20: Viser stringersystemet med de koncentrerede laster anført i Tabel 25.



Det bemærkes at der er ændret fortegn for lasterne i y-retning på Figur 20 i forhold til værdierne vist i Tabel 25 på grund af den valgte fortegnsdefinition.

A3.2.2 Kontrol af ydre ligevægt

Det skal kontrolleres om det valgte stringersystem og dens belastninger er i et ydre ligevægt. Dette gøres herunder. Der er indsæt en understøtning i knude 34 og knude18. Der bestemmes reaktioner til kontrol af ligevægt i det følgende.

Ved at tage moment om knude 18, regnet positivt mod uret, bestemmes den lodrette reaktion $R_{L,34}$.

$$\begin{split} -R_{L,34} \cdot 40,916\ m + (-45,95\ kN) \cdot 38,516\ m + 26,22\ kN \cdot 34,958\ m + 68,78\ kN \\ &\quad \cdot 32,171\ m + 37,27\ kN \cdot 27,758\ m + (-161,85\ kN) \cdot 23,426\ m \\ &\quad + 71,95\ kN \cdot 20,558\ m + 90,09\ kN \cdot 13,358\ m + 90,03\ kN \cdot 6,158\ m \\ &\quad + (-115,68\ kN) \cdot 40,916\ m - (-35,75\ kN) \cdot 8,816\ m + 12,05\ kN \\ &\quad \cdot 14,484\ m + 61,19\ kN \cdot 28,800\ m = 0 \end{split}$$

Ved at tage moment om knude 34, regnet positivt mod uret, bestemmes den lodrette reaktion $R_{L,18}$.

$$\begin{split} R_{L,18} \cdot 40,916 \ m &- (-45,95 \ kN) \cdot 2,400 \ m - 26,22 \ kN \cdot 5,958 \ m - 68,78 \ kN \\ &\quad \cdot 8,745 \ m - 37,27 \ kN \cdot 13,158 \ m - (-161,85 \ kN) \cdot 17,490 \ m \\ &\quad - 71,95 \ kN \cdot 20,358 \ m - 90,09 \ kN \cdot 27,558 \ m - 90,03 \ kN \cdot 34,758 \ m \\ &\quad - (-60,88 \ kN) \cdot 40,916 \ m - (-35,75 \ kN) \cdot 37,616 \ m - (-37,49 \ kN) \\ &\quad \cdot 28,800 \ m - 12,05 \ kN \cdot 14,316 \ m = 0 \end{split}$$

Ved lodret projektion, regnet positivt opad, tjekkes om beregninger er rigtige. -(-45,95)kN - 26,22 kN - 68,78 kN - 37,27 kN - (-161,85 kN) - 71,95 kN - 90,09 kN - 90,03 kN - (-60,88 kN) - (-115,68 kN) - 15,67 kN $+ 15,66 kN \approx 0$

Det ses at de lodrette reaktioner i knude 18 og 34 er i lodret ligevægt. Yderligere er systemet i vandret ligevægt, idet der ikke er tilføjet vandrette belastninger udover reaktionerne af de stabiliserende vægge, som er regnet for ligevægt. Derfor er hele systemet i et ydre ligevægt.

A3.2.3 Antal overtallige til stringerberegninger

Der bestemmes i det følgende om systemet er statisk ubestemt. Hvor mange gange systemet er statisk ubestemt, bestemmes af udtrykket nedenunder.

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

hvor

K	er antallet af knudenunkter
Λ	
F	er antallet af hulfelter, der er stringeromkransede og sammenhængende
<i>S</i> ₁	er antallet af stringerlinjer gående fra rand til rand, idet hullers kanter
	også tæller som rand
<i>S</i> ₂	er antallet af stringerlinjer, der i hele deres forløb følger en rand
R	er antallet af reaktioner

Af Figur 19 fremgår antal af knudepunkter til 37 stk. Derudover ses, at der ikke haves hulfelter i dækskiven. Antallet af stringerlinjer, som går fra rand til rand haves til 15 stk., idet følgende stringerlinjer tælles med i S_1 :

Knude 1 – knude 9, knude 10 – knude 18, knude 19 – knude 20, knude 22 – knude 25, knude 26 – knude 29, knude 30 – knude 33, knude 34 – knude 37, knude 22 – knude 34, knude 1 – knude 35, knude 3 – knude 36, knude 5 – knude 37, knude 6 – knude 15, knude 7 – knude 16, knude 8 – knude 17 og knude 9 – knude 18.

Antallet af stringerlinjer, der i hele deres forløb følger en rand haves til 4 stk., idet følgende stringerlinjer tælles med i S_2 :

Knude 1 – knude 9, knude 9 – knude 18, knude 34 – knude 37 og knude 22 – knude 34.

I afsnit A3.2.2 er der anvendt 3 reaktioner til kontrol af ligevægt, hvorfor der haves R = 3.

Dermed bestemmes antal af overtallige størrelser til: $N = 37 - 0 - (2 \cdot 15 - 4) + (3 - 3) = 11$

A3.2.4 Bestemmelse af forskydningsspændinger

Til bestemmelse af forskydningsspændinger i stringersystemet indlægges forskellige snit. Ved en hensigtsmæssig placering af de forskellige snit kan antallet af overtallige størrelser reduceres. Dette er tilfælde for det valgte stringersystem af Kommandobroen. På Figur 21 ses stringersystemet og hvorledes det er valgt at placere de enkle snit.







Forskydningsspændingerne betegnes ved τ_X , hvor indekset angiver forskydningsfeltet, forskydningsspædingen bestemmes for. Som generel findes τ_X ud fra ligevægtsligninger. For et hvilket som helst snit bestemmes forskydningsspændingen ved at omstille det følgende udtryk:

$$\sum_{i=1}^{n} P_{nedad,n} + \sum_{i=1}^{x} \tau_x \cdot t \cdot l_x = \sum_{i=1}^{m} P_{opad,m}$$

hvor

$P_{nedad,n}$	er laster i negativt retning
P _{opad,m}	er laster i positivt regning
$ au_{\chi}$	er forskydningsspændinger i de snittede felter
t	er tykkelsen af massiv betondæk
l_x	er længden af de snittede forskydningsfelter målt parallel med snittet

Det ses af udtrykket, at der kan forekomme flere ubekendte. Her skal der vælges en forskydning. Hvor mange gange der kan være snit med flere en ubekendt er bestemt ved antal overtallige i stringersystemet.

Ved huldæk svarer tykkelsen t til tykkelsen af over- og undersiden af huldækket lagt sammen. For det nærværende projekt betyder det, at $t = 2 \cdot 40 \text{ mm} = 80 \text{ mm}$, idet der anvendes PX270 huldækelementer af Spæncom. For elementgeometrien af huldækket se tegning *C300 Geometri af huldækelement*.

Da beregninger er ens i fremgangsmåden, er det valgt at vise et eksempel for snit I og snit II. Alle andre snit beregnes efter det samme princip og er vedlagt i *Bilag* 6 - Be-stemmelse af forskydningsspændinger i stringersystemet.

Snit I er vist på Figur 22. Der er indtegnet forskydningsspændingers retning og belastninger i snittet. Her er det lasten i knude 8 og reaktionen i knude 16.



Figur 22: Viser snit I i forskydningsfeltet A til bestemmelse af forskydningsspændingen τ_A .

Ved lodret ligevægt, regnet positivt opad, bestemmes forskydningsspændingen i felt A. $(-60,88 \ kN) + \tau_A \cdot 80 \ mm \cdot 8816 \ mm = 15,66 \ kN$ $\Leftrightarrow \tau_A = 0,1085 \ MPa$

Snit II er vist på Figur 23.



Figur 23: Viser snit II i forskydningsfeltet B til bestemmelse af forskydningsspændingen τ_B .

Forskydningsspændingen i felt B bestemmes herunder. $(-60,88 \ kN + 90,03 \ kN) + \tau_B \cdot 80 \ mm \cdot 8816 \ mm = 15,66 \ kN$ $\Leftrightarrow \tau_B = -0,0191 \ MPa$

Forskydningsspændinger						
$ au_{ m A}$	0,1085	MPa	$ au_{ m L}$	-0,1119	MPa	
$ au_{ m B}$	-0,0191	MPa	$\tau_{\rm M}$	-0,4918	MPa	
$ au_{\mathrm{C}}$	-0,1469	MPa	$ au_{ m N}$	0,0779	MPa	
$ au_{\mathrm{D}}$	-0,2489	MPa	$ au_{ m O}$	-0,0090	MPa	
$ au_{\mathrm{E}}$	0,1804	MPa	$ au_{ m P}$	0,0200	MPa	
$ au_{ m F}$	0,1275	MPa	$ au_Q$	-0,1143	MPa	
$ au_{ m G}$	-0,0659	MPa	$ au_{R}$	-0,0100	MPa	
$ au_{ m H}$	-0,1031	MPa	$ au_{ m S}$	0,1000	MPa	
$ au_{\mathrm{I}}$	0,0100	MPa	$ au_{\mathrm{T}}$	-0,1446	MPa	
$\tau_{ m J}$	-0,1119	MPa	$ au_{ m U}$	-0,0100	MPa	
$ au_{\mathrm{K}}$	0,0100	MPa				

En oversigt med de fundne forskydningsspændinger i de enkle felter ses i Tabel 26.

 Tabel 26: Viser forskydningsspændinger i stringersystemet.

A3.2.5 Bestemmelse af stringerkræfter

Efter forskydningsspændinger i de enkle forskydningsfelter er fundet, bestemmes stringerkræfterne for systemet. Dette gøres ved anvendelse af ligevægtsligninger, som for bestemmelse af forskydningsspændinger.

Stringerkræfterne holdes adskilt fra hinanden ved at navngive dem hhv. S_{xi} og S_{yi} , hvor x og y angiver retningen i koordinatsystemet for den pågældende stringerkraft og i angiver knude i stringersystemet, som fremgår af Figur 19.

For et hvilket som helst snit bestemmes stringerkraften ved at omstille det følgende udtryk:

 $S_{xi} + \tau_1 \cdot t \cdot l = S_{xj} + \tau_2 \cdot t \cdot l$

hvor

 S_{xi} og S_{xj} er stringerkraften i hhv. knude i og knude j τ_1 og τ_2 er forskydningsspændingen på hhv. venstre og højre sideter tykkelsen af massiv betondækler længden af forskydningsfeltet parallel med snittet

Det bemærkes at ovenstående udtryk gælder for stringerkræfter i x-retning. Beregnes stringerkræfter i y-retning ændres stringerkræfters betegnelse til S_{yi} og S_{yj} .

Da beregninger ligeledes er ens i fremgangsmåden, vises et eksempel for snittene anvendt til bestemmelse af forskydningsspændinger. Alle andre beregninger er vedlagt i *Bilag 7 - Bestemmelse af stringerkræfter i stringersystemet.*

Stringeren imellem knude 9 og 18 er vist på Figur 24, hvor forskydningsspændingen og stringerkræfter er vist.



Figur 24: Viser stringeren imellem knude 9 og 18 til bestemmelse af stringerkræfterne.

Ved lodret ligevægt, regnet positivt opad, bestemmes stringerkraften S_{y18} , idet S_{y9} er lige med lasten i knude 9, som haves til -60,88 kN.

$$\begin{split} S_{y9} + \tau_A \cdot t \cdot l &= S_{y18} \\ \Leftrightarrow (-60,88 \ kN) + 0,1085 \ MPa \cdot 80 \ mm \cdot 8816 \ mm &= S_{y18} \\ \Leftrightarrow S_{y18} &= 15,66 \ kN = R_{L,18} \ \Rightarrow OK \end{split}$$

Stringeren imellem knude 8 og 17 er vist på Figur 25.



Figur 25: Viser stringeren imellem knude 8 og 17 til bestemmelse af stringerkræfterne.

Ved lodret ligevægt, regnet positivt opad, bestemmes stringerkraften S_{y17} , idet S_{y8} er lige med lasten i knude 8, som haves til 90,03 kN.

$$\begin{split} S_{y8} + \tau_B \cdot t \cdot l &= S_{y17} + \tau_A \cdot t \cdot l \\ \Leftrightarrow (90,03 \ kN) + (-0,0191 \ MPa) \cdot 80 \ mm \cdot 8816 \ mm \\ &= S_{y17} + 0,1085 \ MPa \cdot 80 \ mm \cdot 8816 \ mm \\ \Leftrightarrow S_{y17} &\approx 0 \ kN \ \Rightarrow OK \end{split}$$

En oversigt med de fundne stringerkræfter i de enkle knuder ses i Tabel 27.

Stringerkræfter i x-retning				Stringerkræfter i y-retning			
Knude	Kraft	Knude	Kraft	Knude	Kraft	Knude	Kraft
S_{x1}	35,75	S _{x22}	-12,05	S _{y9}	60,88	S_{y3}	-68,78
S _{x2}	6,42	S _{x23}	-106,47	S _{y18}	-15,66	S _{y12}	67,62
S _{x3}	-8,27	S_{x24}	-72,02			S _{y20}	-3,03
S _{x4}	36,74	S _{x25}	0,00	S _{y8}	-90,03	S _{y24}	-73,68
S _{x5}	99,25			S _{y17}	0,00	S _{y28}	-98,41
S _{x6}	42,14	S _{x26}	0,00			S _{y32}	-38,31
S_{x7}	-42,45	S _{x27}	98,26	S _{y7}	-90,09	S _{y36}	0,00
S _{x8}	-53,46	S _{x28}	0,70	S _{y16}	0,00		
S _{x9}	0,00	S _{x29}	0,00			S_{y2}	-26,22
				S_{y6}	-71,95	\mathbf{S}_{y11}	0,00
S_{x10}	37,49	S _{x30}	0,00	S _{y15}	0,00		
\mathbf{S}_{x11}	69,67	S _{x31}	15,36			\mathbf{S}_{y1}	45,95
S_{x12}	86,59	S _{x32}	0,00	S _{y5}	161,85	S_{y10}	-26,74
S _{x13}	2,05	S _{x33}	0,00	S_{y14}	-140,88	S _{y19}	-20,94
S_{x14}	-99,25			S_{y21}	-76,02	S _{y23}	-15,15
S _{x15}	-42,14	S _{x34}	-61,19	S _{y25}	-11,17	S _{y27}	147,00
S _{x16}	42,45	S _{x35}	-80,39	S _{y29}	-8,61	S_{y31}	69,62
S _{x17}	53,46	S _{x36}	-7,00	S _{y33}	-2,85	S _{y35}	0,00
S _{x18}	0,00	S _{x37}	0,00	S _{y37}	0,00		
						S _{y22}	115,68
S _{x19}	0,00			S _{y4}	-37,27	S _{y26}	-24,31
S _{x20}	0,00			S _{y13}	0,00	S _{y30}	-12,79
S _{x21}	0,00					S _{y34}	15,67

 Tabel 27: Viser en oversigt over de bestemte stringerkræfter. Trækkræfter har positivt fortegn, mens trykkræfter har negativt fortegn. De kursive, fede kræfter er stringerne i randen.

A3.3 Dimensionering af armering til dækskiven

Ud fra de fundne stringerkræfter i afsnit *A3.2.5* dimensioneres armeringen i dækskiven. Der skal undersøges for trækstringere, trykstringere og forskydningsfelter. Der dimensioneres kun for de dimensionsgivende tilfælde, dvs. den største trækkraft, den største trykkraft og den største forskydningsspænding, hvor der desuden skelnes mellem randstringer og de interne stringer. Ud fra disse vælges dimensionen til de resterende stringer.

Det bemærkes, at stringerkræfter vil ændre fortegn, når vinden haves sydfra. Derudover vil vinden fra øst og vest give nogle andre stringerkræfter. Som tidligere skrevet er det derfor nødvendigt at undersøge dækskiverne for alle vindretninger, som dog ikke er gjort, grunden projektets ridsramme.

Dog vil der tages hensyn til i den følgende dimensionering, at fortegnet kan ændres af de fundne stringerkræfter.

Der skal ligeledes tages hensyn til, at der haves stringer, hvor der anvendes randarmering, selvom stringerne ligger intern i stringersystemet. Dette er tilfældet for stringerlinjen mellem knude 10 og 14. Derudover anvendes koncentreret armering omkring KBbjælken, hvorfor stringerlinjen mellem knude 12 og 36 behandles særskilt.

For stringerkraften S_{y27} vil der foretages en dimensionering af en fladstål som fastgøres ovenpå huldæk.

Ud fra ovenstående er afsnittet opdelt i en undersøgelse af trækstringere i randen og de interne trækstringere, samt en undersøgelse af trykstringere i randen og de interne trykstringere. Derefter følger en dimensionering af den koncentrerede armering ved KBbjælken for både en træk- og trykkraft. Dernæst følger dimensionering af fladstålet som optager stringerkræfterne ved knude 14 og 27 i y-retningen. Til sidst følger undersøgelsen af forskydningsfelterne og deres bæreevne.

A3.3.1 Undersøgelse af trækstringere

Da betonen ikke kan optage store trækkræfter, skal kræfterne optages af armering for trækstringere. Trækkræfter i stringer har positivt fortegn iht. til fortegnsdefinition. De maksimale trækkræfter tages ud fra Tabel 27. For vind sydfra ændres fortegn af de viste stringerkræfter i Tabel 27.

Randstringer

Den maksimale trækkraft for vind nordfra ligger på 115,68 kN for randarmeringen. Derudover haves den maksimale trækkraft for vind sydfra på 140,88 kN. Ud fra disse stringerkræfter bestemmes det nødvendige armeringsareal, idet der anvendes armering med $f_{\nu k} = 550 MPa$.



 $A_{s,nødv,rand} = \frac{140,88 \ kN}{458 \ MPa} = 307 \ mm^2$

Der vælges derfor 2 Y14 med et armeringsareal på $A_s = 308 mm^2$, som svarer til minimumsarmeringen fundet i afsnit A3.1.1.

Interne stringer

De interne stringer er valgt at opdele i stringer ved randen, dvs. U-bøjlerne, og den resterende fugearmering. Den maksimale trækkraft for U-bøjlerne findes til 161,85 kN for vind nordfra og 90,09 kN for vind sydfra.

Idet der anvendes armering med $f_{yk} = 550 MPa$, bestemmes det nødvendige armeringsareal af U-bøjlerne.

$$A_{s,nødv,U-bøjler} = \frac{161,85 \ kN}{458 \ MPa} = 353 \ mm^2$$

Da vindlasten virker som linjelasten på dækskiven, vil flere U-bøjler overføre denne last. Ved knude 5 vil lasten virke over 3600 mm, hvormed antal af U-bøjler haves til 3 stk. pr. 1200 mm. Dermed findes det nødvendige armeringsareal pr. U-bøjle nedenunder.

$$A_{s,nødv} = \frac{353 \ mm^2}{3 \ stk.} = 118 \ mm^2$$

Med 1 Y10 U-bøjle i hver dækfuge er både det nødvendige armeringsareal og minimumsarmeringen overholdt.

For de resterende interne stringer ligger trækraften på 98,26 kN for vind nordfra og på 90,09 kN for vind sydfra. Idet der anvendes armering med $f_{yk} = 550 MPa$, bestemmes det nødvendige armeringsareal.

$$A_{s,nødv,intern} = \frac{98,26 \ kN}{458 \ MPa} = 214 \ mm^2$$

Den dimensionsgivende trækkraft virker ved knude 27, hvor det kan antages at kraften virker over ca. 4800 mm. Det er valgt at anvende 1 Y12 pr. 2400 mm, hvormed der haves et armeringsareal på $A_s = 2 \cdot 113 \ mm^2 = 226 \ mm^2$.

A3.3.2 Undersøgelse af trykstringere

For trykstringere optages kræfterne af betonen. Det ønskes at trykkræfterne overføres alene i fugebeton. Da stringerberegninger er foretaget efter plasticitetsteorien anvendes den plastiske trykstyrke af betonen. Denne bestemmes ved:

 $f_{cd,pl} = v_m \cdot f_{cd}$



hvor

$$v_m = 0,98 - \frac{f_{ck}}{500 MPa}$$

For en fugebeton på C25 bestemmes den plastiske trykstyrke til:

$$f_{cd,pl} = \left(0,98 - \frac{25 MPa}{500 MPa}\right) \cdot \frac{25 MPa}{1,45} = 16,0 MPa$$

Trykkræfter i stringer har negativt fortegn iht. til fortegnsdefinition. De maksimale trykkræfter findes ud fra Tabel 27. For vind sydfra ændres fortegn af de viste stringerkræfter i Tabel 27.

Randstringer

Den maksimale trykkraft for vind nordfra ligger på -140,88 kN og for vind sydfra på -115,68 kN. Ud fra disse stringerkræfter bestemmes det nødvendige betontrykareal.

$$A_{c,nødv,rand} = \frac{140,88 \ kN}{16,0 \ MPa} = 8805 \ mm^2$$

Ud fra tegning 1-50 er det mindste fugeareal bestemt til $A_c = 20250 mm^2$, hvormed der ikke er behov for trykarmering.

Interne stringer

Ved trykstringerne er det ikke nødvendigt at opdele de interne stringer. Derfor findes den maksimale trykkraft for de interne stringer til -90,09 kN for vind nordfra og -161,85 kN for vind sydfra. Ud fra disse stringerkræfter bestemmes det nødvendige betontrykareal.

$$A_{c,nødv,intern} = \frac{161,85 \ kN}{16,0 \ MPa} = 10115 \ mm^2$$

Ud fra tegning 1-50 er det mindste fugeareal bestemt til $A_c = 11400 \ mm^2$, hvormed der ikke er behov for trykarmering.

A3.3.3 Undersøgelse af armering ved KB-bjælke

Ved KB-bjælken findes den maksimale trækstringerkraft til 67,62 kN og 98,41 for hhv. vind nordfra og sydfra. Idet der anvendes armering med $f_{yk} = 550 MPa$, bestemmes det nødvendige armeringsareal.

 $A_{s,nødv,KB} = \frac{98,41 \ kN}{458 \ MPa} = 215 \ mm^2$

Sammenlignes det nødvendige armeringsareal med minimumsarmeringen bestemt i afsnit A3.1.2 på $A_s = 558 mm^2$ ses, at robusthedskravet er dimensionsgivende for den koncentrerede armering ved KB-bjælken. Dermed holdes armeringen til 2 Y14 på hver side af bjælken.



Den maksimale trykstringerkraft haves på -98,41 kN og -67,62 kN for hhv. vind nordfra og sydfra. Dermed findes det nødvendige betontrykareal.

$$A_{c,nødv,KB} = \frac{98,41 \ kN}{16,0 \ MPa} = 6151 \ mm^2$$

Ud fra tegning 1-50 er det mindste fugeareal bestemt til $A_c = 2 \cdot 16200 \ mm^2$, hvormed der ikke er behov for trykarmering.

A3.3.4 Dimensionering af fladstål

Som nævnt før, skal der dimensioneres et fladstål ved knude 27, idet der her er valgt at lade stringeren forsatte på tværs af huldæk. Da det ikke vil være tilladeligt at skære så mange huldæk op på tværs, er det nødvendigt med en fastgørelse oppe fra. Til fastgørelsen dimensioneres et fladstål, som fastgøres ved ekspansionsanker til huldækkene.

Den dimensionsgivende kraft, som skal kunne optages i knude 27 er 147 kN. Da fladstålets bredde og de nødvendige borehuller til ankrene er afgørende for dets bæreevne, bestemmes bæreevnen af ekspansionsankre først.

Der ønskes anvendt ekspansionsankre som SPIT PRIMA ekspansionsanker med bolt²¹ i dimension M12x80. Den regningsmæssige bæreevne for et ekspansionsanker haves til $V_{Ed} = 9,00 \ kN$. Derved bestemmes antal af anker til:

$$n_{anker} = \frac{147 \ kN}{9,00 \ kN/stk} \approx 17 \ stk.$$

Fordelen ved denne type ekspansionsanker er, at forskydningsbæreevnen er relativt stor i forhold til andre produkter som M12 klæbeanker. Derudover skal der ikke tages hensyn til kanaler, da ekspansionsankeren har et lavt krav på den minimale betontykkelse. Det har ikke været muligt at finde bæreevnen for større boltediameter.

Da der ikke ligger spændarmeringen i toppen af huldækelementerne er det eneste krav for placering af ankrene deres krav til den indbyrdes afstand, som haves fra databladet til 185 mm. Der ønskes at fastgøre til min 2 huldækelementer og ankrene skal placeres i 2 rækker, som giver plads til 26 ankre i alt. Det vælges dog kun at anvende 18 anker, som opfylder ligeledes kravet. En detalje af samlingen ses i tegningsmaterialet på tegning C402 - D26 og C403 - D35.

Trækbæreevnen for fladstålet findes ved udtrykkene i DS/EN 1993-1-1 under pkt. 6.2.3, hvor den mindste værdi anvendes. Udtrykkene haves som følgende:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$
$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

²¹ For datablad se Bilag 8.

Tages hensyn til den indbyrdes afstand af ankre, som haves til 185 mm, skal der min. anvendes en plade med 225 mm i bredden, så hulafstand på $e_2 = 1,5 \cdot d_0$ for M12 bolte overholdes.

Idet der anvendes fladstål i S235 med en pladetykkelse på 10 mm og en bredde på 225 mm, findes stålets bæreevne til:

$$N_{t,Rd} = min \begin{cases} N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{2250 \ mm^2 \cdot 235 \ MPa}{1,1 \cdot 1,0} = 480,7 \ kN \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 1990 \ mm^2 \cdot 360 \ MPa}{1,35 \cdot 1,0} = 477,6 \ kN \\ \Leftrightarrow N_{t,Rd} = 477,6 \ kN \end{cases}$$

Fladstålets bæreevne er større end den dimensionsgivende kraft på 147 kN, hvorfor dimensionen er **OK**.

Da databladet for ekspansionsankeren forudsætter en boltekvalitet på min. 8.8 og under forudsætning af, at alle minimumsafstande overholdes, bestemmes boltenes overklipnings- og hulrandsbæreevne herunder.

Overklipningsbæreevne

$$F_{\nu,Rd} = n \cdot \frac{\alpha_{\nu} \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$$

hvor

n	er antallet af bolte
α_v	er en reduktionsfaktor, som tager hensyn til at bolten er forskydningspåvir
	ket. For boltkvalitet 8.8 og snit i gevind haves $\alpha_v = 0.6$.
f_{ub}	er trækbrudstyrken af bolten. For boltkvalitet 8.8 haves $f_{ub} = 800 MPa$.
Α	er skaftarealet

$$\Rightarrow F_{\nu,Rd} = 18 \cdot \frac{0.6 \cdot 800 \cdot 113 \ mm^2}{1.35 \cdot 1.0} = 723.6 \ kN$$

Hulrandsbæreevne

$$F_{b,Rd} = n \cdot \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

hvor

<i>k</i> ₁	er en faktor vedr. hul- og kantafstand i kraftens tværretning
α_b	er en faktor vedr. hul- og kantafstand i kraftens retning
f_u	er pladens trækbrudstyrke
d	er boltens diameter
t	er pladens tykkelse

Da både kant- og hulafstande overholdes, haves $k_1 = 2,5$ og $\alpha_b = 1,0$. $\Rightarrow F_{b,Rd} = 18 \cdot \frac{2,5 \cdot 1,0 \cdot 360 MPa \cdot 12 mm \cdot 10 mm}{1,35 \cdot 1,0} = 1440 kN$

Det ses, at både boltenes overklipnings- og hulrandsbæreevne er større end den dimensionsgivende kraft på 147 kN, hvorfor boltenes dimension er **OK**.

A3.3.5 Undersøgelse af forskydningsfelter

Forskydningsfelter skal ligeledes dimensioneres for deres dimensionsgivende belastning. Det er her valgt kun at udvælge et forskydningsfelt, hvor der normalt bør undersøges for alle forskydningsfelter.

I felterne er der ren forskydning. Armering til optagelse af forskydningen placeres på langs og tværs af huldækkene. For etagedækskiven vil kravene om armering i forskydningsfelter opfyldes af armeringen i overbetonen. Da der ikke haves overbeton for tagdækskiven, skal der kontrolleres om den tilstedeværende armering kan optage kræfterne. For armering i bæreretning af huldækkene kan spændarmering i huldækkene inddrages til at opfylde kravet. For armering på tværs af huldækkenes bæreretning, vil der placeres armering i forskydningsfelternes yderste rand.

Kontrol af beton

Trykspændingen i betonen bestemmes ved udtrykket²² nedenunder.

$$\sigma_c = \tau \left(\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right)$$

hvor

 τ er forskydningsspændingen i det pågældende felt θ er vinklen for det skrå betontryk

Den nødvendige armering i både tvær- og længderetningen af huldæk bestemmes ved de følgende udtrykke²³.

$$A_{sx} = \frac{\tau \cdot b}{f_{yd}} \cdot \cot \theta$$
$$A_{sy} = \frac{\tau \cdot b}{f_{yd} \cdot \cot \theta}$$

hvor

b er tykkelsen af forskydningsfeltet

For dimensioneringen kan $\cot \theta$ frit vælges. Det bemærkes at betontrykket bliver mindst for $\cot \theta = 1$. Da der ønskes at betonen tager så meget tryk som muligt, vælges

²² [5], afsnit 12.4, formel 12.4

²³ [5], afsnit 12.4, formler 12.5 og 12.6



 $\cot \theta = 2,5$. Betonens bæreevne findes ved kravet nedenunder, da der regnes med plastisk opførelse af betonen.

$$\sigma_c \le v \cdot f_{cd}$$

Effektivitetsfaktoren v bestemmes for forskydning, dvs. $v = v_v$. v_v bestemmes nedenunder.

$$v_v = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200 MPa}$$

For en huldækbeton på C45 bestemmes betonens styrke til:

$$f_{cd,v} = \left(0.7 - \frac{45 MPa}{200 MPa}\right) \cdot \frac{45 MPa}{1.45} = 14.7 MPa$$

Det er valgt at undersøge forskydningsfeltet M, som har den største forskydningsspænding jf. Tabel 26. Med $\cot \theta = 2,5$ bestemmes det aktuelle betontryk til:

$$\sigma_c = 0,4918 MPa \cdot \left(2,5 + \frac{1}{2,5}\right) = 1,43 MPa \ll f_{cd,v} = 14,7 MPa$$

Det ses at det aktuelle betontryk er langt mindre end forskydningsstyrken i betonen, hvorfor spændingen er tilladelig.

Kontrol af armering

Idet der anvendes de samme forudsætninger som under kontrol af betonen og der anvendes armering med $f_{yk} = 550 MPa$, bestemmes de nødvendige armeringsmængder.

$$A_{sx} = \frac{0,4918 MPa \cdot 80 mm}{458 MPa} \cdot 2,5 \cdot 10^3 = 215 mm^2/m$$

$$A_{sy} = \frac{0,4918 MPa \cdot 80 mm}{458 MPa \cdot 2,5} \cdot 10^3 = 34 mm^2/m$$

For armeringen i x-retningen, dvs. i bæreretning af huldæk, kan armeringskravet opfyldes ved spændarmeringen i huldækelementet, som haves til $A_{s,huldæk} = 818 mm^2/m$. For armeringen i y-retning, dvs. på tværs af huldæk kontrolleres, om stringerarmering kan optage de opstående ekstra belastninger.

Den samlede trækkraft N_y bestemmes ved udtrykket²⁴ nedenunder.

$$N_{\mathcal{Y}} = \frac{\tau}{\cot\theta} \cdot b \cdot z_x$$

 z_x er afstanden af stringerne målt parallelt med x-aksen. Ud fra Figur 19 haves $z_x = 2400 mm$. Den samlede trækkraft bestemmes derved til:

$$N_y = \frac{0,4918 \, MPa}{2,5} \cdot 80 \, mm \cdot 2400 \, mm \cdot 10^{-3} = 37,8 \, kN$$

²⁴ [5], afsnit 12.4, formel 12.10



Trækkraften fordeles på de to stringer med halvdelen til hver stringer. Dette har indflydelse på stringerkræfterne S_{y26} og S_{y27} . De nye stringerkræfter haves til:

$$S_{y26} = 24,31 \ kN - \frac{1}{2} \cdot 37,8 \ kN = 5,41 \ kN$$
$$S_{y27} = 147,00 \ kN + \frac{1}{2} \cdot 37,8 \ kN = 165,9 \ kN$$

Det ses ud fra ovenstående beregninger, at stringerkraften S_{y26} bliver mindre og stringerkraften S_{y27} bliver større. For den mindre trykkraft skal der ikke foretages en ændring. Dog vil den øgede trækkraft medføre, at fladstålet, dimensioneret i afsnit *A3.3.4*, skal kunne optage denne kraft. Der vælges at øge antal af ankre med 2 stk.



Appendiks A4 - Stålprojektet af Kommandobroen

Appendikset til stålprojektet af Kommandobroen indeholder beregninger som er forbundet med dimensionering af karnappen i den sydlige facade af Kommandobroen. Appendikset er opdelt i de følgende delafsnit:

- A4.1 Dimensionering af karnappen
- A4.2 Dimensionering af karnappens detalje
- A4.3 Responsundersøgelse af karnappen

A4.1 Dimensionering af karnappen

I denne del af appendikset dimensioneres karnappens overordnet konstruktion. De dimensionsgivende regningsmæssige laster bestemmes først, hvorefter snitkræfterne og reaktionerne samt udbøjningen findes ved hjælp af FEM-beregninger.

A4.1.1 De dimensionsgivende laster

Lasterne til dimensionering af karnappen fremgår af *Appendiks A1 - Lastopgørelse*. Deraf haves følgende karakteristiske laster:

Egenlast

$g_{k,tag} = 0,72 \ kN/m^2$	for egenlasten af tagkonstruktion
$g_{k,gulv} = 0,86 \ kN/m^2$	for egenlasten af gulvkonstruktion
$g_{k,front} = 0,57 \ kN/m^2$	for egenlasten af vægkonstruktion

Det bemærkes for egenlasten af vægkonstruktionen, at denne er større end glasfacadens egenlast som kan skønnes til $0.4 \ kN/m^2$.

Nyttelast

$a_{k} = 5.0 \ kN/m^{2}$	for nyttelastkategori C4
$q_k = 3,0$ km $/m$	

Snelast

for terrænværdien
for formfaktoren uden sneophobning
for formfaktoren med sneophobning ved tagkant
for formfaktoren med sneophobning mod facadevæg

Med de bestemte formfaktorer bestemmes de enkle snelaster til følgende værdier:

 $s_{k,1} = \mu_1 \cdot s_k = 0.8 \cdot 1.0 \ kN/m^2 = 0.8 \ kN/m^2$ $s_{k,2} = \mu_2 \cdot s_k = 1.0 \cdot 1.0 \ kN/m^2 = 1.0 \ kN/m^2$ $s_{k,3} = \mu_3 \cdot s_k = 1.4 \cdot 1.0 \ kN/m^2 = 1.4 \ kN/m^2$



Vindlast

Til bestemmelse af vindlasten er formfaktorene af hhv. vindtryk og vindsug bestemt i *Appendiks A1.5.2.* Herudfra bestemmes det karakteristiske vindtryk og vindsug for alle tre konstruktionsdele. Dertil anvendes den i afsnit *A1.5.1* bestemte peakhastighedstryk på $q_p = 1,217 \ kN/m^2$.

$$\begin{split} w_{k,tryk,tag} &= c_{pe,tryk,tag} \cdot q_p = 0.2 \cdot 1.217 \ kN/m^2 = 0.24 \ kN/m^2 \\ w_{k,sug,tag} &= c_{pe,sug,tag} \cdot q_p = -0.8 \cdot 1.217 \ kN/m^2 = -0.97 \ kN/m^2 \end{split}$$

$$\begin{split} w_{k,tryk,front} &= c_{pe,tryk,front} \cdot \rho \cdot q_p = 0.7 \cdot 0.85 \cdot 1.217 \ kN/m^2 = 0.72 \ kN/m^2 \\ w_{k,sug,front} &= c_{pe,sug,front} \cdot \rho \cdot q_p = -0.3 \cdot 0.85 \cdot 1.217 \ kN/m^2 = -0.31 \ kN/m^2 \end{split}$$

$$\begin{split} w_{k,tryk,gulv} &= c_{pe,tryk,gulv} \cdot \rho \cdot q_p = 0.7 \cdot 0.85 \cdot 1.217 \ kN/m^2 = 0.72 \ kN/m^2 \\ w_{k,sug,gulv} &= c_{pe,sug,gulv} \cdot \rho \cdot q_p = -0.3 \cdot 0.85 \cdot 1.217 \ kN/m^2 = -0.31 \ kN/m^2 \end{split}$$

De karakteristiske laster skal kombineres til lastkombinationerne angivet i DS/EN 1990 i formel 6.10a og formel 6.10b. Lastkombinationerne for nyttelast dominerende, snelast dominerende, vindlast dominerende og egenlast dominerende skal anvendes til at bestemme den dimensionsgivende lastkombination.

Til dimensionering af karnappen er der anvendt FEM-programmet Analysis, som har den fordel, at der indtastes de karakteristiske laster og der angives lastkombinationsfaktorene. Den dimensionsgivende lastkombination er ved Analysis-beregninger bestemt til nyttelast dominerende, hvor der anvendes lastkombinationen som vises herunder.

$$p_d = 1,0 \cdot K_{FI} \cdot g_k + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot q_k + 1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI} \cdot s_k + 1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI} \cdot w_k$$

hvor

$g_k, q_k, s_k \text{ og } w_k$	er de karakteristiske laster for de pågældende konstruktionsdele
K _{FI}	er lig med 1,0, idet der haves konsekvensklasse CC2
ψ_0	er lig med 0,3 for lastkombinationen med dominerende nyttelast

Det ses også umiddelbar, at nyttelasten er dimensionsgivende, da lasten har en større karakteristisk last i forhold til de andre laster. Derudover anvendes sneophobningen til den dimensionsgivende lastkombination, da denne last giver et større bidrag i nedadrettet last end snelasten uden ophobning.

Både vindlasten og snelasten virker i elementernes lokale akser, hvorfor det ikke er nødvendigt at omregne disse. Dog skal egenlasten opdeles i en lokal x- og y-komposant. Dette skal gøres for egenlasten af karnappens front og beregninger ses nedenunder. Til beregninger er vinklen mellem fronten og gulvet bestemt til 105°. Figur 26 bruges til bestemmelse af begge lastkomposanter.



Figur 26: Viser skitsen af gulv og front af karnappen. Der er vist egenlasten af fronten, som opdeles i en x- og y-komposant.

Derved opdeles egenlasten i følgende lokale komposanter: $g_{k,front,x} = \cos 15^{\circ} \cdot g_{k,front} = \cos 15^{\circ} \cdot 0,57 \ kN/m^2 = 0,55 \ kN/m^2$ $g_{k,front,y} = \sin 15^{\circ} \cdot g_{k,front} = \sin 15^{\circ} \cdot 0,57 \ kN/m^2 = 0,15 \ kN/m^2$

Da alle karakteristiske laster kendes, bestemmes de regningsmæssige laster, som anvendes til dimensionering af karnappen. Lasterne er kombineret herunder.

Tag ved facadevæg

 $p_{d,facade} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,72 \ kN/m^2 + 1,5 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \cdot 1,4 \ kN/m^2 + 1,5 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \\ \cdot 0,24 \ kN/m^2 = 1,46 \ kN/m^2$

Tag ved tagkant

 $p_{d,tagkant} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,72 \ kN/m^2 + 1,5 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \ kN/m^2 + 1,5 \cdot 0,3 \cdot 1,0$ $\cdot 0,24 \ kN/m^2 = 1,28 \ kN/m^2$

Front i x-retning

 $p_{d.front.x} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,55 \ kN/m^2 = 0,55 \ kN/m^2$

Front i y-retning

 $p_{d,front,y} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,15 \ kN/m^2 + 1,5 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \cdot 0,31 \ kN/m^2 = 0,29 \ kN/m^2$

Gulv

 $p_{d,gulv} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,86 \ kN/m^2 + 1,5 \cdot 1,0 \cdot 5,0 \ kN/m^2 = 8,36 \ kN/m^2$

En skitsering af de regningsmæssige laster er vist på Figur 27.



Figur 27: Viser en skitsering af de regningsmæssige laster og deres lastretning.

A4.1.2 Bestemmelse af snitkræfterne ved FEM-programmet Analysis

Snitkræfterne i karnappens stålrammekonstruktion er bestemt ved FEM-programmet Analysis. Som ved de fleste FEM-programmer skal *joints* og *members* defineres, og lasterne angives for de pågældende konstruktionsdele. Derudover skal understøtninger og lastkombinationer defineres, for at bestemme snitkræfterne for det dominerende lasttilfælde, som er bestemt til at være nyttelast som den dominerende last.

Snitkraftkurverne for moment, forskydning og normalkraft fremgår af Figur 28, Figur 29 og Figur 30 på de næste to sider. I *Bilag 9 - FEM-beregninger til karnappen i brud-grænsetilstand* findes dokumentationen til beregninger af Analysis.





Figur 28: Viser bøjningsmomentet for de dimensionsgivende laster i brudgrænsetilstand.



Figur 29: Viser forskydningskraften for de dimensionsgivende laster i brudgrænsetilstand.





Figur 30: Viser normalkraftkurven for de dimensionsgivende laster i brudgrænsetilstand.

Definition af fortegnet for Analysis programmet fremgår af Figur 31.



Figur 31: Viser fortegnsdefinition for FEM-programmet Analysis.

A4.1.3 Forudsætninger for dimensionering af karnappen

Der anvendes stålnormen DS/EN1993-1-1 til dimensioneringen af karnappens stålrammekonstruktion.

Til alle profiler, afstivninger og svejsninger anvendes en stålkvalitet på S235. For tværsnitsberegninger med bruttotværsnittet og det effektive tværsnit haves den regningsmæssige flydestyrke til:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 MPa}{1.1 \cdot 1.0} = 214 MPa$$

Den relative materialeparameter ε haves for S235 til:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$$

Der regnes med følgende værdier for stålets elasticitetsmodul og forskydningsmodul: E = 210000 MPaG = 81000 MPa

Med S235 haves ligeledes $\eta = 1,2$, som anvendes i de videre beregninger.

Det er valgt at anvende udfligninger i karnappens rammehjørner, da dette giver en bedre udnyttelse af stålprofilerne. Udfligningerne har en længde på 500 mm startende fra rammehjørnerne og forstærker kun profilet i fronten af karnappen.

Der vælges at eftervise de enkelte konstruktionselementer for de største værdier af bøjningsmomentet, normalkraften og forskydningen, selvom disse evt. ikke ligger i det samme knudepunkt. Dette giver beregninger på den konservative side.

Det er udeladt at eftervise profilerne mellem knuderne 4 og 5 samt mellem knuderne 5 og 6. Disse er dog dimensioneret i udbudsprojektet til hhv. HE200B og HE120B.

A4.1.4 Dimensionering i brudgrænsetilstand

Med de bestemte snitkræfter dimensioneres karnappens stålrammekonstruktion i brudgrænsetilstanden. Det er valgt at undersøge stålrammen med profilerne som følgende:

- HE280B til gulv- og konstruktionen
- RHS200x120x12 til fronten
- Opsvejst profil af RHS200x120x12



A4.1.4.1 Eftervisning af karnappens gulvbjælke

Af snitkraftkurverne vist i afsnit A4.1.2 fremgår de største snitkræfter. For gulvbjælken mellem knude 1 og 2 haves de dimensionsgivende snitkræfter er $M_{Ed} = -48,35kNm$, $V_{Ed} = -42,72 kN$ og $N_{Ed} = -29,59 kN$.

Tværsnitsdata

Profil	HE280B
Profilets højde	h = 280 mm
Profilets bredde	b = 280 mm
Kropstykkelse	$t_w = 10,5 \ mm$
Flangetykkelse	$t_f = 18 mm$
Afrundingers radius	r = 24 mm
Areal	$A = 13,1 \cdot 10^3 mm^2$
Elastisk modstandsmoment	$W_{el,y} = 1380 \cdot 10^3 \ mm^3$
	$W_{el,z} = 471 \cdot 10^3 \ mm^3$
Plastisk modstandsmoment	$W_{pl} = 1534 \cdot 10^3 mm^3$
Inertimoment	$I_y = 192,7 \cdot 10^6 \ mm^4$
	$I_z = 65,9 \cdot 10^6 \ mm^4$
Inertiradius	$i_y = 121 mm$
	$i_z = 70,9 mm$

Tværsnitsklasse

Tværsnitsklassen for gulvbjælken bestemmes. Der undersøges om profilet kan henføres til tværsnitsklasse 1. Ud fra det dimensionsgivende moment ses, at der haves tryk i overside og træk i underside af profilet.

Krop

For et plastisk rektangulært tværsnit bestemmes normalkraften af udtrykket: $N = f_{yd} \cdot 2 \cdot y_m \cdot B$

hvor

 y_m er afstanden fra midten af tværsnittet til skiftet mellem den tryk- og trækpåvirkede del

B er bredden af tværsnittet, som svarer her til t_w

Udtrykket omstilles og y_m beregnes. Af Figur 32 fremgår den plastiske tryk- og trækfordeling over tværsnittet.

$$y_m = \frac{|N|}{f_{yd} \cdot 2 \cdot t_w}$$
$$\Leftrightarrow y_m = \frac{|-29,59 \cdot 10^3 N|}{214 MPa \cdot 2 \cdot 10,5 mm} = 6,6 mm$$





Figur 32: Viser den plastiske fordeling for normalkraften i gulvbjælken.

For tværsnitsklasse 1 skal det eftervises,

når $\alpha > 0,5$, at $c/t \le \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1}$ når $\alpha \le 0,5$, at $c/t \le \frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha}$

Afstanden *c* beregnes til: $c = h - 2 \cdot t_f = 280 \ mm - 2 \cdot 18 \ mm = 244 \ mm$

$$\alpha = \frac{\frac{c}{2} - y_m}{c}$$

$$\Leftrightarrow \alpha = \frac{\frac{244 \ mm}{2} + 6.6 \ mm}{244 \ mm} = 0.53$$

$$\Rightarrow c/t_w \le \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1}$$

$$\Leftrightarrow 244 \ mm/10.5 \ mm \le \frac{396 \cdot 1.0}{13 \cdot 0.53 - 1}$$

$$\Leftrightarrow 23 < 67, \ \text{dys. tværsnitsklasse 1.}$$

Flange

Tværsnittet er kun momentpåvirket om den stærke akse, hvorfor der haves en ren trykpåvirket flange. For tværsnitsklasse 1 skal det eftervises, at $c/t_f \leq 9 \cdot \varepsilon$



Afstanden c beregnes til:

 $c = \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = \frac{280 \text{ mm}}{2} - \frac{10,5 \text{ mm}}{2} - 24 \text{ mm} = 111 \text{ mm}$

 $\Rightarrow 111 \ mm/18 \ mm \le 9 \cdot 1,0$ $\Leftrightarrow 6 < 9, \text{ dvs. tværsnitsklasse } 1.$

Dermed kan hele profilet henføres til tværsnitsklasse 1 og bæreevneberegninger vil basere på en plastisk tværsnitsberegning.

Bæreevneberegninger

Den plastiske bæreevne for bøjningsmomentet og normalkraften bestemmes herunder.

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1534 \cdot 10^3 \ mm^3 \cdot 235 \ MPa}{1,1 \cdot 1,0} = 327,7 \ kNm$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{13,1 \cdot 10^3 \ mm^2 \cdot 235 \ MPa}{1,1 \cdot 1,0} = 2798,6 \ kN$$

For den plastiske forskydningsbæreevne bestemmes forskydningsarealet ved udtrykket, idet der haves et valsede H-profil belastet parallelt med kroppen.

 $A_{v} = A - 2 \cdot b \cdot t_{f} + (t_{w} + 2 \cdot r) \cdot t_{f} \text{ men ikke mindre end } A_{v,min} = \eta \cdot h_{w} \cdot t_{w}$ $\Leftrightarrow A_{v} = 13,1 \cdot 10^{3} mm^{2} - 2 \cdot 280 mm \cdot 18 mm + (10,5 mm + 2 \cdot 24 mm) \cdot 18 mm$ $\Leftrightarrow A_{v} = 4,1 \cdot 10^{3} mm^{2}$

$$A_{v,min} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot (280 \ mm - 2 \cdot 18 \ mm) \cdot 10,5 \ mm = 3,1 \cdot 10^3 \ mm^2$$

Dermed bestemmes den plastiske forskydningsbæreevne herunder.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_{yk}/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{4.1 \cdot 10^3 \ mm^2 \cdot (235 \ MPa/\sqrt{3})}{1.1 \cdot 1.0} = 505.7 \ kN$$

For forskydningsbæreevnen kontrolleres, om der haves forskydningsfoldning i kroppen af profilet.

 $\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \Leftrightarrow \frac{(280 \text{ } mm - 2 \cdot 18 \text{ } mm)}{10.5 \text{ } mm} > 72 \cdot \frac{1.0}{1.2} \Leftrightarrow 23 < 60, \text{ dvs. ingen forskydningsfold-ning.}$

Der kontrolleres om der skal reduceres for momentbæreevnen af tværsnittet på grund af forskydningen og normalkraften. For normalkraften gælder at normalkraftudnyttelsen skal være mindre end 25 % og normalkraften skal være mindre end 50 % af normal-kraftsbæreevnen af kroppen, for at der ikke skal reduceres på momentbæreevnen.

$$n = \frac{|N_{Ed}|}{N_{pl,Rd}} = \frac{|-29,59 \ kN|}{2798,6 \ kN}$$
$$\iff n = 1 \ \%, \text{ dvs. ingen reducering}$$

$$\begin{split} |N_{Ed}| &\leq \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \\ \Leftrightarrow |-29,59 \ kN| &\leq \frac{0.5 \cdot (280 \ mm - 2 \cdot 18 \ mm) \cdot 10.5 \ mm \cdot 235 \ MPa}{1.1 \cdot 1.0} \\ \Leftrightarrow 29,59 \ kN &\leq 274 \ kN, \ dvs. \ ingen \ reducering \end{split}$$

For forskydningskraften gælder, at forskydningsudnyttelsen skal være mindre end 50 %.

 $v = \frac{|V_{Ed}|}{V_{pl,Rd}} = \frac{|-42,72 \ kN|}{505,7 \ kN}$ $\iff n = 8 \%, \text{ dvs. ingen reducering}$

Det eftervises at:

 $\frac{|N_{Ed}|}{N_{pl,Rd}} + \frac{|M_{Ed}|}{M_{c,Rd}} \le 1,0$ $\Leftrightarrow \frac{|-29,59 \ kN|}{2798,6 \ kN} + \frac{|-48,35 \ kNm|}{327,7 \ kNm}$ $\Leftrightarrow 0,01 + 0,15 \le 1,0$ $\Leftrightarrow 0,16 < 1,0, \ dvs. \ \mathbf{OK}$

A4.1.4.2 Eftervisning af karnappens tagbjælke

For tagbjælken mellem knude 3 og 4 haves de største snitkræfter nær rammehjørnet i knude 3. De dimensionsgivende snitkræfter er $M_{Ed} = -45,29kNm$, $V_{Ed} = -27,77 kN$ og $N_{Ed} = 30,40 kN$.

Tværsnitsdata

For tværsnitsdata se under afsnit A4.1.4.1, da der anvendes ligeledes HE280B til tagbjælken.

Tværsnitsklasse

Tværsnitsklassen for tagbjælken bestemmes. Der undersøges om profilet kan henføres til tværsnitsklasse 1. Ud fra det dimensionsgivende moment ses, at der haves tryk i overside og træk i underside af profilet.

Krop

Som ved beregninger til gulvbjælken bestemmes y_m . Af Figur 33 på den næste side fremgår den plastiske tryk- og trækfordeling over tværsnittet.

$$y_m = \frac{|N|}{f_{yd} \cdot 2 \cdot t_w}$$
$$\iff y_m = \frac{|30,40 \cdot 10^3 N|}{214 MPa \cdot 2 \cdot 10,5 mm} = 6,8 mm$$





Figur 33: Viser den plastiske fordeling for normalkraften i tagbjælken.

Afstanden *c* haves fra tidligere til c = 244 mm. Dermed bestemmes α til:

$$\alpha = \frac{\frac{2}{2} - y_m}{c}$$

$$\Leftrightarrow \alpha = \frac{\frac{244 \ mm}{2} - 6.8 \ mm}{244 \ mm} = 0.47$$

$$\Rightarrow c/t \le \frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha}$$

$$\Leftrightarrow 244 \ mm/10.5 \ mm \le \frac{36 \cdot 1.0}{0.47}$$

$$\Leftrightarrow 23 < 77, \ dvs. \ tværsnitsklasse 1.$$

Flange

Ligesom flangen for gulvbjælken er flangen for tagbjælken kun momentpåvirket om den stærke akse. Da der anvendes det samme profil, haves eftervist at flangen henføres til **tværsnitsklasse 1**.

Dermed kan hele profilet henføres til tværsnitsklasse 1 og bæreevneberegninger vil basere på en plastisk tværsnitsberegning.

Bæreevneberegninger

Der haves det samme plastiske bæreevne som for gulvbjælken, hvormed der haves: $M_{c,Rd} = 327,7 \ kNm$

 $N_{pl,Rd} = 2798,6 \ kN$

 $V_{pl,Rd} = 382,4 \ kN$

Christian Rompf



Idet der kun haves en minimal ændring i normalkraften, forskydningskraften og bøjningsmomentet, betragtes profilet som eftervist.

A4.1.4.3 Eftervisning af karnappens front

For karnappens front haves de dimensionsgivende snitkræfter fra afsnit A4.1.2 til $M_{Ed} = -30,81 \ kNm, V_{Ed} = 32,64 \ kN$ og $N_{Ed} = 4,91 \ kN$.

RHS200x120x12
h = 200 mm
b = 120 mm
t = 12 mm
$r_i = 12 mm$
$A = 6,95 \cdot 10^3 \ mm^2$
$W_{el,y} = 347 \cdot 10^3 \ mm^3$
$W_{el,z} = 253 \cdot 10^3 \ mm^3$
$W_{pl,y} = 440 \cdot 10^3 \ mm^3$
$W_{pl,z} = 305 \cdot 10^3 mm^3$
$I_y = 34,7 \cdot 10^6 \ mm^4$
$I_z = 15,2 \cdot 10^6 \ mm^4$

Tværsnitsklasse

Tværsnitsklassen for karnappens front bestemmes. Der undersøges om profilet kan henføres til tværsnitsklasse 1. Ud fra snitkraftskurven for momentet ses, at der haves et fortegnsskift for momentet. Det vil dog kun være nødvendigt at eftervise for det største moment, altså $M_{Ed} = -30,02 \ kNm$.

Krop

$$y_m = \frac{|N|}{f_{yd} \cdot 2 \cdot (2 \cdot t)}$$

$$\Leftrightarrow y_m = \frac{|4,91 \cdot 10^3 N|}{214 MPa \cdot 2 \cdot (2 \cdot 12 mm)} = 0.5 mm$$

Det bemærkes, at der regnes med 2 gange kropstykkelse ved RHS-profilet. Afstanden *c* beregnes til:

$$c = h - 2 \cdot t - 2 \cdot r_i = 200 \ mm - 2 \cdot 12 \ mm - 2 \cdot 12 \ mm = 152 \ mm$$

$$\alpha = \frac{\frac{c}{2} - y_m}{c}$$
$$\Leftrightarrow \alpha = \frac{\frac{152 \ mm}{2} - 0.5 \ mm}{152 \ mm} = 0.50$$



 $\Rightarrow c/t \le \frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha}$ $\Leftrightarrow 152 \ mm/12 \ mm \le \frac{36 \cdot 1,0}{0,5}$ $\Leftrightarrow 12,7 < 18, \ dvs. \ tværsnitsklasse 1.$

Flange

Tværsnittet er kun momentpåvirket om den stærke akse, hvorfor der haves en ren trykpåvirket flange. Flangen regnes som et indre trykpåvirket del, hvorfor der gælder: $c/t \le 33 \cdot \varepsilon$

Afstanden c beregnes til: $c = b - 2 \cdot t - 2 \cdot r_i = 120 \text{ mm} - 2 \cdot 12 \text{ mm} - 2 \cdot 12 \text{ mm} = 72 \text{ mm}$

 $\Rightarrow 72 mm/12 mm \le 33 \cdot 1,0$ $\Leftrightarrow 6 < 33, \text{ dvs. tværsnitsklasse 1.}$

Dermed kan hele profilet henføres til tværsnitsklasse 1 og bæreevneberegninger vil basere på en plastisk tværsnitsberegning.

Bæreevneberegninger

Den plastiske bæreevne for bøjningsmomentet og normalkraften bestemmes herunder.

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{440 \cdot 10^3 \ mm^3 \cdot 235 \ MPa}{1,1 \cdot 1,0} = 94,0 \ kNm$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{6,95 \cdot 10^3 \ mm^2 \cdot 235 \ MPa}{1,1 \cdot 1,0} = 1484,8 \ kN$$

For den plastiske forskydningsbæreevne bestemmes forskydningsarealet ved udtrykket nedenunder, idet der haves et valsede rektangulært rørprofil med konstant tykkelse og belastning parallelt med højden.

$$A_{\nu} = \frac{A \cdot h}{(b+h)} = \frac{6,95 \cdot 10^3 \ mm^2 \cdot 200 \ mm}{(120 \ mm + 200 \ mm)} = 4,3 \cdot 10^3 \ mm^2$$

Den plastiske forskydningsbæreevne dermed bestemmes herunder.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_{yk}/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{4.3 \cdot 10^3 \ mm^2 \cdot (235 \ MPa/\sqrt{3})}{1.1 \cdot 1.0} = 530.4 \ kN$$

For forskydningsbæreevnen kontrolleres, om der haves forskydningsfoldning i kroppen af profilet.

 $\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \Leftrightarrow \frac{(200 \text{ } mm - 2 \cdot 12 \text{ } mm)}{12 \text{ } mm} > 72 \cdot \frac{1,0}{1,2} \Leftrightarrow 15 < 60, \text{ dvs. ingen forskydningsfold-ning.}$

For rektangulære rørprofiler bestemmes det reduceret momentbæreevne ud fra udtrykket nedenunder.

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n)/(1-0.5 \cdot a_w)$$

hvor

$$a_w = min \begin{cases} \frac{(A - 2 \cdot b \cdot t)}{A} \\ 0,5 \end{cases}$$

Normalkraftudnyttelsen n og a_w findes til:

$$n = \frac{|N_{Ed}|}{N_{pl,Rd}} = \frac{4,91 \ kN}{1484,8 \ kN}$$
$$\iff n = 0,01$$

$$a_w = min \begin{cases} \frac{(6,95 \cdot 10^3 \ mm^2 - 2 \cdot 120 \ mm \cdot 12 \ mm)}{6,95 \cdot 10^3 \ mm^2} = min \begin{cases} 0,59\\0,5 \end{cases} = 0,5 \end{cases}$$

Derved bestemmes det reduceret momentbæreevne $M_{N,y,Rd}$ til: $M_{N,y,Rd} = 94,0 \ kNm \cdot (1 - 0,01)/(1 - 0,5 \cdot 0,5) = 124,1 \ kNm$

Da $M_{N,y,Rd} > M_{pl,Rd}$, skal $M_{pl,Rd} = 94,0 \ kNm$ anvendes.

For forskydningskraften gælder, at forskydningsudnyttelsen skal være mindre end 50 %. $v = \frac{|V_{Ed}|}{V_{pl,Rd}} = \frac{32,64 \text{ kN}}{530,4 \text{ kN}}$ $\Leftrightarrow n = 6 \%$, dvs. ingen reducering

Det eftervises at:

 $\begin{aligned} \frac{|N_{Ed}|}{N_{pl,Rd}} + \frac{|M_{Ed}|}{M_{c,Rd}} &\leq 1,0 \\ \Leftrightarrow \frac{|4,91 \ kN|}{1484,8 \ kN} + \frac{|-30,81 \ kNm|}{94,0 \ kNm} \\ \Leftrightarrow 0,01 + 0,33 \leq 1,0 \\ \Leftrightarrow 0,34 < 1,0, \ \text{dvs. OK} \end{aligned}$

Da bæreevnen er okay, er den valgte længde af udfligningen i begge rammehjørnerne passende.



A4.1.4.4 Dimensionering af karnappens udfligninger

Til dimensionering af udfligninger haves de dimensionsgivende snitkræfter ved rammehjørnerne. Der anvendes følgende dimensionsgivende snitkræfter: $M_{Ed} = -46,34 \ kNm, V_{Ed} = 33,05 \ kN \ og N_{Ed} = 5,88 \ kN.$

Udfligningen består af et opsvejst profil af to RHS200x120x12, hvor ét profil skæres diagonal over, så der haves en kil, der svejses til det andet profil. En skitsering af udfligningen ses på Figur 34.



Figur 34: Viser udfligningen ved karnappens rammehjørne. Udfligningen består af to RHS-profiler som svejses til hinanden.

RHS200x120x12 + tildannet RHS200x120x12,0
h = 280 mm
b = 120 mm
t = 12 mm
$r_i = 12 mm$
$A = 10.4 \cdot 10^3 mm^2$
$W_{el,y} = 568 \cdot 10^3 mm^3$
$W_{el,z} = 355 \cdot 10^3 \ mm^3$
$W_{pl,y} = 662 \cdot 10^3 \ mm^3$
$I_y = 34,7 \cdot 10^6 \ mm^4$
$I_z = 15.2 \cdot 10^6 \ mm^4$

For beregning af tværsnitsdata henvises til Bilag 10.

Tværsnitsklasse

Tværsnitsklassen for udfligningen bestemmes ikke, da det kunne eftervises at RHS200x120x12 kunne henføres til tværsnitsklasse 1. Det kræves at svejsesømmen

mellem begge RHS-profiler er fuldsvejst. Der regnes udfligningen som **tværsnitsklasse** 1 og bæreevneberegninger vil basere på en plastisk tværsnitsberegning.

Bæreevneberegninger

Den plastiske bæreevne for bøjningsmomentet og normalkraften bestemmes herunder.

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{662 \cdot 10^3 \ mm^3 \cdot 235 \ MPa}{1,1 \cdot 1,0} = 141.4 \ kNm$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{10.4 \cdot 10^3 \ mm^2 \cdot 235 \ MPa}{1.1 \cdot 1.0} = 2221.8 \ kN$$

For den plastiske forskydningsbæreevne bestemmes forskydningsarealet ved udtrykket nedenunder, idet der for et opsvejst kasseprofil belastet parallelt med kroppen, som giver en konservativ beregning.

$$A_v = \eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w) = 1.2 \cdot \sum (2 \cdot (280 \ mm - 2 \cdot 10 \ mm) \cdot 10 \ mm)$$

= 6.2 \cdot 10³ \ mm²

Den plastiske forskydningsbæreevne dermed bestemmes herunder.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_{yk}/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{6.2 \cdot 10^3 \ mm^2 \cdot (235 \ MPa/\sqrt{3})}{1.1 \cdot 1.0} = 764.7 \ kN$$

For forskydningsbæreevnen kontrolleres, om der haves forskydningsfoldning i kroppen af profilet.

 $\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \Leftrightarrow \frac{(280 \text{ } mm - 2 \cdot 12 \text{ } mm)}{12 \text{ } mm} > 72 \cdot \frac{1,0}{1,2} \Leftrightarrow 21 < 60, \text{ dvs. ingen forskydningsfold-ning.}$

Til bestemmelse af det reduceret momentbæreevne regnes udfligningen som opsvejst kasseprofil, som giver et konservativt resultat.

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n)/(1-0.5 \cdot a_w)$$

hvor

$$a_w = min \begin{cases} \frac{\left(A - 2 \cdot b \cdot t_f\right)}{A} \\ 0,5 \end{cases}$$

Normalkraftudnyttelsen n og a_w findes til:

$$n = \frac{|N_{Ed}|}{N_{pl,Rd}} = \frac{5,88 \ kN}{2221,8 \ kN}$$
$$\iff n = 0,01$$


$$a_w = min \begin{cases} \frac{(10,4 \cdot 10^3 \ mm^2 - 2 \cdot 120 \ mm \cdot 12 \ mm)}{10,4 \cdot 10^3 \ mm^2} = min \begin{cases} 0,72\\0,5 \end{cases} = 0,5 \end{cases}$$

Derved bestemmes det reduceret momentbæreevne $M_{N,y,Rd}$ til: $M_{N,y,Rd} = 141,4 \ kNm \cdot (1 - 0,01)/(1 - 0,5 \cdot 0,5) = 186,6 \ kNm$

Da $M_{N,y,Rd} > M_{pl,Rd}$, skal $M_{pl,Rd} = 141,4 \ kNm$ anvendes.

For forskydningskraften gælder, at forskydningsudnyttelsen skal være mindre end 50 %.

 $v = \frac{|V_{Ed}|}{V_{pl,Rd}} = \frac{33,05 \text{ kN}}{764,7 \text{ kN}}$ $\Leftrightarrow n = 4 \%, \text{ dvs. ingen reducering}$

Det eftervises at:

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{pl,Rd}} + \frac{|M_{Ed}|}{M_{c,Rd}} \le 1,0$$

$$\Leftrightarrow \frac{|5,88 \ kN|}{2221,8 \ kN} + \frac{|-46,34 \ kNm|}{141,4 \ kNm}$$

$$\Leftrightarrow 0,01 + 0,33 \le 1,0$$

$$\Leftrightarrow 0,34 < 1,0, \text{ dvs. OK}$$



A4.1.5 Eftervisning af karnappens stabilitet

I det følgende undersøges karnappens stålrammekonstruktion for bæreevnen med hensyn til stabilitetssvigt. Stabilitetssvigt kan opstå, hvor der haves trykpåvirkede eller bøjningspåvirkede elementer. Af afsnit *A4.1.2* fremgår ud fra snitkraftskurverne, at gulvbjælken er det eneste trykpåvirkede element i stålrammekonstruktionen. Bøjningspåvirket er derimod alle elementer.

Da momentet for tagbjælken er omtrent det samme moment for gulvbjælken, nøjes det med at eftervise gulvbjælken, idet den yderligere er trykpåvirket som giver en større udnyttelse af bæreevnen.

Derudover skal bæreevnen eftervises for RHS-profilet i fronten af karnappen. Da RHSprofilet kun er bøjningspåvirket, skal der kun tages hensyn til det dimensionsgivende moment. Af DS/EN 1993-1-1 afsnit 6.3.2.1 pkt.(2) fremgår, at det ikke er nødvendigt at eftervise bæreevnen mht. stabilitetssvigt for firkantede rørprofiler, hvorfor der ikke er fortaget en eftervisning af RHS-profilet.

Til bæreevneeftervisning af gulvbjælken mht. stabilitetssvigt anvendes følgende dimensionsgivende snitkræfter, som haves fra afsnit A4.1.2. $M_{Ed} = -48,35 \ kNm, V_{Ed} = -42,72 \ kN \ og N_{Ed} = -29,59 \ kN$

For bæreevnen med hensyn til stabilitetssvigt skal det eftervises at:

$$\frac{|N_{Ed}|}{\frac{\chi_{y} \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{|M_{Ed}|}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1.0$$

hvor

Xy	er reduktionsfaktoren for bøjningsudknækning
χ_{LT}	er reduktionsfaktoren for kipning
$k_{\nu\nu}$	er interaktionsfaktoren

Alle størrelser som indgår i udtrykket for eftervisning af stabilitet bestemmes i det følgende. Den karakteristiske momentbæreevne og den karakteristiske normalkraftbæreevne bestemmes som:

$$\begin{split} M_{Rk} &= W_{pl} \cdot f_{yk} = 1534 \cdot 10^3 \; mm^3 \cdot 235 \; MPa = 360,5 \; kNm \\ N_{Rk} &= A \cdot f_{yk} = 13,1 \cdot 10^3 \; mm^2 \cdot 235 \; MPa = 3078,5 \; kN \end{split}$$

Reduktionsfaktoren for bøjningsudknækning

 χ_y bestemmes for en central påvirket trykstang. Beregninger til dette fremgår herunder. Søjlelængden findes ud fra Figur 35.





Figur 35: Viser diagrammet til beregning af den kritiske søjlelængde for gulvbjælken.

Det statiske system vist i Figur 35 vil svare til det statiske system for karnappen. Lasten Q på figuren svarer til tryknormalkraften i gulvbjælken af karnappen. Kun gulvbjælken har en søjlevirkning, hvorfor der regnes med $\mu = 0$.

Til bestemmelse af den kritiske søjlefaktor β , bestemmes forholdet mellem inertimomenterne og længder af gulvbjælken og fronten.

$$\frac{I \cdot L}{I_0 \cdot h} = \frac{192.7 \cdot 10^6 \ mm^4 \cdot 2770 \ mm}{34.7 \cdot 10^6 \ mm^4 \cdot 2730 \ mm} = 5.6$$

Dermed aflæses den kritiske søjlefaktor
$$\beta$$
 til:
 $\beta = 2,4$

Den kritiske søjlelængde fås derved til: $l_{cr} = \beta \cdot h = 2,4 \cdot 2730 \ mm = 6552 \ mm$ $\lambda = \frac{l_{cr}}{i} \frac{6552 \ mm}{121 \ mm} = 0,577$

Der haves søjlekurve b, da $h/b = 280 \ mm/280 \ mm = 1$, hvormed imperfektionsfaktoren α haves til $\alpha = 0,34$. Søjlereduktionsfaktoren bestemmes herunder.

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (0.577 - 0.2) + 0.577^2]$$

= 0.731
$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{0.731 + \sqrt{0.731^2 - 0.577^2}} = 0.848$$

Interaktionsfaktoren

Interaktionsfaktoren k_{yy} bestemmes herunder. Det gælder at

$$c_{my} \cdot \left(1 + (\lambda - 0, 2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \le c_{my} \cdot \left(1 + 0, 8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$$

Faktoren for ækvivalent konstant moment c_{my} bestemmes ud fra Tabel B.3²⁵, hvor der anvendes momentfordelingen i 3. række for en jævnt fordelt last.

$$M_{s} = |M_{Ed}| = 48,35 \ kNm$$

$$M_{h} = 46,34 \ kNm$$

$$\psi = 0$$

$$\Rightarrow \alpha_{h} = \frac{M_{h}}{M_{s}} = \frac{46,34 \ kNm}{48,35 \ kNm} = 0,96$$

$$\Rightarrow c_{my} = 0,95 + 0,05 \cdot \alpha_{h} = 0,95 + 0,05 \cdot 0,96 = 0,998$$

$$\Rightarrow k_{yy} = 0.998 \cdot \left(1 + (0.577 - 0.2) \cdot \frac{29.59 \ kN}{0.848 \cdot 3078.5 \ kN/1.2 \cdot 1.0}\right)$$
$$\leq 0.998 \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{29.59 \ kN}{0.848 \cdot 3078.5 \ kN/1.2 \cdot 1.0}\right)$$
$$\Leftrightarrow k_{yy} = 1.003$$

Reduktionsfaktoren for kipning

Udover søjlevirkningen skal der tages hensyn til kipning. Til bestemmelse af reduktionsfaktoren mht. kipning χ_{LT} beregnes det kritiske kipmoment først. Det kritiske kipmoment afhænger af lastforholdene, den aktuelle momentfordeling og fastholdelse i sideretningen. Fastholdes profilet i sideretning, er der tale om bunden kipning.

Gulvkonstruktionen af karnappen er fastgjort ved vinkler på kroppen af gulvbjælken. Disse vil delvis være med til at fastholde bjælken mod kipning. Det vil være på den usikre side at regne med fuld sidefastholdelse af profilet, hvorfor der vælges at regne med fri kipning. Dette vil til gengæld give konservative beregninger.

Med antagelse om fri kipning og på grund af at bjælken påvirkes af en jævnt fordelt last samt der haves momentkurven på Figur 36, bestemmes det kritiske kipmoment ved kipningstilfælde 4²⁶.



Figur 36: Viser bøjningsmomentkurven for gulvbjælken af karnappen.

²⁵ [19], Anneks B

²⁶ [1], Tabel 6.37



Der gælder for kipningstilfældet 4 at

$$r_{cr} \cdot l^2 = m_4 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot h_t$$

hvor

 I_z er inertimomentet om z-aksen h_t er afstanden mellem center flange og center flange

Momentet til højre er defineret for kipningstilfælde 4 ved: $M = r \cdot \mu \cdot l^2$

Idet der haves $r = p_{d,gulv} \cdot l_{opland} = 8,36 \ kN/m^2 \cdot 2,1 \ m = 17,56 \ kN/m$ og momentet er $M_{Ed} = 48,35 \ kNm$, bestemmes μ til: $\mu = \frac{M}{r \cdot l^2} = \frac{48,35 \ kNm}{17,56 \ kN/m \cdot (2,73 \ m)^2} = 0,37$

Til bestemmelse af m_4 skal der bestemmes størrelsen kl. Denne bestemmes herunder.

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot l^2}{E \cdot I_w}}$$

hvor

 I_{v} er vridningsinertimomentet I_{w} er hvælvningsinertimomentet

Med HE280B som profil haves I_v og I_w til: $I_v = 1440 \cdot 10^3 mm^4$ $I_w = 1130 \cdot 10^9 mm^6$

Dermed bestemmes kl.

$$kl = \sqrt{\frac{81000 MPa \cdot 1440 \cdot 10^3 mm^4 \cdot (2730 mm)^2}{210000 MPa \cdot 1130 \cdot 10^9 mm^6}} = 1,91$$

Ud fra $\mu = 0.37$ og kl = 1.91 findes m_4 . Da tabellen for kipningstilfældet 4 ikke rækker til $\mu = 0.37$, ekstrapoleres værdierne. For ekstrapolationen se *Bilag 11*.

$$\Rightarrow r_{cr} \cdot l^2 = 262 \cdot \frac{210000 \, MPa \cdot 65.9 \cdot 10^6 \, mm^4}{(2730 \, mm)^2} \cdot (280 \, mm - 18 \, mm)$$
$$= 127400 \, kNm$$

Dermed bestemmes det kritiske moment til: $M_{cr} = \mu \cdot r_{cr} \cdot l^2 = 0.37 \cdot 127400 \ kNm = 47138 \ kNm$ Det bemærkes, at det kritiske moment er større end den plastiske momentbæreevne. Reduktionsfaktoren mht. kipning χ_{LT} bestemmes af udtrykket:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

Der haves kipningskurve a, da $h/b = 280 \ mm/280 \ mm = 1$, hvor imperfektionsfaktoren α_{LT} haves til $\alpha_{LT} = 0,21$. Reduktionsfaktoren mht. kipning χ_{LT} bestemmes herunder.

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1534 \cdot 10^3 \ mm^3 \cdot 235 \ MPa}{47138 \cdot 10^6 \ Nmm}} = 0,09$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2\right] = 0.5 \cdot \left[1 + 0.21 \cdot (0.09 - 0.2) + 0.09^2\right]$$

$$= 0.493$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{0,493 + \sqrt{0,493^2 - 0,090^2}} = 1,02$$

Da det altid gælder at $\chi_{LT} \leq 1,0$, haves $\chi_{LT} = 1,0$. Idet alle faktorer som indgår i snitkraftbestemmelsen for bøjnings- og tryknormalkraft påvirkede elementer er bestemt, kan det eftervises at:

$$\begin{aligned} \frac{|N_{Ed}|}{\chi_{y} \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{|M_{Ed}|}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{Rk}}{\gamma_{M1}}} &\leq 1,0 \\ \Leftrightarrow \frac{|-29,59 \ kN|}{0.848 \cdot 3078.5 \ kN} + 1,003 \cdot \frac{|-48,35 \ kNm|}{1,0 \cdot \frac{360,5 \ kNm}{1,2 \cdot 1,0}} &\leq 1,0 \\ \Leftrightarrow 0,014 + 0,161 \leq 1,0 \\ \Leftrightarrow 0,18 \leq 1,0, \text{ dvs. OK} \end{aligned}$$



A4.1.6 Dimensionering i anvendelsesgrænsetilstanden

Karnappen skal ligeledes dimensioneres således, at udbøjninger af konstruktionen er acceptable. Udbøjninger af karnappen er bestemt for de efterviste profiler og de følgende lastkombinationer²⁷.

$p_d = g_k + q_k + \psi_0 \cdot s_k + \psi_0 \cdot w_k$	for den karakteristiske kombination
$p_d = g_k + \psi_1 \cdot q_k + \psi_2 \cdot s_k + \psi_2 \cdot w_k$	for den hyppige kombination
$p_d = g_k + \psi_2 \cdot q_k + \psi_2 \cdot s_k + \psi_2 \cdot w_k$	for den kvasi-permanente kombination

Udbøjninger i anvendelsesgrænsetilstanden er bestemt med Analysis og fremgår af *Bilag 12*. Resultatet af udbøjning for den dimensionsgivende lastkombination i anvendelsesgrænsetilstanden er vist på Figur 37.



Figur 37: Viser resultatet af karnappens udbøjning i anvendelsesgrænsetilstand.

Den maksimale udbøjning ved karnappens front haves til: $u_{max} = 4,3 mm$

²⁷ [1], Tabel 4.3



A4.2 Dimensionering af karnappens detalje

I det følgende afsnit følger beregninger til dimensionering af karnappens samlingsdetalje i knude 2. Dimensionering af detaljen er opdelt i en bestemmelse af snitkræfterne i samlingen, der skal bruges til eftervisningen af samlingens elementer. Beregning hertil fremgår af delafsnit *A4.2.1*. Dernæst følger eftervisningen af kropsfeltet af HEBbjælken, som haves i delafsnit *A4.2.2*. For eftervisning af afstivninger se afsnit *A4.2.3*. Samlingens svejsninger dimensioneres i delafsnit *A4.2.4*.

A4.2.1 Bestemmelse af snitkræfter i rammehjørnet

Til beregningen benyttes fremgangsmåde beskrevet i [10]. Der tages udgangspunkt i, at moment og normalkraften virker i flangerne, og kræfterne overføres alene ved forskydning, som virker i profilets krop. [10] beskriver ligeledes en metode, hvor momentet og normalkraften optages af hele profilet. Herved fås mindre flangekræfter, hvormed spændingen i kropfeltet bliver reduceret. Der ses bort fra en beregning efter sidstnævnte metode.

Snitkræfterne som samlingsdetaljen dimensioneres for, fremgår af Figur 38. Disse er taget fra *Bilag 9 - FEM-beregninger til karnappen i brudgrænsetilstanden*.



Figur 38: Viser de dimensionsgivende snitkræfter, detaljen dimensioneres for.

Der skal bestemmes kræfterne som virker langs kropsfeltet af HEB-profilet. Disse bestemmes i det følgende. I svejsningen, hvor RHS-profilet møder gulvbjælken, opløses snitkræfterne N_2 og V_2 i N_2' og V_2' . Til beregningen anvendes skitseringen af kræfterne på Figur 39.





Figur 39: Viser hvordan forskydningskraften i RHS-profilet opløses i en flangekraft af HEB-profilet og et bidrag til normalkraften i RHS-profilet. Derudover fremgår betegnelsen af flangekræfterne.

Deraf ses, at
$$N_2' \circ g V_2'$$
 kan bestemmes som:
 $V_2' = \frac{V_2}{\cos \alpha} = \frac{30,85 \ kN}{\cos 15^\circ} = 31,94 \ kN$
 $N_2' = N_2 - V_2 \cdot \tan \alpha = -0.81 \ kN - 30,85 \ kN \cdot \tan 15^\circ = -9,08 \ kN$

Flangekræfterne som fremgår af Figur 39 bestemmes herunder.

$$FT_{1} = -\frac{1}{2} \cdot N_{1} + \frac{M_{2}}{(h_{HEB} - t_{f})} = -\frac{1}{2} \cdot (29,59 \ kN) + \frac{46,34 \ kNm}{(280 \ mm - 18 \ mm) \cdot 10^{-3}}$$

= 162,08 kN
$$FC_{1} = \frac{1}{2} \cdot N_{1} + \frac{M_{2}}{(h_{HEB} - t_{f})} = \frac{1}{2} \cdot (29,59 \ kN) + \frac{46,34 \ kNm}{(280 \ mm - 18 \ mm) \cdot 10^{-3}}$$

= 191,67 kN
$$FT_{2} = -\frac{1}{2} \cdot N_{2}' + \frac{M_{2}}{(h_{RHS} - t_{f})} = -\frac{1}{2} \cdot (-9,08 \ kN) + \frac{46,34 \ kNm}{(282 \ mm - 12 \ mm) \cdot 10^{-3}}$$

= 176,17 kN
$$FC_{2} = \frac{1}{2} \cdot N_{2}' + \frac{M_{2}}{(h_{RHS} - t_{f})} = \frac{1}{2} \cdot (-9,08 \ kN) + \frac{46,34 \ kNm}{(282 \ mm - 12 \ mm) \cdot 10^{-3}}$$

= 167,09 kN

Kræfterne i den vandrette afstivning og den forlænget overside af flangen beregnes til: $FA_1 = FC_1 - FC_2 \cdot \sin \alpha = 191,67 \ kN - 167,09 \ kN \cdot \sin 15^\circ = 148,42 \ kN$ $FA_2 = FC_2 \cdot \cos \alpha = 167,09 \ kN \cdot \cos 15^\circ = 161,40 \ kN$ Med de ovenfor bestemte kræfter kendes kræfterne som virker langs kropsfeltet. Disse er vist på Figur 40.



Figur 40: Viser kræfterne langs kropsfeltet af HEB-profilet.

Til kontrol af ovenstående beregninger tages både lodret og vandret ligevægt for kræfterne.

Lodret ligevægt, regnet positivt opad: $-(FA_2 - V_1) + FT_2 \cdot \cos \alpha = 0$ $\Leftrightarrow -(161,40 \ kN - (-8,77 \ kN)) + 176,17 \ kN \cdot \cos 15^\circ \approx 0$

Vandret ligevægt, regnet positivt til højre: $-FT_1 + (FA_1 - V_2') + FT_2 \cdot \sin \alpha = 0$ $\Leftrightarrow -162,08 \, kN + (148,42 \, kN - 31,94 \, kN) + 176,17 \, kN \cdot \sin 15^\circ \approx 0$

I de ovenstående beregninger er det antaget, at "flangerne" af RHS-profilet er parallel i forhold til hinanden. Udfligningen af RHS-profilet medfører dog, at flangerne ligger med en vinkel på ca. 10°. Dette medfører at kræfterne i samlingen ændrer sig og derved forskydningsspændinger i kropsfeltet. Ved en kontrolberegning med den "rigtige" vinkel har det vist sig, at kraften i endepladen af HEB-profilet FT_2 bliver større, mens FC_2 og derved også FA_1 og FA_2 bliver mindre. Ændringen vil dog ikke have indflydelse på den maksimale spænding. Kontrolberegningen er undladt at tage med i projektet.

A4.2.2 Eftervisning af kropsfeltet af HEB-profilet

Med de bestemte kræfter langs kropsfeltet, bestemmes den største forskydningsspænding med de viste mål fra Figur 41.





Figur 41: Viser dimensionerne af kropsfeltet for HEB-profilet.

$$\tau_{1} = \frac{FT_{1}}{x_{1} \cdot t_{w}} = \frac{162,08 \cdot 10^{3} N}{225 mm \cdot 10,5 mm} = 68,61 MPa$$

$$\tau_{2} = \frac{FT_{2}}{x_{2} \cdot t_{w}} = \frac{176,12 \cdot 10^{3} N}{253 mm \cdot 10,5 mm} = 66,30 MPa$$

$$\tau_{3} = \frac{FA_{1} - V_{2}'}{x_{3} \cdot t_{w}} = \frac{116,48 \cdot 10^{3} N}{291 mm \cdot 10,5 mm} = 38,12 MPa$$

$$\tau_{4} = \frac{FA_{2} - V_{1}}{x_{4} \cdot t_{w}} = \frac{130,55 \cdot 10^{3} N}{244 mm \cdot 10,5 mm} = 50,96 MPa$$

Dermed haves den største forskydningsspænding i kropsfeltet til: $\tau_{max} = \tau_1 = 68,61 MPa$

Kropsfeltets regningsmæssige flydestyrke bestemmes til:

$$\tau_{Rd} = \frac{f_{yk}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 MPa/\sqrt{3}}{1.1 \cdot 1.0} = 123.3 MPa > \tau_{max}$$

Da den maksimale forskydningsspænding er mindre end den regningsmæssige flydestyrke er det ikke nødvendigt at øge kropstykkelsen.

Begyndende foldning af kropsfeltet undersøges efter fremgangsmåden beskrevet i [6]. Den kritiske forskydningsspænding τ_{cr} bestemmes af udtrykket:

$$\tau_{cr} = 0,903 \cdot k_{\tau} \cdot E \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

hvor

k_{τ} findes af [6], Tabel 7.1 række 12 til 5,	34
---	----

- t er kropsfeltets tykkelse
- *b* er bredden af kroppen

På den konservativ side anvendes b = 291 mm, hvormed den kritiske forskydningsspænding beregnes til:

$$\tau_{cr} = 0,903 \cdot 5,34 \cdot 210000 \, MPa \cdot \left(\frac{10,5 \, mm}{291 \, mm}\right)^2 = 1318 \, MPa$$

Dermed bestemmes kropfeltets relative slankhedsforhold λ .

$$\lambda = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\tau_{cr} \cdot \sqrt{3}}} = \sqrt{\frac{235 \, MPa}{1318 \, MPa \cdot \sqrt{3}}} = 0.32$$

Derved haves ingen reduktion af foldningsbæreevnen, da $\lambda > 0,673$. Værdien er fastsat ud fra forsøgsresultater og fremgår ikke af [19]. Foldningsbæreevnen med hensyn til forskydning bestemmes til:

$$\tau_b = \frac{f_{yk}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \ MPa/\sqrt{3}}{1.1 \cdot 1.0} = 123.3 \ MPa > \tau_1 = 68.61 \ MPa$$

Da den maksimale forskydningsspænding er mindre end foldningsbæreevnen, er bæreevnen **OK** og det er ikke nødvendigt at afstive kropsfeltet med en diagonal.

A4.2.3 Eftervisning af endeplade og afstivning

Endepladen

Endepladen som svejses til HEB-profilet skal eftervises for kraften $FT_2 = 176,17 \ kN$. FT_2 er en trækkraft, som overføres fra RHS-profilet i endepladen og afleveres i kropsfeltet ved forskydning. Endepladens bredde fastsættes til bredden af HEB-bjælken. Endepladens nødvendige tykkelse bestemmes herunder.

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{b \cdot t \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$
$$\Leftrightarrow t_{nødv} = \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{b \cdot f_{yk}} = \frac{176,17 \cdot 10^3 N \cdot 1,1 \cdot 1,0}{280 mm \cdot 235 MPa} \approx 3 mm$$

Endepladen vælges til en PL15, hvormed den nødvendige tykkelse opnås.

Afstivningen

Afstivningen som svejses til HEB-profilets krop skal eftervises for kraften $FA_2 = 161,40 \text{ kN}$. Der er tale om en trykkraft, da kraften hidrører fra trykkraften fra RHSprofilet, som overføres ved hjælp af svejsningen til kropsfeltet. Afstivningen og dens dimensioner er vist på Figur 42.





Figur 42: Viser afstivning, som svejses til HEB-profilet.

Der antages, at trykkraften fordeles jævnt til begge plader. For den valgte pladetykkelse på 15 mm bestemmes den dimensionsgivende flydespænding til:

$$\sigma_d = \frac{\frac{FA_2}{2}}{b \cdot t} = \frac{\frac{161,40 \cdot 10^3 N}{2}}{111 \, mm \cdot 15 \, mm} = 48,5 \, MPa$$

Afstivningen undersøges for foldning til bestemmelse af den nødvendige pladetykkelse. Fremgangsmåden er den samme som for kropsfeltet af HEB-bjælken. Den kritiske spænding σ_{cr} bestemmes af udtrykket:

$$\sigma_{cr} = 0.903 \cdot k_{\sigma} \cdot E \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

hvor

 k_{σ} findes af [6], Tabel 7.1 række 4 til 0,425ter pladens tykkelseber bredden af pladen

Foldningskoefficienten k_{σ} er valgt på baggrund af, at pladen regnes med at være simpelt understøttet langs HEB-bjælkens krop og fri i den anden side. Med udgangspunkt i en plade PL15 bestemmes den kritiske spænding til:

$$\sigma_{cr} = 0,903 \cdot 0,425 \cdot 210000 \ MPa \cdot \left(\frac{15 \ mm}{135 \ mm}\right)^2 = 995,0 \ MPa$$

Kropfeltets relative slankhedsforhold λ bestemmes dermed til:

$$\lambda = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\tau_{cr} \cdot \sqrt{3}}} = \sqrt{\frac{235 \, MPa}{995,0 \, MPa \cdot \sqrt{3}}} = 0.37$$

Derved haves ingen reduktion af foldningsbæreevnen, da $\lambda > 0,673$. Foldningsbæreevnen med hensyn til normalspænding bestemmes til:

Christian Rompf

$$\sigma_b = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \text{ MPa}}{1.1 \cdot 1.0} = 214 \text{ MPa} > \sigma_d = 48.5 \text{ MPa}$$

AALEORG UNIVERSITET STUDENTERRAPPORT

Da den dimensionsgivende flydespænding er mindre end den regningsmæssige flydestyrke, er pladens dimension **OK**.

A4.2.4 Dimensionering af svejsninger til rammehjørnet

Der regnes så vidt muligt med en elastisk fordeling for alle svejsesømme, hvormed de elastiske spændingsfordelinger kan adderes ved kombinerede påvirkning²⁸. For dimensionering af svejsesømmene stilles det følgende krav til den effektive spænding, som svarer til von Mises flydebetingelse.

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{\perp}^{2} + 3 \cdot (\tau_{\perp}^{2} + \tau_{\parallel}^{2})} \le \frac{f_{u}}{\beta_{w} \cdot \gamma_{M2}}$$

hvor

σ_{\perp}	er normalspændingen vinkelret på halssnittet
$ au_{\perp}$	er forskydningsspændingen (i halssnittets plan) vinkelret med svejsesøm-
	mens akse
$ au_{\parallel}$	er forskydningsspændingen (i halssnittets plan) parallelt med svejsesøm-
	mens akse
f_u	er brudstyrken af stålet, som for S235 er lig 360 MPa
β_w	er en korrelationsfaktor, som for S235 er lig 0,8
γ_{M2}	er lig med 1,35 · 1,0

Derudover skal det eftervises for normalspændingen vinkelret på halssnittet at:

$$\sigma_{\perp} \le 0.9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Svejsning af RHS-profil til HEB-bjælke

På Figur 43 fremgår, hvordan RHS-profilet svejses til HEB-bjælken. Dimensionering af svejsesømmene følger herunder.

²⁸ [6], afsnit 9.3.2







Svejsesømmen langs den lange side af RHS-profilet skal dimensioneres for den korrigerede forskydningskraft $V_2' = 31,94 \ kN$. Svejsesømmens længde fremgår af Figur 43 til 311 mm og haves på begge sider af RHS-profilet. Der undersøges for et a-mål på $a = 4 \ mm$. Dermed bestemmes svejsesømmens effektive længde til: $l_{eff} = l - 2 \cdot a = 311 \ mm - 2 \cdot 4 \ mm = 303 \ mm$

Svejsesømmens dimension eftervises herunder.

$$\begin{aligned} \tau_{\parallel} &= \frac{V_{2}'}{2 \cdot a \cdot l_{eff}} = \frac{31,94 \cdot 10^{3} N}{2 \cdot 4 mm \cdot 303 mm} = 13,2 MPa \\ \Rightarrow \sigma_{eff} &= \sqrt{3 \cdot (13,2 MPa)^{2}} \le \frac{360 MPa}{0.8 \cdot 1.35} \\ \Leftrightarrow \sigma_{eff} &= 22,9 MPa < 333 MPa, dvs. \mathbf{OK} \end{aligned}$$

Svejsesømmen langs den korte side af RHS-profilet skal dimensioneres for flangekraften $FT_2 = 176,17 \ kN$. Svejsesømmens længde haves til bredden af RHS-profilet, dvs. 120 mm. Der undersøges for et a-mål på $a = 10 \ mm$, som er det største svejsemål der er plads til. Dermed bestemmes svejsesømmens effektive længde til: $l_{eff} = l - 2 \cdot a = 120 \ mm - 2 \cdot 10 \ mm = 100 \ mm$

Idet kun svejsesømmen til højre af RHS-profilet optager trækket, haves en usymmetrisk kantsøm. Snitkræfterne i halssnittet af kantsømmen bestemmes ud fra skitseringen vist på Figur 44.



Projektering af "Kommandobroen" i Hvide Sande



Figur 44: Viser skitsering af kantsømmen ved RHS-profilet.

Den excentriske påvirkning af kantsømmen giver anledning til et moment virkende i halssnittet, som vist på Figur 44. Trækkraften FT_2 projekteres ind i halssnittet, hvormed normalkraften, forskydningskraften og momentet bestemmes som:

$$\begin{split} N &= FT_2 \cdot \sin \alpha = 176, 17 \; kN \cdot \sin 30^\circ = 88, 1 \; kN \\ V &= FT_2 \cdot \cos \alpha = 176, 17 \; kN \cdot \cos 30^\circ = 152, 6 \; kN \\ M &= FT_2 \cdot e = 176, 17 \; kN \cdot 8, 5 \cdot 10^{-3} \; m = 1, 50 \; kNm \end{split}$$

Normalkraften og momentet i halssnittet giver en normalspænding vinkelret på halssnittet, mens forskydningen giver en forskydningsspænding vinkelret med sømmens akse. Svejsesømmens dimension eftervises for de bestemte snitkræfter herunder. I dette tilfælde regnes der med en plastisk spændingsfordeling, hvorfor det plastiske modstandsmoment af svejsesømmen anvendes.

$$\sigma_{\perp} = \frac{N}{a \cdot l_{eff}} \pm \frac{M}{W_{som}} = \frac{N}{a \cdot l_{eff}} \pm \frac{M}{\frac{1}{4} \cdot l_{eff} \cdot a^2}$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{\perp} = \frac{88,1 \cdot 10^3 N}{10 \ mm \cdot 100 \ mm} \pm \frac{1,50 \cdot 10^6 \ Nmm}{\frac{1}{4} \cdot 100 \ mm \cdot (10 \ mm)^2} = 88,1 \ MPa \pm 600 \ MPa$$

$$= \begin{cases} 688,1 \ MPa \\ -511,9 \ MPa \end{cases}$$

Det ses at det største bidrag til normalspændingen vinkelret på halssnittet kommer fra momentet, dvs. fra den excentriske påvirkning af svejsesømmen. Derudover ses at normalspændingen allerede overskrider kravet til den effektive spænding på 333 MPa. Derfor tages svejsningen langs siden af RHS-profilet i regning. Ved en plastisk fordeling kan den halve af svejsesømmens længde bidrage til bæreevnen. Idet der anvendes en amål på 10 mm og svejsningen er gennemgående i midten, bestemmes den effektive længde til:

$$l_{eff} = \frac{l}{2} - a = \frac{311 \, mm}{2} - 10 \, mm = 145 \, mm$$

A94 | Side

Christian Rompf

Der holdes fast i svejsesømmens dimension langs kanten af RHS-profilet. Hvor meget last svejsesømmen kan optage for at overholde både kravet til den effektive spænding og normalspændingen vinkelret på halssnittet, er en iterativ proces. Beregningen er undladt at vise, men resultat af beregninger er, at svejsesømmen kan tage 34 % af trækkraften FT_2 . Resten skal tages af svejsningen i siden af RHS-profilet, dvs. at hver svejsesøm skal tage 33 % af FT_2 . Der skal ligeledes regnes med en usymmetrisk kantsøm. Snitkræfterne i kantsømmens halssnit bestemmes ud fra Figur 45.



Figur 45: Viser skitsering af kantsømmen i RHS-profilets side.

Trækkraften FT_2 projekteres ind i halssnittet, hvormed normalkraften, forskydningskraften og momentet bestemmes som:

$$\begin{split} N &= 0,33 \cdot FT_2 \cdot \sin \alpha = 0,33 \cdot 176,17 \ kN \cdot \sin 45^\circ = 41,1 \ kN \\ V &= 0,33 \cdot FT_2 \cdot \cos \alpha = 0,33 \cdot 176,17 \ kN \cdot \cos 45^\circ = 41,1 \ kN \\ M &= 0,33 \cdot FT_2 \cdot e = 0,33 \cdot 176,17 \ kN \cdot 9,5 \cdot 10^{-3} \ m = 0,55 \ kNm \end{split}$$

Svejsesømmens dimension eftervises for de bestemte snitkræfter herunder. Der regnes igen med en plastisk spændingsfordeling.

$$\Rightarrow \sigma_{\perp} = \frac{41,1 \cdot 10^{3} N}{10 \ mm \cdot 145 \ mm} \pm \frac{0,55 \cdot 10^{6} \ Nmm}{\frac{1}{4} \cdot 145 \ mm \cdot (10 \ mm)^{2}}$$
$$\Leftrightarrow \sigma_{\perp} = 28,3 \ MPa \pm 151,7 \ MPa = \begin{cases} 180,0 \ MPa \\ -123,4 \ MPa \end{cases}$$
$$\tau_{\perp} = \frac{V}{a \cdot l_{eff}} = \frac{41,1 \cdot 10^{3} \ N}{10 \ mm \cdot 145 \ mm} = 28,3 \ MPa$$

Udover spændinger, som optræder på grund af trækkraften FT_2 , skal forskydningsspændingen τ_{\parallel} langs sømmens akse bestemmes for det nye a-mål.



$$\tau_{\parallel} = \frac{31,94 \cdot 10^3 N}{2 \cdot 10 \ mm \cdot 303 \ mm} = 5,3 \ MPa$$

Kravet til den effektive spænding og normalspændingen vinkelret på halssnittet tjekkes herunder.

$$\begin{aligned} \sigma_{eff} &= \sqrt{\sigma_{\perp}^{2} + 3 \cdot (\tau_{\perp}^{2} + \tau_{\parallel}^{2})} \leq \frac{f_{u}}{\beta_{w} \cdot \gamma_{M2}} \\ \Leftrightarrow \sigma_{eff} &= \sqrt{(180,0 MPa)^{2} + 3 \cdot ((28,3 MPa)^{2} + (5,3 MPa)^{2})} \leq \frac{360 MPa}{0.8 \cdot 1.35} \\ \Leftrightarrow \sigma_{eff} &= 186,8 MPa < 333 MPa, \, \text{dvs. OK} \end{aligned}$$

 $\sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$ $\Leftrightarrow 180.0 \ MPa \leq 0.9 \cdot \frac{360 \ MPa}{1.35}$ $\Leftrightarrow 180.0 \ MPa < 240 \ MPa, \ dvs. \ OK$

Svejsning af afstivningen til HEB-bjælken

På Figur 46 fremgår, hvordan afstivningen svejses til HEB-bjælken. Dimensionering af svejsesømmene følger herunder.



Figur 46: Viser svejsning af afstivningen til HEB-bjælkens krop og flange.

Svejsesømmene skal kunne overføre kraften $FA_2 = 161,40 \ kN$ fra afstivningen ind til kroppen. Der svejses på begge sider af afstivningen, hvorfor der er tale om symmetriske kantsømme. Der undersøges for et a-mål på $a = 4 \ mm$.

For svejsningen til HEB-bjælkens krop bestemmes svejsesømmens effektive længde til: $l_{eff} = l - 2 \cdot a = 190 \ mm - 2 \cdot 4 \ mm = 182 \ mm$

Svejsesømmens dimension eftervises for forskydningskraften.

$$\tau_{\parallel} = \frac{FA_2}{2 \cdot a \cdot l_{eff}} = \frac{161,40 \cdot 10^3 N}{2 \cdot 4 \ mm \cdot 182 \ mm} = 110,9 \ MPa$$

A96 | Side

Christian Rompf



 $\Rightarrow \sigma_{eff} = \sqrt{3 \cdot (110,9 MPa)^2} \le \frac{360 MPa}{0,8 \cdot 1,35}$ $\Leftrightarrow \sigma_{eff} = 192,1 MPa < 333 MPa, dvs. OK$

For svejsningen til HEB-bjælkens flange bestemmes svejsesømmens effektive længde til:

 $l_{eff} = l - 2 \cdot a = 111 \ mm - 2 \cdot 4 \ mm = 103 \ mm$

Svejsesømmens dimension eftervises for trækkraften.

$$\begin{split} \sigma_{\perp} &= \tau_{\perp} = \frac{FA_2}{2 \cdot a \cdot l_{eff} \cdot \sqrt{2}} = \frac{161,40 \cdot 10^3 N}{2 \cdot 4 mm \cdot 103 mm \cdot \sqrt{2}} = 138,5 \ MPa \\ \Rightarrow \sigma_{eff} &= \sqrt{(138,5 \ MPa)^2 + 3 \cdot (138,5 \ MPa)^2} \le \frac{360 \ MPa}{0,8 \cdot 1,35} \\ \Leftrightarrow \sigma_{eff} &= 277,0 \ MPa < 333 \ MPa, \ dvs. \ \mathbf{OK} \end{split}$$

$$\Rightarrow 138,5 MPa \le 0,9 \cdot \frac{360 MPa}{1,35}$$
$$\Leftrightarrow 138,5 MPa < 240 MPa, dvs. OK$$

Svejsning af endepladen til HEB-bjælken

På Figur 47 fremgår, hvordan endepladen svejses til HEB-bjælken. Fra svejsningen af RHS-profilet til HEB-bjælken vides, at kantsømmen bliver excentrisk påvirket og momentet resulterer i et stort a-mål. Der er derfor valgt at anvende stumpsømme til endepladen, hvormed excentriciteten reduceres og derved bidraget fra momentet. Dimensionering af svejsesømmene følger herunder.



Figur 47: Viser svejsning af endepladen til HEB-bjælken.

Svejsesømmene skal kunne overføre kraften $FT_2 = 176,17 \ kN$ fra endepladen ind til kroppen af HEB-bjælken. Kroppen af HEB-profilet kortes af, så flangerne er gennem-



gående og endepladen placeres imellem flangerne, som vist på Figur 47. Der undersøges for et a-mål på a = 4 mm.

For svejsningen til HEB-bjælkens krop er der tale om en symmetrisk kantsøm og svejsesømmens effektive længde bestemmes til:

 $l_{eff} = l - 2 \cdot a = 253 \ mm - 2 \cdot 4 \ mm = 245 \ mm$

Svejsesømmens dimension eftervises for forskydningskraften.

$$\begin{aligned} \tau_{\parallel} &= \frac{FT_2}{2 \cdot a \cdot l_{eff}} = \frac{176, 17 \cdot 10^3 N}{2 \cdot 4 mm \cdot 245 mm} = 151,9 MPa \\ \Rightarrow \sigma_{eff} &= \sqrt{3 \cdot (151, 9 MPa)^2} \le \frac{360 MPa}{0, 8 \cdot 1, 35} \\ \Leftrightarrow \sigma_{eff} &= 263, 1 MPa < 333 MPa, dvs. \mathbf{OK} \end{aligned}$$

Svejsningen til HEB-bjælkens flange afbrydes af profilets krop, hvormed svejsesømmens effektive længde bestemmes til:

 $l_{eff} = l - t_w - 2 \cdot r - 2 \cdot a = 280 \ mm - 10,5 \ mm - 2 \cdot 24 \ mm - 2 \cdot 10 \ mm = 201,5 \ mm$

Snitkræfterne i halssnittet af kantsømmen bestemmes ud fra Figur 48.



Figur 48: Viser skitseringen af stumpsømmen, som forbinder endepladen med flangen af HEB-profilet.

Trækkraften FT_2 projekteres ind i halssnittet, hvormed normalkraften, forskydningskraften og momentet haves til:



$$\begin{split} N &= FT_2 \cdot \sin \alpha = 176, 17 \; kN \cdot \sin 30^\circ = 88, 1 \; kN \\ V &= FT_2 \cdot \cos \alpha = 176, 17 \; kN \cdot \cos 30^\circ = 152, 6 \; kN \\ M &= FT_2 \cdot e = 176, 17 \; kN \cdot 5 \cdot 10^{-3} \; m = 0, 88 \; kNm \end{split}$$

Svejsesømmens dimension eftervises for de bestemte snitkræfter herunder. Der regnes med en plastisk spændingsfordeling.

$$\Rightarrow \sigma_{\perp} = \frac{88,1 \cdot 10^{3} N}{10 \ mm \cdot 201,5 \ mm} \pm \frac{0,88 \cdot 10^{6} \ Nmm}{\frac{1}{4} \cdot 201,5 \ mm \cdot (10 \ mm)^{2}}$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{\perp} = 43,7 \ MPa \pm 174,7 \ MPa = \begin{cases} 218,4 \ MPa \\ -131,0 \ MPa \end{cases}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{V}{a \cdot l_{eff}} = \frac{88,1 \cdot 10^{3} \ N}{10 \ mm \cdot 201,5 \ mm} = 43,7 \ MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{eff} = \sqrt{(218,4 MPa)^2 + 3 \cdot (43,7 MPa)^2} \le \frac{360 MPa}{0,8 \cdot 1,35}$$
$$\Leftrightarrow \sigma_{eff} = 231,1 MPa < 333 MPa, dvs. \mathbf{OK}$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\Leftrightarrow 218.4 MPa \leq 0.9 \cdot \frac{360 MPa}{1.35}$$

$$\Leftrightarrow 218.4 MPa < 240 MPa, dvs. OK$$



A4.3 Responsundersøgelse af karnappen

Af dette afsnit fremgår beregninger i forbindelse med responsundersøgelsen af karnappen i forhold til den rytmiske personlast. Til responsundersøgelsen er det vigtigt at kende til karnappens egenfrekvens, hvorfor denne bestemmes i afsnit *A4.3.2* efter forudsætningerne til de følgende beregninger er opstillet. Derefter undersøges karnappen for den rytmiske personlast, hvor der benyttes den størst mulige bevægelsesfrekvens for personerne. Beregninger hertil fremgår af afsnit *A4.3.3* og der foretages en undersøgelse af brudgrænsetilstanden samt anvendelsesgrænsetilstanden. I brudgrænsetilstanden bestemmes den statiske ækvivalente nyttelast og i anvendelsesgrænsetilstanden udføres en detaljeret analyse af karnappens konstruktion, hvorfor der anvendes kravet om konstruktionens acceleration til bestemmelse af vibrationskomfort for karnappen.

De anvendte udtryk til beregning af den rytmiske personlast, den ækvivalente statiske last og konstruktionens acceleration fremgår af *Appendiks A1.6*.

A4.3.1 Forudsætninger til responsundersøgelse af karnappen

Aktivitet	F_{P} [kN/m ²]	n _p [Hz]	<i>α</i> ₁	α2	α,	<i>P</i> ₁	ρ_2	<i>ρ</i> ₃		
Fri bevægelsesmulighed, fx i fitnesscentre og på tribuner med	0,5-4,0	0,5-3	1,6	1,0	0,2	1,0	0,3	0,03		
ståpladser										
Reduceret bevægelsesmulighed,	0,5-4,0	0,5-3	0,4	0,25	0,05	1,0	0,1	0,01		
fx på tribuner med siddepladser										
Gang. Personer går ikke i takt	Vurderes	1,6-	0,4	0,1	0,06	0	0	0		
		2,4								
NOTE: I build manage the state of the second s										

Der er tale om et fitnesscenter, hvorfor 1. række i Tabel 28 benyttes.

Tabel 28: Viser parametre til bestemmelse af den karakteristiske rytmiske personlast. Kilde: [15]

Desuden undersøges der kun for den lodrette svingning af konstruktionen.

Derudover beregnes lastvirkninger af den rytmiske personlast for en gennemsnitlig statisk personlast på $F_P = 0.75 \ kN/m^2$, som svarer til 1 person pr. m², idet der regns med et gennemsnitlig vægt af hver person på 75 kg²⁹. Valget træffes ud fra forudsætningen om, at personerne har en vist afstand til hinanden, når disse udøver fysisk aktivitet.

Der regnes med et lastopland på 2,1 m, som ligeledes er anvendt til bestemmelse af karnappens egenfrekvens. Gulvets længde måles til 2,73 m, hvorfor der regnes med antallet af personer på $n = 2,1 m \cdot 2,73 m \cdot 1 person/m^2 \cong 6 personer$.

Dæmpningsforholdet for stålet regnes til $\zeta = 0,01$, som svarer til et logaritmisk dekrement på $\zeta_s = 2 \cdot \pi \cdot 0,01 = 0,06$. Som beskrevet tidligere i *Appendiks A1.6.1* angiver

²⁹ [15], afsnit C2

det danske anneks DS/EN 1991-1-1 DK NA: 2012 et grov estimat for dæmpning af stålkonstruktioner til $\delta_s \approx 0,05$. Dermed er valget af dæmpningsforholdet acceptabel. Gulvkonstruktionen af karnappen kan bidrage til dæmpning af konstruktionen. Det er dog valgt at se bort fra dette bidrag.

Som beskrevet under afsnit *4.3 Responsundersøgelse af karnappen* tages et tillæg på 30 kg per person til den svingende masse.

A4.3.2 Bestemmelse af karnappens egenfrekvens

Til undersøgelse af svingningsfølsomheden for karnappen er det vigtigt at kende til egenfrekvensen. Egenfrekvensen afhænger af karnappens masse og stivhed. Da det er kompleks at beregne egenfrekvenser for rammekonstruktioner er det her valgt at betragte karnappens dynamiske system som et SDOF-system.

SDOF-systemet er kendetegnet ved, at det dynamiske system for karnappen kun har én bevægelsesfrihedsgrad. For karnappen ønskes den vertikale svingning bestemt, hvorfor stålrammen har en frihedsgrad i tyngdeaccelerationens retning.

For et SDOF-system bestemmes egenfrekvensen ved følgende udtryk:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

hvor

ω	er systemets egenfrekvens [rad/s]
k	er systemets stivhed [N/m]
m	er den svingende masse [kg]

Systemets stivhed *k* kan bestemmes ved omstilling af udtrykket: $F = k \cdot x$

- ..

hvor

F	er lasten som fremkalder deformationen x [kN]
x	er deformationen kommende fra massen [m]

Det ses af de ovenstående udtryk, at frekvensen kan bestemmes alene ved at kende til en deformation og den svingende masse af konstruktionen, som egenfrekvensen skal bestemmes for.

Det er vigtigt til bestemmelse af en konstruktions egenfrekvens at kende til den medsvingende masse. Som beskrevet under forudsætningerne tages der 30 kg per person i regning, som svarer ved 6 personer til 180 kg. Derudover skal der tages stilling til, om det er rimeligt at al last svinger i det samme punkt. I det følgende bestemmes to forskellige egenfrekvenser for karnappen ved at se på to udbøjninger. I det ene tilfælde bestemmes udbøjning for en linjelast på 1 kN/m virkende på gulvet af karnappen og en belastning som svarer til en punktlast på 1 kN virkende i knude 2 af karnappen i det andet tilfælde. Som ved dimensionering i anvendelsesgrænsetilstanden er det valgt at bestemme udbøjningen med Analysis.

Resultaterne af beregninger til udbøjning for begge laster fremgår af *Bilag 13* og *Bilag 14*. Udbøjninger til begge laster er hhv. $x_{1 \text{ kN}/m} = 0,29 \text{ mm}$ og $x_{1 \text{ kN}} = 0,20 \text{ mm}$.

Ud fra disse udbøjninger bestemmes egenfrekvensen for hhv. linje- og punktlasten. Udtrykket $F = k \cdot x$ stilles om, så stivheden k bestemmes.

For linjelasten på 1 kN/m

Idet der regnes med 1 kN/m på 2,73 m haves lasten $F = 2,73 \ kN \cong 278 \ kg$

$$k = \frac{F}{x_{1 \ kN/m}} = \frac{2,73 \cdot 10^3 \ N}{0,29 \cdot 10^{-3} \ m} = 9,41 \cdot 10^6 \ \frac{N}{m}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{9,41 \cdot 10^6 \frac{N}{m}}{278 \, kg}} = 184,0 \, rad/s \to 29,3 \, Hz$$

For punktlasten på 1 kN

Der regnes med en last $F = 1,00 \ kN \cong 102 \ kg$.

$$k = \frac{F}{x_{1 \ kN}} = \frac{1,00 \cdot 10^3 \ N}{0,20 \cdot 10^{-3} \ m} = 5,00 \cdot 10^6 \ \frac{N}{m}$$
$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{5,00 \cdot 10^6 \ \frac{N}{m}}{102 \ kg}} = 211,4 \frac{rad}{s} \to 35,2 \ Hz$$

I de ovenstående beregninger er der regnet med at den svingende masse udelukkende virker i knude 2. Det bemærkes at der er anvendt en større last F ved linjelasten, da 1 kN/m på 2,73 m giver 2,73 kN. Tages der dog hensyn til den større last, ses det af de ovenstående beregninger, at egenfrekvensen afhænger også af, hvordan lasten virker på konstruktionen. Altså om der er tale om en linjelast eller punktlast.

Er den svingende masse lig med kraften, som udbøjningen er beregnet for, kan udtrykket til bestemmelse af frekvensen omskrives til det følgende udtryk:

$$\omega = \sqrt{\frac{g}{x}}$$

Nu bestemmes egenfrekvensen for egenlasten, som karnappen er dimensioneret for i de foregående afsnit. Der er foretaget en udbøjningsberegning i Analysis, hvor kun egen-



lasten og tillægget på 180 kg til den svingende masse er taget med. Resultaterne for denne beregning fremgår af *Bilag 15*. Frekvensen for egenlasten og tillægget bestemmes til:

$$\omega = \sqrt{\frac{g}{x}} \Leftrightarrow \sqrt{\frac{9,82 \frac{m}{s^2}}{2,89 \cdot 10^{-3} m}} = 58,3 \ rad/s \longrightarrow 9,3 \ Hz$$

Ved denne beregning antages det igen, at al last virker i knude 2 som den svingende masse. Det vil dog være på den meget sikre side, når lasten antages at virke i det samme punkt.

A4.3.3 Lastvirkning af den rytmiske personlast

I det følgende afsnit ønskes undersøgt brudgrænsetilstanden og anvendelsesgrænsetilstanden for lastvirkningen af den rytmiske personlast, hvor der benyttes den størst mulige bevægelsesfrekvens for personerne på $n_p = 3 Hz$ iht. Tabel 28.

Til undersøgelsen bestemmes de forskellige faktorer som indgår i beregningerne. For udtrykkene henvises til *Appendiks A1.6*.

Amplitude faktoren α_i bestemmes for j = 1,2 og 3 til:

 $\alpha_1 = 1,6$ $\alpha_2 = 1,0$ $\alpha_3 = 0,2$

Korrelationskoefficienten ρ_j for j = 1,2 og 3 til:

$$\rho_1 = 1,0$$

 $\rho_2 = 0,3$

 $\rho_3 = 0,03$

Det effektive antal personer beregnes ved antal personer n og influenstallet γ_i , se ud-trykket nedenunder.

$$n_e = n \cdot \frac{\left(\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \gamma_i\right)^2}{\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n {\gamma_i}^2}$$

Influenstallet regnes med at have det samme fortegn for alle n personer. Dette giver en rytmisk last af alle personer, som virker til ugunst for konstruktionen. Derudover regnes med at influenstallet er konstant for alle personer, som medfører at $n_e = n = 6$ uanset hvilket influenstal der vælges.

Størrelsesreduktionsfaktoren K_i bestemmes for j = 1,2 og 3 til:

Christian Rompf

$$K_{1} = \sqrt{1,0 + (1 - 1,0) \cdot \frac{1}{6}} = 1,0$$

$$K_{2} = \sqrt{0,3 + (1 - 0,3) \cdot \frac{1}{6}} = 0,65$$

$$K_{3} = \sqrt{0,03 + (1 - 0,03) \cdot \frac{1}{6}} = 0,44$$

Frekvensresponsfaktoren H_j bestemmes for j = 1,2 og 3 til:

$$H_{1} = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{1 \cdot 3,0}{9,3}\right)^{2}\right)^{2} + \left(\frac{(0,06 + 0,02) \cdot 1 \cdot 3,0}{\pi \cdot 9,3}\right)^{2}}} = 1,12$$

$$H_{2} = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{2 \cdot 3,0}{9,3}\right)^{2}\right)^{2} + \left(\frac{(0,06 + 0,02) \cdot 2 \cdot 3,0}{\pi \cdot 9,3}\right)^{2}}} = 1,71$$

$$H_{3} = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{3 \cdot 3,0}{9,3}\right)^{2}\right)^{2} + \left(\frac{(0,06 + 0,02) \cdot 3 \cdot 3,0}{\pi \cdot 9,3}\right)^{2}}} = 14,69$$

Alle faktorer som indgår i beregningerne til lastvirkningen i brud- og anvendelsesgrænsetilstanden er bestemt.

Brudgrænsetilstanden

Der betragtes nu brudgrænsetilstanden, hvor lastresponsfaktoren k_F bestemmes for de tre harmoniske lastkomponenter:

$$k_{F,1.harm.last} = \alpha_1 \cdot K_1 \cdot H_1 = 1,6 \cdot 1,0 \cdot 1,12 = 1,79$$

$$k_{F,2.harm.last} = \alpha_2 \cdot K_2 \cdot H_2 = 1,0 \cdot 0,65 \cdot 1,71 = 1,11$$

$$k_{F,3.harm.last} = \alpha_3 \cdot K_3 \cdot H_3 = 0,2 \cdot 0,44 \cdot 14,69 = 1,29$$

Dermed bestemmes den samlede lastresponsfaktoren k_F , hvor a = 1,5, da der ikke regnes med en dominerende harmonisk lastkomponent.

$$k_F = a \cdot \sqrt{\sum_{j=1}^{3} (\alpha_j \cdot K_j \cdot H_j)^2} = 1.5 \cdot \sqrt{1.79^2 + 1.11^2 + 1.29^2} = 3.70$$

Idet den samlede lastresponsfaktoren k_F er bestemt, beregnes den statiske ækvivalente nyttelast F_S .

 $F_S = (1 + 3,70) \cdot 0,75 \ kN/m^2 = 3,53 \ kN/m^2$



Anvendelsesgrænsetilstanden

Der betragtes nu anvendelsesgrænsetilstanden, hvor konstruktionens acceleration bestemmes. Derfor bestemmes accelerationsresponsfaktoren k_a for de tre harmoniske lastkomponenter først, da disse indgår i beregningen af konstruktionens acceleration. $k_{a,1.harm.last} = j^2 \cdot \alpha_1 \cdot K_1 \cdot H_1 = 1^2 \cdot 1,6 \cdot 1,0 \cdot 1,12 = 1,79$ $k_{a,2.harm.last} = j^2 \cdot \alpha_2 \cdot K_2 \cdot H_2 = 2^2 \cdot 1,0 \cdot 0,65 \cdot 1,71 = 4,45$

 $k_{a,3.harm.last} = j^2 \cdot \alpha_3 \cdot K_3 \cdot H_3 = 3^2 \cdot 0, 2 \cdot 0, 44 \cdot 14, 69 = 11, 63$

Dermed bestemmes den samlede accelerationsresponsfaktoren k_a .

$$k_a = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot (1,79^2 + 4,45^2 + 11,63^2)} = 8,90$$

Til bestemmelse af spredningen σ_a på konstruktionens acceleration skal den statiske udbøjning fra den gennemsnitlige statiske personlast F_P bestemmes. Denne er bestemt ved en FEM-beregning i Analysis til: $u_p = 0.46 \cdot 10^{-3} m$

Dermed bestemmes spredningen σ_a på konstruktionens acceleration til: $\sigma_a = 8,90 \cdot (2 \cdot \pi \cdot 3 Hz)^2 \cdot 0,46 \cdot 10^{-3} m = 1,45 m/s^2$

Dette svarer til 15 % af tyngdeaccelerationen, hvorfor kravet om grænseaccelerationen angivet i afsnit *4.3 Responsundersøgelse af karnappen* <u>ikke</u> overholdes.



Bilag til

Projektering af "Kommandobroen" i Hvide Sande

Indholdsfortegnelse over bilag

Bilag i forbindelse med 2 Hovedstabilitet af Kommandobroen	B2
Bilag 1.1 - Bestemmelse af alfa-værdier til Etape 1 (oprindeligt)	B2
Bilag 1.2 - Bestemmelse af reaktioner i tagskiven til Etape 1 (oprindeligt)	B3
Bilag 1.3 - Bestemmelse af reaktioner i etageskiven til Etape 1 (oprindeligt)	B4
Bilag 1.4 - Stabilitetseftervisning af de stabiliserende vægge til Etape 1 (oprine	deligt) B5
Bilag 2.1 - Bestemmelse af alfa-værdier til Etape 1+2 (oprindeligt)	B6
Bilag 2.2 - Bestemmelse af reaktioner i tagskiven til Etape 1+2 (oprindeligt)	B8
Bilag 2.3 - Bestemmelse af reaktioner i etageskiven til Etape 1+2 (oprindeligt)	B9
Bilag 2.4 - Stabilitetseftervisning af de stabiliserende vægge til Etape 1+2 (oprindeligt)	B10
Bilag 3.1 - Bestemmelse af alfa-værdier til Etape 1 (revideret)	B11
Bilag 3.2 - Bestemmelse af reaktioner i tagskiven til Etape 1 (revideret)	B12
Bilag 3.3 - Bestemmelse af reaktioner i etageskiven til Etape 1 (revideret)	B13
Bilag 3.4 - Stabilitetseftervisning af de stabiliserende vægge til Etape 1 (revide	eret) B14
Bilag 4.1 - Bestemmelse af alfa-værdier til Etape 1+2 (revideret)	B15
Bilag 4.2 - Bestemmelse af reaktioner i tagskiven til Etape 1+2 (revideret)	B17
Bilag 4.3 - Bestemmelse af reaktioner i etageskiven til Etape 1+2 (revideret)	B18
Bilag 4.4 - Stabilitetseftervisning af de stabiliserende vægge til Etape 1+2 (rev	ideret) B19
Bilag i forbindelse med 3 Betonelementprojekt af Kommandobroen	B20
Bilag 5 - Beregning af vindlasten i knuderne af stringersystemet	B20
Bilag 6 - Bestemmelse af forskydningsspændinger i stringersystemet	B21
Bilag 7 - Bestemmelse af stringerkræfter i stringersystemet	B24
Bilag 8 - Datablad af SPIT PRIMA ekspansionsanker	B26
Bilag i forbindelse med 4 Stålprojektet af Kommandobroen	B27
Bilag 9 - FEM-beregninger til karnappen i brudgrænsetilstand (inkl. data for d statiske system)	et B27
Bilag 10 - Tværsnitsdata til karnappens udfligning	B33
Bilag 11 - Ekstrapolation til det kritiske kipningsmoment m ₄	B34
Bilag 12 - FEM-beregninger til karnappen i anvendelsesgrænsetilstand	B35
Bilag 13 - FEM-beregning af udbøjningen for 1 kN/m	B36
Bilag 14 - FEM-beregning af udbøjningen for 1 kN	B37
Bilag 15 - FEM-beregning af udbøjningen for egenlasten + tillæg	B38
Bilag 16 - FEM-beregning af udbøjningen for den gennemsnitlige statiske per	sonlast
	B39

Højde af vægelement: 7000 mm



Bilag i forbindelse med 2 Hovedstabilitet af Kommandobroen

Bilag 1.1 - Bestemmelse af alfa-værdier til Etape 1 (oprindeligt)

Væg	x-koord	y-koord
1x	2020	405
2x	16530	405
3x	1530	14896
4x	10475	29180
1y	2805	22092
2y	405	7613
3y	18145	14971

Tagskive

Vind nord/syd											
Væg	1	\mathbf{h}_0	l_1	l_2	h ₁	h ₂	$\boldsymbol{\alpha}_0$	$\boldsymbol{\alpha}_1$	α2	α3	Mindst α
1x	3080	3705	270	528	1561	935	0,00	0,00	7,24	0,77	0,00
2x	3080	3705	270	528	1561	935	0,00	0,00	7,24	0,77	0,00
3x	2400	3705	595	595	1366	235	0,00	0,00	4,20	1,55	0,00
4x	15190	3705	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1y	14400	3705	734	734	1411	760	2,00	0,53	5,61	2,35	0,53
2y	14888	3705	595	661	1561	935	2,00	0,53	7,24	1,73	0,53
3 y	28950	3705	456	1056	1537	848	2,00	0,53	6,73	2,89	0,53

Vind øst/vest											
Væg	1	\mathbf{h}_0	\mathbf{l}_1	l ₂	\mathbf{h}_1	\mathbf{h}_2	$\boldsymbol{\alpha}_0$	$\boldsymbol{\alpha}_1$	α_2	α3	$\textbf{Mindst} \; \alpha$
1x	3080	3705	270	528	1561	935	1,50	1,04	7,24	0,77	0,77
2x	3080	3705	270	528	1561	935	1,50	1,04	7,24	0,77	0,77
3x	2400	3705	595	595	1366	235	2,00	0,84	4,20	1,55	0,84
4x	15190	3705	0	0	0	0	2,00	9,42	1	1	9,42
1y	14400	3705	734	734	1411	760	0,00	0,00	5,61	2,35	0,00
2y	14888	3705	595	661	1561	935	0,00	0,00	7,24	1,73	0,00
Зу	28950	3705	456	1056	1537	848	0,00	0,00	6,73	2,89	0,00

Etagekive

<i>Vind nord/syd</i> Note: $h_0 = h$											
Væg	1	\mathbf{h}_0	l ₁	\mathbf{l}_2	\mathbf{h}_1	h ₂	α0	$\boldsymbol{\alpha}_1$	α2	α3	$\textbf{Mindst} \; \alpha$
1x	3080	7000	270	528	735	690	0,00	0,00	0,62	0,22	0,00
2x	3080	7000	270	528	735	690	0,00	0,00	0,62	0,22	0,00
3x	2400	7000	595	595	0	3325	0,00	0,00	6,77	0,43	0,00
4x	15190	7000	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1y	14400	7000	862,5	970,3	967	710,5	2,00	0,53	0,88	1,03	0,53
2y	14888	7000	896,3	1140	967	783	2,00	0,53	0,95	1,29	0,53
3 y	28950	7000	1171	1636	1299	1040	2,00	0,53	1,69	2,48	0,53

Vind øst/v	Vind øst/vest										
Væg	l	\mathbf{h}_0	\mathbf{l}_1	\mathbf{l}_2	\mathbf{h}_1	h ₂	$\boldsymbol{\alpha}_0$	α_1	α_2	α3	$\textbf{Mindst} \; \alpha$
1x	3080	7000	270	528	735	690	1,50	0,29	0,62	0,22	0,22
2x	3080	7000	270	528	735	690	1,50	0,29	0,62	0,22	0,22
3x	2400	7000	595	595	0	3325	2,00	0,24	6,77	0,43	0,24
4x	15190	7000	0	0	0	0	2,00	9,42	-	-	9,42
1y	14400	7000	862,5	970,3	967	710,5	0,00	0,00	0,88	1,03	0,00
2y	14888	7000	896,3	1140	967	783	0,00	0,00	0,95	1,29	0,00
Зу	28950	7000	1171	1636	1299	1040	0,00	0,00	1,69	2,48	0,00

Bilag 1.2 - Bestemmelse af reaktione	: i tagskiven til E	<pre>Ltape 1 (oprindeligt)</pre>
--------------------------------------	---------------------	----------------------------------

Væg	1 [m]	ai og aj	yi og xj	
lx	3,08	0,77	0,41	
2x	3,08	0,77	0,41	
3x	2,40	0,84	14,90	
4x	15,19	9,42	29,18	
1y	14,40	0,53	2,81	
2y	14,89	0,53	0,41	
3y	28,95	0,53	18,15	

De samlede relativestivheder:

11,79 Σa_i

Y an	1 50
-uj	1,03

Koordinater til vridningscentrum:					
x ₀ =	7,118	y0 =	24,413		

Karakteristiske laster [kN]:

	Ost-Vest	Nord-Syd	
Î.	Wkal	Wkyl	
Wag	154,0	89,6	
Wetage	130,3	75,6	

Det resulterende moment om vridningscentrum: 28,95 Længde øst-vest facader [m]:

M_{wx} [kNm] = 2296,73

Vind i y-retningen

Væg	[EN]	[kN/m]	Lastfe	ordeling
Rix	4,29		5	
R _{2x}	4,29			1
R _{3x}	1,86	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·		25
R _{4x}	-10,45			
Sum	0,00			Ligevægt
Rly	45,30	3,15	33%	
R _{2y}	45,01	3,02	33%	
R _{3y}	47,19	1,63	34%	
Sum	137,50		100%	Ligevægt

Den samlede vridningsstivhed: 1274,03 I., = Regningsmæssige laster [kN]: Ost-Vest Nord-Syd

Wd.zl		Wdyl
Wag	231,1	137,5
Wetage	195,1	116,1

Længde nord-syd facader [m]:	18,5

M _{wy} [kNm] =	296,54

55

2	- 11 1	1 ***	· · · · ·	
2				50

Vind i x-retningen

Væg	[kN]	[kN/m]	Lastfe	ordeling
R _{lx}	-18,20	-5,91	-8%	
R _{2x}	-18,20	-5,91	-8%	1
R _{3x}	2,05	0,85	1%	
R _{4x}	265,46	17,48	115%	
Sum	231,10		100%	Ligevægt
R _{1y}	4,11			
R _{2y}	6,40]]		
R _{3y}	-10,52	8 8		
Sum	0,00	8\$		Ligevægt

Bilag 1.3 - Bestemmelse af reaktione	: i etageskiven til	Etape 1	(oprindeligt)
--------------------------------------	---------------------	---------	---------------

Væg	1[m]	ai og ai	yi og xj
1x	3,08	0,22	0,41
2x	3,08	0,22	0,41
3x	2,40	0,24	14,90
4x	15,19	9,42	29,18
1y	14,40	0,53	2,81
2y	14,89	0,53	0,41
3y	28,95	0,53	18,15

K _{FI} =	1
γ _m =	1,5

De samlede relativestivheder: Σai 10,08

I

1

10 C C	4.50
Lat	1.35

Bereg	ner koordi	nater til	rotationsc	entrum:
x ₀ =	7,118		y0 =	27,618

en saml	ede vridnis	gsstivhed:
-	477,93	

Karakteristiske l	laster	lkN7:

	Ost-Vest	Nord-Syd	
	Wkel	Wkyl	
Was	154,0	89,6	

130,3

W

Det resulterende moment om vridning	scentrum:
Længde ost-vest facader [m]:	28.95

75,6

M_{wz} [kNm] = 2564,21

3	2			4.	2	-		
2	r	3-	re	un	$_{LII}$	28	n	

y-retninge	211		
[kN]	[kN/m]	Lastfo	ordeling
3,07			
3,07		2	
1,57			
-7,71		ĺ.	
0,00			Ligevægt
37,50	2,60	32%	
36,84	2,47	32%	1
41,76	1,44	36%	
116,10		100%	Ligevægt
	y-retninge [kN] 3,07 3,07 1,57 -7,71 0,00 37,50 36,84 41,76 116,10	js-retningen [kN] [kN/m] 3,07	js-retningen [kN] [kN/m] Lastfe 3,07

Regni	ngsmæssig	e laster	[kN]:
	10000	37 . 3 01	-

	Ost-Vest	Nord-Syd
	Wd.xl	Wdyl
Wing	231,1	137,5
Wetage	195,1	116,1

ængde nord-syd facader [m]:	18,55
-----------------------------	-------

M _{wv} [kNm] =	250,39
A REAL PROPERTY AND A REAL	U

Vind i x-retningen

Væg	[kN]	[kN/m]	Lastf	ordeling
R _{lx}	-27,27	-8,85	-14%	
R _{2x}	-27,27	-8,85	-14%	
R _{3x}	-11,50	-4,79	-6%	
$R_{4\kappa}$	261,14	17,19	134%	1
Sum	195,10		100%	Ligevægt
R _{ly}	12,24			
Ray	19,05			T
R _{3y}	-31,29	8 8		
Sum	0,00	ii ii		Ligevægt



Bilag 1.4 - Stabilitetseftervisning af de stabiliserende vægge til Etape 1 (og	p-
rindeligt)	

	Knusning	OK	ЮК	ЮΚ	OK	ОK	OK	OK	
TJEK	Forskydning I	ОК	ОК	OK	GLIDNING	ОК	OK	OK	
	Væltning	OK	OK	OK	OK	ОK	OK	OK	
ø	[MIPa]	66'0	1,34	1,06	0,94	0,66	0,70	0,60	
$\mathbf{T}_{\mathbf{Z}}$	[m]	1,20	1,89	2,06	3,30	2,29	2,52	3,03	
e	[m]	0,94	09°0	0,17	5,95	0,66	0,54	0,29	
F friktion	[kN]	66,8	141,9	123,6	233,6	84,7	98,9	102,1	
Last, sum	[kN]	45,5	45,5	13,5	526,6	20,7	19,8	11,1	
z .	Ξ	0;50	0;50	0;50	0;50	0;50	0,50	0,50	
$\mathbf{M}_{\mathrm{valt}}$	[kNm]	220	220	53	2.778	111	106	59	
Last etage	[N]	27,3	27,3	5,11	261,1	6,4	8,9	5,2	
Last tag	[kN]	18,2	18,2	2,0	265,5	11,3	10,9	5,9	
$\mathbf{M}_{\mathrm{stab}}$	[kuNm]	553	974	659	3549	305	356	3.68	
$\mathbf{F}_{\mathrm{kor. rer}}$	[kN]	111,2	94,3	79,5			-		4)
$\mathbf{G}_{\mathbf{d}, \mathrm{sum}}$	[kN]	88,9	88,9	70,1	467,2	98,7	98,6	105,1	
G _{k,sum}	[kN]	98,8	98,8	77,9	519,1	109,7	109,6	116,8	3)
Gforplade	[kN]	35,8	35,8	25,4		41,8	42,4	41,7	
$G_{dask} + G_{ster}$	[kN]	49,6	216,6	196,8	0°0	78,6	110,2	110,2	
G _{væg}	[kIN]	63,0	63,0	52,5	519,1	67,9	67,1	75,1	
Aforplade	[m ²]	0,13	0,13	1,20	00'0	3,33	1,95	3,50	2)
Aäbning	[m ²]	4,05	4,05	2,23	00'0	6,34	6,55	4,33	1)
$\gamma_{\rm Gj,inf}$	E	06'0	06'0	06'0	06'0	06'0	0,90	06'0	
Ye	[kN/m ³]	24	24	24	24	24	24	24	
μ	[m]	7,00	7,00	7,00	7,12	7,00	7,00	7,00	
t	[m]	0,15	0,15	0,15	0,20	0,15	0,15	0,15	
-	Ξ	3,08	3,08	2,40	15,19	3,60	3,60	3,60	
Væg		lx	2x	3x	4x	ly	2y	3y	

- et dækelement på væggenslængde + 500 mm inddraget egenlast fra kærnap ikke regnet med egenlast fra kærnap ikke regnet med lx Note til
- X ;; ;; ;; ;; ;
- gememsnittige åbringsæreal pga. vinduer og døre gememsnittige arealer hvor forplade tilbagetrukket med 20 mm uden egenlast fra Gdæk + Gstøt trykspredning i arm. beton: 1:3; egenvægt af terrændæk tages delvis med

3,65 kN/m² 6 MPa

90 mm

kkelse af forplade envægt af dæk c betonsna



7000 mm

Højde af vægelement:

Bilag 2.1 - Bestemmelse af alfa-værdier til Etape 1+2 (oprindeligt)

Væg	x-koord	y-koord		
1x	2020	405		
2x	16530	405		
3x	1530	14896		
4x	10475	29180		
5x	29892	29205		
бх	26288	38271		
1y	2805	22092		
2y	405	7613		
Зу	18145	14971		
4y	41571	33738		

Tagskive

Vind nord/syd											
Væg	1	h ₀	\mathbf{l}_1	l_2	h ₁	h ₂	α0	α_1	α_2	α3	Mindst α
1x	3080	3705	270	528	1561	935	0,00	0,00	7,24	0,77	0,00
2x	3080	3705	270	528	1561	935	0,00	0,00	7,24	0,77	0,00
3x	2400	3705	595	595	1366	235	0,00	0,00	4,20	1,55	0,00
4x	15190	3705	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5x	17992	3705	1355	1077	1580	1761	0,00	0,00	12,23	6,55	0,00
бx	25200	3705	595	595	1304	635	0,00	0,00	4,60	1,55	0,00
1y	14400	3705	734	734	1411	760	2,00	0,53	5,61	2,35	0,53
2y	14888	3705	595	661	1561	935	2,00	0,53	7,24	1,73	0,53
3 y	28950	3705	456	1056	1537	848	2,00	0,53	6,73	2,89	0,53
4y	9232	3705	1273	1076	1276	573	2,00	3,48	4,27	6,07	3,48

Vind øst/	Vind øst/vest										
Væg	1	\mathbf{h}_0	\mathbf{l}_1	\mathbf{l}_2	h ₁	h ₂	α_0	α1	α_2	α3	Mindst α
1x	3080	3705	270	528	1561	935	1,50	1,04	7,24	0,77	0,77
2x	3080	3705	270	528	1561	935	1,50	1,04	7,24	0,77	0,77
3x	2400	3705	595	595	1366	235	2,00	0,84	4,20	1,55	0,84
4x	15190	3705	0	0	0	0	2,00	9,42	-	I	9,42
5x	17992	3705	1355	1077	1580	1761	2,00	0,49	12,23	6,55	0,49
6x	25200	3705	595	595	1304	635	2,00	0,49	4,60	1,55	0,49
1y	14400	3705	734	734	1411	760	0,00	0,00	5,61	2,35	0,00
2y	14888	3705	595	661	1561	935	0,00	0,00	7,24	1,73	0,00
3у	28950	3705	456	1056	1537	848	0,00	0,00	6,73	2,89	0,00
4y	9232	3705	1273	1076	1276	573	0,00	0,00	4,27	6,07	0,00


Etageski	ve										
Vind nor	d/syd										
Væg	1	\mathbf{h}_0	l ₁	l ₂	h ₁	h ₂	α0	α_1	α2	α3	Mindst α
1x	3080	7000	270	528	735	690	0,00	0,00	0,62	0,22	0,00
2x	3080	7000	270	528	735	690	0,00	0,00	0,62	0,22	0,00
3x	2400	7000	595	595	0	3325	0,00	0,00	6,77	0,43	0,00
4x	15190	7000	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5x	17992	7000	1596	1318	1674	1660	0,00	0,00	3,40	2,62	0,00
бх	25200	7000	595	595	1164	428,6	0,00	0,00	0,94	0,43	0,00
1y	14400	7000	863	970	967	711	2,00	0,53	0,88	1,03	0,53
2y	14888	7000	896	1140	967	783	2,00	0,53	0,95	1,29	0,53
3 y	28950	7000	1171	1636	1299	1040	2,00	0,53	1,69	2,48	0,53
4 y	9232	7000	6153	953	1299	831,5	2,00	3,48	1,46	23,74	1,46
Vind øst/	vest										
Vind øst/ Væg	vest	h ₀	l_1	l ₂	h ₁	h ₂	α0	α1	α2	α3	Mindst a
Vind øst/ Væg 1x	vest 1 3080	h ₀ 7000	l ₁ 270	l ₂ 528	h ₁ 735	h ₂ 690	α ₀ 1,50	α ₁ 0,29	α ₂ 0,62	α ₃ 0,22	Mindst α 0,22
Vind øst/ Væg 1x 2x	vest 1 3080 3080	h ₀ 7000 7000	l ₁ 270 270	l ₂ 528 528	h ₁ 735 735	h ₂ 690 690	α ₀ 1,50 1,50	α ₁ 0,29 0,29	α ₂ 0,62 0,62	α ₃ 0,22 0,22	Mindst α 0,22 0,22
Vind øst/ Væg 1x 2x 3x	vest 1 3080 3080 2400	h ₀ 7000 7000 7000	l ₁ 270 270 595	l ₂ 528 528 595	h ₁ 735 735 0	h ₂ 690 690 3325	α ₀ 1,50 1,50 2,00	α ₁ 0,29 0,29 0,24	α ₂ 0,62 0,62 6,77	α ₃ 0,22 0,22 0,43	Mindst α 0,22 0,22 0,24
Vind øst/ Væg 1x 2x 3x 4x	vest 3080 3080 2400 15190	h ₀ 7000 7000 7000 7000	l ₁ 270 270 595 0	l ₂ 528 528 595 0	h ₁ 735 735 0	h ₂ 690 690 3325 0	α ₀ 1,50 1,50 2,00 2,00	α ₁ 0,29 0,29 0,24 9,42	α.2 0,62 0,62 6,77	α ₃ 0,22 0,22 0,43	Mindst α 0,22 0,22 0,24 9,42
Vind øst/ Væg 1x 2x 3x 4x 5x	vest 3080 3080 2400 15190 17992	h 0 7000 7000 7000 7000 7000	l ₁ 270 270 595 0 1596	l ₂ 528 528 595 0 1318	h ₁ 735 735 0 0 1674	h ₂ 690 690 3325 0 1660	α 1,50 1,50 2,00 2,00 2,00	α ₁ 0,29 0,29 0,24 9,42 0,53	α ₂ 0,62 0,62 6,77 - 3,40	α ₃ 0,22 0,22 0,43 - 2,62	Mindst α 0,22 0,22 0,24 9,42 0,53
Vind øst/ Væg 1x 2x 3x 4x 5x 6x	vest 3080 3080 2400 15190 17992 25200	h 0 7000 7000 7000 7000 7000 7000	l ₁ 270 270 595 0 1596 595	l ₂ 528 528 595 0 1318 595	h ₁ 735 735 0 0 1674 1164	h ₂ 690 3325 0 1660 428,6	α ₀ 1,50 1,50 2,00 2,00 2,00 2,00	α ₁ 0,29 0,29 0,24 9,42 0,53 0,53	α2 0,62 0,62 6,77 - 3,40 0,94	α ₃ 0,22 0,22 0,43 - 2,62 0,43	Mindst α 0,22 0,22 0,24 9,42 0,53 0,43
Vind øst/ Væg 1x 2x 3x 4x 5x 6x	vest 3080 3080 2400 15190 17992 25200	h 0 7000 7000 7000 7000 7000	l ₁ 270 270 595 0 1596 595	l ₂ 528 595 0 1318 595	h ₁ 735 735 0 0 1674 1164	h ₂ 690 3325 0 1660 428,6	α ₀ 1,50 1,50 2,00 2,00 2,00	α ₁ 0,29 0,29 0,24 9,42 0,53 0,53	α2 0,62 0,62 6,77 - 3,40 0,94	α ₃ 0,22 0,22 0,43 - 2,62 0,43	Mindst α 0,22 0,22 0,24 9,42 0,53 0,43
Vind øst/ Væg 1x 2x 3x 4x 5x 6x 1y	vest 3080 3080 2400 15190 17992 25200 14400	h 0 7000 7000 7000 7000 7000 7000 7000	l ₁ 270 270 595 0 1596 595 595 863	l ₂ 528 528 595 0 1318 595 970	h ₁ 735 735 0 0 1674 1164 967	h ₂ 690 3325 0 1660 428,6 711	α ₀ 1,50 1,50 2,00 2,00 2,00 2,00 0,00	α ₁ 0,29 0,29 0,24 9,42 0,53 0,53 0,53	α ₂ 0,62 0,62 6,77 - 3,40 0,94 0,88	α ₃ 0,22 0,22 0,43 - 2,62 0,43 1,03	Mindst α 0,22 0,22 0,24 9,42 0,53 0,43 0,00
Vind øst/ Væg 1x 2x 3x 4x 5x 6x 1y 2y	vest 3080 3080 2400 15190 17992 25200 14400 14888	h 0 7000 7000 7000 7000 7000 7000 7000 7	l ₁ 270 270 595 0 1596 595 595 863 896	l ₂ 528 595 0 1318 595 970 1140	h ₁ 735 735 0 0 1674 1164 967 967	h ₂ 690 3325 0 1660 428,6 711 783	α₀ 1,50 1,50 2,00 2,00 2,00 2,00 2,00 0,00 0,00	α1 0,29 0,29 0,24 9,42 0,53 0,53 0,000 0,000	α2 0,62 0,62 6,77 - 3,40 0,94 0,94 0,88 0,95	α ₃ 0,22 0,43 - 2,62 0,43 1,03 1,29	Mindst α 0,22 0,22 0,24 9,42 0,53 0,43 0,43
Vind øst/ Væg 1x 2x 3x 4x 5x 6x 1y 2y 3y	vest 3080 3080 2400 15190 17992 25200 14400 14888 28950	h 0 7000 7000 7000 7000 7000 7000 7000 7	l1 270 270 595 0 1596 595 595 863 896 1171	l ₂ 528 595 0 1318 595 970 1140 1636	h ₁ 735 735 0 0 1674 1164 967 967 1299	h ₂ 690 3325 0 1660 428,6 711 783 1040	α.0 1,50 2,00 2,00 2,00 2,00 0,00 0,00 0,00	α1 0,29 0,24 9,42 0,53 0,53 0,00 0,00 0,00	α ₂ 0,62 0,62 6,77 - 3,40 0,94 0,94 0,88 0,95 1,69	α ₃ 0,22 0,22 0,43 - 2,62 0,43 1,03 1,29 2,48	Mindst α 0,22 0,24 9,42 0,53 0,43 0,00 0,00 0,00 0,00

]	Bilag	2.2 - B	estemm	else af r	reaktioner i tagskiven til Etape 1+2 (oprindeligt)
	Væg	l [m]	$\alpha_i \text{ og } \alpha_j$	y _i og x _j	$\mathbf{K}_{\mathbf{FI}} = 1$
	1x	3,08	0,77	0,405	$\gamma_w = 1,5$
	2x	3,08	0,77	0,405	
	3x	2,40	0,84	14,896	
	4x	15,19	9,42	29,18	
	5x	17,99	0,49	29,205	De samlede relativestivheder:
	бх	25,20	0,49	38,271	$\Sigma \alpha_i$ 12,78
	1y	14,40	0,53	2,805	
	2у	14,89	0,53	0,405	$\Sigma \alpha_{j}$ 5,07
	3y	28,95	0,53	18,145	
	4y	9,23	3,48	41,571	

K _{FI} =	1
$\gamma_w =$	1,5



Koordinater til vridningscentrum:

$\mathbf{x}_0 = 30.778$ $\mathbf{v}_0 = 25.133$

Karakteristiske laster [kN]:

	Øst-Vest	Nord-Syd
	W _{k,x2}	W _{k,y2}
W _{tag}	200,67	332,40
Wetage	169,40	280,67

Det resulterende moment om vridningscentrum:

Længde ø	øst-vest facader [m]:	38,676

|--|

Vind i y-retningen

Væg	[kN]	[kN/m]	Lastfo	rdeling
R _{1x}	-31,04	-10,08		
R _{2x}	-31,04	-10,08		
R _{3x}	-14,03	-5,85		
R _{4x}	62,25	4,10		
R _{5x}	3,28	0,18		
R _{6x}	10,58	0,42		
Sum	0,00			Ligevægt
R _{1y}	76,23	5,29	15%	
R_{2y}	78,31	5,26	16%	
R _{3y}	62,98	2,18	13%	
R _{4y}	281,08	30,45	56%	
Sum	498,60		100%	Ligevægt

Den samlede vridningsstivhed:

2988,86

lastor [kN]:

Kegni	ngsmæssi	ge taster [
	Øst-Vest	Nord-Syd
	W _{d,x2}	W _{d,y2}
W _{tag}	301,0	498,6
Wetage	254,1	421,0

. =

Længde nord-syd facader [m]:	41,976

 M_{wy} [kNm] = -4881,28

Vind i x-retningen

Væg	[kN]	[kN/m]	Lastfo	rdeling
R _{1x}	7,01	2,28	2%	
R _{2x}	7,01	2,28	2%	
R _{3x}	14,75	6,15	5%	
R _{4x}	244,05	16,07	81%	
R _{5x}	12,79	0,71	4%	
R _{6x}	15,39	0,61	5%	
Sum	301,00		100%	Ligevægt
R _{1y}	8,64	0,60		
R_{2y}	9,38	0,63		
R _{3y}	3,90	0,13		
R _{4y}	-21,91	-2,37		
Sum	0,00			Ligevægt

Bilag 2.3 - Bestemmelse af reaktioner i etageskiven til Etape 1+2 (oprinde-*ligt***)**

Væg	l [m]	$\alpha_i \text{ og } \alpha_j$	y _i og x _j
1x	3,08	0,22	0,405
2x	3,08	0,22	0,405
3x	2,40	0,24	14,896
4x	15,19	9,42	29,18
5x	17,99	0,53	29,205
бx	25,20	0,43	38,271
1y	14,40	0,53	2,805
2y	14,89	0,53	0,405
3y	28,95	0,53	18,145
4y	9,23	1,46	41,571

$\mathbf{K}_{\mathbf{FI}} =$	1
$\gamma_w =$	1,5

De samlede relativestivheder:





Koordinater	til	vridningscentrum:
liouraritater		, , , , , , , , , , , , , , , , , , ,

0	
$\mathbf{v}_0 =$	28.112

Karakteristiske laster [kN]:

23,606

 $\mathbf{x}_0 =$

	Øst-Vest	Nord-Syd
	W _{k,x2}	W _{k,y2}
W _{tag}	200,67	332,40
Wetage	169,40	280,67

Det resulterende moment om vridningscentrum:Længde øst-vest facader [m]:38,676

$\mathbf{M}_{wx} [kNm] = $	2229,51
----------------------------	---------

Vind i y-retningen

Væg	[kN]	[kN/m]	Lastfo	rdeling
R _{1x}	-4,41	-1,43		
R _{2x}	-4,41	-1,43		
R _{3x}	-2,30	-0,96		
R_{4x}	7,43	0,49		
R _{5x}	0,43	0,02		
R _{6x}	3,25	0,13		
Sum	0,00			Ligevægt
R _{1y}	81,31	5,65	19%	
R _{2y}	82,24	5,52	20%	
R _{3y}	75,31	2,60	18%	
R _{4y}	182,14	19,73	43%	
Sum	421,00		100%	Ligevægt

Den saml	ede vridningsstivhed	lede vridnin	gsstivhed:
$I_w =$	1491,65	1491,65	

Regningsmæssige laster [kN]:

	Øst-Vest	Nord-Syd			
	W _{d,x2}	W _{d,y2}			
W _{tag}	301,0	498,6			
Wetage	254,1	421,0			

Længue noru-syu lacauer [iii]. 41,970	Længde nord-syd facader [m]:	41,976
---------------------------------------	------------------------------	--------

 M_{wy} [kNm] = -1102,09

, ,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,		5010		
Væg	[kN]	[kN/m]	Lastfo	rdeling
R_{1x}	-3,96	-1,29	-2%	
R_{2x}	-3,96	-1,29	-2%	
R_{3x}	0,76	0,32	0%	
R_{4x}	231,68	15,25	91%	
R _{5x}	13,03	0,72	5%	
R _{6x}	16,55	0,66	7%	
Sum	254,10		100%	Ligevægt
R_{1y}	16,45	1,14		
R_{2y}	18,34	1,23		
R_{3y}	4,32	0,15		
R_{4y}	-39,11	-4,24		
Sum	0,00			Ligevægt

Vind i x-retningen



	Knusning	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	ОК	OK	BRUD
	Fonskydning	ОК	OK	ОК	GLIDNING	OK	ОК	OK	OK	ОК	GLIDNING
	Væltning	ОК	OK	OK	OK	OK	ОК	OK	OK	OK	VÆLTNING
ю		1,09	1,39	1,30	0,63	0,61	0,50	1,26	1,12	0,66	-0,65
		1,09	1,82	1,71	9,42	3,36	3,34	1,18	1,55	2,76	5,16
		66'0	0,63	0,34	2,89	0,12	0,13	1,21	1,03	0,42	7,20
		66,8	141,9	125,4	447,7	115,2	94,3	83,5	97,5	102,9	188,7
		35,4	35,4	17,0	475,7	5,2	4,6	39,4	38,8	17,2	463,2
		0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
		232	232	111	2586	28	25	203	200	87	2716
		4,4	4,4	2,3	231,7	2,6	2,4	20,3	19,9	9,4	182,1
		31,0	31,0	14,8	244,0	2,6	2,2	19,1	18,9	7,8	281,1
	[MNm]	553	974	664	6801	415	339	301	351	371	2245
	[kn]	111,2	94,3	79,5	,	,			,	-	
		88,9	88,9	73,6	467,2	128,4	86,6	96,3	95,9	106,7	268,5
		98,8	98,8	81,8	519,1	142,7	96,2	107,0	106,5	118,5	298,4
		35,8	35,8	29,3		52,5	35,1	39,1	39,4	43,4	9,111
		49,6	216,6	196,8	475,8	113,2	113,2	78,6	110,2	110,2	121,0
		63,0	63,0	52,5	519,1	90,2	61,2	67,9	67,1	75,1	186,5
		0,13	0,13	1,20	0,00	3,36	3,33	3,33	1,95	3,50	00'00
		4,05	4,05	2,23	0,00	1,19	9,26	6,34	6,55	4,33	15,50
		06'0	06'0	06'0	06'0	06'0	06'0	06'0	06'0	06'0	06'0
		24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
		7,00	7,00	7,00	7,12	7,29	7,29	7,00	7,00	7,00	7,29
		0,15	0,15	0,15	0,20	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
		3,08	3,08	2,40	15,19	3,60	3,60	3,60	3,60	3,60	9,23
		1x	2 x	3x	4x	ŚХ	6х	1y	2y	3y	4y

Bilag 2.4 - Stabilitetseftervisning af de stabiliserende vægge til Etape 1+2 (oprindeligt)

- et dækelement på væggenslængde + 500 mm inddraget $1_{\rm X}$ Note til

 - egenlast fra karnap ikke regnet med egenlast fra karnap ikke regnet med
- germemsnittige åbringsareal pga. vinduer og døre gennemsnittige arealer hvor forplade tilbagetrukket med 20 mm uden egenlast fra Gdæk + Gstot
- trykspredning i arm. beton: 1:3; egenvægt af terrændæk tages delvis med 2x (1 (2 (5 (4

90 mm



Højde af vægelement: 7000 mm

Bilag 3.1 - Bestemmelse af alfa-værdier til Etape 1 (revideret)

Væg	x-koord	y-koord
1x	2020	405
2x	16530	405
3x	1530	14896
4x	10475	29180
1y	2805	22092
2у	405	7613
3у	18145	14971

Tagskive

Vind nora	l/syd										
Væg	1	h ₀	l_1	l_2	h ₁	\mathbf{h}_2	α0	$\boldsymbol{\alpha}_1$	α2	α3	Mindst α
1x	3080	3705	270	528	1561	935	0,00	0,00	7,24	0,77	0,00
2x	3080	3705	270	528	1561	935	0,00	0,00	7,24	0,77	0,00
3x	2400	3705	595	595	1366	235	0,00	0,00	4,20	1,55	0,00
4x	15190	3705	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1y	14400	3705	734	734	1411	760	2,00	0,53	5,61	2,35	1,72
2y	14888	3705	595	661	1561	935	2,00	0,53	7,24	1,73	1,72
3у	28950	3705	456	1056	1537	848	2,00	0,53	6,73	2,89	3,70

Vind øst/v	est										
Væg	l	\mathbf{h}_0	\mathbf{l}_1	\mathbf{l}_2	\mathbf{h}_1	h ₂	α0	α_1	α_2	α3	$\textbf{Mindst} \ \alpha$
1x	3080	3705	270	528	1561	935	1,50	1,04	7,24	0,77	0,65
2x	3080	3705	270	528	1561	935	1,50	1,04	7,24	0,77	0,95
3x	2400	3705	595	595	1366	235	2,00	0,84	4,20	1,55	0,57
4x	15190	3705	0	0	0	0	2,00	9,42	-	1	1,92
1y	14400	3705	734	734	1411	760	0,00	0,00	5,61	2,35	0,00
2у	14888	3705	595	661	1561	935	0,00	0,00	7,24	1,73	0,00
3у	28950	3705	456	1056	1537	848	0,00	0,00	6,73	2,89	0,00

Etagekive

Vind nord	l/syd	Note:	$h_0 = h$								
Væg	l	\mathbf{h}_0	\mathbf{l}_1	\mathbf{l}_2	\mathbf{h}_1	h ₂	$\boldsymbol{\alpha}_0$	$\boldsymbol{\alpha}_1$	$\boldsymbol{\alpha}_2$	α3	$\textbf{Mindst} \; \alpha$
1x	3080	7000	270	528	735	690	0,00	0,00	0,62	0,22	0,00
2x	3080	7000	270	528	735	690	0,00	0,00	0,62	0,22	0,00
3x	2400	7000	595	595	0	3325	0,00	0,00	6,77	0,43	0,00
4x	15190	7000	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1y	14400	7000	862,5	970,3	967	710,5	2,00	0,53	0,88	1,03	0,93
2y	14888	7000	896,3	1140	967	783	2,00	0,53	0,95	1,29	0,93
3y	28950	7000	1171	1636	1299	1040	2,00	0,53	1,69	2,48	2,10

Vind øst/v	rest										
Væg	1	\mathbf{h}_0	\mathbf{l}_1	\mathbf{l}_2	\mathbf{h}_1	h ₂	$\boldsymbol{\alpha}_0$	$\boldsymbol{\alpha}_1$	α2	α3	$\textbf{Mindst} \ \alpha$
1x	3080	7000	270	528	735	690	1,50	0,29	0,62	0,22	0,26
2x	3080	7000	270	528	735	690	1,50	0,29	0,62	0,22	0,38
3x	2400	7000	595	595	0	3325	2,00	0,24	6,77	0,43	0,23
4x	15190	7000	0	0	0	0	2,00	9,42	1	-	0,78
1y	14400	7000	862,5	970,3	967	710,5	0,00	0,00	0,88	1,03	0,00
2у	14888	7000	896,3	1140	967	783	0,00	0,00	0,95	1,29	0,00
Зу	28950	7000	1171	1636	1299	1040	0,00	0,00	1,69	2,48	0,00

Bilag 3.2 -	Bestemmelse	af reaktioner	i tagskiven	til Etape 1	(revideret)
-------------	-------------	---------------	-------------	-------------	-------------

Væg	l [m]	α _i og α _j	y _i og x _j
1x	3,08	0,65	0,41
2x	3,08	0,95	0,41
3x	2,40	0,57	14,90
4x	15,19	1,92	29,18
1y	14,40	1,72	2,81
2y	14,89	1,72	0,41
3y	28,95	3,70	18,15

$K_{FI} =$	1
$\gamma_w =$	1,5

De samlede relativestivheder:



Koordinater til vridningscentrum:

$\mathbf{x}_0 =$	10,176		$\mathbf{y}_0 =$	15,933
------------------	--------	--	------------------	--------

Karakteristiske laster [kN]:

	Øst-Vest	Nord-Syd
_	W _{k,x1}	W _{k,y1}
W _{tag}	154,0	89,6
Wetage	130,3	75,6

Det resulterende moment om vridningscentrum:

Længde øst-vest facader [m]:	28,95
------------------------------	-------

M_{wx} [**kNm**] = 336,85

Vind i y-retningen

Væg	[kN]	[kN/m]	Lastfordeling	
R _{1x}	-1,03			
R_{2x}	-1,50			
R _{3x}	-0,06			
R_{4x}	2,59			
Sum	0,00			Ligevægt
R _{1y}	34,42	2,39	25%	
R _{2y}	34,84	2,34	25%	
R _{3y}	68,25	2,36	50%	
Sum	137,50		100%	Ligevægt

Den samlede vridningsstivhed:Iw =1215,96

Regningsmæssige laster [kN]:

	Øst-Vest	Nord-Syd
	W _{d,x1}	W _{d,y1}
W _{tag}	231,1	137,5
Wetage	195,1	116,1

Længde nord-syd facader [m]:	18,55
Lungue nora sya menaer [m].	10,55

 M_{wy} [kNm] = -123,91

Vind i x-retningen

Væg	[kN]	[kN/m]	Lastfo	rdeling
R _{1x}	33,93	11,02	15%	
R_{2x}	49,59	16,10	21%	
R _{3x}	32,04	13,35	14%	
R_{4x}	115,53	7,61	50%	
Sum	231,10		100%	Ligevægt
R_{1y}	3,51			
R _{2y}	4,66			
р				
R _{3y}	-8,17			

Bilag 3.3 - Bestemmels	e af reaktioner i etageski	ven til Etape 1 (revideret)
------------------------	----------------------------	-----------------------------

Væg	l [m]	α _i og α _j	y _i og x _j
1x	3,08	0,26	0,41
2x	3,08	0,38	0,41
3x	2,40	0,23	14,90
4x	15,19	0,78	29,18
1y	14,40	0,93	2,81
2y	14,89	0,93	0,41
3y	28,95	2,10	18,15

1
1,5

De samlede relativestivheder:



Beregner koordinater til rotationscentrum: $\mathbf{x}_0 =$ 10,398 $\mathbf{y}_0 =$ 16,028 Den samlede vridningsstivhed: 563,16

Karakteristiske laster [kN]:

	Øst-Vest	Nord-Syd
	W _{k,x1}	W _{k,y1}
W _{tag}	154,0	89,6
Wetage	130,3	75,6

Det resulterende moment om vridningscentrum: 5

-	Længde	e øst	t-vest	facad	ler [r	n]:	28,95	2
_								Ξ

302,93

Vind i v-retningen

 $M_{wx} [kNm] =$

v inu i	i y-101111118	son		
Væg	[kN]	[kN/m]	Lastfo	rdeling
R _{1x}	-0,94			
R _{2x}	-1,37			
R _{3x}	-0,06			
R _{4x}	2,38			
Sum	0,00			Ligevægt
R_{1y}	28,81	2,00	25%	
R _{2y}	29,33	1,97	25%	
R _{3y}	57,96	2,00	50%	
Sum	116,10		100%	Ligevægt

Regningsmæssige laster [kN]:

	Øst-Vest	Nord-Syd
	W _{d,x1}	W _{d,y1}
W _{tag}	231,1	137,5
Wetage	195,1	116,1

Længde nord-syd facader [m]:	18,55

-130,43

Vind i x-retningen

 $M_{wy} [kNm] =$

Væg	[kN]	[kN/m]	Lastfo	rdeling
R _{1x}	28,56	9,27	15%	
R _{2x}	41,74	13,55	21%	
R_{3x}	27,06	11,27	14%	
R_{4x}	97,75	6,43	50%	
Sum	195,10		100%	Ligevægt
Sum R _{1y}	195,10 3,78		100%	Ligevægt
Sum R _{1y} R _{2y}	195,10 3,78 4,97		100%	Ligevægt
Sum R _{1y} R _{2y} R _{3y}	195,10 3,78 4,97 -8,75		100%	Ligevægt



		ОК	OK	OK	OK	OK	OK	ОК	
	Fonskydning	ОК	OK	OK	ОК	OK	OK	ОК	
	Waithing 1	ОК	OK	OK	OK	OK	OK	ОΚ	
6		5,49	5,90	5,29	0,30	0,58	0,64	0,65	
		t3 0,22	33 0,43	99 0,42	47 10,25	50 2,60	42 2,76	11 2,78	
		66,8 1,4	141,9 1,3	123,6 0,9	233,6 2,4	84,7 0,5	98,9 0,4	102,1 0,4	
		62,5	91,3	59,1	213,3	15,8	15,5	15,7	
		0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	
		335	489	316	1155	85	83	84	
		28,6	41,7	27,1	97,7	7,2	7,1	7,2	
		33,9	49,6	32,0	115,5	8,6	8,4	8,5	
		553	974	659	3549	305	356	368	
		111,2	94,3	79,5	,	,			~
		88,9	88,9	70,1	467,2	98,7	98,6	105,1	
		98,8	98,8	77,9	519,1	109,7	109,6	116,8	
		35,8	35,8	25,4		41,8	42,4	41,7	
		49,6	216,6	196,8	0'0	78,6	110,2	110,2	
		63,0	63,0	52,5	519,1	67,9	67,1	75,1	
		0,13	0,13	1,20	0,00	3,33	1,95	3,50	10
		4,05	4,05	2,23	00'00	6,34	6,55	4,33	÷
		06'0	06'0	06'0	06'0	06'0	06'0	06'0	
		24	24	24	24	24	24	24	
		7,00	7,00	7,00	7,12	7,00	7,00	7,00	l
		0,15	0,15	0,15	0,20	0,15	0,15	0,15	
		3,08	3,08	2,40	15,19	3,60	3,60	3,60	
		1x	2x	3х	4x	1y	2y	3y	
				-			_		1

Bilag 3.4 - Stabilitetseftervisning af de stabiliserende vægge til Etape 1 (revideret)

- et dækelement på væggenslængde + 500 mm inddraget $1_{\rm X}$ Note til
 - egenlast fra karnap ikke regnet med
 - egenlast fra karnap ikke regnet med

- germemsniftige åbringssareal pga. vinduter og døre germemsniftige arealer hvor forplade tilbagetrukket med 20 mm uden egenlast fra Gdæk + Gstot trykspredning i arm. beton: 1:3; egenvægt af terrændæk tages delvis med

3,65 kN/m² 6 MPa 90 mm



7000 mm

Bilag 4.1	- Bestemm	else af alfa	-værdier til Etape 1+2 (revi	deret)
Væg	x-koord	y-koord	Højde af vægelement:	7000 r

Væg	x-koord	y-koord
1x	2020	405
2x	16530	405
3x	1530	14896
4x	10475	29180
5x	29892	29205
бх	26288	38271
1y	2805	22092
2y	405	7613
3у	18145	14971
4y	41571	33738

Tagskive

Vind nord	l/syd										
Væg	1	h ₀	\mathbf{l}_1	l_2	h ₁	h ₂	α0	α_1	α_2	α3	Mindst α
1x	3080	3705	270	528	1561	935	0,00	0,00	7,24	0,77	0,00
2x	3080	3705	270	528	1561	935	0,00	0,00	7,24	0,77	0,00
3x	2400	3705	595	595	1366	235	0,00	0,00	4,20	1,55	0,00
4x	15190	3705	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5x	17992	3705	1355	1077	1580	1761	0,00	0,00	12,23	6,55	0,00
6х	25200	3705	595	595	1304	635	0,00	0,00	4,60	1,55	0,00
1y	14400	3705	734	734	1411	760	2,00	0,53	5,61	2,35	1,70
2y	14888	3705	595	661	1561	935	2,00	0,53	7,24	1,73	2,90
3 y	28950	3705	456	1056	1537	848	2,00	0,53	6,73	2,89	2,20
4 y	9232	3705	1273	1076	1276	573	2,00	3,48	4,27	6,07	0,60

Vind øst/v	vest										
Væg	1	h ₀	\mathbf{l}_1	l_2	h ₁	h ₂	α0	α_1	α_2	α3	Mindst α
1x	3080	3705	270	528	1561	935	1,50	1,04	7,24	0,77	0,50
2x	3080	3705	270	528	1561	935	1,50	1,04	7,24	0,77	0,50
3x	2400	3705	595	595	1366	235	2,00	0,84	4,20	1,55	0,50
4x	15190	3705	0	0	0	0	2,00	9,42	1	I	2,00
5x	17992	3705	1355	1077	1580	1761	2,00	0,49	12,23	6,55	1,00
6x	25200	3705	595	595	1304	635	2,00	0,49	4,60	1,55	1,00
1y	14400	3705	734	734	1411	760	0,00	0,00	5,61	2,35	0,00
2y	14888	3705	595	661	1561	935	0,00	0,00	7,24	1,73	0,00
Зу	28950	3705	456	1056	1537	848	0,00	0,00	6,73	2,89	0,00
4y	9232	3705	1273	1076	1276	573	0,00	0,00	4,27	6,07	0,00



11.	
HTAGOS	21120
Liugesi	
0	

Vind nord	l/syd										
Væg	1	h ₀	l_1	\mathbf{l}_2	h ₁	h ₂	α0	α_1	α2	α3	Mindst α
1x	3080	7000	270	528	735	690	0,00	0,00	0,62	0,22	0,00
2x	3080	7000	270	528	735	690	0,00	0,00	0,62	0,22	0,00
3x	2400	7000	595	595	0	3325	0,00	0,00	6,77	0,43	0,00
4x	15190	7000	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5x	17992	7000	1596	1318	1674	1660	0,00	0,00	3,40	2,62	0,00
6x	25200	7000	595	595	1164	428,6	0,00	0,00	0,94	0,43	0,00
1y	14400	7000	863	970	967	711	2,00	0,53	0,88	1,03	1,55
2y	14888	7000	896	1140	967	783	2,00	0,53	0,95	1,29	2,45
3 y	28950	7000	1171	1636	1299	1040	2,00	0,53	1,69	2,48	2,30
4y	9232	7000	6153	953	1299	831,5	2,00	3,48	1,46	23,74	0,70

Vind øst/v	vest										
Væg	1	h ₀	l ₁	l_2	h ₁	h ₂	α0	α_1	α2	α3	$Mindst \ \alpha$
1x	3080	7000	270	528	735	690	1,50	0,29	0,62	0,22	0,45
2x	3080	7000	270	528	735	690	1,50	0,29	0,62	0,22	0,45
3x	2400	7000	595	595	0	3325	2,00	0,24	6,77	0,43	0,45
4x	15190	7000	0	0	0	0	2,00	9,42	-	-	1,80
5x	17992	7000	1596	1318	1674	1660	2,00	0,53	3,40	2,62	0,90
6x	25200	7000	595	595	1164	428,6	2,00	0,53	0,94	0,43	0,92
1y	14400	7000	863	970	967	711	0,00	0,00	0,88	1,03	0,00
2y	14888	7000	896	1140	967	783	0,00	0,00	0,95	1,29	0,00
3y	28950	7000	1171	1636	1299	1040	0,00	0,00	1,69	2,48	0,00
4y	9232	7000	6153	953	1299	831,5	0,00	0,00	1,46	23,74	0,00

Bilag 4.2 - Bestemmelse af reak	tioner i tagskiven til	Etape 1+2 (revideret)
---------------------------------	------------------------	-----------------------

Væg	l [m]	α _i og α _j	y _i og x _j
1x	3,08	0,50	0,405
2x	3,08	0,50	0,405
3x	2,40	0,50	14,896
4x	15,19	2,00	29,18
5x	17,99	1,00	29,205
6x	25,20	1,00	38,271
1y	14,40	1,70	2,805
2y	14,89	2,90	0,405
3y	28,95	2,20	18,145
4y	9,23	0,60	41,571

$K_{FI} =$	1
$\gamma_w =$	1,5

De samlede relativestivheder:

I... =



Σα_j 7,40

Koordinater til vridningscentrum:

	x ₀ =	9,568	$\mathbf{y}_0 =$	24,307
--	-------------------------	-------	------------------	--------

Karakteristiske laster [kN]:

	Øst-Vest	Nord-Syd
	W _{k,x2}	W _{k,y2}
W _{tag}	200,67	332,40
Wetage	169,40	280,67

Det resulterende moment om vridningscentrum:

Længde	øst-vest facader [m]:	38,676

	M _{wx} [kNm] =	1495,70
--	-------------------------	---------

Vind i y-retningen

Væg	[kN]	[kN/m]	Lastfo	rdeling
R _{1x}	30,60			
R _{2x}	30,60			
R _{3x}	12,05			
R _{4x}	-24,95			
R _{5x}	-12,54			
R _{6x}	-35,75			
Sum	0,00			Ligevægt
R _{1y}	85,11	5,91	17%	
R_{2y}	127,37	8,55	26%	
R _{3y}	196,54	6,79	39%	
R _{4y}	89,59	9,70	18%	
Sum	498,60		100%	Ligevægt

Den samlede vridningsstivhed:

2224,05

Regningsmæssige laster [kN]:

Ŭ	Øst-Vest	Nord-Syd
	W _{d,x2}	W _{d,y2}
W _{tag}	301,0	498,6
Wetage	254,1	421,0

Længde nord-syd facader [m]:	41,976

\mathbf{M}_{wy}	[kNm] =	5693,92

Vind i x-retningen

Væg	[kN]	[kN/m]	Lastfo	rdeling
R _{1x}	19,33	6,27	6%	
R _{2x}	19,33	6,27	6%	
R _{3x}	24,20	10,08	8%	
R _{4x}	116,01	7,64	39%	
R _{5x}	58,02	3,22	19%	
R _{6x}	64,12	2,54	21%	
Sum	301,00		100%	Ligevægt
R _{1y}	7,73			
R_{2y}	17,87			
R _{3y}	-12,69			
R _{4y}	-12,91			
Sum	0,00			Ligevægt

]	Bilag	4.3 - B	estemm	else af r	reaktioner i etageskiven til Etape 1+2 (revideret)
	Væg	l [m]	$\alpha_i \text{ og } \alpha_j$	y _i og x _j	$\mathbf{K}_{\mathbf{FI}} = 1$
	1x	3,08	0,45	0,405	$\gamma_w = 1,5$
	2x	3,08	0,45	0,405	
	3x	2,40	0,45	14,896	
	4x	15,19	1,80	29,18	
	5x	17,99	0,90	29,205	De samlede relativestivheder:
	6x	25,20	0,92	38,271	$\Sigma \alpha_{i}$ 4,97
	1y	14,40	1,55	2,805	
	2y	14,89	2,45	0,405	$\Sigma \alpha_{j}$ 7,00
	3y	28,95	2,30	18,145	
	4y	9,23	0,70	41,571	

K _{FI} =	1
$\gamma_w =$	1,5



Koordinater til vridningscentrum:

	x ₀ =	10,882	$\mathbf{y}_0 =$	24,363
--	-------------------------	--------	------------------	--------

Karakteristiske laster [kN]:

	Øst-Vest	Nord-Syd
	W _{k,x2}	W _{k,y2}
W _{tag}	200,67	332,40
Wetage	169,40	280,67

Det resulterende moment om vridningscentrum:

Længde øst-vest facader [m]: 38,676

M _{wx} [kNm] =	1276,92

Vind i y-retningen

Væg	[kN]	[kN/m]	Lastfo	rdeling
R _{1x}	16,73			
R _{2x}	16,73			
R _{3x}	6,61			
R _{4x}	-13,45			
R_{5x}	-6,76			
R _{6x}	-19,86			
Sum	0,00			Ligevægt
R_{1y}	73,79	5,12	18%	
R_{2y}	107,52	7,22	26%	
R _{3y}	164,25	5,67	39%	
R _{4y}	75,44	8,17	18%	
Sum	421,00		100%	Ligevægt

Den samlede vridningsstivhed:

2741,65

Regningsmæssige laster [kN]:

	Øst-Vest	Nord-Syd
	W _{d,x2}	W _{d,y2}
W _{tag}	301,0	498,6
Wetage	254,1	421,0

I... =

Længde nord-syd facader [m]:	41,976

 M_{wy} [kNm] = 4254,674

Vind i x-retningen

Væg	[kN]	[kN/m]	Lastfo	rdeling
R _{1x}	17,99	5,84	7%	
R _{2x}	17,99	5,84	7%	
R _{3x}	21,02	8,76	8%	
R _{4x}	96,07	6,32	38%	
R _{5x}	48,04	2,67	19%	
R _{6x}	53,00	2,10	21%	
Sum	254,10		100%	Ligevægt
R _{1y}	5,83			
R _{2y}	11,96			
R _{3y}	-7,78			
R _{4y}	-10,01			
Sum	0,00			Ligevægt



	Knusning	ЮΚ	ЮК	OK	OK	ЮК	OK	ОК	OK	ОК	МΟ	
	Fonskydning	ОК	ОК	OK	OK	ОК	OK	OK	OK	OK	ОК	
		NО	NО	OK	OK	NО	OK	OK	OK	OK	ОК	
9		1,64	1,59	2,46	0,48	0,80	0,65	1,39	3,59	1,45	0,78	
		0,72	1,59	0,91	12,56	2,56	2,60	1,07	0,48	1,26	4,31	
		1,18	0,75	0,75	1,32	0,52	0,50	1,27	1,56	1,17	2,46	
		66,8	141,9	125,4	447,7	115,2	94,3	83,5	97,5	102,9	188,7	-
		48,6	48,6	45,2	212,1	21,2	16,7	39,7	56,8	44,9	165,0	
		0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	
		275	275	241	1178	120	94	212	304	241	929	
		18,0	18,0	21,0	96,1	9'6	2*2	18,4	26,0	20,4	75,4	
		30,6	30,6	24,2	116,0	11,6	9,2	21,3	30,8	24,4	89,6	
	[MNm]	553	974	664	6801	415	339	301	351	371	2245	-
		111,2	94,3	79,5	•	•						4)
		88,9	88,9	73,6	467,2	128,4	86,6	96,3	95,9	106,7	268,5	
		8'86	98'86	81,8	519,1	142,7	96,2	107,0	106,5	118,5	298,4	3)
		35,8	35,8	29,3	-	52,5	35,1	39,1	39,4	43,4	111,9	
		49,6	216,6	196,8	475,8	113,2	113,2	78,6	110,2	110,2	121,0	
		63,0	63,0	52,5	519,1	90,2	61,2	67,9	67,1	75,1	186,5	
		0,13	0,13	1,20	00'0	3,36	3,33	3,33	1,95	3,50	00'0	2)
		4,05	4,05	2,23	00'00	1,19	9,26	6,34	6,55	4,33	15,50	1)
		06'0	06'0	0,90	06'0	06'0	0,90	06'0	0,90	0,90	06'0	-
		24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	
		7,00	7,00	7,00	7,12	7,29	7,29	7,00	7,00	7,00	7,29	
		0,15	0,15	0,15	0,20	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
		3,08	3,08	2,40	15,19	3,60	3,60	3,60	3,60	3,60	9,23	
Wag		1x	2x	3х	4x	Σx	6x	1y	2y	3y	4y	

Bilag 4.4 - Stabilitetseftervisning af de stabiliserende vægge til Etape 1+2 (revideret)

- Note til
- et dækelement på væggenslængde + 500 mm inddraget egenlast fra karnap ikke regnet med 1x
 - egenlast fra karnap ikke regnet med
- gennemsnitlige åbringsareal pga. vinduer og døre gennemsnitlige arealer hvor forplade tilbagetrukket med 20 mm 4 3 7 1 X
- uden egenlast fra Gdæk + Gstot trykspredning i arm. beton: 1:3; egenvægt af terrændæk tages delvis med

3,65 kN/m² 6 MPa 90 mm



Bilag i forbindelse med 3 Betonelementprojekt af Kommandobroen

Bilag 5 - Beregning af vindlasten i knuderne af stringersystemet

Bilaget indeholder figurer med de fundne reaktioner fra vindlasten ført i tagskiven for vind fra nord. Beregninger er udført med TRUSSLAB. Da reaktionerne peger i modsæt retning som lasten, skal fortegnet ændres.



Viser punktlasten i knuderne 22, 23, 24 og 25 for vindtryk af Etape 1.



Viser punktlasten i knuderne 34, 35, 36 og 37 for vindsuget af Etape 1.



Viser punktlasten i knuderne 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 og 9 for vindtrykket af Etape 2.



Viser punktlasten i knuderne 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17 og 18 for vindsuget af Etape 2.

Bilag 6 - Bestemmelse af forskydningsspændinger i stringersystemet

Tykkelse af betonhuldæk (over- plus underside)

80 mm





Snit VП Snit VШ 2400 -115,68 2400 mm 6345 8745 mm 7 0 K \mathcal{N} 1 1 12,05 3558 mm М p Q R 7200 mm S 7 U 61,19 Δ S 3558 mm Á 61,19 -15,67 -15,67 -0,009 MPa (valgt) τ₀= -0,4918 MPa $\tau_{\rm M}$ = 0,0779 MPa $\tau_N =$ Snit IX Snit Х 6345 8745 mm -115,68 6345 8745 mm -115,68 ₹ Ţ 111 Ļ K 1/1 1 12,05 L M K N Ð 12,05 R м Q Ð P M R Q Р u τ S 61,19 2 Т U -15,67 61,19 Î τ_K= 0,01 MPa (valgt) -15,67

0,01 MPa

-0,1119 MPa

 $\tau_1 =$

τ_=

(valgt)

Projektering af "Kommandobroen" i Hvide Sande

-0,1119 MPa

 $\tau_L =$





Ligevæg	gtkontrol med sni	t gennem fe	elter A-I	Н
A	0,1085	6158	80	53464,31
В	-0,0191	7200	80	-11016,2
с	-0,1469	7200	80	-84592,4
D	-0,2489	2868	80	-57102,6
E	0,1804	4332	80	62504,18
F	0,1275	4413	80	45016,75
G	-0,0659	2787	80	-14689,2
н	-0,1031	3558	80	-29334,8
				0.0



Bilag 7 - Bestemmelse af stringerkræfter i stringersystemet

trækstringere	nositiv s	tringerkraft	
trykstringere	negativ s	tringerkraft	
	nogativ s	umperintant	
	Knude	Stringe rk raft	Afstand
x-stringere		[kN]	[mm]
1-2-3-4-5-6-7-8-9	S _{x1}	35.75	
	S _{x2}	6,42	3558
	S _{x3}	-8,27	2787
	S_{x4}	36,74	4413
	S _{x5}	99,25	4332
	S _{x6}	42,14	2868
	S _{x7}	-42,45	7200
	S_{x8}	-53,46	7200
	S _{x9}	0,00	6158
10-11-12-13-14-15-16-17-18	S _{x10}	37,49	
	S _{x11}	69,67	3558
	S _{x12}	86,59	2787
	S _{x13}	2,05	4413
	S _{x14}	-99,25	4332
	S _{x15}	-42,14	2868
	S _{x16}	42,45	7200
	S _{x17}	53,46	7200
	S _{x18}	0,00	6158
19-20-21	S _{x19}	0,00	
	S_{x20}	0,00	6345
	S _{x21}	0,00	8745
22-23-24-25	S _{x22}	-12,05	
	S _{x23}	-106,47	2400
	S _{x24}	-72,02	6345
	S _{x25}	0,00	8745
26-27-28-29	S _{x26}	0,00	
	S _{x27}	98,26	2400
	S_{x28}	0,70	6345
	S _{x29}	0.00	8745
	Knude	Stringe rk raft	Afstand
x-stringere		[kN]	[mm]
30-31-32-33	Sr20	0.00	[]
	S-21	15.36	2400
	S _{X31}	0.00	6215
	S _{x32}	0,00	0343
	3 _{x33}	0,00	8745
34-35-36-37	S _{x34}	-61,19	
	S _{x35}	-80,39	2400
	S _{x36}	-7,00	6345
	S _{x37}	0,00	8745



Projektering af	"Kommandobroen"	' i Hvide Sande
3 0		

y-stringe re	Knude	Stringerkraft [kN]	Afstand [mm]
9-18	S _{v9}	60,88	
	S _{y18}	-15,66	8816
8-17	Sy8	-90,03	
	S _{y17}	0,00	8816
7-16	S _{y7}	-90,09	
	S _{y16}	0,00	8816
6-15	S_{y6}	-71,95	
	S _{y15}	0,00	8816
	-		
5-14-21-25-29-33-37	S _{y5}	161,85	0014
	S _{y14}	-140,88	8816
	S _{y21}	-76,02	7242
	Sy25	-11,17	1242
	S _{y29}	-8,01	3558
	Sy33	-2,85	2559
	S y37	0,00	5558
4-13	S .	_37.27	
	S ₉₄	0.00	8816
	Sy13	0,00	0010
	Knude	Stringerkraft	Afstand
y-stringere		[kN]	[mm]
y-stringere 3-12-20-24-28-32-36	S _{y3}	[kN] -68,78	[mm]
y-stringere 3-12-20-24-28-32-36	S _{y3} S _{y12}	[kN] -68,78 67,62	[mm] 8816
y-stringere 3-12-20-24-28-32-36	S _{y3} S _{y12} S _{y20}	[kN] -68,78 67,62 -3,03	[mm] 8816 7242
y-stringere 3-12-20-24-28-32-36	$\begin{tabular}{ c c c c c } \hline S_{y3} & \\ \hline S_{y12} & \\ \hline S_{y20} & \\ \hline S_{y24} & \\ \hline \end{tabular}$	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68	[mm] 8816 7242 7242
y-stringe re 3-12-20-24-28-32-36	$\begin{tabular}{ c c c c c } \hline S_{y3} & \\ \hline S_{y12} & \\ \hline S_{y20} & \\ \hline S_{y24} & \\ \hline S_{y28} & \\ \hline \end{tabular}$	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41	[mm] 8816 7242 7242 3558
y-stringe re 3-12-20-24-28-32-36	Sy3 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41 -38,31	[mm] 8816 7242 7242 3558 7200
y-stringere 3-12-20-24-28-32-36	Sy3 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32 Sy32	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41 -38,31 0,00	[mm] 8816 7242 7242 3558 7200 3558
y-stringere 3-12-20-24-28-32-36	Sy3 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32 Sy32 Sy36	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41 -38,31 0,00	[mm] 8816 7242 7242 3558 7200 3558
y-stringe re 3-12-20-24-28-32-36	Sy3 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32 Sy36	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41 -38,31 0,00	[mm] 8816 7242 7242 3558 7200 3558
y-stringere 3-12-20-24-28-32-36	Sy3 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32 Sy36 Sy2 Sy2 Sy2 Sy2	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41 -38,31 0,00 -26,22 0,00	[mm] 8816 7242 7242 3558 7200 3558 8816
y-stringere 3-12-20-24-28-32-36	Sy3 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32 Sy36 Sy2 Sy2 Sy11	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41 -38,31 0,00	[mm] 8816 7242 7242 3558 7200 3558 8816
y-stringe re 3-12-20-24-28-32-36 2-11 1.10.10.22.25.21.25	Sy3 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32 Sy36 Sy2 Sy2 Sy12	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41 -38,31 0,00 -26,22 0,00	[mm] 8816 7242 7242 3558 7200 3558 8816
y-stringe re 3-12-20-24-28-32-36 2-11 1-10-19-23-27-31-35	Sy3 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32 Sy36 Sy2 Sy12 Sy12 Sy24 Sy28 Sy36 Sy2 Sy11 Sy11 Sy11	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41 -38,31 0,00 -26,22 0,00 45,95	[mm] 8816 7242 7242 3558 7200 3558 8816
y-stringe re 3-12-20-24-28-32-36 2-11 1-10-19-23-27-31-35	Sy3 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32 Sy36 Sy2 Sy11 Sy12 Sy12 Sy20 Sy31 Sy32 Sy36 Sy11 Sy11 Sy11 Sy11	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41 -38,31 0,00 -26,22 0,00 -45,95 -26,74	[mm] 8816 7242 7242 3558 7200 3558 8816 8816
y-stringe re 3-12-20-24-28-32-36 2-11 1-10-19-23-27-31-35	Sy3 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32 Sy36 Sy21 Sy21 Sy22 Sy36 Sy11 Sy10 Sy19	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41 -38,31 0,00 -26,22 0,00 -26,22 0,00 -26,22 0,00 -26,22 0,00 -26,22 0,00	[mm] 8816 7242 7242 3558 7200 3558 8816 8816 7242
y-stringe re 3-12-20-24-28-32-36 2-11 1-10-19-23-27-31-35	$\begin{tabular}{ c c c c c } \hline S_{y3} & S_{y12} & S_{y20} & S_{y24} & S_{y24} & S_{y28} & S_{y32} & S_{y36} & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & & & \\ \hline & & & &$	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41 -38,31 0,00 -26,22 0,00 -26,22 0,00 -26,24 -26,24 -26,25 -26,26 -30,00	[mm] 8816 7242 7242 3558 7200 3558 8816 8816 7242 7242 7242
y-stringere 3-12-20-24-28-32-36 2-11 1-10-19-23-27-31-35	Sy3 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32 Sy36 Sy2 Sy11 Sy12 Sy12 Sy20 Sy24 Sy32 Sy36 Sy11 Sy11 Sy11 Sy10 Sy10 Sy19 Sy23 Sy23 Sy23 Sy27	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41 -38,31 0,00 -26,22 0,00 -26,22 0,00 -26,24 -26,25 -26,24 -26,25 -30,00 -26,26 -26,27 -26,28 -26,29 -26,21 -26,22 -26,24 -26,25 -26,74 -20,94 -15,15 147,00	[mm] 8816 7242 7242 3558 7200 3558 8816 8816 7242 7242 7242 7242 3558
y-stringere 3-12-20-24-28-32-36 2-11 1-10-19-23-27-31-35	Sy3 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32 Sy36 Sy21 Sy36 Sy12 Sy12 Sy12 Sy36 Sy17 Sy18 Sy19 Sy23 Sy24 Sy25 Sy10 Sy19 Sy23 Sy27 Sy31	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41 -38,31 0,00 -26,22 0,00 -26,22 0,00 -26,24 -26,25 -26,74 -20,94 -15,15 147,00 69,62	[mm] 8816 7242 7242 3558 7200 3558 8816 8816 7242 7242 7242 3558 7200
y-stringe re 3-12-20-24-28-32-36 2-11 1-10-19-23-27-31-35	Sy3 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32 Sy36 Sy2 Sy11 Sy12 Sy12 Sy20 Sy24 Sy35	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41 -38,31 0,00 -26,22 0,00 -26,22 0,00 -26,24 -26,25 145,95 -26,74 -20,94 -15,15 147,00 69,62 0,00	[mm] 8816 7242 7242 3558 7200 3558 8816 8816 7242 7242 7242 3558 7200 3558
y-stringere 3-12-20-24-28-32-36 2-11 1-10-19-23-27-31-35	Sy3 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32 Sy36 Sy2 Sy11 Sy12 Sy12 Sy20 Sy24 Sy32 Sy33 Sy34 Sy35	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41 -38,31 0,00 -26,22 0,00 45,95 -26,74 -20,94 -15,15 147,00 69,62 0,00	[mm] 8816 7242 7242 3558 7200 3558 8816 7242 8816 7242 7242 7242 3558 7200 3558
y-stringe re 3-12-20-24-28-32-36 2-11 1-10-19-23-27-31-35 22-26-30-34	Sy3 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32 Sy36 Sy2 Sy12 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32 Sy36 Sy1 Sy1 Sy10 Sy10 Sy19 Sy23 Sy27 Sy31 Sy35 Sy35	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41 -38,31 0,00 -26,22 0,00 -26,22 0,00 -26,74 -20,94 -15,15 147,00 69,62 0,00 115,68	[mm] 8816 7242 7242 3558 7200 3558 8816 7242 8816 7242 7242 7242 3558 7200 3558
y-stringe re 3-12-20-24-28-32-36 2-11 1-10-19-23-27-31-35 22-26-30-34	Sy3 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32 Sy36 Sy2 Sy12 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32 Sy36 Sy1 Sy1 Sy10 Sy10 Sy10 Sy23 Sy23 Sy27 Sy31 Sy35 Sy22 Sy23 Sy24	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41 -38,31 0,00 -26,22 0,00 -26,22 0,00 -26,74 -20,94 -15,15 147,00 69,62 0,00 1115,68 -24,31	[mm] 8816 7242 7242 3558 7200 3558 8816 8816 7242 7242 7242 3558 7200 3558 7200 3558
y-stringe re 3-12-20-24-28-32-36 2-11 1-10-19-23-27-31-35 22-26-30-34 22-26-30-34	Sy3 Sy12 Sy20 Sy24 Sy28 Sy32 Sy36 Sy36 Sy36 Sy11 Sy12 Sy12 Sy20 Sy32 Sy32 Sy36 Sy1 Sy1 Sy10 Sy10 Sy10 Sy23 Sy27 Sy31 Sy35 Sy25 Sy26 Sy20 Sy20	[kN] -68,78 67,62 -3,03 -73,68 -98,41 -38,31 0,00 -26,22 0,00 -26,22 0,00 -26,74 -20,94 -15,15 147,00 69,62 0,00 1115,68 -24,31 -12,79	[mm] 8816 7242 7242 3558 7200 3558 8816 7242 7242 7242 7242 3558 7200 3558 7200 3558 7200



Bilag 8 - Datablad af SPIT PRIMA ekspansionsanker

SPIT PRIMA ekspansionsanker, elforzinket med bolt



Traditionel anker som anvendes til montage af tungere emner så som radiatore, vandvarmere, kabelstiger etc. F.eks. ved renovering af ældre ejendomme.

Hvor k det brug	an ges	F	legning For	smæss beton n	ige bæ nin. 30 l	reevner: Mpa	:		Hvo det	rdan sl monter	kal Tes	
*			(V 2,50 kM M6 x 50 (Ve 2,10 kM M6 x 50	Træk ed min. 30 mi 1 2,75 kN 0 1 2,75 kN 1 1 2,75 kN 1 2,75 kN 1 2,75 kN 1 2,75 kN 1 1 1 2 3,90 kN 1 3,90 kN	(N _{Rd})*: n betontykkel 3,00 kN M10 x 65 ng (V _{Rd})* betontykkels	lse) 3,75 kN M12 x 80 9,00 kN M12 x 80			hmin			do ho
Dimension	Effektiv montage dybde	Maks. emne tykkelse	diam. gevind	Bore dybde	Bor diam.	Min. tykk. af underlag	Total anker længde	Tilspændings- moment maks.	Afstand indbyrdes	Afstand til kant	ITW nr.	DB nr.
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[Nm]	[mm]	[mm]		
	l h.	t au	d	h.	d a	h.	L	T.	S	I C	1	

*) Værdier er gældende ved anvendelse af bolte med min. boltekvalitet 8.8, samt ved overholdelse af de i tabellen angivne indbyrdes- og kant afstande.

Ved andre afstande, bolte- eller betonkvaliteter kan SPIT Fixing Design Guide anvendes for bæreevne fastsættelse. Kontakt eventuelt vores tekniske afdeling for yderligere oplysninger.

09.2013

M6 x 50

M8 x 55

M10 x 65

M12 x 80

M6

M8

M10

M12

Mekaniske ankre, huldæl



Bilag i forbindelse med 4 Stålprojektet af Kommandobroen

Bilag 9 - FEM-beregninger til karnappen i brudgrænsetilstand (inkl. data for det statiske system)

s:\prog	ra~1\ana	lysis	proj_uls.str				
2D Fram	e						
Number o	of Joint	s: 8					
Number o	of Membe	ers: 7					
Number (of Restr	aints	: 3				
Number o	of Joint	Loads	s: 0				
Number (of Membe	er Load	ds: 12				
Own Weig	ght is c	alcula	ated.				
Joint Da	ata [mm]						
Joint 1	No. x	5	У	Z			
1	0.	00	0.00				
2	2730.	00	0.00				
3	3472.	00	2770.00				
4	0.	00	2770.00				
5	0.	00	3685.00				
6	-1100.	00	3685.00				
7	2859.	40	482.96				
8	3342.	60	2287.00				
Support	Joints						
Support	Joints			Displace	ements (m	m] or	
Support	Joints	Rest	traints	Displace Spring co	ements [m onstants	m] or [kN/cm]	
Support Joint No	Joints D. rx	Rest ry rz	traints mx my mz	Displace Spring cc Dx	ements [m onstants Dy	m] or [kN/cm] D)z
Support Joint No	Joints D. rx	Rest ry rz	traints mx my mz	Displace Spring co Dx	ements [m onstants Dy	m] or [kN/cm] D)Z
Support Joint No 1	Joints b. rx R	Rest ry rz R	traints mx my mz	Displace Spring co Dx	ements (m onstants Dy	m] or [kN/cm] D)z
Support Joint No 1 5	Joints p. rx R	Rest ry rz R R	traints mx my mz	Displace Spring co Dx	ements (m onstants Dy	m] or [kN/cm] D	02
Support Joint No 1 5 6	Joints b. rx R R	Rest ry rz R R	traints mx my mz	Displace Spring co Dx	ements (m onstants Dy	um] or [kN/cm] D)Z
Support Joint No 1 5 6	Joints p. rx R R	Rest ry rz R R	traints mx my mz	Displace Spring co Dx	ements (m onstants Dy	m] or [kN/cm] D)Z
Support Joint No 1 5 6 Member 1	Joints D. rx R R Data	Rest ry rz R R	traints mx my mz	Displace Spring co Dx	ements (m onstants Dy	m] or [kN/cm] E)Z
Support Joint No 1 5 6 Member 1 Member 1	Joints D. rx R R Data Begin	Rest ry rz R R End	traints mx my mz Section	Displace Spring co Dx Material	ements (m onstants Dy Hinge	m] or [kN/cm] D)z Length
Support Joint No 1 5 6 Member 1 Member 1 1	Joints D. rx R R Data Begin	Rest ry rz R R End	traints mx my mz Section HEB280	Displace Spring co Dx Material S235A	ements (m onstants Dy Hinge	m] or [kN/cm] D Angle	Dz Length 2730
Support Joint No 1 5 6 Member 1 Member 1 1 2	Joints p. rx R R Data Begin 1 2	Rest ry rz R R End 2 7	traints mx my mz Section HEB280 280X120X12	Displace Spring co Dx Material S235A S235A	ements (m onstants Dy Hinge 0 0	m] or [kN/cm] D Angle 0 0	0z Length 2730 500
Support Joint No 1 5 6 Member 1 Member 1 2 3	Joints c. rx R R Data Begin 1 2 7	Rest ry rz R R End 2 7 8	Section HEB280 280X120X12 200X120X12	Displace Spring co Dx Material S235A S235A S235A	ements (m onstants Dy Hinge 0 0 0	m] or [kN/cm] E Angle 0 0 0	0z Length 2730 500 1868
Support Joint No 1 5 6 Member 1 Member 1 1 2 3 4	Joints D. rx R R Data Begin 1 2 7 8	Rest ry rz R R End 2 7 8 3	Section HEB280 280X120X12 200X120X12 280X120X12	Displace Spring co Dx Material S235A S235A S235A S235A	ements (m onstants Dy Hinge 0 0 0 0	m] or [kN/cm] E Angle 0 0 0 0	Dz Length 2730 500 1868 500
Support Joint No 1 5 6 Member 1 Member 1 2 3 4 5	Joints p. rx R R Data Begin 1 2 7 8 4	Rest ry rz R R End 2 7 8 3 3 3	Example for the section sectio	Displace Spring co Dx Material S235A S235A S235A S235A S235A	ements (m onstants Dy Hinge 0 0 0 0 0 0 0	m] or [kN/cm] D D D D D O O O O O O O O O O O O O O	Dz Length 2730 500 1868 500 3472
Support Joint No 1 5 6 Member 1 Member 1 1 2 3 4 5 6	Joints c. rx R R Data Begin 1 2 7 8 4 4	Rest ry rz R R End 2 7 8 3 3 5	Section HEB280 280X120X12 200X120X12 HEB280 HEB200	Displace Spring co Dx Material S235A S235A S235A S235A S235A S235A S235A	ements (m onstants Dy Hinge 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	m] or [kN/cm] D D D D D O O O O O O O O O O O O O O	Dz Length 2730 500 1868 500 3472 915
Support Joint No 1 5 6 Member 1 Nember 1 2 3 4 5 6 7	Joints D. rx R R Data Begin 1 2 7 8 4 4 6	Rest ry rz R R End 2 7 8 3 3 5 5 5	Traints mx my mz Section HEB280 280X120X12 200X120X12 280X120X12 HEB280 HEB200 HEB120	Displace Spring co Dx Material S235A S235A S235A S235A S235A S235A S235A S235A S235A	ements (m onstants Dy Hinge 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	m] or [kN/cm] E Angle 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	Dz Length 2730 500 1868 500 3472 915 1100



Member Load

Member	Case	L/G	dx	dХ	qz	Distance		
Load Co	mbinat	ion 1:	Egenlast	Loadfactor	: 1.000			
1	5	L	0.00	-1.81	0.00	0		
			0.00	-1.81	0.00	2730		
2	5	L	-1.16	-0.31	0.00	0		
			-1.16	-0.31	0.00	499		
3	5	L	-1.16	-0.31	0.00	0		
			-1.16	-0.31	0.00	1867		
4	5	L	-1.16	-0.31	0.00	0		
			-1.16	-0.31	0.00	500		
5	5	L	0.00	-1.51	0.00	0		
			0.00	-1.51	0.00	3472		
Load Combination 2: Nyttelast Loadfactor: 1.500								
1	5	\mathbf{L}	0.00	-10.50	0.00	0		
			0.00	-10.50	0.00	2730		
Load Co	mbinat	ion 3:	Snelast	(ophbning)	Loadfact	or: 0.450		
5	5	L	0.00	-2.18	0.00	0		
			0.00	-2.94	0.00	3472		
Load Co	mbinat	ion 4:	Vindlast	Loadfacto	or: 0.450			
1	5	L	0.00	-0.65	0.00	0		
			0.00	-0.65	0.00	2730		
2	5	L	0.00	-0.65	0.00	0		
			0.00	-0.65	0.00	499		
3	5	L	0.00	-0.65	0.00	0		
			0.00	-0.65	0.00	1867		
4	5	\mathbf{L}	0.00	-0.65	0.00	0		
			0.00	-0.65	0.00	500		
5	5	L	0.00	-0.50	0.00	0		
			0.00	-0.50	0.00	3472		

Section Data											
	[cm2]	[cm4]	[cm4]	[cm4]	[mm]	[mm]	[kg/m]				
Name	Ax	Ix	Iy	It	ex	ey	М				
								_			
200X120X12	69.50	3470.00	1520.00	3460.00	100.0	60.0	54.60				
280X120X12	104.40	8337.00	2129.00	11564.00	146.8	60.0	82.00				
HEB120	34.00	864.00	318.00	14.40	60.0	60.0	26.70				
HEB200	78.10	5696.00	2003.00	61.45	100.0	100.0	61.30				
HEB280	131.40	19270.00	6595.00	148.40	140.0	140.0	103.00				

```
Material Data
```

Name	E [kN/cm2]	G [kN/cm2]	Re [N/mm2]	alfa [10 ⁶ 1/K]	
S235A	21000	8100	235.00	12.00	



Material List

Member	Section	Material	Length [mm]	Weight [kg]
1	HEB280	S235A	2730	281.190
2	280X120X12	S235A	500	41.000
3	200X120X12	S235A	1868	101.973
4	280X120X12	S235A	500	41.003
5	HEB280	S235A	3472	357.616
6	HEB200	S235A	915	56.090
7	HEB120	S235A	1100	29.370

Joint Displacements [mm] and Rotations [°]

Joint	x-displ	y-displ	z-displ	x-rot	y-rot	z-rot
1	0.000	0.000				-0.219
2	-0.029	-7.914				-0.084
3	-1.267	-7.577				-0.064
4	-1.305	-0.016				-0.126
5	0.047	0.000				-0.064
6	0.000	1.202				-0.062
7	0.393	-8.027				-0.021
8	-1.531	-7.507				-0.003

Member Forces [kN] and Moments [kNm]

Member	Joint	Fx	Fy	Fz	Mx	Му	Mz
1	1	29.59	42.72				0.00
1	2	-29.59	8.77				46.34
2	2	-0.81	-30.85				-46.34
2	7	1.78	31.26				30.81
3	7	-1.78	-31.26				-30.81
3	8	4.91	32.64				-28.87
4	8	-4.91	-32.64				28.87
4	3	5.88	33.05				-45.29
5	4	-30.40	27.77				27.98
5	3	30.40	-14.23				45.29
6	4	-27.77	-30.40				-27.98
6	5	28.32	30.40				0.16
7	6	-30.40	0.00				-0.00
7	5	30.40	0.29				-0.16



Member	Joint	SAx	SDy	SDz	STx	SBy	SBz	SRes
1	1	2.3	3.3				0.0	6.1
1	2	-2.3	0.7				33.7	34.9
2	2	-0.1	-3.0				-81.6	81.7
2	7	0.2	3.0				54.2	54.4
3	7	-0.3	-4.5				-88.8	89.0
3	8	0.7	4.7				-83.2	83.2
4	8	-0.5	-3.1				50.8	50.9
4	3	0.6	3.2				-79.7	79.7
5	4	-2.3	2.1				20.3	19.6
5	3	2.3	-1.1				32.9	31.9
6	4	-3.6	-3.9				-49.1	47.9
6	5	3.6	3.9				0.3	7.6
7	6	-8.9	0.0				-0.0	8.9
7	5	8.9	0.1				-1.1	8.4

Buckling Stress [N/mm²] and Buckling Force [kN]

					Maximum		Maximum
Member	begin	end	Limit- S	lenderness	Buckl.	Stress	Buckl. F.
1	1	2	112.2	27.2	297.3	2.3	3906.92

Reaction Forces [kN] and Moments [kNm]

Member Stress $[N/mm^2]$

Joint	Rx	Ry	Rz	Rmx	Rmy	Rmz
1	29.59	42.72				0.00
5	0.00	28.61				0.00
6	-30.40	0.00				0.00



Projektering af "Kommandobroen" i Hvide Sande

Axial- and	Shear Fo	orces [kN],	Moments []	kNm] , Def	lection [mm]				
Member No.	1:	Joint No.	1 to 2		Member No.	2:	Joint No.	2 to 7	
distance	N	ту	Mz	fy	distance	Ν	Ту	Mz	fy
0.00	-29.59	-42.72	0.00	0.00	0.00	0.81	30.85	-46.34	-2.02
0.14	-29.59	-40.14	-5.66	-0.52	0.02	0.86	30.87	-45.57	-2.06
0.27	-29.59	-37.57	-10.96	-1.04	0.05	0.91	30.90	-44.79	-2.09
0.41	-29.59	-34,99	-15.91	-1.55	0.07	0.96	30.92	-44.02	-2.12
0.55	-29.59	-32.42	-20.51	-2.06	0.10	1.01	30.94	-43.25	-2.15
0.68	-29.59	-29.84	-24.76	-2.55	0.12	1.05	30.96	-42.47	-2.18
0.82	-29.59	-27.27	-28.66	-3.04	0.15	1.10	30.98	-41.70	-2.21
0.96	-29 59	-24 70	-32 21	-3 51	0.17	1.15	31.00	-40.93	-2.24
1 09	-29 59	-22 12	-35 40	-3.96	0.20	1.20	31.02	-40.15	-2.26
1 23	-29 59	-19 55	-38 25	-4 40	0.22	1.25	31.04	-39.37	-2.29
1 37	-29 59	-16 97	-40 74	-4 83	0.25	1.30	31.06	-38.60	-2.31
1.50	-29.59	-14 40	-12 00	-5.22	0.27	1.34	31.08	-37.82	-2.33
1.50	-29.59	-11 92	-42.88	-5.62	0.30	1.39	31.10	-37.04	-2.35
1.04	20.55	-11.02	-44.07	-5.02 E 00	0.32	1.44	31.12	-36.27	-2.37
1.77	-29.59	-9.23	-40.11	-3.38	0.35	1.49	31.14	-35.49	-2.38
1.91	-29.59	-6.68	-47.19	-6.32	0.37	1.54	31.16	-34.71	-2.40
2.05	-29.59	-4.10	-47.93	-6.64	0.40	1.59	31.18	-33,93	-2.41
2.18	-29.59	-1.53	-48.31	-0.94	0.42	1.64	31.20	-33,15	-2.42
2.32	-29.59	1.05	-48.35	-7.22	0.45	1 68	31 22	-32 37	-2 44
2.46	-29.59	3.62	-48.03	-7.47	0.43	1 73	31.24	-31 59	-2 45
2.59	-29.59	6.20 8.77	-47.36	-7.91	0.50	1.78	31.26	-30.81	-2.46
Member No.	. 3:	Joint No	. 7 to 8		Member No.	4:	Joint No	. 8 to 3	
distance	N	ту	Mz	fy	distance	N	Ту	Mz	fy
0.00	1.78	31.26	-30.81	-2.46	0.00	4.91	32.64	28.87	-0.46
0.09	1.94	31.33	-27.89	-2.47	0.03	4.96	32.66	29.68	-0.47
0.19	2.10	31.40	-24.96	-2.45	0.05	5.01	32.68	30.50	-0.47
0.28	2.25	31.47	-22.02	-2.41	0.08	5.06	32.70	31.32	-0.47
0.37	2.41	31.54	-19.08	-2.33	0.10	5.11	32.73	32.13	-0.48
0.47	2.57	31.61	-16.13	-2.24	0.13	5.15	32.75	32.95	-0.48
0.56	2.72	31.67	-13.18	-2.12	0.15	5.20	32.77	33.77	-0.49
0.65	2.88	31.74	-10.22	-1.99	0.18	5.25	32.79	34.59	-0.50
0.75	3.04	31.81	-7.25	-1.84	0.20	5.30	32.81	35.41	-0.51
0.84	3.19	31.88	-4.28	-1.69	0.23	5.35	32.83	36.23	-0.52
0.93	3.35	31.95	-1.30	-1.53	0.25	5.40	32.85	37.05	-0.53
1.03	3.51	32.02	1.69	-1.37	0.28	5.44	32.87	37.87	-0.55
1.12	3.66	32.09	4.69	-1.22	0.30	5.49	32.89	38.70	-0.56
1.21	3.82	32.16	7.69	-1.07	0.33	5.54	32.91	39.52	-0.58
1.21	3.97	32.22	10.69	-0.92	0.35	5.59	32.93	40.34	-0.60
1 40	יכר 2.	22.25	13.00	-0.79	0.38	5.64	32.95	41.16	-0.62
1 49	4 29	32.30	16 72	-0.69	0.40	5.69	32.97	41.99	-0.64
1 50	4.49	32.31	10.72	-0.00	0.43	5.74	32.99	42.81	-0.66
1.00	4.44	JZ.44	22.70	-0.55	0.45	5 79	32 01	43 64	-0 60
1.00	4.60	32.51 33 FT	22.70 DE 00	-0.52	0.48	5 87	23.01 23.01	44 46	-0.00
1.//	4./b	32.5/	20.82	-0.48	0.10	5 88	33 05	45 29	-0 74
1.87	4.91	12.04	28.87	-11.45	0.00	5.00	JJ.UJ	23.43	· · · /·



Projektering af "Kommandobroen" i Hvide Sande

Axial- and Shear Forces [kN], Moments [kNm] , Deflection [mm]

Member No.	5:	Joint No.	4 to 3		Member No.	6:	Joint No.	4 to 5	
distance	N	Ту	Mz	fy	distance	N	Ту	Mz	fy
0.00	30.40	-27.77	27.98	-0.02	0.00	27.77	30.40	-27.98	1.31
0.17	30.40	-27.13	23.21	-0.41	0.05	27.80	30.40	-26.59	1.21
0.35	30.40	-26.47	18.56	-0.81	0.09	27.83	30.40	-25.19	1.11
0.52	30.40	-25.82	14.02	-1.24	0.14	27.86	30.40	-23.80	1.03
0.69	30.40	-25.16	9.59	-1.67	0.18	27.88	30.40	-22.41	0.94
0.87	30.40	-24.50	5.28	-2.11	0.23	27.91	30.40	-21.02	0.86
1.04	30.40	-23.84	1.09	-2.55	0.27	27.94	30.40	-19.63	0.78
1.22	30.40	-23.17	-2.99	-2.99	0.32	27.97	30.40	-18.24	0.71
1.39	30.40	-22.50	-6.96	-3.44	0.37	27.99	30.40	-16.85	0.64
1.56	30.40	-21.83	-10.80	-3.87	0.41	28.02	30.40	-15.46	0.57
1.74	30.40	-21.15	-14.53	-4.30	0.46	28.05	30.40	-14.07	0.51
1.91	30.40	-20.47	-18.15	-4.72	0.50	28.08	30.40	-12.68	0.44
2.08	30.40	-19.79	-21.64	-5.12	0.55	28.10	30.40	-11.29	0.38
2.26	30.40	-19.11	-25.02	-5.51	0.59	28.13	30.40	-9.89	0.33
2.43	30.40	-18.42	-28.28	-5.88	0.64	28.16	30.40	-8.50	0.27
2.60	30.40	-17.73	-31.41	-6.23	0.69	28.19	30.40	-7.11	0.21
2.78	30.40	-17.04	-34.43	-6.55	0.73	28.21	30.40	-5.72	0.16
2.95	30.40	-16.34	-37.33	-6.85	0.78	28.24	30.40	-4.33	0.11
3.12	30.40	-15.64	-40.10	-7.13	0.82	28.27	30.40	-2.94	0.06
3.30	30.40	-14.94	-42.76	-7.37	0.87	28.30	30.40	-1.55	0.00
3.47	30.40	-14.23	-45.29	-7.58	0.92	28.32	30.40	-0.16	-0.05

distance	N	Ту	Mz	fy
0.00	30.40	-0.00	-0.00	1.20
0.06	30.40	0.01	0.00	1.14
0.11	30.40	0.03	0.00	1.08
0.16	30.40	0.04	0.00	1.02
0.22	30.40	0.06	0.01	0.96
0.28	30.40	0.07	0.01	0.90
0.33	30.40	0.09	0.01	0.84
0.39	30.40	0.10	0.02	0.78
0.44	30.40	0.12	0.03	0.72
0.49	30.40	0.13	0.03	0.66
0.55	30.40	0.14	0.04	0.60
0.61	30.40	0.16	0.05	0.54
0.66	30.40	0.17	0.06	0.48
0.72	30.40	0.19	0.07	0.42
0.77	30.40	0.20	0.08	0.36
0.83	30.40	0.22	0.09	0.30
0.88	30.40	0.23	0.10	0.24
0.94	30.40	0.24	0.11	0.18
0.99	30.40	0.26	0.13	0.12
1.05	30.40	0.27	0.14	0.06
1.10	30.40	0.29	0.16	0.00

Member No. 7: Joint No. 6 to 5



Tværsn	itskonstanter af opsvejst profil -	RHS 200x12	0x12	+	Tildannet RHS200x120x12
Profil 1 Type	RHS 200x120x12	Profil 2 Type	Tildannet	RHS2	200x120x12
a b	200 mm 120 mm	a b	80 120 20	mm mm	
Areal vægt	6950 mm ² 54,6 kg/m	Areal vægt	3490 27,4	mm ² kg/m	
I, W _{el.y}	3E+07 mm ⁴ 347000 mm ³	$I_y = W_{al,y}$	3E+06 78100	mm ⁴ mm ³	
I _z W _{el,z}	2E+07 mm ⁴ 253000 mm ³	I_z $W_{el,z}$	6E+06 102000	mm ⁴ mm ³	
Koordinats	ystem placeret i midten og i top af profiler.	NB: tvæ	rsnitskonst	anter a	endret ift. koord akser

Bilag 10 - Tværsnitsdata til karnappens udfligning

Samlet areal	=	10440 mm ²
Statisk moment om y-akse	=	1532600 mm ³
Statisk moment om z-akse	=	0 mm ³
Afstand af tyngdepkt fra top (z_o)	=	146,8 mm NB: skal ændres når $\leq a/2$ for profil 1
Afstand af tyngdepkt fra midten (y_)	=	0 mm
Inertimoment om y-akse	=	83,37 x10 ⁶ mm ⁴
Inertimoment om z-akse	=	21,29 x10 ⁶ mm ⁴
Modstandsmoment om y-akse	=	567,89 x10 ³ mm ³
Modstandsmoment om z-akse	=	354,83 x10 ³ mm ³
Samlet vægt	=	82 kg/m
Overslag vridningsmoment til Analysis		
b/t	=	2,333333
c ₂	=	0,239
I,	=	115,64 x10 ⁶ mm ⁴

kl	1	2	
μ			
0,000	46,9	53	
0,063	64,1	72,4	
0,083	72,4	81,7	
0,125	93,8	106	
0,167	118	133	indtil her tabelværdier fra [1], Tabel 6.40
0,208	142,2	160	
0,250	166,4	187	
0,292	190,6	214	
0,333	214,8	241	
0,375	239	268	
0,417	263,2	295	
0,458	287,4	322	
0,500	311,6	349	
0,542	335,8	376	
0,583	360	403	
0,625	384,2	430	

Bilag 11 - Ekstrapolation til det kritiske kipningsmoment m₄

Interpolation af tabbelværdier

kl	1	2	1,91	
μ				
0,37	236,0949	264,7587	262,179	





Bilag 12 - FEM-beregninger til karnappen i anvendelsesgrænsetilstand Analysis for Windows version 1.11

```
s:\progra~1\analysis\proj_sls.str
```

2D Frame

Joint Displacements [mm] and Rotations [°]

Joint	x-displ	y-displ	z-displ	x-rot	y-rot	z-rot
1	0.000	0.000				-0.115
2	-0.016	-4.231				-0.047
3	-0.673	-4.055				-0.033
4	-0.694	-0.009				-0.068
5	0.026	0.000				-0.034
6	0.000	0.619				-0.032
7	0.224	-4.295				-0.013
8	-0.807	-4.019				-0.001

Bilag 13 - FEM-beregning af udbøjningen for 1 kN/m Analysis for Windows version 1.11 s:\progra~1\analysis\proj_1kn.str 2D Frame Joint Displacements [mm] and Rotations [°] Joint x-displ y-displ z-displ x-rot y-rot z-rot 0.000 0.000 1 -0.008 2 -0.001 -0.292 -0.003 3 -0.047 -0.279 -0.003 4 -0.048 -0.000 -0.004 5 0.002 0.000 -0.002 0.000 0.047 -0.002 6 7 0.012 -0.296 -0.000 8 -0.059 -0.276 -0.000

Bilag 14 - FEM-beregning af udbøjningen for 1 kN Analysis for Windows version 1.11 s:\progra~1\analysis\proj_1kn.str 2D Frame Joint Displacements [mm] and Rotations [°] Joint x-displ y-displ z-displ x-rot y-rot z-rot 0.000 1 0.000 -0.005 2 -0.001 -0.195 -0.002 3 -0.029 -0.187 -0.002 4 -0.030 -0.000 -0.003 5 0.001 0.000 -0.001 6 0.000 0.028 -0.001 7 0.012 -0.198 -0.001 8 -0.036 -0.185 -0.000



Bilag 15 - FEM-beregning af udbøjningen for egenlasten + tillæg Analysis for Windows version 1.11

```
s:\progra~1\analysis\proj_egf.str
```

2D Frame

Joint Displacements [mm] and Rotations [°]

Joint	x-displ	y-displ	z-displ	x-rot	y-rot	z-rot
1	0.000	0.000				-0.076
2	-0.012	-2.885				-0.034
3	-0.458	-2.770				-0.021
4	-0.474	-0.007				-0.047
5	0.018	0.000				-0.022
6	0.000	0.404				-0.021
7	0.168	-2.935				-0.010
8	-0.537	-2.748				0.001

Bilag 16 - personlast Analysis	FEM-bereg t for Window	ning af udb s version :	øjningen fo 1.11	or den genn	emsnitlige	statiske		
s:\progra	s:\progra~1\analysis\proj_stp.str							
2D Frame								
Joint Dis	splacements	[mm] and]	Rotations	[°]				
Joint	x-displ	y-displ	z-displ	x-rot	y-rot	z-rot		
1	0.000	0.000				-0.013		
2	-0.002	-0.460				-0.004		
3	-0.074	-0.440				-0.004		
4	-0.076	-0.001				-0.007		
5	0.002	0.000				-0.004		
6	0.000	0.073				-0.004		
7	0.019	-0.466				-0.001		
8	-0.092	-0.435				-0.001		



Litteraturliste

Bøger, Notater, Normer, mv.

- [1] Teknisk Ståbi, 21. udgave, Nyt Teknisk Forlag
- [2] Betonelementbyggeriers statik, 1. udgave, BEF Betonelementforeningen
- [3] Skivebygningers stabilitet 1 Konstruktionsprincipper, Mogens Buhelt, m. f.
- [4] Engineering Vibration, 4th edition, Daniel J. Inman
- [5] Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1, Bjarne Chr. Jensen
- [6] Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993-1-1, Bent Bonnerup, Bjarne Chr. Jensen
- [7] Bygningsberegninger, 1. udgave 2010, Bjarne Chr. Jensen, Svend Ole Hansen
- [8] Deformationsmetoden for rammekonstruktioner, Lars Damkilde, Peter Noe Poulsen
- [9] Vibrationskomfort i dækkonstruktioner, 2. udgave, Bernt Suikkanen, COWI A/S
- [10] Eksempel 21 Dimensionering af rammehjørne (<u>http://userportal.iha.dk/~lc/Steel/Samlinger/Eksempel_frame_knee_M_N_og_V.pdf</u>)
- [11] Lokalplan 340 (<u>http://www.rksk.dk/Files//Filer/2009/Om_kommunen/Lokalplaner/RingkobingSk</u> jern/Lokalplan_340J.pdf)
- [12] JRC Scientific and Technical Reports. Design of floor structures for human induced vibrations
- [13] DS/EN 1990
- [14] DS/EN 1990 DK NA: 2013
- [15] DS/EN 1991-1-1 DK NA:2012
- [16] DS/EN 1991-1-4
- [17] DS/EN 1991-1-4 DK NA:2010
- [18] DS/EN 1992-1-1
- [19] DS/EN 1993-1-1

Websteder

[20] www.expan.dk