Dimensionering af stålhal med etagedæk



DIPLOMAFGANGSPROJEKT Martin Glintborg Christensen Byggeri & Anlæg Aalborg Universitet 12. januar 2023



BUILD Institut for Byggeri, By og Miljø, Aalborg Universitet Diplomingeniør Byggeri og Anlæg Thomas Manns Vej 23 9220 Aalborg Øst http://www.build.aau.dk

Synopsis:

Dimensionering af stålhal med etagedæk

Projekt:

Titel:

Diplomafgangsprojekt

Projektperiode: Oktober 2022 - januar 2023

Forfatter:

Martin Glintborg Christensen

Vejleder:

Christian Frier

Oplagstal: 1 Sidetal: 167 Afsluttet: 12.01.2023 Denne praktikrapport omhandler dimensioneringen af et lastvognsværksteds bærende konstruktion, der består af stålrammer. Rapporten indeholder konstruktionsgrundlag hvorfra dimensioneringen tager ud

lag, hvorfra dimensioneringen tager udgangspunkt. Rapporten indeholder dimensionering af en

hovedramme og en gavlramme samt et bærende bjælke-søjle-system til et etagedæk. Der er dimensioneret to samlinger i gavlrammen.

Slutteligt er der en konklusion og vurdering af de dimensionerede elementer.

Nærværende rapport er udarbejdet af Martin Glintborg Christensen fra uddannelsen Byggeri og Anlæg på Aalborg Universitet. Projektet er udarbejdet i perioden oktober 2022 til januar 2023.

I rapporten bearbejdes dimensionering af en bygning med stålrammer som den bærende konstruktion, og dimensioneringen af den bærende konstruktion til et etagedæk bestående af stålbjælker og -søjler.

Der tages udgangspunkt i et projekt, som DS Stålkonstruktion har udleveret med tilhørende tegningsmateriale.

Der nævnes ingen kundenavne eller andre kundeoplysninger i rapporten.

Opbygningen af rapporten har taget udgangspunkt i SBI271. Rapporten er opdelt i tre dele i form af:

- Del 1: konstruktionsgrundlag
- Del 2: dimensionering
- Del 3: konklusion og vurdering.

Læsevejledning

I rapporten anvendes kildehenvisning efter Harvardmetoden på følgende format: [Efternavn, År]. Kildehenvisningerne fører til litteraturlisten, hvor bøger er angivet med forfatter, titel, udgave og forlag, mens internetsider er angivet med forfatter, titel og dato. Er der ingen kildehenvisning, skyldes det, at den studerende har ophavsretten.

Figurer, tabeller og ligninger er nummereret i henhold til kapitel, hvormed den første figur i kapitel 4 har nummer 4.1 og så fremdeles.

Rapportens del 1 læses som grundlag for del 2 og alt konkluderes og vurderes i del 3.

Marti, & Chit

Martin Glintborg Christensen

This project is based on a new workshop building for trucks in Roskilde, Denmark. the building will also contain offices in one end, a car wash in the other end and a mezzanine above the offices.

The bearing construction for the building will be steel frames and for the mezzanine the bearing construction will be steel beams and columns.

The purpose of this project is to design the bearing structures for the building and the mezzanine in such way that the demands of costumer and design rules are met.

For the building a gable frame, a main frame and the wind bracing will be designed.

All beams and columns for the mezzanine will be designed.

The constructions will be designed for dead and variable loads. These loads are determined by hand in the project.

The design process will be carried out with use of FEM calculations and calculations by hand. The internal forces will be calculated by the FEM program and the utilization of the cross sections will be calculated by hand.

Kapite	el 1 Indledning	1
1.1	Problemformulering	1
1.2	Afgrænsning	1
I Ko	nstruktionsgrundlag	2
Kapite	el 2 Bygværksbeskrivelse	3
2.1	Bygværkets art og anvendelse	3
2.2	Konstruktionens art og opbygning	6
Kapite	el 3 Beregningsforudsætninger	10
3.1	Normgrundlag	10
3.2	Konsekvensklasse	11
3.3	Konstruktionsklasse	11
3.4	Robusthed	11
3.5	IKT-værktøjer	12
Kapite	el 4 Kontruktionen	13
4.1	Statisk virkemåde	13
4.2	Konstruktionens anvendelighed	15
4.3	Konstruktionsmaterialer	15
Kapite	el 5 Laster og sikkerheder	16
5.1	Partialkoefficienter stål	16
5.2	Lastkombinationer	16
5.3	Egenlaster	18
5.4	Nyttelast	19
5.5	Vindlast	20
5.6	Snelast	29
5.7	Imperfektioner	33
5.8	Påføring af laster på FEM-model	34
п р.		
II Du	nensionering	37
Kapite	el 6 Eftervisning af gavlramme	38
6.1	Modellering af gavlrammen	39
6.2	Global beregning	42
6.3	Eftervisning af dækbjælke	52
6.4	Eftervisning af rigel	68
6.5	Eftervisning af gavlrammeben	93

6.6	Eftervisning af gavlsøjle	111
6.7	Anvendelsesgrænstilstand for ramme	119
6.8	Konklusion af gavlramme og dækbjælker og -søjler	120
Kapite	7 Eftervisning af hovedramme	121
7.1	Global beregning	121
7.2	Eftervisning i ULS	125
7.3	Anvendelsesgrænsetilstand	131
7.4	Konklusion hovedramme	132
Kapite	8 Eftervisning af vindafstivning	133
8.1	Imperfektioner	135
8.2	Eftervisning af vindafstivning	138
Kapite	9 Samlinger	141
9.1	Samling 1	142
9.2	Samling 2	152
9.3	Opsummering	157
IIIKor	klusion og vurdering	158
Kapite	10 Konklusion og vurdering	159
Littera	tur	161

Indledning

Der skal i Roskilde bygges et nyt lastvognsværksted. Dette skal indeholde værksted, vaskehal og en kontorafdeling.

Der skal over kontorene være et etagedæk, der tænkes at kunne anvendes til kontorer i fremtiden.

Det er valgt at opføre bygningen med stålrammer som det bærende system, og at etagedækkets bærende system skal bestå af stålsøjler og -bjælker.

1.1 Problemformulering

"Hvordan projekteres bygningens- og etagedækkets bæreende system, således kundens behov og de gældende normer og standarder opfyldes?"

1.2 Afgrænsning

I dette projekt afgrænses der fra:

- Geoteknik
- Dimensionering af andre konstruktioner end stålkonstruktioner
- Dimensionering af trapper og gelænder
- Brand
- \bullet Ulykkeslaster
- Dynamiske laster
- Økonomi

Del I

Konstruktionsgrundlag

2.1 Bygværkets art og anvendelse

AN

Bygningen, dette projekt omhandler, er et lastvognsværksted med tilhørende vaskehal i den ene ende og et kontordomicil den anden. Bygningen har en længde, bredde og benhøjde på 64x33,5x6 meter og en taghældning på 15°. Den er beliggende i udkanten af Roskilde. Da bygningen skal anvendes som værksted, skal der være porte i begge sider, mens der i gavlen i kontorenden skal være vinduer.

Over kontorerne opføres et let dæk dimensioneret til fremtidige kontorarealer. Arkitekttegninger af bygningen ses på figur 2.1, 2.2 og 2.3.

Plantegning for rammeplacering med placering af etagedæk og vaskehal ses på figur 2.4. En rumlig model af bygningens- og etagedækkets bæreende system ses på figur



Figur 2.1. Situationsplan, [DS Stålkonstruktion A/S, 2022].



Figur 2.2. Facadetegninger, [DS Stålkonstruktion A/S, 2022]



Figur 2.3. Opstalt, [DS Stålkonstruktion A/S, 2022].



Figur 2.4. Rammeplan og beliggenhed af etagedæk og vaskehal.



Figur 2.5. Rumlig model af stålrammer, vindafstivning og bærende system til etagedæk.

2.2 Konstruktionens art og opbygning

Bygningen udføres som en 1-skibs saddeltagshal med stålrammer som den bærende konstruktion. Rammerne spænder 32,9 m fra yderkant ben til yderkant ben. Den indbyrdes afstand mellem rammerne varierer og ses på figur 2.4 på side 5, hvor der er en ramme i hver af modullinjerne fra 1-14.

2.2.1 Etagedæk

Etagedækket laves som let dæk bestående af spånplade, et bjælkelag, isolering, forskalling og troldtekt. Dette bæres af stålbjælker understøttet af stålsøjler.

Det tænkte etagedæk skal gå fra modullinje 1-4. I rammerne i disse modullinje etableres et bjælke-søjle-system som det bærende system for etagedækket. Det bærende system til etagedækket ses rumligt på figur 2.6 og bjælkeplanen ses på figur 2.7. Søjlerne i modullinjerne E, F, J og K fortsætter helt op til rammerigel.

I gavlrammen fortsætter alle søjler dog op, da yderbeklædning monteres på løsholte, der monteres på rammeben og gavlsøjlerne.



Figur 2.6. Rumlig oversigt over bjælke-søjle-system. Systemet ses isoleret nederst til venstre på figuren.



Figur 2.7. Bjælkeplan.

Det ses, at der udover bjælkerne, der går fra rammeben til rammeben i modullinjerne 1-4, også er indlagt en bjælke på tværs fra modullinje 2 til 4, hvilken er grøn på figur 2.8 og benævnes 1. Dette er gjort for at mindske spændet for bjælke 2 markeret med rød på samme figur. Dermed kan bjælke 2 opdeles i to, 2a og 2b, der forbindes med en charniersamling til bjælke 1.



Figur 2.8. Bærebjælke mellem modullinje 2 og 4.

Det tænkes, at bjælke 1 skal være i en mindre dimension end 2a og 2b, da den dermed ikke forbindes med etagedækket og dermed undgås det, at bjælken belastes af dette. Dette er illustreret på figur 2.9. Tværbjælken dimensioneres som en simpelt understøttet bjælke, med en punktlast på midten stammende fra 2a og 2b.



Figur 2.9. Forskel i profilstørrelse.

2.2.2 Rammer

Det tænkes at anvende fire forskellige slags rammer. I gavlene (modullinje 1 og 14) forventes det, at der kan anvendes valsede profiler, da lastbredden for disse er relativt små, og der skal være søjler, der kan understøtte riglerne, hvis det findes nødvendigt. Hovedrammerne i modullinje 5-13 har tilnærmelsesvis lige store lastbredder, hvorfor disse laves ens med kileprofiler i ben og delvis kile og delvis valset profil i riglen. Rammerne i modullinjerne 2-4 har tilnærmelsesvis lige store lastbredder, der er mindre end den første type hovedrammer, hvorfor det forventes, at disse kan udføres i mindre profilstørrelser.

De fire rammetyper ses på figur 2.10, 2.11, 2.12 og 2.13



Figur 2.10. Gavlramme i modullinje 1.



Figur 2.11. Gavlramme i modullinje 14.



Figur 2.12. Hovedramme i modullinje 5-13.



Figur 2.13. Hovedramme i modullinje 2-4.

Stålrammerne afstives på langs af bygningen med to vindgitre med tilhørende vindrammer i fagene mellem modullinje 3 og 4 og 12 og 13 som på figur 2.5.

Taget beklædes med eternitbølgeplader oplagt på træåse.

Facader beklædes med vandret monteret stålplader på løsholte af træ.

Indvendige skillevægge udføres med gips ved kontordomicilet og med sandwichpaneler til vaskehallen.

Beregningsforudsætninger

3.1 Normgrundlag

Følgende standarder normer og nationale annekser ligger til grundlag for beregninger.

Normer

DS/EN 1990:2007+AC:2010:	Eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner
DS/EN 1991-1-1:2007+AC:2009:	Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner Del 1-1:
	Generelle laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger
DS/EN 1991-1-3:2007+AC:2009:	Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner Del 1-3:
	Generelle laster – Snelast
DS/EN 1991-1-4:2007+AC:2010:	Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner Del 1-4:
	Generelle laster – Vindlast
DS/EN 1993-1-1/2022:	Eurocode 3: Stålkonstruktioner Del 1-1:
	Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner
DS/EN 1993-1-8/AC:2007+AC:2009:	Eurocode 3: Stålkonstruktioner Del 1-8: Samlinger
DS/EN 1993-1-5/2007	Eurocode 3: Stålkonstruktioner Del 1-5: Pladekonstruktioner

Danske nationale annekser

EN 1000 DK NA-2021.	Eurogodo 0: Projektoringggrundlag for hørende konstruktioner
EN 1990 DK NA.2021.	Eurocode 0. 1 rojekteringsgrundlag for bærende konstruktioner
EN 1991-1-1 DK NA:2013:	Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner Del 1-1:
	Generelle laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger
EN 1991-1-3 DK NA:2015:	Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner Del 1-3:
	Generelle laster – Snelast
EN 1991-1-4 DK NA:2015:	Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner Del 1-4:
	Generelle laster – Vindlast
EN 1993-1-1 DK NA:2019:	Eurocode 3: Stålkonstruktioner Del 1-1:
	Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner
EN 1993-1-8 DK NA:2019:	Stålkonstruktioner Del 1-8: Samlinger

3.2 Konsekvensklasse

Konstruktionens konsekvensklasse vurderes ud fra [Dansk Standard, 2022a]. Konstruktionen henvises til konstruktionsklasse CC2, da der er risiko tab af menneskeliv ved konstruktionssvigt bl.a. grundet kontorarealer.

Der kan være store økonomiske konskvenser i tilfælde af svigt grundet lastvognene, der må antages at være i bygningen.

Følgende er opfyldt, hvorfor det ikke er CC3:

Bygningens højde lavere en 12 m.

Den største spændvidde ved kontorerne er under 14 m.

Den største spændvidde for værkstedet er under 40 m.

Konsekvensklassen medfører en KFI-faktor på:

 $K_{FI} = 1,0$

3.3 Konstruktionsklasse

Ud fra tabel 2 i SBI [2019], der ses herunder, kan det konkluderes, at konstruktionen skal indplaceres i KK2, da den er i konsekvensklasse CC2, men samtidigt er simpel og traditionel.

Konstruktion:		Konsek	vensklas	se
Kompleksitet	Lav	Middel	Høj	Ekstra høj
og erfaring	(CC1)	(CC2)	(CC3)	(CC3+)
Simpel <u>og</u> traditionel	KK1	KK2	KK3	KK4
Kompleks <u>eller</u> utraditionel	KK1	KK3	KK3	KK4

Konstruktionsklassen har ikke indflydelse på beregningerne, men giver krav til kontrol af dokumentation.

Der udarbejdes ikke en fuld dokumentation for dette projekt.

3.4 Robusthed

Da konstruktionen er henført til konsekvensklasse CC2, skal der være en vurdering af konstruktionens robusthed.

Rammekonstruktionen er et parallelsystem, hvorfor et kollaps af en ramme kun vil medføre en begrænset skade, så længe længdestabiliteten er tilstrækkelig. Dette vurderes den at være grundet åse og vindafstivninger. Dermed vurderes konstruktionen at være robust.

3.5 IKT-værktøjer

D		T 7 ·
Program	Beskriveise	Version
Dlubal RSTAB	FEM-program til dimensionering af stålkonstruktioner	8.30
RSBUCK	Tilføjelsesprogram til RSTAB	-
Excel	Egne udviklede regneark	-
Maple	Matematisk beregningsprogram	2021.2
Overleaf	Skriveprogram	-
IDEA Statica	FEM-program til dimensionering af samlinger	22.1.0.3571
Autocad	Tegneprogram	2023

IKT-værktøjer i tabel 3.1 er anvendt til udarbejdelse af dette projekt:

Tabel 3.1. IKT-værktøjer

Kontruktionen 4

4.1 Statisk virkemåde

Bygningens vægge og tag spænder som vist på figur 4.1.



Figur 4.1. Spændretninger

4.1.1 Lodret lastnedføring

De lodrette laster føres til fundament via rammerne, der udføres som 2-charniers rammer. De lodrette laster virkende på taget føres via tagbeklædning til rammerne, der fører lasterne videre til fundament.

4.1.2 Vandret lastnedføring

Lasterne føres via facadebeklædningen til rammerne, der fører lasterne i fundament. Lasterne på langs af bygningen føres via rammeben og gavlsøjle til fundament og tagskive. Lasterne føres via af tagskiven til vindgitrene i taget, der fører lasten videre til vindrammerne, der fører lasten til fundament.

Den tangentielle vindlast føres ligeledes til fundament og tagskive og videre til fundament via vindgitre og vindrammer.

4.1.3 Tværstabilitet

Tværstabiliteten for bygningen sikres ved rammevirkning, da disse udføres med momentstive hjørner.

4.1.4 Længdestabilitet

Stabiliteten i længderetningen sikres ved, at lasterne på langs af bygningen føres via rammeben og gavlsøjle til fundament og tagskive.

Lasterne føres via af tagskiven til vindgitrene i taget, der fører lasten videre til vindrammerne, der fører lasten til fundament.

Den tangentielle vindlast føres ligeledes til fundament og tagskive og videre til fundament via vindgitre og vindrammer.

Vindgitre og vindrammer er markeret med grønt på figur 4.2.



Figur 4.2. Vindafstivning markeret med grøn.

4.2 Konstruktionens anvendelighed

Der er opstillet følgende deformationskrav ved anvendelse af den karakteristiske lastkombination for stålkonstruktionerne i tab 4.1.

Stålkonstruktion	Maks deformation
Stålbjælker	l/400
Stålrammer i én plan	l/150
Stålsøjler	h/300

Tabel 4.1. Deformationskrav til stålkonstruktioner.

4.3 Konstruktionsmaterialer

Der anvendes som udgangspunkt følgende materialekvaliteter for stål og bolte:

Plade og profiler:	S235, S275, S355
Bolte:	Kvalitet 8.8. Der anvendes ikke forspændte bolte

Til alle plader og kileprofiler anvendes, med mindre andet angivet, S275. Til valsede profiler anvendes, med mindre andet angivet, S355. Til rørprofiler til vindafgitring anvendes, med mindre andet angivet, S235.

Nævnte materialer har følgende styrker, [Jensen, 2019]:

Plader og profiler				
Stål	Materialetykkelse	Karakteristisk værdi		
Styrkeklasse	t	f_y	f_u	E
	[mm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
	$t \le 16$	235		
S235	$16 < t \leq 40$	225	360	2100000
	$40 < t \leq 63$	215		
	$t \le 16$	275		
S275	$16 < t \leq 40$	265	410	2100000
	$40 < t \leq 63$	255		
	$t \le 16$	355		
S355	$16 < t \leq 40$	345	470	2100000
	$40 < t \leq 63$	335		

Bolte		
Styrkeklasse	Trækstyrke	Flydespænding
	f_{ub}	f_{yb}
	[MPa]	[MPa]
8.8	800	640

Laster og sikkerheder 5

I det følgende redegøres for størrelsen af paritalkoefficienter for stål, lastkombinatorik, og lasterne, der virker på konstruktionen.

Lasterne inddeles i: egenlast, snelast, vindlast, nyttelast og imperfektioner.

Der redegøres for imperfektionerne ved beregning af bæreevnen for rammerne.

5.1 Partialkoefficienter stål

Eftersom der anvendes stål til det bærende system, anvendes følgende partialkoefficienter for materialer jf. Trafik- og Byggestyrelsen [2019]:

$$\begin{split} \gamma_{M0} &= 1,1 \\ \gamma_{M1} &= 1,2 \\ \gamma_{M2} &= 1,35 \end{split}$$

5.2 Lastkombinationer

De fundne laster kombineres med partialkoefficientmetoden, der for brudgrænsetilstanden (ULS) er givet ved formel 6.10a og 6.10b fra Dansk Standard [2007a]. Variable laster medregnes kun, hvis de er til ugunst.

$$E_d = \sum \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$$
$$E_d = \sum \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j}" + "\gamma_{Q,1} Q_{k,1}" + "\sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Hvor:

E_d	Den samlede last
"+"	Kombineret med
Σ	Den kombinerede virkning af
ξ_j	Reduktionsfaktor for ugunstige permanente laster
$\gamma_{Q,1}$	Faktor for den dominerende variable last
$Q_{k,1}$	Den karakteristiske værdi for den dominerende variable last
$\gamma_{Q,i}$	Faktor for ørige variable laster
$\psi_{0,i}$	Reduktionsfaktor for øvrige variable laster
$Q_{k,i}$	Den karakteristiske værdi for øvrige variable laster

Ved anvendelsesgrænsetilstanden (SLS) er den karakteristiske kombination givet ved formel (5.1).

$$E_d = \sum_{j \ge 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$
(5.1)

Hvor:

E_d	Den samlede last
"+"	Kombineret med
Σ	Den kombinerede virkning af
$Q_{k,1}$	Den karakteristiske værdi for den dominerende variable last
$\psi_{0,i}$	Reduktionsfaktor for øvrige variable laster
$Q_{k,i}$	Den karakteristiske værdi for øvrige variable laster

5.3 Egenlaster

Egenlaster er permanente laster. Værdierne for egenlasterne er fundet ud fra vægten af de anvendte byggematerialer. Disse opstilles i tabel 5.1, 5.2 og 5.3. Egenvægten af stålet beregnes af RSTAB i modellen og implementeres direkte. Den endelige linjelast er forskellig for de individuelle rammer, hvorfor disse først beregnes senere i rapporten. Alle egenlaster på nær installationer og lette skillevægge regnes som bunden, mens de to nævnte regnes som fri.

Taglast									
Konstruktionsdel	$q_k\left[\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}\right]$	$G_{inf}\left[\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}\right]$	$G_{sup}\left[\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}\right]$						
Cembrit bølgeplader		$0,\!17$	0,17						
Isolering		0,09	0,09						
Træåse		0,09	0,09						
Forskalling		0,03	0,03						
Troldtekt		0,11	0,11						
Installationer			0,10						
Sum	0	0,49	0,59						

Væglast									
Konstruktionsdel	$q_k\left[\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}\right]$	$G_{inf}\left[\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}\right]$	$G_{sup}\left[\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}\right]$						
Sinusplade		0,06	0,06						
Vindgips		0,08	0,08						
Forskalling		0,03	0,03						
Isolering		0,07	0,07						
Løsholte		0,07	0,07						
Forskalling		0,03	0,03						
Fermacell		0,15	0,15						
Sum	0	0,49	0,49						

Tabel 5.2. Egenlast for vægge.

Etagedæk

Konstruktionsdel	$q_k \left[\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}\right]$	$G_{inf}\left[\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}\right]$	$G_{sup}\left[\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}\right]$
Spånplade		0,15	$0,\!15$
Bjælkelag		0,08	0,08
Isolering		0,03	0,03
Forskalling		0,03	0,03
Troldtekt		0,11	0,11
Skillevæg			0,50
Sum	0	0,40	0,90

Tabel 5.3. Egenlast for etagedækket.

5.4Nyttelast

Nyttelasten er en variabel, fri last. Etagedækket i bygningen belastes af nyttelast i form af og brugskategorien, der henføres til kategori B Kontorarealer. Størrelsen af nyttelasten ses i tabel 5.4.

Etagedæk									
Kategori	$q_k \left[\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}\right]$	$G_{inf}\left[\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}\right]$	$G_{sup}\left[\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}\right]$						
В	2,5								
Sum	2,5	0	0						

.1

Tabel 5.4. Nyttelast på etagedæk.

5.5 Vindlast

Vindlasten er en variabel bunden last. Bygningen udsættes for et ydre og et indre vindtryk på dens overflader i form af enten negativt vindtryk (sug) eller positivt vindtryk (tryk). Retningerne for positvt og negativt tryk ses illustreret på figur 5.1.



Figur 5.1. Retninger for positiv og negativ tryk [Dansk Standard, 2007c].

Størrelsen af vindtrykkene findes via peakhastighedstrykket og en formfaktor. For at beregne peakhastighedstrykket skal følgende findes/beregnes:

- Basisvindhastigheden, v_b
- Basishastighedstrykket, q_b
- Referencehøjden, z_e
- Ruhedslængden, z_0
- Terrænfaktoren, k_r
- Minimumshøjden, z_{min}
- Orografifaktoren, c_o
- Ruhedsfaktoren, c_r
- Middelvindhastigheden, v_m
- Turbulensintensiteten, I_v

5.5.1 Basisvindhastigheden

Basisvindhastigheden findes ved (5.2):

$$v_b = c_{dir}c_{season}v_{b,0} \tag{5.2}$$

Hvor:

 $\begin{array}{ll} c_{dir} & \text{Retningsfaktor [-]} \\ c_{season} & \text{Årstidsfaktoren [-]} \\ v_{b,0} & \text{Grundværdien for basisvindhastigheden } \left\lceil \frac{\mathbf{m}}{\mathbf{s}} \right\rceil \end{array}$

Grundværdien for basisvindhastigheden er i jf. Trafik- og Byggestyrelsen [2015b] bestemt til at være $v_b = 24,0 \,\frac{\text{m}}{\text{s}}$ på nær i randzonen, der befinder sig langs Jyllands vestkyst i en distance på 25 km ind i landet. Heruderover skal den lokale origrafi vurderes, om der er

grundlag for en større basisvindhastighed end 24,0 $\frac{\mathrm{m}}{\mathrm{s}}$. Bygningen er beliggende i den østlige udkant af Roskilde, hvorfor grundværdien af basisvindhastigheden sættes til $v_{b,0} = 24,0 \frac{\mathrm{m}}{\mathrm{s}}$.

Retningsfaktoren afhænger af, hvilken retning vinden kommer fra. Jf. Trafik- og Byggestyrelsen [2015b] kan c_{dir}^2 sættes til værdien i tabel 5.5, hvis det er relevant. Der kan på den sikre side regnes med $c_{dir}^2 = 1, 0$.

	Ν	NNØ	ØNØ	Ø	ØSØ	SSØ
Vindretning	0°	30°	60°	90°	120°	150°
c_{dir}	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}	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0	1,0

Tabel 5.5. Retningsfaktorens kvadrat [Trafik- og Byggestyrelsen, 2015b]

Det vælges, på den sikre side, at anvende $c_{dir}^2 = 1,0$ for alle retninger

Årstidsfaktoren kan findes i tabel 5.6:

Måned	Jan	Feb	Mar	Apr	Maj	Jun	Jul	Aug	Sep	Okt	Nov	Dec
c_{season}	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 5.6. Årstidsfaktorens kvadrat, [Trafik- og Byggestyrelsen, 2015b].

Da bygningen skal stå hele året rundt, sættes årstidsfaktoren til $c_{season}^2 = 1, 0$. Ud fra grundværdien og de to faktorer fås en basisvindhastighed på:

$$v_b = \sqrt{1,0} \cdot \sqrt{1,0} \cdot 24 = 24 \,\frac{\mathrm{m}}{\mathrm{s}}$$

5.5.2 Basishastighedstrykket

Basishastighedstrykket findes ved (5.3).

$$q_b = \frac{1}{2}\rho v_b^2 \tag{5.3}$$

Hvor:

$$\begin{array}{c|c} \rho & \text{Luftens densitet} \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right] \\ v_b & \text{Basisvindhastigheden} \left[\frac{\text{m}}{\text{s}}\right] \end{array}$$

Den anbefalede værdi af ρ jf. [Dansk Standard, 2007c] er $\rho = 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$. Hermed fås basishastighedstrykket til:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 24^2 = 360 \,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{m}^2}$$

5.5.3 Referencehøjden

Referencehøjden sættes lig med bygningshøjden, hvorved det fås, at:

 $z_e = h = 10,\!83\,\mathrm{m}$

5.5.4 Terrænkategori

Ruhedslængden og minimumshøjden bestemmes ud fra en terrænkategori. De forskellige terrænkategorier ses i tabel 5.7:

Tærrenkategori	z₀ [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, bygninger) med indbyrdes afstande på mindst 20 gange	$0,\!05$	2
forhindringens højde		
III Område med regelmæssig vegetation eller bebyggelse eller		
med enkeltvise forhindringer med afstande på højst 20 gange	0.3	5
forhindringens højde (som fxlandsbyer, forstadsområder,	0,5	5
permanent skov)		
IV Område, hvor mindst 15 % af overfladen er dækket med	1.0	10
bygninger, hvis gennemsnitshøjde er over 15 m.	1,0	10

Tabel 5.7. Terrænkategorier [Dansk Standard, 2007c]

Ud fra situationsplanen på figur 2.1 på side 3 og beskrivelsen i ovenstående tabel, vælges terrænkategori II. Dette giver ruhedslængden $z_0 = 0.5 \text{ m og minimumsh} øjden z_{\min} = 2 \text{ m}.$

5.5.5 Terrænfaktoren

Terrænfaktoren bestemmes ved (5.4).

$$k_r = 0, 19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \tag{5.4}$$

Hvor:

Terrænfaktoren beregnes til:

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

5.5.6 Orografifaktoren

Bygningen er beliggende i fladt terræn, hvorfor $c_0 = 1,0$

Ruhedsfaktoren 5.5.7

Ruhedsfaktoren beregnes ved (5.5) eller (5.6).

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \qquad \text{For} \quad z_{min} \le z \le z_{maks} \tag{5.5}$$
$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \qquad \text{For} \quad z < z_{min} \tag{5.6}$$

Hvor:

Terrænfaktoren [-] k_r

Bygningens højde [m] \boldsymbol{z}

Ruhedslængden [-] z_0

Bygningens højde er beliggende indenfor $z_{min} \leq z \leq z_{maks}$, hvorfor ruhedsfaktoren beregnes til:

$$c_r(10,83) = 0, 19 \cdot \ln\left(\frac{10,83}{0,05}\right) = 1,02$$

5.5.8Middelvindhastigheden

Middelvindhastigheden beregnes ved (5.7):

$$v_m(z) = c_r(z)c_o(z)v_b \tag{5.7}$$

Hvor:

$$\begin{array}{c|c} v_m & | & \text{Middelvindhastigheden} \left[\frac{\text{m}}{\text{s}}\right] \\ c_r(z) & | & \text{Ruhedsfaktoren} \left[-\right] \\ c_o(z) & | & \text{Orografifaktoren} \left[-\right] \\ v_m & | & \text{Basisvindhastigheden} \left[\frac{\text{m}}{\text{s}}\right] \end{array}$$

Middelvindhastigheden beregnes til:

$$v_m(10, 83) = 1,02 \cdot 1, 0 \cdot 24 = 24,48 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

5.5.9Turbulensintensiteten

Turbulensintensiteten beregnes ved (5.8) eller (5.9):

$$I_{v}(z) = \frac{1}{c_{o}(z)\ln\left(\frac{z}{z_{0}}\right)} \qquad \text{For} \quad z_{min} \le z \le z_{max}$$
(5.8)
$$I_{v}(z) = I_{v}(z_{min}) \qquad \text{For} \quad z < z_{min}$$
(5.9)

$$(z) = I_v(z_{min}) \qquad \qquad \text{For} \quad z < z_{min} \tag{5.9}$$

Hvor:

$c_o(z)$	Orografifaktoren [-]
z	Bygningens højde [m]
z_0	Ruhedslængden [m]

Da $z_{min} \leq z \leq z_{max}$ be
regnes turbulens
intensiteten til:

$$I_v(10,83) = \frac{1}{1,0 \cdot \ln \frac{10,83}{0,05}} = 0,186$$

5.5.10 Peakhastighedstrykket

Peakhastighedstrykket beregnes ved (5.10):

$$q_p(z) = (1 + 7I_v(z))\frac{1}{2}\rho v_m^2(z)$$
(5.10)

Hvor:

$$\begin{array}{c|c} I_v(z) & \text{Turbulensintensiteten} \left[\frac{\text{m}}{\text{s}}\right] \\ \rho & \text{Luftens densitet} \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right] \\ v_m(z) & \text{Middelvindhastigheden} \left[\frac{\text{m}}{\text{s}}\right] \end{array}$$

Peakhastighedstrykket beregnes til:

$$q_p(10,83) = (1+7\cdot 0,186) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 24,48^2 = 862 \frac{N}{m^2}$$

5.5.11 Formfaktorer

Som tidligere nævnt afhænger vindtrykket på bygningens overflader af peakhastighedstrykket og en formfaktor.

Ved det udvendige vindtryk opdeles tag og vægge i zoner, der har hver deres formfaktor. Mængden og størrelserne af disse zoner afhænger af bygningens geometri.

Zoneinddelingen ses for vægge på figur 5.3, hvor vinden på venstre billede kommer på tværs af bygning, mens den på højre billede kommer på langs med bygningen. e er givet ved den mindste af 2h eller b eller d afhængig af vindretningen. For denne bygning er e = 2h = 21,66m for alle retninger, da både b og d er større.

Formfaktorerne for de forskellige zoner er givet i tabel 5.8. Der anvendes værdierne $c_{pe,10}$, da disse skal benyttes ved dimensionering af bygningens overordnede bærende konstruktion.



Figur 5.2. Definition af geometriske størrelser, [Dansk Standard, 2007c].



Figur 5.3. Vindzoner for vægge.

Zone	Α		В		С		D		Е	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$								
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	$^{+1,0}$	-0,3	

Tabel 5.8. Formfaktorer for vægge [Dansk Standard, 2007c].

Ved værdier beliggende mellem h/d-forholdene, kan der interpoleres lineært. Dette er der ikke gjort i dette projekt. h/d er rundet op, hvis h/d er en mellemliggende værdi.

Taget opdeles, ligesom væggene, i zoner. Disse zoner ses for et saddeltag på figur 5.4. Størrelsen e er givet som ved væggene. Formfaktorerne for de forskellige zoner ses i tabel 5.9 og 5.10.



Figur 5.4. Vindzoner for tag [Dansk Standard, 2007c].

Hæld-	Zone	for vi	ndretni	$ing \theta =$	0 °					
nings-	F		G		Η		Ι		J	
vinkel α	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
50	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	0.6		+0,2	
5	+0,0		+0,0		+0,0		-0,0		-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
10	+0,2		+0,2		$^{+0,2}$		+0,2		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
30	+0,7		+0,7		$^{+0,4}$		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
40	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Tabel 5.9. Formfaktorer for saddeltag med vind på tværs af bygningen [Dansk Standard, 2007c]

Hæld-	Zone for vindretning $\theta = 90^{\circ}$							
nings-	F		G		Н		I	
vinkel α	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Tabel 5.10. Formfaktorer for saddeltag med vind på langs af bygningen [Dansk Standard, 2007c].

Til den indvendige vindlast anvendes formfaktoren c_{pi} . Bygningen vurderes til ikke at have nogle dominerende åbninger i ULS, da portene antages at være lukkede under stærk storm. Dette medfører en indvendig formfaktor på den mest ugunstige af +0,2 og -0,3.

I modellen anvendes begge formfaktorer for hvert deres tilfælde for at finde det mest ugunstige.

Til beregning af vindafstivningen, der skaber bygningsstabiliteten i længderetningen, skal der udover det indvendige- og udvendige vindtryk også medregnes den tangentielle vindlast, der forekommer ved friktion mellem vinden og bygningens overflade.

Til den tangentielle vindlast skal anvnendes formfaktoren c_{fr} . De anbefalede værdier ses i tabel 5.11.

Overflade	Formfaktor for friktion \mathbf{c}_{fr}			
Glat	0,01			
(dvs. stål, glat beton)				
Ru	0,02			
(dvs. ru beton, tjærepap)				
Meget ru	0,04			
(dvs. bølger, ribber, false)				

Tabel 5.11. Formfaktorer for tangentiel vindlast [Dansk Standard, 2007c]

Formfaktoren for meget ru overflade vælges, da bygningen beklædes med sinusplader. Dette giver et tangentielt vindtryk på:

$$w_{fr} = 0,04 \cdot 862 = 34,48 \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{m}^2}$$

Den tangentielle vindlast virker ikke over hele bygningen, men kun indenfor et referenceareal som illustreret på figur 5.5.



Figur 5.5. Referenceareal for tangentiel vindlast [Dansk Standard, 2007c].

Højden af reference
arealet bør sættes lig med bygningens højde, hvor denne bliver 10,83 m. Afstanden, der ikke på
virkes af den tangentielle vindlast (det hvide område på figur 5.5) er lig med den mindste af 2b og 4h. Dette giver i dette tilfælde en længde på
l = 4h = 43,32m. Dermed vides det, at rammerne, der befinder sig efter denne længde udsættes for den tangentielle vindlast.

5.6 Snelast

Snelasten er en variabel og bunden last, der beregnes ved (5.11).

$$s = \mu C_e C_t s_k \tag{5.11}$$

Hvor:

 μ_i | Formfaktor [-]

 C_e | Eksponeringsfaktoren [-]

 C_t | Den termiske faktor [-]

 s_k Den karakteristiske terrænværdi $\left[\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}\right]$

Den karakteristiske terrænværdi sættes til $s_k = 1 \frac{kN}{m^2}$ jf. Trafik- og Byggestyrelsen [2015a]. Topografifaktoren beregnes ud fra C_t , der er en faktor for topografien og C_s , der er en faktor for størrelse.

Ud fra situationsplanen på figur 2.1 på side 3, kan bygningen inplaceret i normal vindblæst topografi, hvorfor $C_t = 1, 0$.

 \mathcal{C}_s afhænger af bygningens geometri. Faktoren findes ud fra figur 5.6 og nedenstående:

For $2h > l_1$:

 C_s = 1

For $2h \leq l_1$:

$$C_{s} = 1 \qquad \text{for} \quad l_{2} \le 10h$$

$$C_{s} = 1 + 0,025 \frac{l_{2} - 10h}{h} \qquad \text{for} \quad 10h < l_{2} < 20h$$

$$C_{s} = 1 + 1,25 \qquad \text{for} \quad l_{2} \ge 20h$$



Figur 5.6. Dimensioner for bygning [Trafik- og Byggestyrelsen, 2015a].

Det eftervises, at:

$$2h \le l_1 \rightarrow 2 \cdot 10, 83 = 21, 66 \le 64$$

og

$$l_2 \le 10h \rightarrow 33, 1 \le 10 \cdot 10, 83 = 108, 3$$

Dermed kan faktoren sættes til $C_s = 1, 0,$ og videre:

$$C_e = 1, 0 \cdot 1, 0 = 1, 0$$

Den termiske faktor sættes til $C_t = 1, 0.$

Formfaktoren afhænger af taghældningen, hvor:

$$\mu_1 = 0,8 \qquad \text{for} \quad 0^\circ \le \alpha \le 30^\circ$$
$$\mu_1 = \frac{0,8 \cdot (60 - \alpha)}{30} \qquad \text{for} \quad 30^\circ < \alpha < 60^\circ$$
$$\mu_1 = 0,0 \qquad \text{for} \quad \alpha \ge 60^\circ$$

Da bygningen har en taghældning på 15°, sættes formfaktoren til $\mu_1 = 0, 8$. Dette medfører en snelast på:

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

Denne last skal anvendes til tre lasttilfælde; jævnt fordelt, omfordelt på den ene side og omfordelt på den anden side. Dette er illustreret på figur 5.7.



Figur 5.7. Snetilfælde afhængig af formfaktoren [Dansk Standard, 2007b].
Udover disse tilfælde er der jf. Trafik- og Byggestyrelsen [2015a] et fjerde tilfælde, hvor der er sneophobning på læsiden, se figur 5.8.



Figur 5.8. Lasttilfælde med sneophobning på læside [Trafik- og Byggestyrelsen, 2015a].

Ved denne ophobning anvendes formfaktoren μ_w . Lasttilfældet er gældende hvis:

- Bygningens orientering skal være som på figur 5.9.
- Facadehøjden i vindsiden er højst 10 m.
- 2 gange bygningens kiphøjde, h, er mindre end bygningens udstrækning på tværs af vindretningen, l, se figur 5.9.
- Bygningens dybde, b, er større end bygningens kiphøjde, h, se figur 5.9.
- Terrænet i vindside er åbent, svarende til, at ruheden højst svarer til terrænkategori II iht. DS/EN 1991-1-4 i en afstand af 400 m.

Alle disse punkter er opfyldt, hvorfor dette lasttilfælde skal anvendes. Størrelsen på formfaktoren, μ_w , findes ved:

μ_w = 0,8	for	$0^{\circ} \le \alpha \le 5^{\circ}$
$\mu_w = 0, 6 + 0, 04\alpha$	for	$5^{\circ} < \alpha < 15^{\circ}$
μ_w = 1,2	for	$15^{\circ} \le \alpha \le 30^{\circ}$
$\mu_w = 2, 4 - 0, 04\alpha$	for	$30^{\circ} < \alpha < 60^{\circ}$
μ_w = 0,0	for	$60^{\circ} \le \alpha$



Figur 5.9. Orientering af bygning og tilhørende geometri [Trafik- og Byggestyrelsen, 2015a].

Dermed ses det, at μ_w = 1,2 , hvilket giver en snelast for dette tilfælde på:

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

Disse snelaster modelleres ind i RSTAB-modellen som fire indviduelle lasttilfælde, der ikke kan kombineres med hinanden.

5.7 Imperfektioner

Imperfektioner beskrives senere i rapporten, hvis disse bliver relevante.

5.8 Påføring af laster på FEM-model

Ved modelleringen påføres laster som linje- eller punktlaster på konstruktionselementerne. Disse findes ved at multiplicere tidligere fundne fladelaster med konstruktionselementets lastbredde. Det blev tidligere vist, at væggene spænder vandret og taget på langs, hvorfor lastbredderne for rammerne svarer til den halve fagbredde for begge nabofag. Lastbredden ses illustreret på figur 5.10.



Figur 5.10. Lastbredde for den blå hovedramme.

F.
eks. vil snelasten som linjelast for den blå hovedramme med en lastbredde p
å $l_b=5,4\,{\rm m}$ ved jævnt fordelt snelast være:

$$q_s = l_b \cdot s = 5, 4 \cdot 0, 8 = 4,32 \, \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}}$$

Der opstilles forskellige lasttilfælde, der påføres konstruktionen ét ad gangen. RSTAB autogenererer herefter lastkombinationer for ULS og SLS via den tidligere beskrevne partialkoefficientmetode. Lasttilfældene for en ramme ses i tabel 5.12, hvor de er inddelt i kategorierne: Egenlast, snelast, vindlast, imperfektioner og nyttelast.

Kategori	Navn	Beskrivelse
Egenlast	LC111	Egenlast stål
Egenlast	LC112	Egenlast andet
Snelast	LC211	Sne jævnt fordelt
Snelast	LC212	Sne omfordelt venstre
Snelast	LC213	Sne omfordelt højre
Snelast	LC214	Sneophobning fra vind
Vindlast	LC311	Vind $+x sug/tryk$
Vindlast	LC312	Vind $+x sug/sug$
Vindlast	LC313	${\rm Vind}\;{\rm +x}\;{\rm tryk/sug}$
Vindlast	LC314	${\rm Vind}\;{\rm +x}\;{\rm tryk}/{\rm tryk}$
Vindlast	LC315	Vind -x $sug/tryk$
Vindlast	LC316	Vind -x sug/sug
Vindlast	LC317	Vind -x tryk/sug
Vindlast	LC318	Vind -x tryk/tryk
Vindlast	LC321	Vind y sug/sug
Vindlast	LC322	Vind y sug/sug
Vindlast	LC331	Vind indvendig tryk
Vindlast	LC332	Vind indvendig sug
Imperfektion	LC411	Imperfection +x
Imperfektion	LC412	Imperfection -x
Nyttelast	LC511	Nyttelast på første bjælke
Nyttelast	LC512	Nyttelast på andet bjælke
Nyttelast	LC513	Nyttelast på tredje bjælke

Tabel 5.12. Lastilfælde for ramme

På figur 5.11 ses gavlrammen i modullinje 1 med lasttilfælde LC311 påført. Dette lasttilfælde er beskrevet som vind +x sug/tryk. Dette betyder, at vindretningen er i den globale X-retning. Det globale koordinatsystem ses nede i venstre hjørne på figur 5.11. Sug/tryk betyder, at der er sug på venstre tagflade, mens der er tryk på den højre. Videre er der på gavlen også vindlast ud af planen på rammeben og søjler. Disse er fundet ved et vægtet gennemsnit af formfaktorerne for zone A, B og C.



Figur 5.11. Lasttilfælde LC311. Det globale koordinatsystem (X,Y,Z) ses i nederste venstre hjørne.

Vindlasten er opdelt i to grupper i RSTAB, hvor de indvendige vindlaster er én gruppe,

mens de resterende er en anden. Dette er gjort, så de indvendige laster virker samtidigt med de ydre i lastkombinationerne.

Ved dimensioneringen senere i rapporten vil den aktuelle lastkombination kunne aflæses øverst til venstre på figurerne, som vist på figur 5.12.

Det er kombination 21, hvor snelast er dominerende variabel last, da der mulitpliceres med 1,5 på lasttilfældet for omfordelt snelast.



Figur 5.12. Forklaring af lastkombination.

Del II

Dimensionering

Eftervisning af gavlramme

I følgende eftervises gavlrammen i modullinje 1 på figur 2.5 på side 5 i form af rammeben, rigler, gavlsøjler og dækbjælker. Rammen ses på figur 6.1.



Figur 6.1. Gavlramme i modullinje 1.

Dimensioner på rammens systemlinjer ses på figur 6.2.



Figur 6.2. Systemlinjernes dimensioner. Alle mål er i m.

6.1 Modellering af gavlrammen

Det globale koordinatsystem (X, Y, Z) ses nederst i venstre hjørne på figur 6.2 på side 38. Hvert element har et lokalt koordinatsystem (x, y, z), hvilket er illustreret på figur 6.3, der samtidigt viser fortegnskonventionen for snitkræfter.



Figur 6.3. Lokalt koordinatsystem, (x, y, z) og fortegnskonvention, [Dlubal, 2022].

Den øverste flange på figuren defineres som overflange, mens den nederste som underflange. De er altid placeret i forhold til det lokale koordinatsystem på figuren.

Det statiske system for gavlrammen ses med knude- og elementnumre på figur 6.4. Knudenumre er røde, mens elementnumre er blå.

De ekstra knuder og opdelinger af elementer skyldes, at der modelleringsmæssigt skal skabes forbindelse mellem rammerne i en rumlig model for at skabe stabilitet. Dette gøres ved fiktive hængslede stænger, hvilke de ekstra knuder anvender.



Figur 6.4. Statisk system for gavlramme. Knudenumre er røde og elementnumre er blå.

Rammen udføres som en 2-charniersramme, hvor rammehjørner og kipsamling er moments-

tive, mens ramme benene er simpelt understøttet.

Søjlerne er ligeledes simpelt understøttet. Der indføres charnier i toppen af søjlerne. Søjlerne understøtter riglen, der dermed bliver kontinuert med søjlerne som mellemunderstøtninger. Bjælkerne til etagedækket er simpelt understøttede med fri bevægelse i x i den ene ende.

Alle elementers orienteringer ses på figur 6.5.



Figur 6.5. Elementorientering.

Profilerne, der anvendes til modellen og deres stålkvalitet, ses i tabel 6.1, hvor de er angivet ud fra et tværsnitsnummer, der ses på figur 6.6. Tværsnitsnumrene er grønne.



Figur 6.6. Elementnumre er blå og tværsnitsnumre er grønne.

Tværsnitsnr.	Profil	Stålkvalitet
6	IPE330	S355
7	IPE330	S355
8	IPE270	S355
9	IPE270	S355
10	IPE300	S355
11	IPE330	S355
12	IPE270	S355
13	IPE270	S355
14	IPE140	S355
15	IPE240	S355
16	IPE160	S355
17	IPE240	S355
18	IPE240	S355
19	IPE140	S355
20	IPE240	S355

Tabel 6.1. Tværsnit og stålkvalitet.

6.2 Global beregning

Inden gavrammen kan eftervises, skal det vides, hvorvidt der skal tages højde for deformationer af rammens indvirkning på snitkræfterne. Hvis de har betydelig indflydelse, skal der anvendes en 2. ordensberegning til beregning af snitkræfter.

Videre skal det vides, om der skal anvendes imperfektioner i modellen.

I [Dansk Standard, 2022b] findes flowdiagrammet på figur 6.7, der beskriver, hvordan den globale beregning mht. ULS skal modelleres.



Figur 6.7. Flowdiagram over modellering af global analyse, [Dansk Standard, 2022b].

Der er opstillet syv metoder til at lave den globale beregning nummereret fra M0-M5 og EM.

Disse modelleringsmetoder er stigende i kompleksitet, hvor M0 er den mindst komplekse og M5 er den mest komplekse.

Kun de anvendte metoder beskrives nærmere i dette projekt.

Som det ses i flowdiagrammet, er der opstillet en række kriterier til at bestemme, hvilken metode, der bør anvendes.

Først skal (6.1) og (6.2) undersøges.

$$\alpha_{cr,ns} = \frac{F_{cr,ns}}{F_d} \ge k_0 \tag{6.1}$$

$$\alpha_{cr,sw} = \frac{F_{cr,sw}}{F_d} \ge 10 \tag{6.2}$$

Hvor:

$\alpha_{cr,ns}$	Faktoren, som den regningsmæssige last skal forøges for at bevirke
	elastisk instabilitet for et element i en fastholdt ramme [-]
$F_{cr,ns}$	Den kritiske vertikale last for et element i en fastholdt ramme [kN]
F_d	Den regningsmæssige vertikale last [kN]
k_0	Er lig 25
$\alpha_{cr,sw}$	Faktoren, som den regningsmæssige vertikale last skal forøges for at bevirke
	global elastisk instabilitet i en ikke fastholdt ramme [-]
$F_{cr,sw}$	Elastisk kritiske udknækningslast for global instabilitetsbrud baseret på
ŕ	elastisk begyndelsesstivheder [kN]

På figur 6.8 ses forskellen på, om rammen er fastholdt eller ikke fastholdt.





(a) Non-sway member buckling mode

(b) Sway global buckling mode

Figur 6.8. Forskel på fastholdt- og ikke fastholdt ramme, [Dansk Standard, 2022b].

Da rammen ikke er fastholdt er krav (6.1) ikke opfyldt, hvorfor metode M0 og M1 er udelukket. Den alternative metode, EM, anvendes ikke i dette projekt.

Dermed skal det undersøges, hvorvidt metode M2 kan anvendes eller ej. Dette undersøges ved krav (6.2).

Til dette laves en 1. ordensberegning af gavlrammen. Denne laves for lastkombinationerne, hvor snelasten eller nyttelasten (lasttilfælde LC211, LC212, LC213, LC214, LC511, LC512 og LC513 i tabel 5.12 på side 35) er den dominerende variable last. Dette gøres, da den største vertikale last vurderes at findes i blandt disse.

Den maksimale tryknormalkraft, der forekommer ses på figur 6.9 og er fra lastkombination CO666, hvor nyttelasten er den dominerende variable last.

Internal Forces N [kN] CO666 : LC111 + LC112 + 0.45*LC211 + 1.5*LC511



Figur 6.9. Normalkræfter fra CO666.

Den fundne lastkombination, CO666, anvendes i tilføjelsesprogrammet RSBUCK. RS-BUCK undersøger den globale stabilitet ved et egenværdiproblem.

Programmet anvender en iterativ proces til at finde den lastfaktor, der skaber instabilitet for konstruktionen.

Ved tredje mindste egenværdi fås udbøjningsfiguren på figur 6.10. Denne udtrykker global instabilitet, da hele rammen flytter sig.



Figur 6.10. Udbøjningsfigur for tredje mindste egenværdi.

RSBUCK finder den kritiske last, $F_{cr,sw}$ for hvert element. Tryknormalkræfterne på figur 6.9 ses at variere over elementerne, hvorfor en gennemsnitsværdi for hvert element anvendes.

I tabel ses tryknormalkræfternes størrelse, den kritiske last og faktoren $\alpha_{cr,sw}$ for elementerne, der udgør rammeben og søjlerne. Elementnumre og normalkræfter ses på figur 6.9.

Elementnr.	N[kN]	F _{cr,sw} [kN]	$\alpha_{\mathbf{cr},\mathbf{sw}}$ [-]
1	$16,\!56$	63,29	3,82
2	2,51	9,59	3,83
5	43,87	167,68	3,82
6	6,61	25,25	3,82
10	44,18	168,87	3,82
11	6,82	26,07	3,82
15	45,80	175,07	3,82
16	6,77	25,87	3,82
21	62,36	238,38	3,82
22	10,15	38,81	3,82
27	44,99	171,95	3,82
28	6,43	24,57	3,82
31	44,25	169,13	3,82
32	6,87	26,24	3,82
36	29,87	114,16	3,82
37	4,34	16,59	3,82

Tabel 6.2. Tryknormalkraft, kritisk last og forholdet mellem disse.

Det kan dermed konkluderes, at:

 $\alpha_{cr.sw} \le 10$

Dette betyder, at metode M2 ikke kan benyttes, hvorfor det skal undersøges, hvorvidt M3 kan anvendes.

Dette undersøges ved (6.3).

$$N_{Ed} \le \frac{N_{cr}}{4} \tag{6.3}$$

Hvor:

Den regningsmæssige normalkraft [kN] N_{Ed} Den kritiske normalkraft for udknækning i planen for det undersøgte N_{cr} element med simpel understøtning i begge ender [kN]

Den kritiske last for et element med simpel understøtning i begge ender findes ved (6.4).

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \tag{6.4}$$

Hvor:

EElasticitetsmodulet [MPa] Ι

Inertimomentet $[mm^4]$

Den effektive søjlelængde [mm] L_{cr}

Da elementet skal betragtes som simpelt understøttet i begge ender er den effektive søjlelængde $L_{cr} = 1, 0L$.

Elementet skal beregnes i planen, hvorfor inertimomentet om y anvendes for rammebenene og om z for søjlerne. Som eksempel undersøges venstre rammeben, mens de resterende elementers tryknormalkraft, N_{Ed} , inertimomenter, effektive søjlelængder, kritisk last og $\frac{N_{cr}}{4}$ ses i tabel 6.3.

Rammebenet regnes som ét element bestående af element 1 og 2. Den maksimale tryknormalkraft i benet anvendes. Dette er også gældende for søjlerne i tabellen, hvor disse nummereres fra 1-6 fra venstre mod højre på figur 6.9 på side 44.

Den maksimale tryknormalkraft aflæses på figur 6.9 på side 44 til $N_{Ed} = 17,37 \,\mathrm{kN}.$

Den effektive søjlelængde for venstre rammeben er $L_{cr} = 1 \cdot 6000 \, \mathrm{mm}.$

Inertimomentet om y for IPE330 er $I_y = 117, 7 \cdot 10^6 \text{mm}^4$.

Den kritiske last beregnes ved (6.4):

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 117, 7 \cdot 10^6}{6000^2} = 2156,97 \,\mathrm{kN}$$

Kravet (6.3) undersøges:

$$17,37 \le \frac{2156,97}{4} = 539,24 \,\mathrm{kN}$$
 OK

Dermed er kravet opfyldt for rammebenet.

Ben/søjlenr.	$N_{Ed}[kN]$	$I[mm^4]$	$L_{cr}[mm]$	$N_{cr}[kN]$	$\frac{N_{cr}}{4}$ [kN]	6.3 opfyldt
Venstre	$17,\!37$	117,7	6000	$2156,\!97$	$539,\!24$	JA
Højre	$30,\!67$	117,7	6000	2156,97	539,24	JA
1	44,37	2,84	6831	40,15	10,04	NEJ
2	44,77	4,2	8358	$39,\!67$	9,92	NEJ
3	46,49	6,04	9162	47,47	$11,\!87$	NEJ
4	$63,\!17$	$7,\!88$	9966	52,34	$13,\!09$	NEJ
5	45,58	4,2	8358	$39,\!67$	9,92	NEJ
6	44,75	2,84	7554	32,83	8,21	NEJ

Tabel 6.3. Værdier til krav for M3.

Det ses i tabellen, at søjlerne ikke opfylder kravet, hvorfor M3 ikke kan anvendes.

Derfor anvendes M4, der har følgende retningslinjner:

- Der skal anvendes svajimperfektioner i den globale beregning.
- Der skal anvendes pilhøjde
imperfektioner i den globale beregning.
- Snitkræfter beregnes ved 2. ordensberegning.
- Til spændingseftervisningen for tværsnit anvendes partialkoefficienten γ_{M1} i stedet for γ_{M0} .

- Ved eftervisning af elementstibilitet i planen kan formel (6.35) på side 84 udelades.
- Ved eftervisning af elementstabilitet ud af planen skal formel (6.36) på side 84] være opfyldt.

6.2.1 Imperfektioner

Det blev fundet, at der skal anvendes imperfektioner ved den globale beregning i form af svajimperfektioner og pilhøjdeimperfektioner.

Svajimperfektioner

På figur 6.11 ses et eksempel på svajimperfektioner fra Dansk Standard [2022b].



Figur 6.11. Svajimperfektioner, [Dansk Standard, 2022b].

Størrelsen af svajimperfektionen, ϕ , bestemmes ved (6.5).

$$\phi = \phi_0 \alpha_H \alpha_m \tag{6.5}$$

Hvor:

 ϕ_0 | Basisværdien [-]

 α_H Reduktionsfaktor afhængig af søjlehøjden [-]

 α_m | Reduktionsfaktor afhængig af antallet af søjler i en række [-]

Basisværdien er $\phi_0 = \frac{1}{200}$.

Reduktionsfaktoren α_H findes ved (6.6) og reduktionsfaktoren α_m findes ved (6.7).

$$\alpha_H = \frac{2}{\sqrt{H}} \tag{6.6}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0, 5\left(1 + \frac{1}{m}\right)} \tag{6.7}$$

Hvor:

- H | Konstruktionens højde, se figur 6.11, [m]
- m Antallet af søjler i en række. Dog kun søjler, der er påvirket af en lodret last på mindst 50 % af den gennemsnitlige last på søjlerne [-]

I gavlrammen påføres svajimperfektioner på både rammeben og gavlsøjler. Først findes reduktionsfaktoren for højden ved (6.6). Rammebenenes højde anvendes.

$$\alpha_H = \frac{2}{\sqrt{6}} = 0,816$$

Reduktionsfaktoren for antallet af søjler findes ved (6.7):

$$\alpha_m = \sqrt{0, 5 \cdot \left(1 + \frac{1}{8}\right)} = 0,75$$

Vinklen på svajimperfektionen findes ved (6.5):

$$\phi = \frac{1}{200} \cdot 0,816 \cdot 0,75 = 0,0031$$

Svajimperfektionerne indføres i RSTAB, således de svarer til en mulig udbøjningsfigur.

I RSTAB transformeres svajimperfektionerne til ækvivalente horisontale laster vist på figur 6.12, når programmet beregner snitkræfterne.





Pilhøjde
imperfektioner er en forhåndsudkrumning af et elementet. Disse tranformeres som en ækvivalent jævnt fordelt horisontal last ,
som på figur 6.13, i RSTAB.



Figur 6.13. Pilhøjdeimperfektion, Dansk Standard [2022b].

Størrelsen af pilhøjde
imperfektionen, e_0 , beregnes ved (6.8).

$$e_0 = \frac{\alpha}{\varepsilon} \beta L \tag{6.8}$$

Hvor:

- α | Imperfektionsfaktor for den relevante søjlekurve [-]
- ε | Material eparameter [-]
- β | Den relative reference pilhøjde ud fra tabel [-]
- L | Længden af elementet [mm]

Materialeparameteren, ε er givet ved (6.9).

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{6.9}$$

Hvor:

 f_y | Flydespændingen [MPa]

Der anvendes til valsede profiler stålstyrke S355 i dette projekt. Materialeparameteren beregnes ved (6.9):

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

Den relative referencepilhøjden, β , aflæses i tabel 6.4.

Udknækning om	Elastisk tværsnitseftervisning	Plastisk tværsnitseftervisning
y	1/110	1/75
2	1/200	1/68

Tabel 6.4. Den relative referencepilhøjde, β , [Dansk Standard, 2022b].

Imperfektionsfaktoren for den relevante søjlekurve findes i tabel 6.20.

Søjlekurve	a ₀	а	b	с	d
Imperfektions faktor, α	$0,\!13$	$0,\!21$	0,34	$0,\!49$	0,76

Tabel 6.5. Imperfektionsfaktor, [Dansk Standard, 2022b].

Kriterier for valg af søjlekurve for valsede I- og H-profiler ses på figur 6.14.

					Buckling curve	
Cross-section		Limits		Buckling about axis	S235 S275 S355 S420	S460 up to S700 inclusive
su		• 1,2	$t_{\rm f} \le 40 \ {\rm mm}$	у-у z-z	a b	a ₀ a
H-section	<q 4<="" td=""><td>$t_{\rm f} > 40 \ {\rm mm}$</td><td>y-y z-z</td><td>b c</td><td>a b</td></q>	$t_{\rm f} > 40 \ {\rm mm}$	y-y z-z	b c	a b	
ed I- or	Rolled I- or	1,2	<i>t</i> _f ≤ 100 mm	y-y z-z	b c	a b
Roll		<i>q/u</i> ≥	<i>t</i> _f > 100 mm	y-y z-z	d d	c c

Figur 6.14. Kriterier for valg af søjlekurve for I- og H-profiler, [Dansk Standard, 2022b].

Som eksempel findes størrelsen på pilhøjde
imperfektionen for rammebenene, mens de for de resterende ses i tabel 6.6.

Pilhøjde
imperfektionerne påføres i planen, hvorfor det for rammebenene er om
 y. Det vides ikke endnu, hvorvidt der kan anvendes plastisk eftervisning af tværsnittene, hvorfor det på den sikre side vælges at anvende værdien for elastisk tvær
nsiteftervisning. Referencepilhøjden, β , kan aflæses i tabel 6.4 til
 $\beta = 1/110$.

Det gælder for IPE330, at h/b>1,2 og $t_f\leq40\,{\rm mm},$ hvorfor imperfektionsfaktoren, $\alpha,$ findes til 0,21 i tabel 6.20.

Som ved svajimperfektionerne anvendes den fulde højde for rammeben og søjler og den fulde længde for riglerne.

Pilhøjdeimperfektionen for rammebenene beregnes ved (6.8):

 $e_0 = \frac{0,21}{0,814} \cdot \frac{1}{110} \cdot 6000 = 14.1 \,\mathrm{mm}$

Tabel 6.6. Pilhøjdeimperfektioner.

Lastilfælde LC411 ses på figur 6.15, hvor imperfektionerne er påført som kombination af svaj og pilhøjde.

Imperfektionerne er påført, således de afspejler udbøjningsfiguren fundet ved RSBUCK tidligere, figur 6.10 på side 44.



Figur 6.15. Lasttilfælde LC411 bestående af kombinerede imperfektioner.

6.3 Eftervisning af dækbjælke

I dette afsnit eftervises bjælkerne (dækbjælkerne) og søjlerne (dæksøjlerne) til etagedækkets bærende.

Dette gøres igennem et eksempel for dækbjælkerne. Dæksøjlerne dimensioneres ikke gennem eksempel.

Profildimensioner og udnyttelsesgrader i ULS og SLS for dækbjælker og søjler, der går til etagedækket, er opgivet i tabel 6.11 og 6.12 på side 67.

Til eksemplet af eftervisningen af dækbjælkerne anvendes den markerede dækbjælke (element 24) på figur 6.16.



Figur 6.16. Den udvalgte bjælke er markeret med en rød firkant.

Der vælges et IPE240 som profil.

Bjælkens lokale koordinatsystems orientering og bjælkens længde ses på figur 6.17.



Figur 6.17. Bjælkens lokale koordinatsystem (x, y, z). Mål er i mm.

Som nævnt tidligere er første endebetingelse for bjælkerne, at de er fri til at rotere om y og z, mens de er fastholdt mod translatoriske flytning i alle retninger.

Den anden endebetingelse er fri rotation om y og z og fri til bevægelse i x.

6.3.1 Tværsnitsklassifikation

Før det valgte IPE240 kan eftervises, skal det vides, hvilken tværsnitsklasse, det er i. Dette har betydning for, hvorvidt der må anvendes plastisk beregning til den globale beregning og/eller tværsnitseftervisning.

RSTAB anvender elasticitetsteori til beregning af snitkræfter, så det relevante er, om det er tilladt at anvende plastisk beregning ved tværsnitseftervisningen.

Reglerne for plastisk beregning afhængig af tværsnitsklasse ses i tabel 6.7.

Tværsnitsklasse	Global beregning	Tværsnitseftervisning
1	Plastisk	Plastisk
2	Elastisk	Plastisk
3	Elastisk	Elastisk
4	Elastisk	Elastisk med effektivt tværsnit

Tabel 6.7. Anvendelse af plastisk beregning, [Jensen, 2019].

De tilladte tværsnitskonstanter afhængig af tværsnitsklasse kan ses i tabel 6.8.

Klasse	1	2	3	4				
Tværsnitsareal A_i	A	A	A	A_{eff}				
Modstandsmoment, W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}{}^{a,b}$	$W_{eff,y}^{b}$				
Modstandsmoment, W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}{}^{a,b}$	$W_{eff,z}^{b}$				
^a Alternativt kan $W_{ep,y}$ eller $W_{ep,z}$ benyttes efter								
Anneks B i [Dansk Standard, 2022b]								
^b Det elastiske modstandsmoment korresponderer til fibrene								
med de største elastiske sp	ændinger.							

Tabel 6.8. Overblik over tværsnitskonstanter, der skal anvendes til de forskellige tværsnitsklasser, [Dansk Standard, 2022b].

På figur 6.18 ses det anvendte profil.

Tværsnitskonstanter for profilet findes ved opslag i Jensen [2019], og er her opstillet i tabel6.9



 $Figur \ 6.18.$ IPE240. Alle mål i mm.

	h	b	$\mathbf{t}_{\mathbf{w}}$	$\mathbf{t_f}$	r	Α	I_y	$W_{el,y}$	I_z	$\mathbf{W}_{\mathbf{el},\mathbf{z}}$	I_v	I_w	$W_{pl,y}$
Enhed	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	mm^2	mm^4	mm^3	mm^4	mm^3	mm^4	mm^9	mm^3
Faktor	1	1	1	1	1	10^{3}	10^{6}	10^{3}	10^{6}	10^{3}	10^{3}	10^{9}	10^{3}
	240	120	6,2	$_{9,8}$	15	$3,\!91$	38,9	324	2,84	47,3	129	37,4	366

Tabel 6.9. Tværsnitskonstanter for IPE240.

På figur 6.19 er der opstillet krav til, hvilken tværsnitsklasse det anvendte profils krop befinder sig i og på figur 6.20 ses kravene for flangen.



Figur 6.19. Grænseværdier for krop, [Dansk Standard, 2022b].



Figur 6.20. Grænseværdier for flange, [Dansk Standard, 2022b].



På figur 6.21 ses værdierne c og t, der anvendes til tværsnitsklassifikationen.

Figur 6.21. Dimensionerne c og t. Alle mål er i mm.

Krop

Bjælken belastes ikke af en normalkraft, hvorfor bjælken kun påvirkes til ren bøjning. Derfor undersøges kravene for ren bøjning markeret på figur 6.22.

		D	B . 11 .
	Part subject	Part subject	Part subject
	to bending	to compression	to bending and axial force
Stress distribution in parts (compression positive)	<i>t</i> _y <i>t</i> _y	f _y + u f _y	$\begin{array}{c} f_{y} \\ + & \psi_{y} \\ \hline \\ f_{y} \end{array}$
Class 1	c/t≤72ε	$c/t \leq 28 \varepsilon$	$\begin{aligned} & \text{when } \alpha_{\text{c}} > 0,5:c \ / \ t \leq \frac{126 \varepsilon}{5,5 \alpha_{\text{c}} - 1} \\ & \text{when } \alpha_{\text{c}} \leq 0,5:c \ / \ t \leq \frac{36 \varepsilon}{\alpha_{\text{c}}} \end{aligned}$
Class 2	c/t≤83 ε	$c/t \leq 34 \varepsilon$	$\begin{aligned} & \text{when } \alpha_{c} > 0.5: c \ / \ t \leq \frac{188 \varepsilon}{6,53 \alpha_{c} - 1} \\ & \text{when } \alpha_{c} \leq 0.5: c \ / \ t \leq \frac{41.5 \varepsilon}{\alpha_{c}} \end{aligned}$
Stress distribution in parts (compression positive)	<i>t</i> _y <i>t</i> _y <i>t</i> _y	fy + u	
Class 3	c/t ≤ 121 ε	c/t ≤ 38 ε	$\begin{split} when \psi > -1: \ c \ / \ t \leq & \frac{38 \varepsilon}{0,608 + 0,343 \ \psi + 0,049 \ \psi^2} \\ when \psi \leq -1^a: & \frac{c}{t} \leq 60,5 \varepsilon \left(1 - \psi\right) \end{split}$

Figur 6.22. Tilfælde med ren bøjningm [Dansk Standard, 2022b].

c/t-forholdet be regnes:

$$\frac{190,4}{6,2} = 30,710$$

Kravet for tværsnitsklasse 1 fra figur 6.22 undersøges:

Materiale
parameteren blev tidligere i rapporten fundet til ε = 0,
 814.

$$30,710 \le 72 \cdot 0,814 = 58,608$$
 OK

Dermed er kroppen i tværsnitsklasse 1.

Flange

Flangen er trykbelastet grundet bøjning, hvilket betyder, at det kan eftervises, at den er i tværsnitsklasse 1.

c/t-forholdet beregnes:

$$\frac{41,9}{9,8} = 4,276$$

Det eftervises, at flangen er tværsnitsklasse 1:

$$4,276 \le 9 \cdot 0,814 = 7,326$$
 OK

Hermed kan det konstateres, at profilet er i tværsnitsklasse 1, da både krop og flange er i tværsnitsklasse 1.

6.3.2 Bæreevneeftervisning i ULS

I det følgende eftervises dækbjælken i brudgrænsetilstanden. Eftersom M4 blev anvendt til den globale beregning, erstattes $\gamma_{M0} \mod \gamma_{M1}$ ved beregning af bæreevner.

Bøjning om én akse

Ved lastkombination CO1851, hvor nyttelasten er den dominerende variable last, findes det største moment i bjælken.

Momentkurven ses på figur 6.23.

M_y [kNm] CO1851: LC111 + LC112 + 1,5*LC511 + LC411



Figur 6.23. Momentkurve for CO1851 for dækbjælke.

Bæreevnen for bøjning om én akse er tilstrækkelig, hvis (6.10) er opfyldt.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1,0\tag{6.10}$$

Hvor:

 $\begin{array}{l|l} M_{Ed} & \mbox{Det regningsmæssige moment [kNm]} \\ M_{c,Rd} & \mbox{Den regningsmæssige bøjningsbæreevne [kNm]} \end{array}$

Den regningsmæssige bøjningsbæreevne er givet ved (6.11).

$$M_{c,Rd} = \frac{Wf_y}{\gamma_{M1}} \tag{6.11}$$

Hvor:

 $\begin{array}{l} W & | \mbox{ Modstandsmomentet } [mm^3] \\ f_y & | \mbox{ Flydespændingen } [MPa] \\ \gamma_{M1} & | \mbox{ Pertialkoefficient } [-] \end{array}$

Da det blev eftervist, at IPE240 er i tværsnitsklasse 1 ved bøjning, kan det plastiske modstandsmoment anvendes til beregning af den regningsmæssige bæreevne. Den regningsmæssige bæreevne beregnes ved (6.11).

$$M_{c,Rd} = \frac{366 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,2} = 108,28 \,\mathrm{kNm}$$

Det regningsmæssige moment ses fra figur 6.23 at vær
e M_{Ed} = 37,32 kNm.

Udnyttelsen for bøjning om én akse findes ved (6.10):

$$\frac{37,32}{108,28}=31,6\%$$

Forskydning

Den maksimale forskydningskraft i z-retningen findes også ved lastkombination CO1851. Forskydningskraftkurven ses på figur 6.24.

*V*_z [kN] CO1851: LC111 + LC112 + 1,5*LC511 + LC411



Figur 6.24. Forskydningskraftkurve ved CO1851

Forskydningsbæreevnen er tilstrækkelig, hvis (6.50) er opfyldt.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \le 1,0 \tag{6.12}$$

Hvor:

 V_{Ed} | Den regningsmæssige forskydningskraft [kN] $V_{c,Rd}$ | Den regningsmæssige forskydningsbæreevne [kN]

Ved plastisk tværsnitsberegning er den regningsmæssige forskydningsbære
evne givet ved (6.13).

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_V \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M1}} \tag{6.13}$$

Hvor:

 $\begin{array}{l} A_V & [\text{Forskydningsarealet } [\text{mm}^2] \\ f_y & [\text{Flydespandingen } [\text{MPa}] \\ \gamma_{M1} & [\text{Partialkoefficient } [-] \end{array}$

For dobbeltsymmetriske I- og H-profiler beregnes forskydningsarealet ved (6.14), når forskydningskraften virker parallelt med kroppen.

$$A_V = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \tag{6.14}$$

Hvor:

- $A \mid \text{Tværsnitsarealet} [\text{mm}^2]$
- *b* Tværsnittets bredde [mm]
- t_f | Flangetykkelsen [mm]
- $t_w \mid \text{Kropstykkelsen [mm]}$
- r | Rundingsradien [mm]

Forskydningsarealet findes ved (6.14):

$$A_V = 3,91 \cdot 10^3 - 2 \cdot 120 \cdot 9,8 + (6,2+2 \cdot 15) \cdot 9,8 = 1913 \,\mathrm{mm}^2$$

Den plastiske forskydningsbæreevne beregnes ved (6.13):

$$V_{pl,Rd} = \frac{1913 \cdot \frac{355}{\sqrt{3}}}{1,2} = 326,74 \,\mathrm{kN}$$

Den maksimale forskydningskraft kan aflæses på figur 6.24 til V_{Ed} = 24,88 kN.

Udnyttelsen af forskydningsbæreevnen beregnes:

$$\frac{24,88}{326,74} = 7,0\%$$

Kombineret bøjning og forskydning

Jf. [Dansk Standard, 2022b] kan der ses bort fra forskydningskraftens indflydelse, hvis (6.15) er gældende.

$$V_{Ed} \le \eta_V V_{pl,Rd} \tag{6.15}$$

Hvor:

 η_V | Faktor [-] $V_{pl,Rd}$ | Den plastiske forskydningsbæreevne [kN]

Den anbefalede værdi af η er $\eta = 0,5$ jf. [Dansk Standard, 2007d].

Den plastiske forskydningsbære
evne blev tidligere beregnet til $V_{pl,Rd}=326,74\,{\rm kN}.$

Det undersøges, om der skal tages højde for forskydningskraftens indvirkning ved (6.15):

 $24,88 \le 0,5 \cdot 356,44 = 178,22 \quad \text{OK}$

Dermed har forskydningen ingen betydning i kombination med bøjning.

6.3.3 Anvendelsesgrænsetilstand

Der blev i afsnit 4.2 på side 15 opstillet et nedbøjningskrav på maksimalt l/400, når bjælken belastes i SLS.

Det maksimale moment for bjælken i SLS findes ved lastkombination CO5803, hvor nyttelast er dominerende. Momentkurven ses på figur 6.25.



Figur 6.25. Momentkurve for lastkombination CO5803.

Den maksimale udbøjning for en simpelt understøtet bjælke findes ved (6.16).

$$u_{\rm maks} = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI} \tag{6.16}$$

Hvor:

- q
- $\begin{array}{l} \text{Linjelast} \left[\frac{kN}{m} \right] \\ \text{Længden af bjælken [mm]} \end{array}$ l
- Elasticitetsmodulet [MPa] E
- Inertimomentet [mm⁴] Ι

Formlen for det maksimale moment for en simpelt understøttet bjælke kendes, hvorved linjelasten kan beregnes ved omskrivning af denne:

$$M_{\rm maks} = \frac{1}{8}ql^2 \Leftrightarrow q = \frac{8M_{\rm maks}}{l^2}$$

Det maksimale moment kan aflæses på figur 6.25 til M = 27,66 kNm. Linjelastens størrelse beregnes:

$$q = \frac{8 \cdot 27,66}{6^2} = 6,15 \,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}}$$

Da bøjningen er om y, anvendes I_y som inertimoment.

Den maksimale udbøjning beregnes ved (6.16):

$$u_{\rm maks} = \frac{5}{384} \cdot \frac{6,15 \cdot 6000^4}{210000 \cdot 38,9 \cdot 10^6} = 12,7\,{\rm mm}$$

Det undersøges, hvorvidt kravet til udbøjningen er opfyldt:

$$12,7 \le \frac{6000}{400} = 15$$
 OK

6.3.4 Opsummering

Element	Dækbjælke
Træk	_
Tryk	-
Bøjning om y	32%
Bøjning om z	-
Toakset bøjning	-
Forskydning i y	-
Forskydning z	7%
Forskydning og bøjning	-
Normal og bøjning	-
Søjleudknækning om y	_
Søjleudknækning om z	-

Kipning

SLS

Bjælkesøjle

I tabel 6.10 ses udnyttelsesgraderne for de forskellige bæreevnetilfælde i ULS.

Tabel 6.10. Udnyttelsesgrader for dækbjælke. - betyder ikke relevant.

_

-85%

Bemærkninger

Eftersom der er tale om en simpelt understøttet bjælke, er det forventeligt, at bæreevnen i SLS vil være dimensionsgivende.

Dette skyldes bl.a. at bjælken ikke påvirkes af en trykkraft eller et negativt moment, og overflangen er fastholdt, hvilket medfører, at der ikke opstår problemer med elementstabiliteten.

6.3.5 Dimensioner for dækbjælker og -søjler

På figur 6.26 er søjlerne til det bærende system for etagedækket vist med cirkler. De sorte cirkler er rammeben, de røde er søjler, der går fra gulv til rigel og de grønne er søjler, der går fra gulv til etagedækket.

Eftersom søjlerne, der går fra gulv til rigel dimensioneres sammen med deres tilhørende rammer, er kun udnyttelsen for søjlerne markeret med grønt på figuren fundet i dette afsnit.

I tabel 6.11 ses udyttelses graderne for søjlerne.

Dækbjælkerne er simpelt understøttet ved de røde og sorte cirkler, mens de er kontinuerte over de grønne cirkler, der fungerer som mellemunderstøtninger.

Som tidligere nævnt i rapporten indføres en tværbjælke mellem modullinje 3 og 4. Denne skaber den simple understøtning navngivet 22a på figur 6.26.

I tabel 6.12 ses udnyttelses
graderne for bjælkerne. Disse er navngivet ud fra søjlen
umrene, der står ved cirklerne.



Figur 6.26. Plan over dækbjælker og -søjler. Sort=ben, Rød=søjle til rigel og Grøn=søjler til etagedæk.

Søjlenr.	Profil	Udnyttelse ULS [%]	Udnyttelse SLS [%]
10	HEA120	31	0
12	HEA120	38	0
14	HEA160	11	0
15	HEA160	17	0
18	HEA120	30	0
19	HEA120	21	0
21	HEA120	31	0
25	HEA120	15	0
26	HEA120	11	0
28	HEA120	17	0
30	HEA160	15	0

Tabel 6.11. Udnyttelsesgrader for dæksøjler
Bjælke	Profil	Udnyttelse ULS [%]	Udnyttelse SLS [%]
1-2	IPE240	32	78
2-3	IPE140	35	76
3-4	IPE240	32	85
4-5	IPE240	32	85
5-6	IPE140	40	47
6-7	IPE240	31	74
7-8	IPE140	37	83
9-11	IPE240	39	73
11-13	IPE240	64	46
13-16	IPE330	18	14
17-20	IPE180	90	83
20-22	IPE200	81	82
22-22a	IPE300	60	95
22a-23	IPE300	60	95
24-27	IPE180	46	42
27-39	IPE180	56	61
29-31	IPE330	11	6

Tabel 6.12. Udnyttelsesgrader for dækbjælker

6.4 Eftervisning af rigel

I dette afsnit eftervises gavlrammens rigler. Der tages udgangspunkt i højre rigel markeret på figur 6.27 som eksempel.

Resultater fra denne og fra den venstre rigel opsummeres til sidst i tabel 6.25 på side 92. Der er ingen anvendelseskrav for riglerne, hvorfor disse ikke undersøges i SLS. Der anvendes til riglen et IPE330.



Figur 6.27. Den udvalgte rigel er markeret med en rød firkant.

Orienteringen af riglens lokale koordinatsystem ses på figur 6.28. Alle snitkræfter vises ud fra riglens lokale koordinatsystem.



Figur 6.28. Orientering af riglen. Det globale koordinatsystem ses nederst til venstre, mens riglens lokale ses i midten.

6.4.1 Tværsnitsklassifikation

Som nævnt anvendes et IPE330, der ses på figur 6.29. Tværsnitskonstanterne for dette ses i tabel 6.13.



Figur 6.29. IPE330

	h	b	$\mathbf{t}_{\mathbf{w}}$	$\mathbf{t_f}$	r	Α	I_y	$W_{el,y}$	I_z	$\mathbf{W}_{\mathbf{el},\mathbf{z}}$	I_v	$\mathbf{I}_{\mathbf{w}}$	$W_{pl,y}$
Enhed	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	mm^2	mm^4	mm^3	mm^4	mm^3	mm^4	mm^9	mm^3
Faktor	1	1	1	1	1	10^{3}	10^{6}	10^{3}	10^{6}	10^{3}	10^{3}	10^{9}	10^{3}
	330	160	7,5	11,5	18	6,26	117,7	713	7,88	$_{98,5}$	283	199	804

Tabel 6.13. Tværsnitskonstanter for IPE330.

Flange

Flangen belastes kun af tryk ligesom ved dækbjælken. Det kan derfor på samme vis eftervises, at flangen er i tværsnitsklasse 1.

Krop

Riglen udsættes kun for bøjning med normalkraft, hvorfor tilfældet markeret på figur 6.30 skal anvendes.

	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and axial force
Stress distribution in parts (compression positive)		fy + u fy	
Class 1	c/t≤72ε	$c/t \leq 28 \varepsilon$	$ \begin{aligned} & \text{when } \alpha_{c} > 0,5: c \ / \ t \leq \frac{126 \ \varepsilon}{5,5 \ \alpha_{c} \ -1} \\ & \text{when } \alpha_{c} \leq 0,5: c \ / \ t \leq \frac{36 \ \varepsilon}{\alpha_{c}} \end{aligned} $
Class 2	$c/t \le 83 \varepsilon$	$c/t \le 34 \varepsilon$	$ \begin{aligned} & \text{when } \alpha_{\text{c}} > 0,5: c \ / \ t \leq \frac{188 \ \varepsilon}{6,53 \ \alpha_{\text{c}} - 1} \\ & \text{when } \alpha_{\text{c}} \leq 0,5: c \ / \ t \leq \frac{41,5 \ \varepsilon}{\alpha_{\text{c}}} \end{aligned} $
Stress distribution in parts (compression positive)		fy + v	
Class 3	$c/t \leq 121 \varepsilon$	$c/t \le 38 \varepsilon$	$\begin{aligned} when \psi > -1: \ c \ / \ t \leq & \frac{38 \varepsilon}{0,608 + 0,343 \psi + 0,049 \psi^2} \\ when \psi \leq -1^a \ : & \frac{c}{t} \leq 60,5 \varepsilon \left(1 - \psi\right) \end{aligned}$

Figur 6.30. Tilfælde, der skal anvendes til tværsnitsklassifikation markeret med rødt, [Dansk Standard, 2022b].

Den geometriske størrelse, c, er fundet til 271 mm.

c/t-forholdet beregnes:

$$\frac{271}{7,5} = 36,13$$

Først beregnes parameteren, α_c , der beskriver placeringen af den neutrale akse for det plastiske tværsnit. Denne beregnes ved (6.17).

$$\alpha_c = 0, 5 \left(1 + \frac{N_{Ed}}{ct_w f_y} \right) \tag{6.17}$$

 N_{Ed} | Den regningsmæssige normalkraft [kN]

c Geometrisk størrelse [mm]

 t_w Kropstykkelsen [mm]

 f_y Flydespændingen [MPa]

Den regningsmæssige normalkraft findes i det punkt, hvor momentet er størst, da det vurderes at blive dimensionsgivende.

Lastkombinationen, der medfører det største moment er CO1209, hvor vinden er den dominerende variable last. Snitkræfterne ses på figur 6.31.



Figur 6.31. Snitkræfter fra lastkombination CO1209.

Den regningsmæssige normalkraft kan aflæses på figur 6.31 til N_{Ed} = 11,28 kN.

Faktoren, α_c , beregnes ved (6.17):

$$\alpha_c = 0, 5 \cdot \left(1 + \frac{11, 28 \cdot 10^3}{271 \cdot 7, 5 \cdot 355}\right) = 0,508$$

Kravet for tværsnitsklasse 1 fra figur 6.30 undersøges:

$$36, 13 \le \frac{126 \cdot 0, 814}{5, 5 \cdot 0, 508 - 1} = 57, 52$$
 OK

Tværsnittet er dermed i klasse 1, hvis det udsættes for bøjning og normalkraft samtidigt.

6.4.2 Bæreevneeftervisning i ULS

Da metode M4 er anvendt til den globale beregning anvendes partialkoefficienten γ_{M1} i stedet for γ_{M0} i bæreevneformlerne.

Træk

Trækbæreevnen skal opfylde (6.18).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \le 1,0 \tag{6.18}$$

Hvor:

N_{Ed}	Den regningsmæssige træknormalkraft [kN]
$N_{t,Rd}$	Den regningsmæssige trækbæreevne [kN]

Trækbæreevne er givet ved (6.19).

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M1}} \tag{6.19}$$

Hvor:

 $\begin{array}{ll} A & | & \text{Tværsnitsrealet} \left[\text{mm}^2 \right] \\ f_y & | & \text{Flydespændingen} \left[\text{MPa} \right] \\ \gamma_{M1} & | & \text{Partialkoefficent} \left[- \right] \end{array}$

Da det blev eftervist, at tværsnittet er i klasse 1, kan det fulde tværsnitsareal anvendes til beregningen af trækbæreevnen.

Den regningsmæssige trækbæreevne beregnes ved (6.19):

$$N_{t,Rd} = \frac{6,26 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,2} = 1851,92\,\mathrm{kN}$$

På figur 6.32 ses normalkraftkurven for CO3283, hvor vindlasten er dominerende. Denne lastkombination giver den maksimale træknormalkraft.

N [kN] C03283 : 0.9°LC111 + 1.5°LC322 + 1.5°LC331 + 0.9°LC511 + LC411



Det aflæses på figur 6.32, at den regningsmæssige normalkraft er 26,67 kN.

Udnyttelsen af bæreevnen beregnes ved (6.18):

$$\frac{26,67}{1851,92} = 1,4\%$$

Den regningsmæssige normalkraft, bæreevnen og udnyttelsesgraden for begge rigler ses i tabel 6.14.

Rigel	$N_{Ed}[kN]$	$N_{t,Rd}[kN]$	Udnyttelse [%]
Højre	26,67	$1851,\!92$	1,4
Venstre	16,27	1851,92	0,9

Tabel 6.14. Eftervisning af tryk.

\mathbf{Tryk}

Trykbæreevnen skal opfylde (6.20).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \le 1,0\tag{6.20}$$

Hvor:

 N_{Ed} | Den regningsmæssige tryknormalkraft [kN] $N_{c,Rd}$ | Den regningsmæssige trykbæreevne [kN]

Trykbæreevne er den samme som trækbæreevnen.

Lastkombinationen, hvor den største tryknormalkraft forekommer, er CO1209. Denne blev anvendt under tværsnitsklassifikationen, hvor normalkraftkurven ses på figur 6.31 på side 71.

Her kan det aflæses, at $N_{Ed} = 11,28$ kN.

Udnyttelsesgraden af trykbæreevnen beregnes ved (6.20):

$$\frac{11,28}{1851,92} = 0,6\%$$

Den regningsmæssige normalkraft, bæreevnen og udnyttelsesgraden for begge rigler ses i tabel 6.15.

Rigel	$N_{Ed}[kN]$	$N_{c,Rd}[kN]$	Udnyttelse [%]
Højre	11,28	$1851,\!92$	0,6
Venstre	16,27	1851,92	0,9

Tabel 6.15. Udnyttelsesgrader ved tryk.

Bøjning om én akse

Bøjning om én akse beregnes på samme vis som ved dækbjælken. Der anvendes det plastiske modstandsmoment, da tværsnittet er i klasse 1.

Det regningsmæssige moment findes ved CO1209. Momentkurven for denne lastkombination ses på figur 6.31 på side 71.

Det regningsmæssige moment, bøjningsbæreevnen og udnyttelsesgraden for begge rigler ses i tabel 6.16.

Rigel	$\mathbf{M}_{\mathbf{y},\mathbf{Ed}}[\mathrm{kNm}]$	$\mathbf{M}_{\mathbf{c},\mathbf{Rd}}[\mathrm{kNm}]$	Udnyttelse [%]
Højre	$53,\!31$	$237,\!85$	22,4
Venstre	$65,\!10$	237,85	27,4

Tabel 6.16. Eftervisning af bøjning om én akse

Forskydning

Udnyttelsesgraden mht. forskydning findes på samme vis som for dækbjælken.

På figur 6.33 ses forskydningskraftkurven fra lastkombination CO1234, hvor vinden er den dominerende last.

Den regningsmæssige forskydningskraft, bæreevnen og udnyttelsesgraden for begge rigler ses i tabel 6.17.



Figur 6.33. Forskydningskraftkurve fra CO1234.

Rigel	$V_{z,Ed}[kN]$	$V_{c,Rd}[kN]$	Udnyttelse [%]
Højre	17,29	526,11	3,3
Venstre	25,18	526,11	4,8

Tabel 6.17. Eftervisning af forskydning iz.

Kombineret bøjning og forskydning

På samme vis som ved dækbjælken kan det eftervises, hvorvidt der skal tages højde for forskydningskraftens indvirkning.

Det findes, at det skal der ikke.

Dette er også gældende for den anden rigel.

Bøjning og normalkraft

Der kan ses bort fra normalkraftens indflydelse ved bøjning om y-aksen, hvis (6.21) og (6.22) er opfyldt.

$$N_{Ed} \le 0,25N_{pl,Rd}$$
 (6.21)

$$N_{Ed} \le \frac{0, 5h_w t_w f_y}{\gamma_{M1}} \tag{6.22}$$

 $\begin{array}{ll} N_{Ed} & \mbox{Den regningsmæssige normalkraft [kN]} \\ N_{pl,Rd} & \mbox{Den regningsmæssige plastiske normalkraftbæreevne [kN]} \\ h_w & \mbox{Kroppens højde [mm]} \\ t_w & \mbox{Kroppens tykkelse [mm]} \\ f_y & \mbox{Flydespændingen [MPa]} \\ \gamma_{M1} & \mbox{Partialkoefficient [-]} \end{array}$

Den regningsmæssige normalkraft blev under tværsnitsklassifikationen fundet til $N_{Ed} = 11,28 \text{ kN}$ i punktet, hvor momentet er størst.

Den regningsmæssige plastiske normalkraftbæreevne blev tidligere beregnet til 1851,92 kN.

Det undersøges ved (6.21) og (6.22), om der skal tages hensyn til normalkraften:

 $11,28 \le 0,25 \cdot 1851,92 = 462,98$ OK

$$11,28 \cdot 10^3 \le \frac{0,5 \cdot 307 \cdot 7,5 \cdot 355}{1,2} = 340,58 \cdot 10^3 \quad \text{OK}$$

Der skal derfor ikke tages hensyn til normalkraften.

Det findes ved samme fremgangsmåde, at der heller ikke skal tages højde for den i den anden rigel.

Kipning

Samlingerne med gavlsøjlerne antages at etablere gaffellejringer ved at svejse en plade i profilet, der dermed kan føre den kraft, flangen vil kippe med, til søjlen. Samtidigt fastholdes riglen mod sideflytning af åsene. Den omtalte plade ses markeret på figur 6.34. Det vurderes, at kraften fra den udknækkende flange er så lille, at søjlen kan optage den uden yderligere eftervisning.

Grundet knækket hjørnerne og i kippen agerer disse også gaffellejring.





Riglen med gaffellejringerne set fra oven er illustreret på figur 6.35.





På figur 6.39 ses momentkurven fra lastkombination CO1209. Det blev tidligere fundet, at det største moment for højre rigel forudsages af denne lastkombination.

Det ses på figur 6.39, at momentet er størst i rammehjørnet, hvorfor spændet ved hjørnet eftervises for kipning som eksempel, da det vurderes at være mest kritisk.

Samtidigt er spændet relativt langt, hvilket også har indflydelse på bæreevnen.



Figur 6.36. Momentkurve for CO1209. Det udvalgte spænd er markeret med den røde firkant.

Bæreevnen ved kipning er tilstrækkelig, hvis (6.23) er opfyldt.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \le 1,0 \tag{6.23}$$

Hvor:

M_{Ed}	Det regningsmæssige moment [kNm]
$M_{b,Rd}$	Den regningsmæssige kipningsbæreevne [kNm]

Den regningsmæssige kipningsbæreevne er givet ved (6.24).

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{M_{Rk}}{\gamma_{M1}} \tag{6.24}$$

Hvor:

χ_{LT}	Kipningsreduktionsfaktor [-]
M_{Rk}	Karakteristiske bøjningsbæreevne [kNm]
γ_{M1}	Partialkoefficient [-]

Den karakteristiske bøjningsbære
evne er givet ved (6.25).

$$M_{RK} = W f_y \tag{6.25}$$

Hvor:

 $W~\mid$ Modstandsmoment $[\rm mm^3]$

 f_y | Flydspændingen [MPa]

Kipningsreduktionsfaktoren findes ved (6.26).

$$\chi_{LT} = \frac{f_M}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - f_M \overline{\lambda}_{LT}^2}}$$
(6.26)

Hvor:

$$\begin{array}{l} f_M & \mbox{Faktor [-]} \\ \Phi_{LT} & \mbox{Faktor [-]} \\ \overline{\lambda}_{LT} & \mbox{Det relative slankhedstal ved kipning [-]} \end{array}$$

Faktoren Φ_{LT} findes ved (6.27).

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + f_M \left(\left(\frac{\overline{\lambda}_{LT}}{\overline{\lambda}_z} \right)^2 \alpha_{LT} \left(\overline{\lambda}_z - 0, 2 \right) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right) \right]$$
(6.27)

Hvor:

$$f_M$$
 Faktor [-]

$$\overline{\lambda}_{LT}$$
 | Det relative slankhedstal ved kipning [-]

$$\alpha_{LT}$$
 | Imperfectionsfactor [-]

Faktoren f_M skal i Danmark sættes lig 1 jf. [Trafik- og Byggestyrelsen, 2019].

Imperfektionsfaktoren, α_{LT} , findes ud fra figur 6.37.

	Cross-section		Limits	$\alpha_{ m LT}$
Rolled I- or H-sections	z y z b	> 1,2	<i>t</i> _f ≤ 40 mm	$0,12\sqrt{\frac{W_{\rm el,y}}{W_{\rm el,z}}}$ but : $\alpha_{LT} \le 0,34$
		< q/4	<i>t</i> _f > 40 mm	$0,16\sqrt{\frac{W_{\rm el,y}}{W_{\rm el,z}}}$ but : $\alpha_{LT} \le 0,49$
		$h/b \le 1,2$	_	$0,16\sqrt{\frac{W_{\rm el,y}}{W_{\rm el,z}}}$ but : $\alpha_{LT} \le 0,49$
Welded I-sections	y y y	t _f	≤ 40 mm	$0,21\sqrt{\frac{W_{\rm el,y}}{W_{\rm el,z}}}$ but : $\alpha_{LT} \le 0,64$
		t _f	> 40 mm	$0,25\sqrt{\frac{W_{\rm el,y}}{W_{\rm el,z}}}$ but : $\alpha_{LT} \le 0,76$

Figur 6.37. Imperfektionsfaktorer, [Dansk Standard, 2022b].

Det relative slankhedstal om z findes ved (6.28).

$$\overline{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{Rk}}{N_{cr,z}}} \tag{6.28}$$

Hvor:

Den karakteristiske normalkraftbære
evne beregnes ved (6.29).

$$N_{Rk} = Af_y \tag{6.29}$$

 $A \mid \text{Tværsnitsarealet } [\text{mm}^2]$

 f_y | Flydespændingen [MPa]

Den kritiske last om z findes ved (6.30).

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_{cr,z}^2}$$
(6.30)

Hvor:

 $\begin{array}{ll} E & \mbox{Elasticitetsmodulet [MPa]} \\ I_z & \mbox{Inertimomentet om } z \ [mm^4] \\ L_{cr} & \mbox{Den effektive søjlelængde om } z \ [mm] \end{array}$

Slankedstallet mht. kipning beregnes ved (6.31).

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \tag{6.31}$$

Hvor:

 M_{Rk} | Den karakteristiske bøjningsbæreevne [kNm] M_{cr} | Det kritiske moment [kNm]

Der findes i [Jensen, 2019] otte hovedtilfælde, hvorved det kritiske moment kan beregnes. For hovedtilfælde 1 og 6 beregnes det kritiske moment ved (6.32). Ved de andre tilfælde beregnes eulerlasten, der anvendes til at beregne det kritiske moment.

$$M_{cr} = m_n \frac{EI_z}{l^2} h_t \tag{6.32}$$

Hvor:

- m_n | Faktor fra tabelopslag afhængig af hovedtilfælde [-]
- *E* | Elasticitetsmodulet [MPa]
- I_z | Inertimomentet om z [mm⁴]
- *l* Spændvidden [mm]
- h_t Afstand fra midten af overflangen til midten af underflangen [mm]

Faktoren m_n findes ud fra de otte hovedtilfælde, der tager hensyn til, hvorvidt det er frieller bunden kipning og hvilken type last, bjælken påvirkes af og hvor lasten angriber. De otte hovedtilfælde ses på figur 6.38.

belastning og randbetingelser	fri/bunden kipning lastangrebshøjde	eulerlast (moment/enkeltkraft/jævnt fordelt last)	
мŧ <u>т</u>	fri kipning	$M_{cr} = m_1 \frac{EI_z}{l^2} h_t$	1
		$F_{cr} l = m_2 \frac{EI_z}{l^2} h_t$	2
µFl(↓ ↓ ½↓ ½		$F_{cr} l = m_3 \frac{EI_z}{l^2} h_t$	3
µrl²(↓↓↓↓		$r_{cr} l^2 = m_4 \frac{EI_z}{l^2} h_t$	4
		$r_{cr} l^2 = m_5 \frac{EI_z}{l^2} h_t$	5
M Jum	 bunden kipning	$M_{cr} = m_6 \frac{EI_z}{l^2} h_t$	6
	bunden kipning	$r_{cr} l^2 = m_7 \frac{EI_z}{l^2} h_t$	7
		$r_{cr} l^2 = m_8 \frac{EI_z}{l^2} h_t$	8

Figur 6.38. Hovedtilfælde for kipning, [Jensen, 2019].

Der er opstillet en tabel for hvert af hovedtilfældene i Jensen [2019], hvor indgangsværdierne kl og μ skal anvendes.

 μ er forholdet mellem endemomenterne eller mellem eulerlasten og endemomentet, menskl beregnes ved (6.33).

$$kl = \sqrt{\frac{GI_v l^2}{EI_w}} \tag{6.33}$$

Hvor:

- $G \mid$ Forskydningsmodulet [kNm]
- I_v | Vridningsinertimomentet [mm⁴]
- *l* Spændvidden [mm]
- E Elasticitetsmodulet [MPa]
- I_w | Hvælvningsinertimomentet [mm⁶]

Først beregnes den karakteristiske bøjningsbæreevne. Da det er tværsnitsklasse 1, kan det plastiske modstandsmoment anvendes. Bæreevnen beregnes ved (6.25):

$$M_{Rk} = 804 \cdot 10^3 \cdot 355 = 285,42 \,\mathrm{kNm}$$

På figur 6.39 ses moment
kurven for lastkombination CO1209. Det ses, at ved det valgte spænd, der
er markeret, forløber momentet tilnærmelsesvist lineært, hvor endemomenter
ne er = 14,95kNm henholdsvisM = -53.31 kNm.

Riglens overflange fastholds af riglerne, hvorfor der er bunden kipning Hovedtilfælde 6 anvendes til beregning af det kritiske moment.



Figur 6.39. Momentkurve for CO1209. Det udvalgte spænd er markeret med den røde firkant.

Hovedtilfælde 6 ses på figur 6.40.



Figur 6.40. Hovedtilfælde 6, [Jensen, 2019].

Værdien m_6 findes ved tabelopslag i Jensen [2019]. Til dette skal de to indgangsværdier, μ og kl, anvendes.

Den første indgangsværdi, μ , beregnes som forholdet mellem endemomenterne:

$$\mu = \frac{14,95}{-53,31} = -0,28$$

Forskydningsmodulet er 81000 MPa, vridnings- og hvælvningsinertimomentet kan aflæses i tabel 6.13 på side 69 og længden kan findes på figur 6.35 på side 76 til $l = 6005 \,\mathrm{mm}$.

Den anden indgangsværdi beregnes ved (6.33):

$$kl = \sqrt{\frac{81000 \cdot 283 \cdot 10^3 \cdot 6005^2}{210000 \cdot 199 \cdot 10^9}} = 4,45$$

Dermed kan det ved opslag findes, at $m_6 = 19, 29$.

Det kritiske moment beregnes ved (6.32):

$$M_{cr} = 19,29 \cdot \frac{210000 \cdot 7,88 \cdot 10^6}{6005^2} \cdot 318,5 = 281,42 \,\mathrm{kNm}$$

Slankhedstallet mht. kipning beregnes ved (6.31):

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{285,42}{281,42}} = 1,007$$

For at kunne beregne det relative slankhedstal for udknækning om z, beregnes først den kritiske last ved (6.30). Den effektive søjlelængde sættes lig den faktiske længde svarende til en simpelt understøttet søjle.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 7,88 \cdot 10^6}{6005^2} = 144,17 \,\mathrm{kN}$$

Den karakteristiske normalkraftbæreevne beregnes ved (6.29). Da tværsnittet er i klasse 1, anvendes hele tværsnitsarealet:

$$N_{Rk} = 6,26 \cdot 10^3 \cdot 355 = 2222,30 \,\mathrm{kN}$$

Det relative slankehdstal om z, $\overline{\lambda_z}$, beregnes ved (6.28):

$$\overline{\lambda_z} = \sqrt{\frac{2222,30}{144,17}} = 3,926$$

Ud fra figur 6.37 på side 78 kan det aflæses, at imperfektionsfaktoren, α_{LT} , beregnes ved (6.34), da profilets h/b-forhold er større end 1,2 og flangerne er tyndere end 40 mm.

$$\alpha_{LT} = 0,12\sqrt{\frac{W_{el,y}}{W_{el,z}}} \tag{6.34}$$

Hvor:

 $W_{el,y}$ | Det elastiske modstandsmoment om $y \text{ [mm^3]}$ $W_{el,z}$ | Det elastiske modstandsmoment om $z \text{ [mm^3]}$

Imperfektionsfaktoren beregnes ved (6.34):

$$\alpha_{LT} = 0, 12 \cdot \sqrt{\frac{713 \cdot 10^3}{98, 5 \cdot 10^3}} = 0,323$$

Faktoren Φ_{LT} beregnes ved (6.27):

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot \left[1 + 1 \cdot \left(\left(\frac{1,007}{3,926} \right)^2 \cdot 0.323 \cdot (3,926 - 0,2) + 1.007^2 \right) \right] = 1,047$$

Kipningsreduktionsfaktoren beregnes ved (6.26):

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,047 + \sqrt{1,047^2 - 1,007^2}} = 0,751$$

Kipningsbæreevnen beregnes ved (6.24):

$$M_{b,Rd} = 0,751 \cdot \frac{285,42}{1,2} = 178,58\,\mathrm{kNm}$$

Udnyttelsesgraden mht. kipning beregnes:

$$\frac{53,31}{178,58} = 29,9\%$$

I tabel 6.18 ses udnyttelsesgraden for kipning for de andre spænd i højre rigel, mens de for den venstre rigel ses i tabel 6.19.

Spændene nummereres, således spændet ved hjørnet er nummer 1, det næste ind mod kip er nummer 2 og så fremdeles.

Nummer	$\mathbf{M}_{\mathbf{y},\mathbf{Ed}}[\mathrm{kNm}]$	$\mathbf{M}_{\mathbf{b},\mathbf{Rd}}[\mathrm{kNm}]$	Udnyttelse [%]
1	$53,\!31$	$232,\!60$	30
2	19,51	211,04	9
3	10,33	$230,\!57$	5
4	10,33	228,68	5

Tabel 6.18. Udnyttelsesgrader mht. kipning for højre rigel.

Nummer	$\mathbf{M}_{\mathbf{y},\mathbf{Ed}}[\mathrm{kNm}]$	$\mathbf{M}_{\mathbf{b},\mathbf{Rd}}[\mathrm{kNm}]$	Udnyttelse [%]
1	65,1	$217,\!35$	30
2	13,72	$218,\!44$	6
3	8,73	$214,\!17$	4
4	8,73	228,44	5

Tabel 6.19. Udnyttelsesgrader mht. kipning for venstre rigel.

Bjælkesøjle

Som nævnt under tværsnitsklassifikationen udsættes riglen for et moment samtidigt med en tryknormalkraft.

Dermed er riglen en bjælkesøjle. For en bjælkesøjle er bæreevnen tilstrækkelig, hvis (6.35) og (6.36) er opfyldt.

Formlerne er baseret på et element på ét spænd, der er simpelt understøttet med gaffellejre i enderne.

Det anbefales kraftigt at eftervise formlerne, med mindre der er anvendt metode M4 eller M5 til den globale beregning.

M4 er anvendt til denne ramme, men det vælges alligevel at eftervise formlerne, da det er muligt, fordi der er anvendt valsede profiler. Videre er alternativet at anvende den generelle løsning med indførsel af en syvende frihedsgrad, hvilket vurderes at være at overkomplicere sagen.

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1,0$$

$$(6.35)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1,0$$
(6.36)

Hvor:

N_{Ed}	Den regningsmæssige tryknormalkraft [kN]
N_{Rk}	Den karakteristiske trykbæreevne [kN]
$M_{u,Ed}$	Det regningsmæssige moment om y [kNm]
$M_{z,Ed}$	Det regningsmæssige moment om z [kNm]
$\Delta M_{u,Ed}$	Det regningsmæssige tillægsmoment ved tværsnit
$\Delta M_{z,Ed}$	Det regningsmæssige tillægsmoment ved tværsnit
$M_{y,Rk}$ Den karakteristiske bøjningsbæreevne om y [kNm]	
$M_{z,Rk}$ Den karakteristiske bøjningsbæreevne om z [kNm]	
χ_y	Reduktionsfaktor for udknækning om y [-]
χ_z	Reduktionsfaktor for udknækning om z [-]
k_{yy}	Interaktionsfaktor [-]
k_{zz}	Interaktionsfaktor [-]
k_{yz}	Interaktionsfaktor [-]
k_{zy}	Interaktionsfaktor [-]
-	1

Der er ingen tillægsmomenter, fordi tværnsittet ikke er i tværsnitsklasse 4.

Reduktionsfaktorerne, χ_y og χ_z findes begge ved (6.37).

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \overline{\lambda}^2}} \tag{6.37}$$

Hvor:

 Φ | Faktor [-]

 $\overline{\lambda}$ | Det relative slankhed stal [-] Faktoren, Φ , beregnes ved (6.38).

$$\Phi = 0, 5 \left[1 + \alpha \left(\overline{\lambda} - 0, 2 \right) + \overline{\lambda}^2 \right]$$
(6.38)

Hvor:

- α | Imperfectionsfactor [-]
- $\overline{\lambda}$ | Det relative slankhedstal [-]

Imperfektionsfaktoren, α , findes i tabel 6.20.

Søjlekurve	\mathbf{a}_0	a	b	С	d
Imperfektionsfaktor, α	$0,\!13$	0,21	0,34	$0,\!49$	0,76

Tabel 6.20. Imperfektionsfaktor, [Dansk Standard, 2022b].

Kriterier for valg af søjlekurve for et I-profil ses på figur 6.41.

					Bucklin	ng curve
Cross-section		Limits		Buckling about axis	S235 S275 S355 S420	S460 up to S700 inclusive
su	× Z	• 1,2	$t_{\rm f} \le 40 \ {\rm mm}$	y-y z-z	a b	a ₀ a
H-sectio	+sectio	<q 4<="" td=""><td>$t_{\rm f}$ > 40 mm</td><td>y-y z-z</td><td>b c</td><td>a b</td></q>	$t_{\rm f}$ > 40 mm	y-y z-z	b c	a b
ed I- or		1,2	<i>t</i> _f ≤ 100 mm	y-y z-z	b c	a b
Roll		<i>> q/u</i>	<i>t</i> _f > 100 mm	y-y z-z	d d	c c

Figur 6.41. Kriterier for valg af søjlekurve, [Dansk Standard, 2022b].

Det relative slankhedstal beregnes ved (6.39).

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{Rk}}{N_{cr}}} \tag{6.39}$$

Hvor:

 N_{Rk} | Den karakteristiske trykbæreevne [kN] N_{cr} | Den kritiske last [kN]

Den karakteristiske trykbæreevne blev defineret ved (6.29) på side 78 ved kipningsberegningen.

Den kritiske last beregnes ved (6.40).

$$N_{cr} = \frac{\pi EI}{L_{cr}} \tag{6.40}$$

Hvor:

E | Elasticitetsmodulet [MPa]

I Inertimoment [mm⁴]

 L_{cr} | Den effektive søjlelængde

Interaktionsfaktorerne for et I-profil, der udsættes for kipning i tværsnitsklasse 1 og 2 beregnes ved (6.41), (6.42), (6.43), da kipning er muligt, og (6.44).

For
$$\overline{\lambda}_y < 1, 0: \quad k_{yy} = C_{my} \left[1 + (\overline{\lambda}_y - 0, 2) n_y \right]$$

For $\overline{\lambda}_y \ge 1, 0: \quad k_{yy} = C_{my} (1 + 0, 8n_y)$

$$(6.41)$$

$$k_{yz} = 0,6k_{zz} \tag{6.42}$$

For
$$\overline{\lambda}_z < 1, 0:$$
 $k_{zy} = 1 - \frac{0, 1\overline{\lambda}_z n_z}{C_{mLT} - 0, 25}$
men $k_{zy} \le 0, 6 + \overline{\lambda}_z$ for $\overline{\lambda}_z < 0, 4$ (6.43)
For $\overline{\lambda}_z \ge 1, 0:$ $k_{zy} = 1 - \frac{0, 1n_z}{C_{mLT} - 0, 25}$

For
$$\overline{\lambda}_z < 1, 0: \quad k_{zz} = C_{mz} [1 + (\overline{\lambda}_z - 0, 6)n_z]$$

For $\overline{\lambda}_z \ge 1, 0: \quad k_{zz} = C_{mz} (1 + 1, 4n_z)$

$$(6.44)$$

 $\begin{array}{lll} \overline{\lambda}_y & \mbox{ Det relative slankhedstal om } y \ [-] \\ \overline{\lambda}_z & \mbox{ Det relative slankhedstal om } z \ [-] \\ C_{my} & \mbox{ Faktor for } \mbox{ ækvivalent, konstant moment } [-] \\ C_{mz} & \mbox{ Faktor for } \mbox{ ækvivalent, konstant moment } [-] \\ C_{LT} & \mbox{ Faktor for } \mbox{ ækvivalent, konstant moment } [-] \\ n_y & \mbox{ Udnyttelsesgraden for søjleudknækning om } y \ [-] \\ n_z & \mbox{ Udnyttelsesgraden for søjleudknækning om } z \ [-] \end{array}$

Faktorerne C_{my} , C_{mz} og C_{LT} bestemmes ud fra figur 6.42.

Moment diagram	Range		$C_{ m my}$ and $C_{ m mz}$ and $C_{ m mLT}$	
ψM	$-1 \le \psi \le 1$		$0, 6+0, 4\psi \ge 0, 4$	
Members with t	ransverse loa	nding	Uniform loading	Concentrated load
$M_{h} \qquad \qquad$	$0 \le \alpha_s \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0, 2+0, 8\alpha_{s} \ge 0, 4$	$0,2+0,8\alpha_{\rm s}\geq 0,4$
	$-1 \le \alpha_s < 0$	$0 \le \psi \le 1$	$0, 1-0, 8\alpha_{s} \ge 0, 4$	$-0,8\alpha_{s} \ge 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi)-0,8\alpha_{s} \ge 0,4$	$-0,2\psi-0,8\alpha_{\rm s}\geq 0,4$
	$0 \le \alpha_{\rm h} \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0,95+0,05\alpha_{\rm h}$	$0,90+0,10\alpha_{\rm h}$
M_h χ ψM_h $\alpha_h = M_h / M_s$		$0 \le \psi \le 1$	$0,95+0,05\alpha_{\rm h}$	$0,90+0,10\alpha_{\rm h}$
	$-1 \le \alpha_h < 0$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,95+0,05\alpha_{\rm h}(1+2\psi)$	$0,90+0,10\alpha_{\rm h}(1+2\psi)$

Figur 6.42. Formler for C_{my} , C_{mz} og C_{LT} , [Dansk Standard, 2022b].

Hvor:

- ψ | Forholdet mellem endemomenternes størrelse [-]
- α_s | Forholdet mellem momentet midt i spændet og endemomentet, når $M_h > M_s$ [-]
- α_h | Forholdet mellem momentet midt i spændet og endemomentet, når $M_h > M_s$ [-]

Udnyttelsesgraden for søjleudknækning er givet ved (6.45):

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \tag{6.45}$$

Hvor:

N_{Ed}	Den regningsmæssige normalkraft [kN]
$N_{b,Rd}$	Bæreevnen ved søjleudknækning [kN]

Bæreevnen for søjleudknækning beregnes ved (6.46).

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi N_{Rk}}{\gamma_{M1}} \tag{6.46}$$

Det vælges at eftervise samme spænd som ved kipning, mens resultater fra de andre spænd i de to rigler vises i tabel 6.23 og 6.24 på side 91.

Først beregnes n_y og n_z . Hele beregningen vises for n_y , mens den endelige værdi af n_z angives.

Det fulde tværsnit anvendes til beregning af den karakteristiske bæreevne, der beregnes ved (6.29):

$$N_{Rk,y} = 6,26 \cdot 10^3 \cdot 355 = 2222,30 \,\mathrm{kN}$$

Bæreevneformlerne (6.35) og (6.36) er baseret på et simpelt understøttet element uden mellemunderstøtninger, hvorfor den faktiske længde anvendes som den effektive søjlelængde $L_{cr} = 6005 \,\mathrm{mm}.$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 117, 7 \cdot 10^6}{6005^2} = 6765,03 \,\mathrm{kN}$$

Det relative slankedstal beregnes ved (6.39):

$$\overline{\lambda}_y = \sqrt{\frac{2222,30}{6765,03}} = 0,573$$

Imperfektionsfaktoren, α , aflæses i tabel 6.20 til 0,21, da h/b > 1,2 og $t_f < 40$ mm. Faktoren, Φ beregnes ved (6.38):

$$\Phi_{u} = 0, 5 \cdot (1 + 0, 21 \cdot (0, 573 - 0, 2) + 0, 573^{2}) = 0,728$$

Reduktionsfaktoren beregnes ved (6.37):

$$\chi_y = \frac{1}{0,728 + \sqrt{0,728^2 - 0,573^2}} = 0,850$$

Den regningsmæssige bæreevne beregnes ved (6.46):

$$N_{b,Rd,y} = 0,850 \cdot \frac{2222,30}{1,2} = 1574,70 \,\mathrm{kN}$$

Det ses på figur 6.43, at den regningsmæssige normalkraft, i punktet med det største moment, er $N_{Ed} = 11, 28.$



Figur 6.43. Snitkræfter fra lastkombination CO1209.

Udnyttelsesgraden om y beregnes ved (6.46):

$$n_y = \frac{11,28}{1574,7} = 0,007$$

Det relative slankhedsforhold, reduktionsfaktoren, bæreevnen og udnyttelsesgraden for elementet om begge akser ses i tabel 6.21.

Akse	$\overline{\lambda}[-]$	$\chi[-]$	$N_{b,Rd}[kN]$	n[-]
y	0,573	0,0,850	1574,7	0,007
z	2,215	0,174	322,84	0,035

Tabel 6.21. Værdier fra søjleudknækning.

Momentet om y, der ses på figur 6.43, varierer tilnærmelsesvist lineært i faget, der undersøges. Videre er der intet moment om z, hvorfor dette også varierer lineært fra 0 til 0. Dette betyder, at tilfældet, der er markeret på figur 6.44, anvendes til at bestemme C_{my} , C_{mz} og C_{mLT} .

Moment diagram	Range		$C_{ m my}$ and $C_{ m mz}$ and $C_{ m mLT}$	
ψΜ	$-1 \le \psi \le 1$		$0,6+0,4\psi\geq 0,4$	
Members with t	ransverse loa	iding	Uniform loading	Concentrated load
M. E JIM	$0 \le \alpha_{s} \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0,2+0,8\alpha_{\rm s}\geq 0,4$	$0,2+0,8\alpha_{\rm s}\geq 0,4$
φα h	$-1 \le \alpha_{s} < 0$	$0 \le \psi \le 1$	$0, 1-0, 8\alpha_{s} \ge 0, 4$	$-0,8\alpha_{s} \ge 0,4$
$\alpha_{s} = M_{s}/M_{h}$		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi)-0,8\alpha_{s} \ge 0,4$	$-0,2\psi-0,8\alpha_{\rm s}\geq 0,4$
	$0 \le \alpha_{\rm h} \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0,95+0,05\alpha_{\rm h}$	$0,90+0,10\alpha_{\rm h}$
$M_{h} \underbrace{\mathbb{Z}}_{a_{h}=M_{h}/M_{s}} \psi M_{h}$		$0 \le \psi \le 1$	$0,95+0,05\alpha_{\rm h}$	$0,90 + 0,10\alpha_{\rm h}$
	$-1 \le \alpha_h < 0$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,95+0,05\alpha_{\rm h}(1+2\psi)$	$0,90+0,10\alpha_{\rm h}(1+2\psi)$

Figur 6.44. Tilfælde til bestemmelse af C_{my} , C_{mz} og C_{mLT} , [Dansk Standard, 2022b].

Forholdet mellem endemomenterne om y beregnes:

$$\frac{14,95}{-53,31} = -0,28$$

 C_{my} og C_{mLT} bestemmes:

 $C_{my} = C_{mLT} = 0,6+0,4 \cdot (-0,28) = 0,488$

 C_{mz} be regnes:

$$0, 6 + 0, 4 \cdot 0 = 0, 6$$

Interaktionsfaktoren k_{yy} beregnes ved (6.41), og da $\overline{\lambda}_y < 1,0$ kan k_{yy} beregnes til:

$$k_{yy} = 0,488 \cdot \left[1 + (0,573 - 0,2) \cdot 0,007\right] = 0,489$$

Interaktionsfaktoren k_{zz} beregnes ved (6.44), og da $\overline{\lambda}_z \geq 1,0$ kan k_{zz} beregnes til:

$$k_{zz} = 0, 6 \cdot (1 + 1, 4 \cdot 0, 035) = 0,629$$

Interaktionsfaktoren, k_{yz} beregnes ved (6.42):

$$k_{yz} = 0, 6 \cdot 0, 629 = 0,378$$

Interaktionsfaktoren k_{zy} beregnes ved (6.43), og da $\overline{\lambda}_z \ge 1,0$ kan k_{zy} beregnes til:

$$k_{zy} = 1 - \frac{0, 1 \cdot 0, 035}{0, 488 - 0, 25} = 0,985$$

I tabel 6.22 ses tidligere fundne værdier til beregning af udnyttelsesgraden for bjælkesøjlen og de regningsmææssige snitkræfter aflæst på figur 6.43 på side 89.

I tabellen ses det, at reduktionsfaktoren for udknækning om z er sat til 1,0. Dette skyldes, at bjælkesøjlen er hindret mod at knække ud om z pga. tagåsene.

$\chi_{\mathbf{y}}$	$\chi_{\mathbf{z}}$	χ_{LT}	$\mathbf{N_{Rk}}[kN]$	$\mathbf{M}_{\mathbf{Rk}}[\mathrm{kNm}]$	$N_{Ed}[kN]$	$\mathbf{M}_{\mathbf{y},\mathbf{Ed}}[\mathrm{kNm}]$	$\mathbf{M}_{\mathbf{z},\mathbf{Ed}}[\mathrm{kNm}]$
0,850	1,0	0,751	2222,30	285,42	11,28	$53,\!31$	0

Tabel 6.22. Tidligere fundne værdier og regningsmæssige snitkræfter.

Udnyttelsesgraderne beregnes ved (6.35) og (6.36):

$$\frac{\frac{11,28}{0,850\cdot2222,30}}{1,2} + 0,488\cdot\frac{53,31}{0,751\cdot285,42} + 0,378\cdot\frac{0}{\frac{34,97}{1,2}} = 15,4\%$$

$$\frac{\frac{11,28}{1\cdot 2222,30}}{1,2} + 0,985 \cdot \frac{53,31}{0,751\cdot 285,42} + 0,629 \cdot \frac{0}{\frac{34,97}{1,2}} = 32,9\%$$

I tabel 6.23 ses udnyttelsesgraden for bjælkesøjle for de andre spænd i højre rigel, mens de for den venstre rigel ses i tabel 6.24.

Spændene nummereres, således spændet ved hjørnet er nummer 1, det næste ind mod kip er nummer 2 og så fremdeles.

Nummer	$\mathbf{N_{Ed}[kN]}$	$\mathbf{M}_{\mathbf{y},\mathbf{Rd}}[\mathrm{kNm}]$	$\mathbf{M}_{\mathbf{z},\mathbf{Rd}}[\mathrm{kNm}]$	Udnyttelse [%]
1	11,28	19,51	0	33
2	6,07	19,51	0	13
3	0,5	10,33	0	5
4	$5,\!57$	10,33	0	5

Tabel 6.23. Udnyttelsesgrader for bjælkesøjle for højre rigel.

Nummer	$\mathbf{N_{Ed}}[kN]$	$M_{y,Rd}[kNm]$	$M_{z,Rd}[kNm]$	Udnyttelse [%]
1	$16,\!27$	65,1	0	32
2	2,64	13,72	0	7
3	4,13	8,59	0	6
4	4,55	8,73	0	5

Tabel 6.24. Udnyttelsesgrader for bjælkesøjle for venstre rigel.

6.4.3 Opsummering

Element Tilfælde	Venstre rigel	Højre rigel
Træk	1%	1%
Tryk	1%	1%
Bøjning om y	27%	22%
Bøjning om z	-	-
Toakset bøjning	-	-
Forskydning i y	-	-
Forskydning z	5%	3%
Forskydning og bøjning	-	-
Normal og bøjning	-	-
Søjleudknækning om y	-	-
Søjleudknækning om z	-	-
Kipning	30%	30%
Bjælkesøjle	32%	33%
SLS	85%	

I tabel ses udnyttelses graderne for de to rigler.

Tabel 6.25. Udnyttelsesgrader for dækbjælke. - betyder ikke relevant.

Bemærkninger

Bæreevnen er ikke fuldt udnyttet, men det er en fordel produktionsmæssigt, hvis der anvendes samme profiler til rigel og rammeben. Det vil vise sig senere, at rammebenenes bæreevner har betydning for valget af rigelprofilet.

6.5 Eftervisning af gavlrammeben

Det højre gavlrammeben, markeret på figur 6.45, anvendes som eksempel til beregningerne. Udnyttelsesgrader for begge rammeben ses i tabel 6.36 på side 110.



Figur 6.45. Udvalgt gavlrammeben til eksempel.

Da M4 er anvendt til den globale beregning erstattes $\gamma_{M0} \mod \gamma_{M1}$ i bæreevneformlerne. Der anvendes et IPE330 til eftervisningen.

På figur 6.46 ses orienteringen af rammbenets lokale koordinatsystem.



Hjørne

Figur 6.46. Det lokale koordinatsystem, (x, y, z), ses i midten af profilet.

6.5.1 Tværsnitsklassifikation

Rammebenet bliver udsat for bøjning alle steder på nær i fodpunktet. Det kan eftervises, at profilet er i tværsnitsklasse 1 alle steder, hvor der er bøjning som ved riglen.

Flangen udsættes kun for tryk, hvorfor denne er i tværsnitsklasse 1, som eftervist ved riglen.

IPE330 ses på figur 6.29 på side 69.

Tværsnitskonstanterne i tabel 6.26 er aflæst i Jensen [2019].

	h	b	$\mathbf{t}_{\mathbf{w}}$	$\mathbf{t_f}$	\mathbf{r}	Α	I_y	$W_{el,y}$	I_z	$W_{el,z}$	I_v	I_w	$W_{pl,y}$
Enhed	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	mm^2	mm^4	mm^3	mm^4	mm^3	mm^4	mm^9	mm^3
Faktor	1	1	1	1	1	10^{3}	10^{6}	10^{3}	10^{6}	10^{3}	10^{3}	10^{9}	10^{3}
	330	160	7,5	11,5	18	6,26	117,7	713	7,88	98,5	283	199	804

Tabel 6.26. Tværsnitskonstanter for IPE330.

Krop

Tilfældet markeret på figur 6.47, hvor tværsnittet udelukkende belastes af tryk, anvendes til klassifikation af tværsnittet.

	Part subject	Part subject	Part subject
Stress distribution in parts (compression positive)	f_y	f _y	f_y f_y f_y
Class 1	c/t≤72ε	c/t ≤ 28 ε	$ \begin{aligned} & \text{when } \alpha_{c} > 0,5: c \ / \ t \leq \frac{126 \varepsilon}{5,5 \alpha_{c} - 1} \\ & \text{when } \alpha_{c} \leq 0,5: c \ / \ t \leq \frac{36 \varepsilon}{\alpha_{c}} \end{aligned} $
Class 2	$c/t \le 83 \varepsilon$	c/t ≤ 34 ε	$ \begin{array}{l} \textit{when } \alpha_{c} > 0,5: c \ / \ t \leq \frac{188 \varepsilon}{6,53 \alpha_{c} - 1} \\ \textit{when } \alpha_{c} \leq 0,5: c \ / \ t \leq \frac{41,5 \varepsilon}{\alpha_{c}} \end{array} $
Stress distribution in parts (compression positive)	f _y	fy + -	f_{γ}
Class 3	$c/t \leq 121 \varepsilon$	c/t ≤ 38 ε	$\begin{aligned} when \psi > -1 : c / t &\leq \frac{38 \varepsilon}{0,608 + 0,343 \psi + 0,049 \psi^2} \\ when \psi &\leq -1^a : \frac{c}{t} \leq 60,5 \varepsilon \left(1 - \psi\right) \end{aligned}$

Figur 6.47. Tilfældet, der skal undersøges markeret med en rød firkant. [Dansk Standard, 2022b].

c/t-forholdet blev ved eftervisning af riglen fundet til c/t = 36, 13.

Materiale parameteren, $\varepsilon,$ for S355 blev fundet til ε = 0,814. Kravet for tværsnitsklasse 1 undersøges:

 $36, 13 \le 28 \cdot 0, 814 = 22, 79$ IKKE OK

Kravet for tværsnitsklasse 2 undersøges:

 $36, 13 \le 34 \cdot 0, 814 = 27, 68$ IKKE OK

Kravet for tværsnitsklasse 3 undersøges:

 $36, 13 \le 38 \cdot 0, 814 = 30, 93$ IKKE OK

Dermed er kroppen i tværsnitsklasse 4, når det kun udsættes for tryk. Grundet dette skal der anvendes et effektivt tværsnit, når bæreevnen i ved foden af rammebenet eftervises. I alle andre tilfælde eftervises profilet som tværsnitsklasse 1.

6.5.2 Bæreevneeftervisning i ULS

Tryk

På figur 6.48 ses det, at det maksimale tryk findes ved rammebenets fodpunkt. Dette forekommer ved lastkombination CO1355, hvor nyttelasten er dominerende.

Ved fodpunktet udsættes tværsnittet kun for tryk, da momentet er nul, hvorfor det her er tværsnitsklasse 4, og det effektive areal skal anvendes til eftervisningen grundet pladefoldning.



Figur 6.48. Normalkraftkurve og momentkurve fra CO1355.

Flangernes areal reduceres ikke, da disse er i tværsnitsklasse 1.

Det effektive areal grundet pladefoldning er givet ved (6.47).

$$A_{c,eff} = \rho A_c \tag{6.47}$$

Hvor:

 ρ | Reduktionsfaktor for pladefoldning [-]

 A_c | Arealet af den trykpåvirkede zone [mm²]

Reduktionsfaktoren, $\rho,$ be
regnes ved (6.48) for interne pladedele, som kroppen er.

$$\rho = 1, 0 \quad \text{for} \quad \overline{\lambda}p \le 0,673$$

$$\rho = \frac{\overline{\lambda}_p - 0,055(3+\psi)}{\overline{\lambda}_p^2} \quad \text{for} \quad \overline{\lambda}_p > 0,673, \quad \text{hvor} \quad (3+\psi) \ge 0 \quad (6.48)$$

Hvor:

 $\overline{\lambda}_p$ | Det relative slankhedstal [-]

 ψ | Spændingsforholdet [-]

Det relative slankhedstal, $\overline{\lambda}_p$, beregnes ved (6.49).

$$\overline{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\frac{\overline{b}}{\overline{t}}}{28, 4\varepsilon\sqrt{k_{cr}}}$$
(6.49)

Hvor:

- f_y | Flydespændingen [MPa]
- σ_{cr} | Den kritiske pladefoldningsspænding [MPa]
- t Tykkelsen [mm]
- ε | Materialeparameter [-]
- k_{cr} | Foldningskoefficient [-]
- \overline{b} Den relevante bredde [mm]

Den relevante bredde, \overline{b} er for kroppen b_w , der er illustreret på figur 6.49.



Figur 6.49. b_w . Alle mål er i mm.

Materiale parameteren, ε , er tidligere fundet til 0,814 for S355.

Foldningskoefficienten for en intern konstruktionsdel, som kroppen er med flangerne som understøtninger, findes med figur 6.50, hvor det relevante tilfælde er markeret med en rød firkant.

Dette tilfælde vælges, da tværsnittet kun udsættes for tryk i fodpunktet, hvorfor spændingsfordelingen er jævn.

Spændin	gsforde	ling (positivt tryk)	Effektiv ^e bre	dde b _{eff}		
σ _i []]	h. 1			$\psi = 1$:		
Ĺ		5		$b_{eff} = \rho b$ $b_{e1} = 0.5 b_{eff}$	b _{e2} = 0,5	5 b _{eff}
σ. []	<u>⊳</u> ≱	σ_2		$\frac{1 > \psi \ge 0:}{b_{eff} = \rho \overline{b}}$ $b_{eff} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}$	$b_{e2} = b_e$	r - b _{e1}
σ, μ			$\underline{\psi < 0}$: $b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho \overline{b} / (1 - \psi)$ $b_{\text{eff}} = 0.4 b_{\text{eff}}$	b _{e2} = 0,6	6 b _{eff}	
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	1 > ψ > 0	0	0 > <i>ψ</i> > -1	-1	-1 > ψ> -3
Foldnings- koefficient k _e	4,0	8,2/(1,05+ψ)	7,81	7,81 - 6,29 ψ + 9,78 ψ^2	23,9	5,98 (1 - <i>ψ</i>)²

Figur 6.50. Tabel til foldningskoefficient, [Dansk Standard, 2007d].

Forholdet mellem endespændingerne er ψ = 1, da spændingen er jævnt fordelt. På figuren kan det aflæses, at foldningskoefficienten er k_{σ} = 4,0.

Slankedstallet kan beregnes ved (6.49):

$$\overline{\lambda}_p = \frac{\frac{271,0}{7,5}}{28,4\cdot 0,814\cdot \sqrt{4}} = 0,782$$

Reduktionsfaktoren, $\rho,$ be
regnes ved (6.48) $\overline{\lambda}_p > 0,673:$

$$\rho = \frac{0,782 - 0,055 \cdot (3+1)}{0,782^2} = 0,919$$

Den effektive bredde for kroppen bliver derved:

$$b_{eff} = 0,919 \cdot 271, 0 = 249,0 \,\mathrm{mm}$$

Det effektive tværsnit bliver dermed som på figur 6.51.

Da der er tryk over det hele, bliver b_{e1} og b_{e2} lige store, hvorfor tværsnittets tyngdepunkt ikke ændrer sig. Tværsnittets oprindelige koordinatsystem anvendes derfor stadig på figuren.



Figur 6.51. Det effektive areal er skraveret. Alle mål er i mm.

Det effektive areal for tværsnittet beregnes:

$$A_{eff} = 2 \cdot 160 \cdot 11, 5 + 249 \cdot 7, 5 + 36 \cdot 36 - \pi \cdot 18^2 + 2 \cdot 18 \cdot 7, 5 = 6, 10 \cdot 10^3 \mathrm{mm}^2$$

Den regningsmæssige bæreevne kan beregnes med det effektive tværsnit:

$$N_{c,Rd} = \frac{6,10 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,2} = 1804,58 \,\mathrm{kN}$$

På figur 6.48 kan den regningsmæssige normalkraft aflæses til N_{Ed} = 35,13 kN. Udnyttelsesgraden beregnes:

$$\frac{35,13}{1804,58} = 1,9\%$$

I tabel 6.27 ses udnyttelsesgraden for begge ben mht. tryk.

Ben	$\mathbf{N_{Ed}}[kN]$	$N_{c,Rd}[kN]$	Udnyttelse [%]
Venstre	39,02	1804,58	2
Højre	35,13	1804,58	2

Tabel 6.27. Eftervisning af tryk

Forskydning

Den maksimale forskydningskraft i y-retningen kan aflæses på figur 6.52, der er forskydningskraftkurven fra CO1237, hvor vinden er den dominerende last.

Den maksimale forskydningskraft i z-retningen kan aflæses på figur 6.53, der er forskydningskraftkurven fra CO1234, hvor vinden er den dominerende last.

Den maksimale forskydningskraft i både y og z-retningen findes ved rammebenets fodpunkt.





Figur 6.53. Kurve for V_z for CO1234.

Dette betyder, at klasse 4 tværsnittet skal anvendes.

Udregningerne for forskydningsbære
evnen laves for forskydningskraft virkende i z-retningen, mens kun ud
nyttelsesprocenten for forskydning i y-retningen angives til sidst.

Forskydningsbæreevnen skal opfylde (6.50).

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \le 1,0 \tag{6.50}$$

Hvor:

V_{Ed}	Den regningsmæssige forskydningskraft [kN]	
$V_{c,Rd}$	Den regningsmæssige forskydningsbæreevne	kN]

Udnyttelsesgraden for et klasse 4 tværsnit mht. forskydning beregnes ved (6.51).

$$\frac{\tau_{Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3}}\gamma_{M1}} \le 1,0 \tag{6.51}$$

Hvor:

$ au_{Ed}$	Den regningsmæssige forskydningsspænding [MPa]
f_y	Flydespændingen [MPa]
$\tilde{\gamma}_{M1}$	Partialkoefficient [-]

Den regningsmæssige forskydningsspænding beregnes ved (6.52).

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}S}{It} \tag{6.52}$$

Hvor:

 $\begin{array}{l} V_{Ed} & \text{Den regningsmæssige forskydningskraft [kN]} \\ S & \text{Det statiske moment om tyngdepunktsaksen [mm^3]} \\ I & \text{Inertimomentet [mm^4]} \\ t & \text{Tykkelsen [mm]} \end{array}$

Det statiske moment, S, skal ved forskydningskraft i z-retningen beregnes om y. Det statiske moment om y er givet ved (6.53).

$$S = \int_{A} z \ dA \tag{6.53}$$

 $z \mid$ Afstanden fra tyngdepunktsaksen [mm]

Tværsnittet simplificeres, så der ses bort fra rundingerne. På figur 6.54 ses det nye tværsnit, hvor de farvede arealer anvendes til det statiske moment. Videre er afstanden fra tværsnittets tyngdepunkt til delfigurernes tyngdepunkt angivet som z_w og z_f .



Figur 6.54. Simplificeret tværsnit. Alle mål er i mm.

Det statiske moment om y beregnes:

 $S_y = 142, 5 \cdot 7, 5 \cdot 82, 3 + 160 \cdot 11, 5 \cdot 159, 3 = 381, 0 \cdot 10^3 \mathrm{mm}^3$

Ved beregning af tværsnittets inertimoment anvendes samme opdeling af tværssittet. Inertimomentet for et rektangulært tværsnit beregnes ved (6.54).

$$I = \frac{1}{12}bh^3$$
 (6.54)

Hvor:

 $b \mid$ Bredden [mm]

 $h \mid$ Højden [mm]

Videre bliver der et flytningsbidrag fra delfigurerne i I-profilet til hele profilets tyngdepunkt. Dette flytningsbidrag er givet ved (6.55).
$A \cdot d^2 \tag{6.55}$

Hvor:

- $A \mid$ Arealet af delfiguren [mm²]
- d | Afstanden fra delfigurens tyngdepunkt til tværnsittets tyngdepunkt [mm]

Inertimomentet om y beregnes ved (6.54) og (6.55):

$$\begin{split} I_y = & 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot 160 \cdot 11, 5^3 + 160 \cdot 11, 5 \cdot 159, 3^2\right) + \\ & 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot 7, 5 \cdot 142, 5^3 + 7, 5 \cdot 142, 5 \cdot 82, 3^2\right) = 111, 5 \cdot 10^6 \text{mm}^4 \end{split}$$

Den regningsmæssige forskydningskraft i z-retningen kan aflæses på figur 6.53 på side 100 til 15,19 kN.

Forskydningsspændingen beregnes ved (6.52):

$$\tau = \frac{15, 19 \cdot 381, 0 \cdot 10^3}{111, 5 \cdot 10^6 \cdot 7, 5} = 6,92 \,\mathrm{MPa}$$

Udnyttelsesgraden beregnes ved (6.51):

$$\frac{6,92}{\frac{355}{\sqrt{3}}\cdot 1,2}=2,8\%$$

I tabel 6.28 ses udnyttelsesgraderne for forskydningskraft i z- og y-retningen for rammebenene.

I z-retningen er modstandsmoment og inertimoment om y, mens de ved forskydning i y-retningen er om z.

Retning	$\mathbf{V_{Ed}[kN]}$	$\mathbf{S}[\mathrm{mm}^3]$	$\mathbf{I}[\mathrm{mm}^4]$	τ [MPa]	Udnyttelsesgrad [%]
z	$15,\!19$	$381 \cdot 10^{3}$	$111, 5 \cdot 10^{6}$	6,92	$2,\!8$
y	$16,\!51$	$36, 8 \cdot 10^3$	$7,86\cdot 10^6$	6,72	2,7

Tabel 6.28. Udnyttelsesgrader ved forskydningskraft.

I tabel 6.29 ses udnyttelsesgraden for begge ben mht. forskydning.

Ben	$V_{z,Ed}[kN]$	$V_{y,Ed}[kN]$	Udnyttelse i z [%]	Udnyttelse i y [%]
Venstre	$15,\!33$	8,88	2	3
Højre	15,19	16,51	3	3

Tabel 6.29. Eftervisning af forskydning.

Kombineret bøjning og forskydning

På samme vis som ved eftervisningen af dækbjælken, kan det konkluderes, at der ikke skal tages højde for forskydningskraftens indvirkning.

Bøjning og normalkraft

På samme vis som ved eftervisning af riglen kan det findes, at der ikke skal tages hensyn til normalkraften ved bøjning om y.

Ved bøjning om z skal (6.56) gælde, før der kan ses bort fra normalkraftens indvirkning.

$$N_{Ed} \le \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \tag{6.56}$$

Hvor:

 $\begin{array}{l|ll} N_{Ed} & \mbox{Den regningsmæssige normalkraft [kN]} \\ h_w & \mbox{Kroppens højde [mm]} \\ t_w & \mbox{Kroppens tykkelse [mm]} \\ f_y & \mbox{Flydespændingen [MPa]} \\ \gamma_{M0} & \mbox{Partialkoefficient [-]} \end{array}$

På figur 6.55 ses normalkraft- og momentkurven for lastkombination CO1237, der medfører det største moment.

Det kan aflæses, at $N_{Ed} = 15,27 \,\mathrm{kN}$, hvor momentet er størst.

M_z [kNm] C01237 : LC111 + LC112 + 1.5⁺LC318 + 1.5⁺LC331 + 0.9⁺LC511 + LC411



Figur 6.55. Normalkraft- og momentkurve for CO1237.

Det eftervises, hvorvidt der skal tages højde for indvirkningen af normalkraften ved (6.56):

$$15, 27 \cdot 10^3 \le \frac{307 \cdot 7, 5 \cdot 355}{1, 1} = 743, 08 \cdot 10^3$$
 OK

Der skal ikke tages højde for normalkraftens indvirkning ved bøjning om z.

Dette gør sig også gældende for det andet rammeben.

Toakset bøjning

Hvis profilet udsættes for toakset bøjning skal (6.57) være opfyldt.

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right)^{\alpha_y} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right)^{\alpha_z} \le 1,0 \tag{6.57}$$

Hvor:

$M_{y,Ed}$	Det regningsmæssige moment om y [kNm]
$M_{N,y,Rd}$	Den regningsmæssige momentbæreevne reduceret af normalkraft om y [kNm]
$M_{z,Ed}$	Det regningsmæssige moment om z [kNm]
$M_{N,z,Rd}$	Den regningsmæssige momentbæreevne reduceret af normalkraft om z [kNm]
α_y	Faktor [-]
α_z	Faktor [-]

Da det blev eftervist, at der ikke skal tages højde for normalkraftens indvirkning, anvendes de regningsmæssige bøjningbæreevner.

For bøjning om y er bære
evnen fundet, under eftervisningen af riglerne, til $M_{y,Rd}=237,85\,{\rm kNm}.$

Den regningsmæssige bøjningsbæreevne om z beregnes ved (6.11), hvor der på den sikre side anvendes det elastiske modstandsmoment:

$$M_{z,Rd} = \frac{98, 5 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,2} = 29,14 \,\mathrm{kNm}$$

For I- og H-profiler er $\alpha_y=2$ og $\alpha_z=5n,$ men $\alpha_z\geq 1$

n beregnes ved (6.58).

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \tag{6.58}$$

Hvor:

$$\begin{array}{c|c} N_{Ed} & \mbox{Den regningsmæssige normalkraft [kN]} \\ N_{pl,Rd} & \mbox{Den regningsmæssige plastiske normalkraftbæreevne [kN]} \end{array}$$

Det vægles at eftervise rammebenet i det punkt, hvor $M_{z,Ed}$ er størst. Dette vælges, da der virker et moment om y samtidigt, hvilket ikke er tilfældet omvendt.

De regningsmæssige snitkræfter i dette punkt kan aflæses på figur 6.56 til N_{Ed} = 15,27 kN $M_{y,Ed}$ = 21,66 kNm og $M_{z,Ed}$ = 24,68 kNm.





Figur 6.56. Snitkræfter for CO1237.

Den regningsmæssige plastiske normalkraftbæreevne beregnes ved (6.59).

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M1}} \tag{6.59}$$

Hvor:

 $\begin{array}{ll} A & [\mbox{Tværsnitsarealet } [mm^2] \\ f_y & [\mbox{Flydespændingen } [MPa] \\ \gamma_{M1} & [\mbox{Partialkoefficient } [-] \end{array}$

Den plastiske normalkraftbære
evne beregnes ved (6.59):

$$N_{pl,Rd} = \frac{6,26 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,2} = 1851,92 \,\mathrm{kN}$$

Faktoren n beregnes ved (6.58):

$$n = \frac{15,27}{1851,92} = 0,008$$

Da:

$$5n = 0,008 \cdot 5 = 0,04$$

Anvendes $\alpha_z = 1, 0.$

Udnyttelsesgraden beregnes ved (6.57):

$$\left(\frac{21,66}{237,85}\right)^2 + \left(\frac{24,68}{29,14}\right)^1 = 85,5\%$$

I tabel 6.30 ses udnyttelsesgraden for begge ben mht. toakset bøjning.

Ben	$\mathbf{M}_{\mathbf{y},\mathbf{Ed}}[\mathrm{kNm}]$	$\mathbf{M}_{\mathbf{z},\mathbf{Ed}}[\mathrm{kNm}]$	Udnyttelse [%]
Venstre	14,33	13,14	45
Højre	21,66	24,68	86

Tabel 6.30. Udnyttelsesgrad af toakset bøjning.

Kipning

Der er gaffellejringer ved fodpunkt og rammehjørne. Dermed er der kun ét fag, der skal eftervises for kipning. Løsholtene på facaden fastholder rammebenets overflange, hvilket betyder, at der er bunden kipning.

Det ses på figur 6.57, der viser momentkurven for lastkombination CO1209, hvor vindlasten er dominerende, at momentkurven for moment om y, kan antages at være lineær.

Ud fra ovenstående kan det konkluderes, at hovedtilfælde 6 skal anvendes som ved riglen.



Figur 6.57. Momentkurve for CO1209.

Beregningsgangen er identisk med beregningen af riglen, hvorfor denne ikke gennemgås for rammebenet.

De regningsmæssige momenter og udnyttelsesgrader kan aflæses i tabel 6.31

Ben	$\mathbf{M}_{\mathbf{y},\mathbf{Ed}}[\mathrm{kNm}]$	$\mathbf{M}_{\mathbf{b},\mathbf{Rd}}[\mathrm{kNm}]$	Udnyttelse [%]
Venstre	65,10	170,92	38
Højre	53,31	170,92	31

Tabel 6.31. Udnyttelsesgrad for kipning.

Bjælkesøjle

Rammebenet kan ligesom riglen betegnes som en bjælkesøjle, da det belastes af en tryknormalkraft og moment samtidigt.

Det vælges at eftervise punktet, hvor $M_{z,Ed}$ er størst som ved eftervisningen af toakset bøjning.

De regningsmæssige snitkræfter ses i tabel 6.32.

N _{Ed} [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	M _{z,Ed} [kNm]
15,29	21,70	24,63

Tabel 6.32. Regningsmæssige snitkræfte	abel 6.32.	3.32. Regningsmæs	sige	snitkræfter
--	------------	-------------------	------	-------------

Beregningsgangen er den samme, men da der er moment om både y og z, der virker samtidigt, anvendes andre værdier for faktorerne for ækvivalent moment, C_{my} , C_{mz} og C_{mLT} . Det medfører også andre interaktionsfaktorer.

Til bestemmelse af C_{my} og C_{mLT} anvendes det markerede tilfælde på figur 6.58, mens tilfældet på figur 6.59 anvendes til C_{mz} .

Moment diagram	Range		oment diagram Range C _{my} and C _{mz} and C _{mLT}		and C _{mLT}
ψΜ	$-1 \le \psi \le 1$		$0, 6+0, 4\psi$	$v \ge 0, 4$	
Members with t	ransverse loa	ading	Uniform loading	Concentrated load	
$M_{h} \qquad \qquad$	$0 \le \alpha_s \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0,2+0,8\alpha_{\rm s}\geq 0,4$	$0,2+0,8\alpha_{\rm s}\geq 0,4$	
	$-1 \le \alpha_{s} < 0$	$0 \le \psi \le 1$	$0, 1-0, 8\alpha_s \ge 0, 4$	$-0,8\alpha_{s} \ge 0,4$	
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi)-0,8\alpha_{s} \ge 0,4$	$-0,2\psi-0,8\alpha_{\rm s}\geq 0,4$	
M_h x $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \le \alpha_h \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0,95+0,05\alpha_{\rm h}$	$0,90+0,10\alpha_{\rm h}$	
		$0 \le \psi \le 1$	$0,95+0,05\alpha_{\rm h}$	$0,90+0,10\alpha_{\rm h}$	
	$-1 \le \alpha_h < 0$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,95+0,05\alpha_{\rm h}(1+2\psi)$	$0,90+0,10\alpha_{\rm h}(1+2\psi)$	

Figur 6.58. Tilfælde for C_{my} og C_{mLT} , [Dansk Standard, 2022b].

Moment diagram	Range		$C_{\rm my}$ and $C_{\rm mz}$ and $C_{\rm mLT}$	
φΜ	$-1 \le \psi \le 1$		$0, 6+0, 4\psi \ge 0, 4$	
Members with transverse loading			Uniform loading	Concentrated load
$M_{h} = M_{s}/M_{h}$	$0 \le \alpha_s \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0, 2+0, 8\alpha_{s} \ge 0, 4$	$0,2+0,8\alpha_{\rm s}\geq 0,4$
	$-1 \le \alpha_{s} < 0$	$0 \le \psi \le 1$	$0, 1-0, 8\alpha_{s} \ge 0, 4$	$-0,8\alpha_{s} \ge 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi)-0,8\alpha_{s} \ge 0,4$	$-0,2\psi-0,8\alpha_{\rm s}\geq 0,4$
	$0 \le \alpha_{\rm h} \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0,95+0,05\alpha_{\rm h}$	$0,90 + 0,10\alpha_{\rm h}$
Mh z \$		$0 \le \psi \le 1$	$0,95+0,05\alpha_{\rm h}$	$0,90+0,10\alpha_{\rm h}$
$\alpha_{\rm h} = M_{\rm h}/M_{\rm s}$	$-1 \le \alpha_h < 0$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,95+0,05\alpha_{\rm h}(1+2\psi)$	$0,90+0,10\alpha_{\rm h}(1+2\psi)$

Figur 6.59. Tilfælde for C_{mz} , [Dansk Standard, 2022b].

Der er til den kritiske længde anvendt rammebenets faktiske højde på 6000 mm.

På samme vis som ved riglen beregnes først det relative slankhedsforhold, reduktionsfaktoren for udknækning, normalkraftbæreevnen og udnyttelsesgraden om begge akser. Disse ses i tabel 6.33.

Akse	$\overline{\lambda}[-]$	$\chi[-]$	$N_{b,Rd}[kN]$	n[-]
y	0,573	$0,\!851$	$1575,\!13$	0,010
z	2,213	$0,\!175$	323,32	0,047

Tabel 6.33. Værdier fra søjleudknækning.

Faktorerne C_{my} , C_{mz} og C_{mLT} samt interaktionsfaktorerne beregnes på samme vis som ved riglen og ses i tabel 6.34.

$\mathbf{C}_{\mathbf{my}}$	$\mathbf{C}_{\mathbf{mz}}$	$\mathbf{C}_{\mathbf{mLT}}$	$\mathbf{k}_{\mathbf{y}\mathbf{y}}$	$\mathbf{k_{yz}}$	$\mathbf{k_{zy}}$	$\mathbf{k_{zz}}$
0,60	$0,\!95$	0,60	0,602	0,608	0,361	1,013

Tabel 6.34. Faktorer for ækvivalent moment og interaktionsfaktorer

Til beregningen af udnyttelsesgraden anvendes $\chi_y = 1,0 \ \chi_z = 1,0 \ \chi_{LT} = 1,0$, da rammebenet er fastholdt mod udknækning om begge akser, og det positive moment om y medfører ikke kipning grundet fastholdelsen af overflangen.

Udnyttelsesgraden beregnes:

$$\frac{\frac{15,27}{1,0\cdot2222,30}}{1,2} + 0,602 \cdot \frac{\frac{21,55}{1,0\cdot285,42}}{1,2} + 0,608 \cdot \frac{\frac{24,63}{34,97}}{1,2} = 57,8\%$$

$$\frac{\frac{15,27}{1,0\cdot2222,30}}{1,2} + 0,361 \cdot \frac{21,55}{\underline{1,0\cdot285,42}} + 1,013 \cdot \frac{24,63}{\underline{34,97}} = 93,6\%$$

I tabel 6.35 ses regningsmæssige snitkræfter og udnyttelsesgrader for en bjælkesøjle for begge rammeben.

Ben	$\mathbf{N_{Ed}}[kN]$	$\mathbf{M}_{\mathbf{y},\mathbf{Rd}}[\mathrm{kNm}]$	$\mathbf{M}_{\mathbf{z},\mathbf{Rd}}[\mathrm{kNm}]$	Udnyttelse [%]
Venstre	4,25	14,33	$13,\!14$	48
Højre	15,27	21,55	24,63	94

Tabel 6.35. Udnyttelsesgrader for bjælkesøjle for rammebenene.

6.5.3 Opsummering

I tabel ses udnyttelsesgrader for rammebenene

Element	Vonstra rammahan	Hairo rommohon	
Tilfælde	vensue rannieben	nøjre rannieben	
Træk	1%	1%	
Tryk	2%	2%	
Bøjning om y	27%	22%	
Bøjning om z	45%	84 %	
Toakset bøjning	45	86	
Forskydning i y	3%	3%	
Forskydning z	3%	3%	
Forskydning og bøjning	-	-	
Normal og bøjning	-	-	
Søjleudknækning om y	-	-	
Søjleudknækning om z	-	-	
Kipning	38%	31%	
Bjælkesøjle	48%	94%	
SLS	-	-	

 ${\it Tabel~6.36.}$ Udnyttelsesgrader for rammeben. - betyder ikke relevant.

Bemærkninger

Rammebenene er udnyttet 94 %henholdsvis 48 %i ULS, hvilket betyder, at der ikke kan anvendes mindre profiler, og derfor er disse et godt valg.

6.6 Eftervisning af gavlsøjle

Der eftervises én gavlsøjle som eksempel, mens udnyttelsesgrader fra de andre opgives i tabel 6.43 på side 118.

Gavlsøjlen, der anvendes som eksempel, er markeret på figur 6.60.



Figur 6.60. Udvalgt gavlsøjle.

Orienteringen af søjlens lokale koordinatsystem ses på figur 6.61. z-aksen vender ind i bygningen (samme retning som den globale Y-akse).



Figur~6.61. Orientering af søjlens lokale koordinatsystem, der ses midt i søjlen.

Søjlen dimensioneres som ét sammenhængende element, der er simpelt understøttet i begge ender.

Søjlen fastholdes mod udknækning om den svage akse af løsholtene i gavlen. Overflangen fastholdes ligeledes af løsholtene, hvorfor den udsættes for bunden kipning. Der vælges et IPE330 som profil. På samme vis, som for rammebenet kan det eftervises, at profilet er i tværsnitsklasse 1, når den udsættes for bøjning, mens det er i tværsnitsklasse 4, når det udsættes for rent tryk.

Da der er charnier i begge ender, er der som de eneste steder ikke bøjning i søjlens top og bund.

Tværsnitskonstanterne for IPE330 ses i tabel 6.37.

	h	b	$\mathbf{t}_{\mathbf{w}}$	$\mathbf{t_{f}}$	Α	I_y	$W_{el,y}$	I_z	$W_{el,z}$	I_v	I_w	$W_{pl,y}$
Enhed	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	mm^2	mm^4	mm^3	mm^4	mm^3	mm^4	mm^9	mm^3
Faktor	1	1	1	1	10^{3}	10^{6}	10^{3}	10^{6}	10^{3}	10^{3}	10^{9}	10^{3}
	330	160	7,5	11,5	6,26	117,7	713	7,88	$_{98,5}$	283	199	804

Tabel 6.37. Tværsnitskonstanter for IPE330.

6.6.1 Bæreevneeftervisning i ULS

Ved eftervisningen af tryknormalkraft anvendes et effektivt tværsnit, der beregnes på samme vis som ved rammebenet.

Dette tværsnit anvendes ligeledes til eftervisning af forskydningsbæreevnen, da den maksimale forskydningskraft findes søjlens fodpunkt.

Det er ikke gældende for alle søjler, at de er i tværsnitsklasse 4.

Der eftervises for bøjning om én akse på samme måde som ved dækbjælken.

Det findes, at der hverken skal tages hensyn til forskydnings- eller normalkraftens indvirkning ved eftervisning af bøjning.

I tabel 6.38 ses udnyttelsesgrader for tryk, bøjning og forskydning for søjlerne. Søjlerne er nummereret som på figur 6.62.



Figur 6.62. Søjlenumre.

Søjlenr.	Profil	Tryk	Forskydning	Bøjning
1	IPE270	5	5	39
2	IPE270	5	7	38
3	IPE300	3	6	37
4	IPE330	4	8	45
5	IPE270	4	7	39
6	IPE270	5	6	43

Tabel 6.38. Udnyttelsegrader i %.

Søjleudknækning

I modsætning til rammebenene fastholdes søjlen ikke mod udknækning om y.

Det blev vist ved eftervisningen af rammebenet som bjælkesøjle, hvordan den regningsmæssige bæreevne findes.

Figur 6.63 viser normalkraftfordelingen for lastkombination CO1385, hvor nyttelasten er dominerende. Det ses, at der er et spring ved etagedækket.

Dette skyldes, at søjlen påvirkes af last fra taget og en last fra etagedækket.



Figur 6.63. Normalkraftkurve for CO1385.

Springet i normalkraften har indvirkning på den effektive søjlelængde. Denne findes ved diagrammet på figur 6.64 fra [Jensen, 2019].



Figur 6.64. Graf til bestemmelse af reduktionsfaktor, [Jensen, 2019].

Tallene på kurverne bestemmes ved (6.60) og (6.61).

$$\frac{N_2}{N_1 + N_2}$$
 (6.60)

$$\frac{l_2}{l_1} \tag{6.61}$$

Hvor størrelserne er defineret på figur 6.64.

Størrelserne beregnes:

$$\frac{64,14-12,77}{64,14} = 0,8$$

$$\frac{3290}{9966} = 0,33$$

Det kan aflæses på figur 6.64, at reduktionsfaktoren bliver 0,79.

Den effektive søjlelængde beregnes:

$$L_{cr} = 0,79 \cdot 9966 = 7873,\!14\,\mathrm{mm}$$

Der anvendes samme beregningsgang som ved rammebenet til bæreevnen og udnyttelses-graden.

I tabel 6.39 ses regningsmæssig normalkraft, bæreevne og udnyttelse for søjlerne.

Søjlenr.	Profil	$N_{Ed}[kN]$	$N_{b,Rd}[kN]$	Udnyttelse [%]
1	IPE270	61,48	1179,80	5
2	IPE270	47,88	1081,54	5
3	IPE300	49,72	$1276,\!55$	4
4	IPE330	64,14	1522,73	4
5	IPE270	48,17	1096,36	4
6	IPE270	$53,\!13$	1136,91	5

Tabel 6.39. Udnyttelsesgrader for søjleudknækning om y.

Kipning

Søjlens fodpunkt og samlingen med riglen agerer gaffellejringer. Dermed eftervises søjlen som ét sammenhængende spænd.

Som nævnt er der bunden kipning grundet løsholtene.

Søjlen er kun udsat for kipning, når den påvirkes af negativt moment.

Momentfordelingen for det største negative moment ses på figur 6.65, der er fra lastkombination 1238, hvor vindlasten er dominerende.



Det vælges at anvende hovedtilfælde 7, der ses på figur 6.66 til beregning af det kritiske moment.



Figur 6.66. Valgt hovedtilfælde, [Jensen, 2019].

Da momentet er 0 i begge ender, bliver den første indgangsværdi μ = 0.

Det er tidligere vist, hvordan den anden indgangsværdi, kl, beregnes. Den beregnes til kl = 7, 38.

Ved tabelopslag fås $m_7 = 283$.

Ud fra dette kan eulerlasten, rl^2 , beregnes ved (6.62).

$$rl^2 = m_7 \frac{EI_z}{L} h_t \tag{6.62}$$

Hvor:

- m_7 | Faktor [-]
- *E* Elasticitet modulet [MPa]
- I_z | Inertimomentet om $z \text{ [mm}^4$]
- L Længden af spændet [mm]

 h_t Afstanden fra midten af overflangen til midten af underflangen [mm]

Eulerlasten beregnes ved (6.62):

$$rl^2 = 283 \cdot \frac{210000 \cdot 7,88 \cdot 10^6}{9966^2} \cdot 318,5 = 1503,31 \,\mathrm{kNm}$$

Da det er en simpelt understøttet bjælke med jævnt fordelt last, beregnes det maksimale moment ved (6.63).

$$M_{\rm maks} = \frac{1}{8}ql^2 \tag{6.63}$$

Ved (6.63) kan det kritiske moment beregnes:

$$M_{cr} = \frac{1}{8} \cdot 1503, 31 = 187,91 \, \mathrm{kNm}$$

49

 $\mathbf{M}_{\mathbf{b},\mathbf{Rd}}[\mathrm{kNm}]$ Søjlenr. Profil Udnyttelse [%] $M_{Ed}[kNm]$ IPE27042,64 100,79 42 1 $\mathbf{2}$ **IPE270** 49,62 91,74 54 3 **IPE300** 61,73 111,66 55IPE33096,95 140,19 69 4 5**IPE270** 51,27 91,74 56

Dette hovedtilfælde anvendes til at beregne udnyttelsen mht. kipning for alle gavlsøjlerne. Profildimension, den regningsmæssige moment, den regningsmæssige bæreevne og udnyttelsesgraden for søjlerne ses i tabel 6.40.

Tabel 6.40. Udnyttelses
grader i% for kipning.

96,54

46,98

Bjælkesøjle

6

IPE270

Som rigel og rammeben kan søjlen betegnes som en bjælkesøjle, da der virker moment og tryknormalkraft samtidigt.

I tabel 6.41 ses profilstørrelse, de regningsmæssige laster og udnyttelsesgrader for bjælkesøjlerne.

Ben	Profil	$N_{Ed}[kN]$	$\mathbf{M}_{\mathbf{y},\mathbf{Rd}}[\mathrm{kNm}]$	$\mathbf{M}_{\mathbf{z},\mathbf{Rd}}[\mathrm{kNm}]$	Udnyttelse [%]
1	IPE270	$57,\!29$	42,64	0	81
2	IPE270	4,59	49,62	0	59
3	IPE300	7,16	61,73	0	61
4	IPE330	$5,\!85$	$96,\!95$	0	73
5	IPE270	1,87	$51,\!27$	0	58
6	IPE240	23,88	46,98	0	58

Tabel 6.41. Udnyttelsesgrader for bjælkesøjle for rammebenene.

6.6.2 Anvendelsesgrænsetilstand

Kravet til horisontal udbøjning er h/300 jf. afsnit 4.2 på side 15.

Da søjlerne er simpelt understøttet, kan udbøjningen beregnes på samme vis som ved dækbjælkerne.

Søjlenr.	Profil	Krav [mm]	Udbøjning [mm]	Udnyttelse [%]
1	IPE270	22,7	17,0	75
2	IPE270	29,7	27,9	107
3	IPE300	$_{30,5}$	30,7	101
4	IPE330	40,6	33,22	122
5	IPE270	30,7	27,9	110
6	IPE270	22,7	25,2	91

I tabel 6.42 ses udnyttelsesgraden af den maksimale udbøjning.

 $Tabel~6.42.~{\rm Udnyttelsesgrader~for~anvendelsesgraensetilstand}.$

6.6.3 Opsummering

I tabel 6.43 ses udnyttelsesgraderne for de seks søjler.

Søjle Tilfælde	1	2	3	4	5	6
Træk	-	-	-	-	-	-
Tryk	5%	5%	3%	4%	4%	5%
Bøjning om y	39%	38~%	37~%	45~%	39%	33%
Bøjning om z	-	-	-	-	-	-
Forskydning i y	-	-	-	-	-	-
Forskydning z	5%	7 %	6%	8%	7%	6%
Forskydning og bøjning	-	-	-	-	-	-
Normal og bøjning	-	-	-	-	-	-
Søjleudknækning om y	5%	5%	4%	4%	4%	5%
Søjleudknækning om z	-	-	-	-	-	-
Kipning	42%	54%	55%	69%	56%	49%
Bjælkesøjle	81%	59%	61%	73%	58%	58%
SLS	75%	107%	101%	122%	110%	91%

Tabel 6.43. Udnyttelsesgrader for gavlsøjler. - betyder ikke relevant.

Bemærkninger

Det kan konkluderes, at fire ud af seks søjler ikke overholder anvendelseskravene.

Dog vurderes de små overskridelse tilladelige, da de er dimensioneret som simpelt understøttet i begge ender, hvor der ikke er taget højde for etagedækket, der i virkeligheden vil give lidt støtte til søjlerne.

Videre er søjlerne så lidt udnyttet i ULS, at det ikke vil give mening at opdimensionere. Dette vil dog være op til kunden, hvorvidt der skal opdimensioneres eller ej.

6.7 Anvendelsesgrænstilstand for ramme

6.7.1 Anvendelsesgrænsetilstand

Det er i afsnit 4.2 på side 15 givet, at den maksimale vandrette flytning for rammen må være h/150. Som højden, h, anvendes højden af rammebenene.

Den maksimale vandrette flytning aflæses til $31,2\,\mathrm{mm}$ på figur 6.67 fra RSTAB.



Figur 6.67. Maksimale vandrette flytning i mm.

Det undersøges, hvorvidt kravet er opfyldt:

$$31, 2 \le \frac{6000}{150} = 40$$
 OK

Dermed er kravet opfyldt.

6.8 Konklusion af gavlramme og dækbjælker og -søjler

Ved at lave en beregning i RSBUCK af rammen uden dæk, erfares det, at forøgelsesfaktoren $\alpha_{cr,sw} > 10$, hvilket betyder, at en simplere metode vil kunne anvendes til den globale beregning.

Det kan dermed konkluders, at lasten fra etagedækket har indflydelse på rammens stabilitet. Dette betyder, at beregningen af rammen vil være mindre kompleks mht. modellering og anbefalede beregningsmetoder.

Det kan konkluderes, at gavlrammens ene rammeben har været dimensionsgivende for det andet rammeben og riglen, da det produktionsmæssigt er mest hensigtsmæssigt at anvende ens profiler.

Gavlrammesøjlerne havde resterende bæreevne i ULS, men var lettere overudnyttet i SLS, hvilket vurderes at være tilladeligt grundet antagelser omkring det statiske system.

Størstedelen af dækbjælkerne er fuldt udnyttet enten i ULS eller SLS.

En undtagelse er de bjælker, der skal være et profilnummer større end den tværgående bjælke. Dette er dog et krav for, at systemet virker.

For de andre bjælker, der ikke er udnyttet, vælges profilerne alligevel af praktiske grunde mht. samling med søjlerne.

Samlingerne er også grunden til, at der vælges overudnyttede profiler til søjlerne. En mulighed havde været at anvende IPE-profiler i stedet for HEA.

Eftervisning af 7 hovedramme

I det følgende eftervises hovedrammen i modullinje 13 på figur 2.5 på side 5. Denne vælges, da da den har det andet største lastopland, og fordi den er i randzone A ved vindlasten. Det vurderes dermed, at det er den mest udsatte hovedramme.

Hovedrammerne udføres, som tidligere nævnt, med opsvejste kileformede profiler, og riglen med delvist opsvejst kileformet profil og delvist valset IPE-profil.

Der vælges kileformede profiler, da det forventes, at det største moment findes i de momentstive rammerhjørner, hvorfor det er fordelagtigt at have et stort tværsnit her.

Det vælges i dette projekt at eftervise hovedrammen i RSTAB. Dette gøres, da der anvendes et kileprofil, hvilket de sædvanlige bæreevneformler fra Dansk Standard [2022b] ikke er beregnet til.

Hovedrammen ses på figur 7.1.



Figur 7.1. Hovedramme.

7.1 Global beregning

På samme vis som ved gavlrammen skal der foretages en global beregning af snitkræfter. Dette gøres på samme vis.

7.1.1 Statisk system

Det statiske system for hovedrammen ses på figur 7.2. Her er knudenumre røde og elementnumrene er blå.

De ekstra knuder i riglerne skyldes fiktive elementer, der forbinder rammerne.



Figur 7.2. Statisk system for hovedramme.

Rammen er en 2-charniersramme som gavlrammen.

På figur 7.3 ses den solide RSTAB-model. Her ses det, at hjørnerne ikke er tilsvarende den virkelige ramme, der er vist på figur 7.1. Hvis rammehjørnerne fortsatte op som i virkeligheden passer det dog med den virkelige ydre geometri, hvor benhøjden er 6000 mm.



Figur 7.3. Solid RSATB-model af hovedramme.

De manglende hjørner vurderes dog ikke at have den store indvirkning, da systemlinjerne, som det statiske system er lavet ud fra, bør være de samme.

Alle beregninger laves ud fra systemlinjerne, hvis andet ikke er anført, hvorfor højden af benene i eftervisningen ikke svarer til den fysiske højde på 6000 mm.

7.1.2 Profiler anvendt i rammen

Der anvendes til hovedrammen kileformede opsvejste profiler. Disse er markeret med to tværsnitsnumre på figur 7.5, der indikerer tværsnittet i hver ende. Tværsnittets forløb igennem elementet er lineært. Endetværsnittenes dimensioner for kilerne er defineret ud

fra følgende størrelser: $h/b/t_w/t_f/a$. De geomtetriske størrelser er vist på figur 7.4.



Figur 7.4. Definition på størrelser i de kileformede tværsnit.

Tværsnitsnumrene ses som de grønne tal på figur 7.5 og profilstørrelse og materialer ses i tabel 7.1



Figur 7.5. Tværsnitsnumre for hovedramme. Tværsnitsnumre er grønne.

Tværsnitsnr.	Profil	Stålkvalitet
1	IPE400	S355
2	KP $1350/250/6/15/4$	S275
3	${\rm KP}~300/250/6/15/4$	S275
4	${\rm KP}~400/250/6/15/4$	S275
5	KP $1350/250/6/15/4$	S275
33	${\rm KP}~855/250/6/15/4$	S275
34	${\rm KP}~855/250/6/15/4$	S275

Tabel 7.1. Tværsnit og stålkvalitet. KP=kileformet Profil

7.1.3 Valg af metode

På samme vis som ved gavlrammen vælges en metode til den globale beregning via flowdiagrammet på figur 6.7 på side 42.

Det findes herved, at metode M4 skal anvendes til hovedrammen, hvorfor der skal anvendes imperfektioner og 2. ordensberegning.

Svajimperfektioner

Svajimperfektionerne beregnes på samme vis som ved gavlrammen, hvorved det fås:

 $\phi = 0,0035$

$Pilh {\it \emptyset j} deimperfection$

Pilhøjdeimperfektionen beregnes på samme vis som for gavlrammen, hvorved det fås:

$$e_0 = \frac{0,34}{0,814} \cdot \frac{1}{110} \cdot 6000 = 22,78 \,\mathrm{mm}$$

Imperfektioner i RSTAB

I RSTAB påføres svaj- og pilhøjde
imperfektionerne som én imperfektion som på figur 7.6. Disse svarer til en mulig udbøjnings
figur.



Figur 7.6. Påførte imperfektioner i RSTAB.

7.2 Eftervisning i ULS

Som nævnt tidligere eftervises hovedrammen i RSTAB.

7.2.1 Spændingseftervisning for tværsnit

RSTAB opdeler profilerne i dele, hvor programmet efterviser det aktuelle tværsnit i disse punkter.

Der anvendes som ved gavlrammen γ_{M1} i stedet for γ_{M0} i bæreevneformlerne, da metode M4 anvendes til den globale beregning.

I tabel 7.2 ses de maksimale udnyttelsesgrader for hovedrammen ved spændingseftervisning af tværsnit.

Element Tilfælde	Rammeben	Rigel
Træk	4 %	4 %
Tryk	8 %	6 %
Forskydning i y	-	-
Forskydning i z	54 %	15 %
Bøjning om y	14 %	34 %
Bøjning om z	-	-
Bøjning med forskydnings- og normalkraft	55%	65%

Tabel 7.2. Maksimale udnyttelsesgrader for hovedramme ved spændingseftervisning af tværsnit.

7.2.2 Eftervisning af elementstabilitet

Den generelle metode skal anvendes til eftervisning af elementstabilitet, da M4 er anvendt til den globale beregning, og det er kileformede profiler.

Til denne metode anbefaler Dansk Standard [2022b], at der anvendes et FEM-program.

Rammeben

Rammebenene antages at være udsat for fri kipning, og de kan knække ud om begge akser. Dette antages på trods af, at der er monteret løsholte på dem, men eftersom der skal være porte i fagene mellem rammerne, forbindes rammerne ikke via løsholtene, hvorfor de ikke har en afstivende effekt som ved gavlrammen. Der anvendes til eftervisning af elementstabiliteten den generelle metode. Ved den generelle metode er bæreevnen tilstrækkelig, hvis (7.1) er opfyldt.

$$\frac{1}{\chi_{op}\alpha_{utl,k}} \le 1 \tag{7.1}$$

Hvor:

 $\begin{array}{l} \alpha_{ult,k} \\ \gamma_{M1} \\ \chi_{op} \end{array} \left[\begin{array}{c} \text{Forøgelsesfaktor, der medfører, at den regningsmæssige last når den} \\ \text{karakteristiske bæreevne i den mest kritiske del af konstruktionselementet i planen [-]} \\ \gamma_{M1} \\ \chi_{op} \end{array} \right] \\ \begin{array}{c} \text{Reduktionsfaktor [-]} \end{array}$

Reduktionsfaktoren χ_{op} er givet ved den mindste af reduktionsfaktoren for udknækning, χ , og reduktionsfaktoren for kipning, χ_{LT} .

Både χ og χ_{LT} skal i dette tilfælde baseres på det relative slankhedstal for hele konstruktionselementet.

Det relative slankhedstal er derfor givet ved (7.2).

$$\overline{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}}$$
(7.2)

Forøgelsesfaktorerne bestemmes ved FEM-programmer.

Når der anvendes den generelle metode til eftervisning af elementstabilitet i RSTAB, isolerer programmet konstruktionselementet.

Dette gøres, så konstruktionselementet kan beregnes i planen, som metoden kan håndtere. Det er muligt at angive endebetingelser for konstruktionselementet, der eftervises.

I fodpunktet etableres en gaffellejring ved at fastholde knuden for flytning af overflange og rotation om x, hvilket ses på figur 7.7.

I hjørnet etableres ligeledes en gaffellejring.



Figur 7.7. Endebetingelser for rammeben.

På figur 7.8 ses udknækningsfiguren. Her ses det, at rammebenet ikke deformerer i enderne grundet gaffellejringerne.



Figur 7.8. Udknækningsfigur for rammeben.

Rigel

Modsat rammebenet fastholdes overflangen af riglen. Dette gøres via åsene. På samme vis som ved rammebenet eftervises riglen som ét element med endebetingelser. Grundet det lange spænd indføres gaffellejringer løbende på riglen. Disse ses på figur 7.9 som understøtninger på riglen.

Dette gøres ved at fastholde punkterne mod flytning og rotation. Det ses på figur 7.10, hvordan elementet knækker ud mellem gaffellejringerne.

Node	Lat. Support	Rotationa	Restraint	Warping
No.	u٣	φx	φ <i>Ζ</i> '	ω
199	V	I		
196	V	V		
197	V	\checkmark		
198	V	V		
195				



Figur 7.9. Understøtningsforhold for rigel



Figur 7.10. Udknækningsfigur for rigel.

Kipningsfastholdelserne etableres i praksis ved at svejse en plade i kroppen som ved riglerne i gavlrammen ved søjlerne.

Kraften fra kipningsfastholdelsen kan visse steder optages af åsene. Dette gøres ved at forstærke åsene i disse punkter med en plade. Et eksempel på sådanne plade ses på figur. 7.11. Princippet er det samme for de kileformede profiler.

Disse kan avnendes, hvis momentet i punktet ikke er for stort, da åsene vil bryde ellers.



Figur 7.11. Eksempel på etableret gaffellejring ved tagås, [Ellum og Buhelt, 1996].

De steder, hvor momentet er for stort til, at åsene kan optage kraften fra den udknækkende flange, anvendes kipningsstænger.

Kipningsstænger består af en stang, der monteres med en boltesamling mellem rammerne, som det ses på figur 7.12.



Figur 7.12. Kipningsstang mellem to rigler.

Udnyttelse

I tabel 7.3 ses udnyttelsesgrader for rammebenene og riglerne.

Element Tilfælde	Rammeben	Rigel
Stabilitet	97~%	98~%

Tabel 7.3. Maksimale udnyttelsesfor hovedramme ved stabilitetseftervisning af elementer.

7.3 Anvendelsesgrænsetilstand

Den maksimale horisontale udbøjning ved den karakteristiske lastkombination findes med RSTAB til 62,8 mm og ses på figur 7.13.



Figur 7.13. Maksimale vandrette udbøjning af hovedramme.

Det blev ved gavlrammen fundet, at den maksimale tilladte horisontale udbøjning er $40\,\mathrm{mm}.$

Udnyttelsesgraden beregnes:

$$\frac{62,8}{40} = 157\,\%$$

Dermed er rammen overudnyttet i SLS.

7.4 Konklusion hovedramme

Det kan konkluderes er udnyttet næsten maksimalt i ULS, og elementstabilitet er dimensionsgivende.

I SLS er rammen overudnyttet. Det vurderes, at der skal anvendes væsentlig større profiler i riglen, før rammen er stiv nok til at opfylde kravet.

Derfor må det vurderes af kunden, hvorvidt rammen skal opdimensioneres og hvor meget.

Eftervisning af vindafstivning

I dette afsnit beregnes vindafstivningerne, der sikrer længdestabiliteten i bygningen. Beregningen gennemgås for vindafstivningen i faget mellem modullinje 3 og 4 på figur 8.1, mens resultater for begge se i tabel 8.1 på side 138 og 8.2 på side 139.



Figur 8.1. Placering af vindafstivning.

Vindafstivningerne består af træk/trykstænger og vindrammer. Disse ses som grønne på figur 8.2.

De stiplede linjer er fiktive elementer, der overfører last mellem knuderne, de forbinder. Dette gør, at rammerne forbindes og dermed kan stabiliseres ved at overføre last til vindafstivningerne.



Figur 8.2. Den ene vindafgitring. Stænger og vindrammer er grønne.

Stængerne dimensioneres med charnier i enderne, så de ikke påvirkes af moment. Vindrammerne opføres som 2-charniersrammer bestående af valsede profiler.

Videre indføres en bjælke i samme højde som etagedækket, der laves fast indspændt i begge ender for at undgå, at vindrammerne deformerer uhensigtsmæssigt meget.

Vindrammen monteres på hovedrammerne med charniersamlinger. Disse samlinger er så tæt på samlingen mellem vindstang og ramme, at det antages, at kræfter fra vindstangen går direkte til vindrammen.

Placeringen af samlingerne ses på figur 8.3.



Figur 8.3. Placeringer af samlinger på vindrammen.

8.1 Imperfektioner

Jf. Dansk Standard [2022b] skal der modelleres imperfektioner i form af pilhøjdeimperfektioner ved eftervisning af vindafstivning.

Imperfektionerne ækvivaleres til en linjelast, der herefter kan påføres i vindafstivningens knudepunkter. Dette er vist på figur 8.4.



Figur 8.4. Imperfektion til vindafstivning, [Dansk Standard, 2022b].

Hvor:

Pilhøjde
imperfektionen, e_0 , beregnes ved (8.1).

$$e_0 = \alpha_m \frac{L}{500} \tag{8.1}$$

Hvor;

- α_m | Faktor afhængig af antal fastholdt elementer [-]
- *L* Vindafgitringens spænd [mm]

Faktoren α_m beregnes ved (8.2).

$$\alpha_m = \sqrt{0, 5\left(1 + \frac{1}{m}\right)} \tag{8.2}$$

Hvor;

```
m | Antallet af fastholdt elementer [-]
```

Rammerne til venstre for den røde streg på figur 8.5 fastholdes af vindafstivning 1, mens de resterende fastholdes af vindafstivning 2.



Figur 8.5. vindafstivning 1 fastholder rammer til venstre for den røde linje, og vindafstivning to fastholder de resterende.

Det ses, at vindafstivning 1 fastholder syv rammer. Spændet for vindgitret sættes til spændvidden af rammerne, hvilket er $L = 32\,900\,\mathrm{mm}$.

Faktoren α_m beregnes ved (8.2), hvorefter imperfektionen beregnes ved (8.1):

$$\alpha_m = \sqrt{0, 5 \cdot \left(1 + \frac{1}{7}\right)} = 0,756$$

$$e_0 = 0,756 \cdot \frac{32900}{500} = 49,7 \,\mathrm{mm}$$

Pilhøjdeimperfektionen er så lille, at den negligeres.

8.2 Eftervisning af vindafstivning

8.2.1 Stænger

De regningsmæssige normalkræfter i stængerne findes i RSTAB og ses i tabel 8.1 sammen med udnyttelsesgrader ved søjleudknækning, da dette er dimensionsgivende. Der anvendes cirkulære rørprofiler i stålkvalitet S235.

Nummereringen af vindstængerne ses på figur 8.6.



Figur 8.6. Nummerering af stænger.

Stangnummer	Profil	$N_{Ed}[kN]$	Udnyttelse [%]
1	139,7x3,6	40,82	67
2	114,3x3,2	$26,\!85$	88
3	114,3x3,2	19,14	52
4	88,9x2,9	$16,\!17$	99
5	219,1x4,5	72,08	46
6	168,3x4	$55,\!52$	82
7	139,7x3,6	30,25	76
8	114,3x3,2	18,70	95

Tabel 8.1. Udnyttelsesgrader for vindstænger ved søjleudknækning.

8.2.2 Vindrammer

Vindrammerne dimensioneres med samme bæreevneformler som ved gavlrammen. Der anvendes til den globale beregning dog 1. ordensberegning uden imperfektioner.

Vindrammerne i vindafstivning 1 laves identiske, hvilket også er gældende for vindrammerne i vindafstivning 2.
Udnyttelsesgrader for vindrammen i vindafstivning 1 ses i tabel 8.2, hvor elementerne er nummereret efter figur 8.7.

For vindrammen i vindafstivning 2 ses udnyttelsesgrader i tabel 8.3, og elementnumre ses på figur 8.8.

Element 326 og 320 og 59 og 324 er dimensioneret som ét element. Det samme er gældende for benene på den anden vindramme.



Figur 8.7. Elementnumre for vindramme i vindafstivning 1.

Elementnr.	Profil	Dimensionsgivende tilfælde	Udnyttelsesgrad [%]
319	IPE400	Bjælkesøjle	36
322	IPE240	Kipning	84
320-326	IPE400	Bjælkesøjle	80
59-324	IPE400	Kipning	50

Tabel 8.2. Udnyttelsesgrad for vindramme i vindafstivning 1.



Figur 8.8. Elementnumre for vindramme i vindafstivning 2.

Elementnr.	Profil	Dimensionsgivende tilfælde	Udnyttelsesgrad [%]
319	IPE400	Bjælkesøjle	57
322	IPE270	Kipning	81
320-326	IPE400	Bjælkesøjle	81
59-324	IPE400	Kipning	61

Tabel 8.3. Udnyttelsesgrad for vindramme i vindafstivning 1.

Samlinger 9

I det følgende eftervises to samlinger i ULS.

Samling 1 er samlingen mellem gavlrammeben og dækbjælke, hvis placering ses på figur 9.1.

Samling 2 er kipsamlingen i gavlrammen, hvis placeringe ligeledes ses på figur 9.1.



Figur 9.1. Placering af samlinger. 1 er samling mellem rammeben og dækbjælke. 2 er kipsamlingen.

9.1 Samling 1

Samlingen ses på figur 9.2, 9.3 og 9.4. I mellem rammeben og dækbjælken er der 10 mm luft.



Figur 9.2. Samling mellem rammeben og dækbjælke.



 $Figur\ 9.3.$ Samling mellem rammeben og dækbjælke. Alle mål er i mm.



Figur 9.4. Samlingsplade i samling 1. Alle mål i mm.

Boltene, der anvendes er M16 8.8, mens pladen er S275. Værdier, der skal anvendes, ses for boltene i tabel 9.1.

Målene på pladen ses på figur 9.4.

d[mm]	$\mathbf{A}[\mathrm{mm}^2]$	$A_s[mm^2]$	$\mathbf{f_{ub}}[\mathrm{MPa}]$
16	201	157	800

Tabel 9.1. Værdier for M16 8.8

Det undersøges, hvorvidt samlingen kan kategoriseres som en charniersamling, som det er antaget i den globale beregning af konstruktionen.

Dette gøres med programmet IDEA Statica, der er et komponentbaseret FEM-program (CBFEM), der anvendes til dimensionering af samlinger.

Ved at undersøges stivheden af elementerne, der forbindes og samlingens rotationsstivhed, kan det bestemmes, hvorvidt samlingen kan kategoriseres som en charniersamling, halvstiv samling eller stiv samling.

Til eftervisningen af, hvorvidt samlingen kan regnes som charnier, påføres et lille moment i IDEA-modellen.

Dette gøres, da programmet skal bruge et moment for at kunne bestemme rotationsstivheden.

Emnet uddybes ikke yderligere i dette projekt. Resultatet fra IDEA anvendes som eftevisningen af samlingens egenskab mht. at agere charnier. Samlingen i IDEA med det lille moment ses på figur 9.5, og resultatet fra IDEA ses på figur 9.6.



Figur 9.5. IDEA-model med påført moment.

Rotational stiffness of joint component														
	Item	Comp.	Loads	MEd [kNm]	Mj,Rd [kNm]	Sj,ini [MNm/rad]	Sjs [MNm/rad]	φ [mrad]	φc [mrad]	L [m]	Sj,R [MNm/rad]	Sj,P [MNm/rae]	Class
>	В	My	LE2	2,0	3,1	0,0	0,0	-47,6	-73,6	6,00	34,1	0,7		Pinned

Figur 9.6. Resultat fra IDEA.

Det ses, at samlingen kan antages at være charnier.

Samlingen dimensioneres for den maksimale regningsmæssige forskydningskraft fra den globale beregning af gavlrammen.

Den maksimale forskydningskraft er fundet til V_{Ed} = 24,05 kN.

9.1.1 Bolte

Det antages, at forskydningskraften virker i bolterækken.

Det vurderes, at charnieret i samlingen er beliggende ved i bolterækken, da samlingspladen er svejset på rammebenets flange, hvilken må antages ikke at deformere før boltene. Dette medfører et moment ved svejsningen grundet armen mellem boltene og søjlekroppen, e, som illustreret på figur 9.7.



Figur 9.7. Placering af charnier i samlingen.

Da det er en charniersamling og der ikke er normalkraft i bjælken, er samlingen udelukkende en kategori A dornsamling.

Ved sådanne samlinger skal (9.1) og (9.2) være opfyldt.

$$F_{v,Ed} \le F_{v,Rd} \tag{9.1}$$

$$F_{v,Ed} \le F_{b,Rd} \tag{9.2}$$

Hvor:

$F_{v,Ed}$	Den regningsmæssige forskydningskraft pr. bolt [kN]
$F_{v,Rd}$	Den regningsmæssige overklipningsbæreevne pr. bolt [kN]
$F_{b,Rd}$	Den regningsmæssige hulrandsbæreevne pr. bolt [kN]

Det undersøges først, om samlingen er en kort boltesamling, så forskydningskraften kan fordeles ligeligt mellem boltene, hvilket betyder, at samlingens bæreevne er summen af de enkelte boltes bæreevne.

En samling kan kategoriseres som kort, hvis afstanden mellem de yderste bolte i kraftretningen er mindre end 15d, hvor d er boltenes diameter.

$$60 < 15 \cdot 16 = 240$$
 OK

Overklipning

Overklipningsbæreevnen beregnes ved (9.3).

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \tag{9.3}$$

Hvor:

 $\begin{array}{ll} \alpha_v & \mbox{Faktor [-]} \\ f_{ub} & \mbox{Trækstyrken [MPa]} \\ A & \mbox{Boltens bruttotværsnitsreal [mm^2]} \\ \gamma_{M2} & \mbox{Partialkoefficient [-]} \end{array}$

Da der anvendes bolte i klassen 8.8, er boltenes trækstyrk
e $f_{ub}=800\,{\rm MPa}.$

Det vælges at anvende bolte uden skaft, da boltene er korte. Dette betyder, at spændingsarealet, A_s , skal anvendes i stedet for arealet, A, i (9.3).

Faktoren α_v er for klasse 8.8 med rullet gevind $\alpha_v = 0, 6$.

Det vælges, at anvende normalhuller, hvilke for M16 er 18 mm i diameter.

Den regningsmæssige forskydningskraft blev tidligere opgivet til $V_{Ed}=24,05\,{\rm kN}.$

Den samlede overklipningsbæreevne beregnes ved (9.3):

$$F_{v,Rd} = 2 \cdot 0, 6 \cdot \frac{800 \cdot 157}{1,35} = 111,64 \,\mathrm{kN}$$

Udnyttelsesgraden beregnes ved (9.1):

$$\frac{24,05}{111,64} = 21,5\%$$

Hulrandsbæreevne

Hulrandsbæreevnen beregnes ved (9.4).

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u dt}{\gamma_{M2}} \tag{9.4}$$

Hvor:

k_1	Faktor [-]
α_b	Faktor [-]
f_u	Trækstyrken for samlingspladen [MPa]
d	Boltens diameter [mm]
t	Pladens tykkelse [mm]
γ_{M2}	Partialkoefficient [-]

Faktoren α_b findes ved (9.5).

$$\alpha_b = \min \begin{cases} \frac{\alpha_d}{f_{ub}} \\ \frac{f_u}{1,0} \end{cases}$$
(9.5)

Hvor:

 $\begin{array}{l} \alpha_d & \mbox{Faktor [-]} \\ f_{ub} & \mbox{Boltens trækstyrke [MPa]} \\ f_u & \mbox{Trækstyrken for samlingspladen [MPa]} \end{array}$

Faktoren α_d beregnes for endebolte ved (9.6).

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} \tag{9.6}$$

Hvor:

- $e_1 \ \left| \ {\rm Afstanden} \ {\rm fra} \ {\rm centrum} \ {\rm af} \ {\rm boltehullet} \ {\rm til \ pladekanten} \ {\rm i} \ {\rm kraftens} \ {\rm retning} \ \left[{\rm mm} \right] \right.$
- d_0 | Boltehullets diameter [mm]

Definitionen af størrelsen e_1 ses på figur 9.8, og er i dette tilfælde $e_1 = 40$ mm.



Figur 9.8. Hulafstande, [Jensen, 2019].

Der anvendes S275 til pladen, der har trækstyrken f_u = 410 MPa. Faktoren α_b beregnes ved (9.5):

$$\alpha_b = \min \begin{cases} \frac{40}{3 \cdot 18} = 0,74\\ \frac{800}{410} = 1,95\\ 1,0 \end{cases}$$

Faktoren k_1 for kantbolte bestemmes ved (9.7).

$$k_1 = \min \begin{cases} 2, 8\frac{e_2}{d_0} - 1, 7\\ 2, 5 \end{cases}$$
(9.7)

Hvor:

- $e_2 \ \big|$ Afstanden defineret på figur 9.8 [mm]
- d_0 | Boltehullets diameter [mm]

For denne samling er e_2 = 35 mm.

Faktoren k_1 beregnes ved (9.7):

$$k_1 = \min \begin{cases} 2, 8 \cdot \frac{35}{18} - 1, 7 = 3, 7\\ 2, 5 \end{cases}$$

Den samlede hulrandsbæreevnen beregnes ved (9.4):

$$2 \cdot \frac{2, 5 \cdot 0, 74 \cdot 410 \cdot 16 \cdot 6}{1, 35} = 107,88 \,\mathrm{kN}$$

Udnyttelsesgraden beregnes ved (9.2):

$$\frac{24,05}{107,88} = 22,3\,\%$$

9.1.2 Svejsesøm

Samlingspladen svejses på rammebenet. Dette vælges at gøre med en dobbelt kantsøm med et a-mål på $a = 3 \,\mathrm{mm}$. Dette ses på figur 9.9.



Figur 9.9. Svejsesøm til samlingspladen.

For, at svejsesømmens bæreevne er tilstrækkelig skal (9.8) være opfyldt.

$$\sigma_{eff,s} \le \frac{f_u}{\gamma_{M2}\beta_w} \tag{9.8}$$

Hvor:

 $\begin{array}{ll} \sigma_{eff,s} & \mbox{Den effektive sømspænding [MPa]} \\ f_u & \mbox{Trækspændingen for pladen [MPa]} \\ \gamma_{M2} & \mbox{Patialkoefficient} \\ \beta_w & \mbox{Korrelationsfaktor [-]} \end{array}$

 β_w findes ved tabelopslag og afhænger af stålstyrken. Ved opslag findes det, at for S275 er $\beta_w = 0,85$.

Den effektive sømspænding beregnes ved (9.9).

$$\sigma_{eff,s} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)} \tag{9.9}$$

- σ_{\perp} | Normalspænding i svejsesømmen [MPa]
- τ_{\parallel} | Forskydningsspænding på langs af svejsesømmen [MPa]
- $\tau_{\perp}^{"}$ | Forskydning på tværs af svejsesømmen [MPa]

Der vælges en plastisk fordeling af spændingerne. Det bestemmes, at de vertikale svejsesømme skal optage både moment og forskydningskraft.

Momentet giver anledning til spændingerne σ_{\perp} og τ_{\perp} . Disse beregnes ved en plastisk fordeling ved (9.10).

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{4M}{2al^2\sqrt{2}} \tag{9.10}$$

Hvor:

- $M \mid$ Momentet [kNm]
- a a-målet på svejsesømmen [mm]
- l Sømlængden [mm]

Forskydningskraften giver anledning til τ_{\parallel} . Denne beregnes ved plastisk spændingsfordeling ved (9.11).

$$\tau_{\parallel} = \frac{V}{2al} \tag{9.11}$$

Hvor:

- $V \mid$ Forskydningskraften [kN]
- a a-målet på svejsesømmen [mm]
- *l* Sømlængden [mm]

Da pladen er fuldsvejst regnes hele længden af svejsesømmen som effektiv, hvorfor $l=140\,\mathrm{mm}$

Momentet fra forskydningskraften beregnes:

$$M = 24,05 \cdot 0,035 = 0.84 \,\mathrm{kNm}$$

 σ_{\perp} og τ_{\perp} be
regnes ved (9.10):

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{4 \cdot 0, 84}{2 \cdot 3 \cdot 140^2 \sqrt{2}} = 19,72 \, \mathrm{MPa}$$

 τ_{\parallel} be regnes ved (9.11):

$$\tau_{\parallel} = \frac{24,05}{2\cdot 3\cdot 140^2} = 28,63\,\mathrm{MPa}$$

Den effektive sømspænding beregnes ved (9.9):

$$\sigma_{eff,s} = \sqrt{19,72^2 + 3 \cdot \left(28,63^2 + 19,72^2\right)} = 60,38 \,\mathrm{MPa}$$

Udnyttelsesgraden af svejsesømmene beregnes ved (9.8):

$$\frac{60,38}{275}_{0,85\cdot1,35} = 25,2\% \tag{9.12}$$

Dermed er bæreevnen af samlingen tilstrækkelig.

9.2 Samling 2

Samling 2 er kipsamlingen i gavlrammen. Denne eftervises i ULS.

På figur 9.10 og 9.11 ses kipsamlingen i gavl
rammen i modullinje 1.



Figur 9.10. Kipsamling i gavlrammen.



Figur 9.11. Kipsamling. Alle mål i mm.

Denne består af et en påsvejset tværplade i stålkvalitet S275 på hvert rigelprofil. Pladerne fuldsvejses på med dobbelt kantsøm med a-mål på 3 mm.

Pladerne er forbundet med fire M16-bolte.

Målene på pladen ses på figur 9.11, og værdier for M16-bolte ses i tabel 9.2.

d[mm]	$\mathbf{A}[\mathrm{mm}^2]$	$\mathbf{A_s}[\mathrm{mm}^2]$	$\mathbf{f_{ub}}[\mathrm{MPa}]$	s[mm]
16	201	157	800	24

Tabel 9.2. Værdier for M16 8.8

Snitkræfterne, der virker i samlingen aflæses i RSTAB og ses på figur 9.12 og i tabel 9.3.



Figur 9.12. Snitkræfter ved kip.

N[kN]	$\mathbf{M}_{\mathbf{y}}[\mathrm{kNm}]$	$\mathbf{V_z}[kN]$
$25,\!13$	$9,\!17$	-5,24

Tabel 9.3. Snitkræfter ved kipsamling

Samlingen kan klassificeres som en kategori A og D samling, da den udsættes for forskydningskraft og trækkraft.

9.2.1 Eftervisning kategori A

Samlingen kan klassificeres som en kategori A dornsamling. Dette var også tilfældet ved samling 1, hvorfor den eftervises på samme vis.

Normal- og forskydningskraften projiceres til det globale koordinatsystem, så kræfterne virker parallelt og ortogonalt med pladerne og boltene. Det vælges, at alle bolte skal optage kraften F_2 . De projicerede kræfter ses på figur 9.13.

$$F_1 = \cos(15^\circ) \cdot 25, 13 + \sin(15^\circ) \cdot 5, 24 = 25,63 \,\mathrm{kN}$$

 $F_2 = -\cos(15^\circ) \cdot 5,06 + \sin(15^\circ) \cdot 25,13 = 25,13 \text{ kN} = 1,44 \text{ kN}$



Figur 9.13. Projicerede kræfter.

Samlingen er en etsnitssamling.

Der anvendes bolte uden skaft, hvorfor spændingsarealet, A_s , skal anvendes ved eftervisningen af overklipningsbæreevnen.

Det vurderes, at hulrandsbæreevnen er overflødig, da boltene sidder indenfor flangerne på rigelprofilerne.

I tabel 9.4 ses udnyttelsesgraden for samlingen som kategori A.

$\mathbf{F_2}[kN]$	$\mathbf{F}_{\mathbf{v},\mathbf{Rd}}[kN]$	Udnyttelsesgrad [%]
1,44	$223,\!29$	1

Tabel 9.4. Bæreevne for kategori A.

9.2.2 Eftervisning kategori D

For en klasse D samling skal (9.13) og (9.14) være opfyldt.

$$F_{t,Ed} \le F_{t,Rd} \tag{9.13}$$

$$F_{t,Ed} \le B_{p,Rd} \tag{9.14}$$

Hvor:

$F_{t,Ed}$	Den regningsmæssige trækkraft [kN]
$F_{t,Rd}$	Regningsmæssig trækstyrke [kN]
$B_{p,Rd}$	Den regningsmæssige gennemlokningsbæreevne [kN]

Trækbæreevnen er givet ved (9.15).

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \tag{9.15}$$

Hvor:

 $\begin{array}{ll} k_2 & \mbox{Faktor afhængig af boltetype [-]} \\ f_{ub} & \mbox{Trækstyrken for bolten [MPa]} \\ A_s & \mbox{Spændingsarealet [mm^2]} \\ \gamma_{M2} & \mbox{Partialkoefficient [-]} \end{array}$

Faktoren k_2 er 0,9, hvis der ikke anvendes undersænkede bolte, hvilket er tilfældet.

Gennemlokningsbæreevnen er givet ved (9.16).

$$B_{p,Rd} = \frac{0, 6\pi t_p f_u s}{\gamma_{M2}}$$
(9.16)

Hvor:

- s | Nøglevidden [mm]
- t_p | Pladens tykkelse [mm]
- f_u | Pladens trækstyrke [MPa]

Det vælges, at den nederste bolterække skal optage trækket i samlingen.

Momentet omdannes til et kraftpar, der påføres som træk ved den nederste bolterække. Momentarmen er afstanden fra samlingens trykcenter til den yderste bolterække. For denne slags samling er dette beliggende i midten af den trykkede flange, som det ses på figur.



Figur 9.14. Afstand fra bolterække til trykcenter.

Dette giver en trækkraft for den nederste bolterække på:

$$F_{t,Ed} = \frac{9,17}{0,2817} + 25,63 = 60,33 \,\mathrm{kN}$$

Den regningsmæssige trækbæreevne for bolterækken beregnes ved (9.15):

$$F_{t,Rd} = 2 \cdot \frac{0,9 \cdot 800 \cdot 157}{1,35} = 167,47 \,\mathrm{kN}$$

Udnyttelsesgraden beregnes ved (9.13):

$$\frac{60,33}{167,47} = 36\%$$

Gennemlokningsbæreevnen beregnes ved (9.16):

$$B_{p,Rd} = 2 \cdot \frac{0, 6 \cdot \pi \cdot 10 \cdot 410 \cdot 24}{1,35} = 274,78 \,\mathrm{kN}$$

Udnyttelsesgraden beregnes ved (9.14):

$$\frac{60,33}{274,78} = 22,0\%$$

Da trækboltene er udsat for både træk og forskydning skal (9.17) være overholdt.

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Rd}}{1,4F_{t,Rd}}$$
(9.17)

Hvor:

$F_{v,Ed}$	Dem regningsmæssige forskydningskraft [kN]
$F_{v,Rd}$	Den regningsmæssige overklipningsbæreevne [kN]
$F_{t,Ed}$	Den regningsmæssige trækkraft [kN]
$F_{t,Rd}$	Den regningsmæssige trækbæreevne [kN]

Udnyttelsesgraden ved kombineret træk og forskydning beregnes ved (9.17):

$$\frac{1,44}{223,39} + \frac{60,33}{1,4\cdot167,47} = 26,4\,\%$$

9.2.3 Svejsesøm

Svejsesømmene eftervises på samme vis som ved samling 1. Dog vælges det her, at svejsesømmene ved flangerne skal optage træk- og tryk, mens sømmen ved kroppen skal optage forskydningskraften.

Udnyttelsesgrader for svejsesømmene ses i tabel

Svejsesøm	$\mathbf{F}[kN]$	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	$\sigma_{\rm eff,s}[MPa]$	Udnyttelse [%]
Trykflange	6,92	$5,\!35$	$5,\!35$	-	10,70	3
Trækflange	60,33	46,62	46,62	-	93,24	26
Krop	1,44	-	-	0,65	1,13	0

Tabel 9.5. Udnyttelsesgrader for svejsesøm

9.3 Opsummering

Samlingen er underdimensioneret, hvorfor det vil være muligt at anvende mindre bolte. Dette fravælges dog af anvendelsesmæssige årsager. Det kan virke ubehageligt at se små bolte i relativt store samlinger, da der kan tvivles på deres bæreevne, hvis der ikke er kendskab til dette.

Del III

Konklusion og vurdering

Konklusion og vurdering

Der blev i konstruktionsgrundlaget givet en bygningsgeometri og -anvendelse. Videre blev der opstillet, hvilket normer og standarder, der skulle opfyldes.

Det kan konkluderes, at det har været muligt at dimensionere det bærende system for bygningen og etagedækket, således det opfylder den givne bygningsgeometri.

Geometrien medførte bl.a., at det ikke var muligt at anvende træk/trykstænger i vindafstivningen i facaderne grundet de porte, der skal være.

Dette gjorde, at der skulle anvendes vindrammer i stedet, så lasterne på langs af bygningen kan føres til fundament, og bygningen dermed er stabil.

Grundet etagedækket blev eftervisningen af gavlrammen mere kompleks. Dette skyldes den ekstra tryklast, som rammebenene udsættes for, der er med til at skabe instabilitet i disse.

Grundet den ekstra tryklast, og at riglerne bliver understøttet af gavlrammesøjlerne, blev rammenbenene dimensionsgivende for hele rammen.

Det blev valgt at anvende samme profiler for rammeben og rigler, da dette produktionsmæssigt giver bedst mening. Det blev fundet, at gavlrammen overholder kravene i anvendelsesgrænsetilstanden mht. rammens horisontale flytning.

Dog opfylder gavlsøjlerne ikke kravene. Dette vurderes dog at have en mindre betydning, da de i virkeligheden vil blive støttet mere af etagedækket, end der er regnet med i eftervisningen.

Dækbjælkerne i gavlrammen opfylder både brudgrænsetilstanden og anvendelsesgrænsetilstanden. Det blev anvendelseskravet, der blev dimensionsgivende for disse, hvilket er forventeligt, da de er simpelt understøttet.

De kontinuerte dækbjælker inde i bygningen overholder også bæreevne- og anvendelseskrav. Nogle af bjælkerne er overdimensioneret af praktiske hensyn i forhold til samling med søjler.

Søjlerne er også overdimensioneret grundet samlingerne. Det kan overvejes at anvende IPE-profiler i stedet for HEA-profiler.

Der blev til hovedrammen valgt at anvende kileformede profiler, da momenterne er størst i hjørnerne. Videre udsættes hovedrammerne for større laster i forhold til gavlrammen, og riglerne bliver ikke understøttet af søjler.

Hovedrammen blev eftervist i RSTAB, da det blev vurderet, at det ville være svært at finde de kritiske steder mht. bæreevnen i de kileformede profiler.

Videre kan elementstabiliteten for kileformede elementer ikke eftervises med de gængse

metoder i eurocode, men der skal anvendes den generelle metode. Til denne metode skal der anvendes FEM-beregninger.

Det blev fundet, at der i riglerne skulle anvendes gaffellejringer for at sikre elementstabiliteten er tilstrækkelig.

Hovedrammen overholder ikke det opstillede krav om deformation i anvendelsesgrænsetilstanden. Det kan dog konkluderes, at det vil medføre en overdimensionering i brudgrænsetilstanden for at overholde anvendelseskravene. Dette må være kundens beslutning, hvorvidt der skal opdimensioneres eller ej.

Litteratur

- **Dansk Standard**, **2022a**. Dansk Standard. *Konsekvensklasser for bygningskonstruktioner*, 2022a. Downloadet: 28-12-2022.
- Dansk Standard, 2007a. Dansk Standard. Eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner, 2007a. Downloadet: 10-11-2022.
- Dansk Standard, 2007b. Dansk Standard. Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 1-3 Generelle laster - Snelast, 2007b. Downloadet: 11-11-2022.
- Dansk Standard, 2007c. Dansk Standard. Eurocode : Last på bærende konstruktioner Del 1-1 Generelle laster Vindlast, 2007c. Downloadet: 11-11-2022.
- **Dansk Standard**, **2022b**. Dansk Standard. *Eurocode 3: Stålkonstruktioner Del 1-1:* Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner, 2022b. Downloadet: 16-11-2022.
- Dansk Standard, 2007d. Dansk Standard. Eurocode 3: Stålkonstruktioner Del 1-5: Pladekonstruktioner, 2007d. Downloadet: 16-11-2022.
- Dlubal, 2022. Dlubal. *Dlubal Support*, 2022. URL https://www.dlubal.com/en/support-and-learning/support. Downloadet: 06-01-2022.
- DS Stålkonstruktion A/S, 2022. DS Stålkonstruktion A/S. Sagsmateriale, 2022.
- Ellum og Buhelt, 1996. Jens Chr. Ellum og Mogens Buhelt. SBI-anvisning 187 -Simple stålrammebygninger. Statens Byggeforskningsinstitut, 2 edition, 1996. ISBN 87-563-0892-2.
- Jensen, 2019. Bjarne Chr. Jensen. Teknisk Ståbi. PRAXIS Nyt Teknisk Forlag, 25 edition, 2019. ISBN 9788757129908.
- SBI, 2019. SBI. https://build.dk/anvisninger/Pages/ 271-Dokumentation-af-baerende-konstruktioner-3.aspx# /1-Dokumentation-og-organisation, 2019. Downloadet: 13-10-2022.
- Trafik- og Byggestyrelsen, 2015a. Trafik- og Byggestyrelsen. DS/EN 1991-1-3 DK NA:2015 Version 2, 2015a. Downloadet: 11-11-2022.
- Trafik- og Byggestyrelsen, 2015b. Trafik- og Byggestyrelsen. DS/EN 1991-1-4 DK NA:2015, 2015b. Downloadet: 11-11-2022.
- Trafik- og Byggestyrelsen, 2019. Trafik- og Byggestyrelsen. DS/EN 1993-1-1 DK NA:2019, 2019. Downloadet: 17-11-2022.