# Hvide Sande Båd & Motorservice Værkstedsbygning

Diplomingeniør bachelorprojekt



Aalborg Universitet Esbjerg Byggeri og Anlæg

7. januar.2022

**Byggeri og anlæg** Aalborg Universitet Esbjerg



# Titelblad

**Titel:** Hvide Sande Båd & Motorservice Værsktedsbygning

**Projekt periode:** 18.10.2021 - 07.01.2022 - 7.Semester

**Vejledere:** Poul Peter Gad Jens S. Hagelskjær

**Forfatter:** Mateusz Norbert Zimny

Antal sider: 113

Tim

Mateusz Norbert Zimny Mzimny18@student.aau.dk

# 1 Abstract

This project is based on a new workshop building for the company named "Hvide Sande Båd & Motorservice". The bearing components consist of steel frames with cross braces, and also an additional beam/column system for the 1. floor.

The content of this project is to determine the loads on the building in form of nature loads, live loads and dead loads. These loads are used to dimension the bearing steel elements and some of the connections, based on the received architectural drawings. To determine the internal forces, a 3D FEM-Design model has been created, with all the load types and load combinations. Furthermore, the engineering drawings for the calculated elements and connections, are made using Autodesk AutoCAD 2020.

# 2 | Forord

Projektet er udarbejdet af Mateusz Norbert Zimny, 7.semester på bygge- og anlægskonstruktioner på AAU Esbjerg. Projektet er et afgangsprojekt for diplomingeniør studiet. Projektet er skrevet i perioden 18.10.2021 - 07.01.2022. Projektet tager udgangspunkt i dimensionering af de bærende stålkonstruktioner til Hvide Sande Båd & Motorservices værkstedsbygning, hvor projektet er udarbejdet i samarbejde med Brøns Ingeniørfirma ApS med Poul Peter Gad som vejleder. Projektet henvender sig til andre ingeniør studerende.

# 3 | Læsevejledning

Rapporten er skrevet i LaTeX programmet, hvilket medfører at ved reference til figurer, tabeller, ligninger, afsnit osv. kan der blot trykkes på det nummer som der er angivet, hvor læseren bliver automatisk omstillet til den ønskede reference. Reference er derfor angivet blot med tal. Derudover refereres der til tegninger, som kan findes i tegningsmappen. Disse referencer er ikke automatiske.

# Indholdsfortegnelse

Ti	telbla	ad		Ι
1	Abs	tract		III
2	Fore	ord		v
2	Ima	availa	dning	VII
5	Læs	evejiet	hung	v 11
4	Ind	ledning	5	1
5	Afg	rænsni	ng	2
6	A1.	Konstr	ruktionsgrundlag	3
	6.1	Bygva	ærket	. 3
		6.1.1	Beskrivelse af bygværket	. 3
		6.1.2	Konstruktionens opbygning	. 4
	6.2	Bereg	ningsgrundlag og forudsætninger	. 6
		6.2.1	Oversigt over gældende normer og standarder	. 6
			6.2.1.1 Eurocodes	. 6
			6.2.1.2 Nationale annekser	. 7
		6.2.2	Konsekvensklasse	. 7
		6.2.3	Konstruktionsklasse	. 8
		6.2.4	Kontroklasse	. 8
		6.2.5	Software programmer	. 8
		6.2.6	Referencer	. 8
	6.3	Forur	ıdersøgelser	. 9
	6.4	Konst	ruktionsmaterialer	. 9
		6.4.1	Stål	. 9
			6.4.1.1 Materialeparametre	. 9
			6.4.1.2 Partialkoefficienter	. 10
	6.5	Konst	ruktioner	. 10
		6.5.1	Statisk virkemåde	. 10
			6.5.1.1 Lodret lastnedføring	. 11
			6.5.1.2 Vandret lastnedføring	. 11
		6.5.2	Anvendelseskrav	. 11
		6.5.3	Funktionskrav	. 11
		6.5.4	Robusthed	. 12

	6.6	Laster			12
		6.6.1	Lastkom	binationer	12
		6.6.2	Egenlast		13
		6.6.3	Nyttelas	t	14
		6.6.4	Snelast		15
		6.6.5	Vindlast		16
			6.6.5.1	Bestemmelse af peakhastighedstrykket	16
			6.6.5.2	Bestemmelse af udvendige vindtryk	19
			6.6.5.3	Bestemmelse af indvendig vindtryk	21
		6.6.6	Seismisk	ast	21
		6.6.7	Geometr	riske imperfektioner	24
7	A.2	Statisk	e beregni	nger	27
	7.1	Hoved	lstatik for	bygværket	27
		7.1.1	Lodret la	astnedføring	27
		7.1.2	Vandret	lastnedføring	27
	7.2	Verifik	ation af I	KT-beregninger	27
	7.3	Konst	ruktionsat	fsnit	29
		7.3.1	Stålkons	truktioner	29
			7.3.1.1	Teori samt formler jf. [EC3.1] - Elementer	30
			7.3.1.2	Teori samt formler jf. [EC3.8] - Samlinger	39
		7.3.2	Eftervisr	ning af hovedrammen - brudgrænsetilstand	50
			7.3.2.1	Rammeben - Grundprofil	50
			7.3.2.2	Rammeben - Udfligning	57
			7.3.2.3	Rigel - Grundprofil	63
			7.3.2.4	Rigel - Udfligning	68
		7.3.3	Eftervisr	ning af hovedrammen - anvendelsesgrænsetilstand	71
		7.3.4	Eftervisr	ung af gavlrammen - Brudgrænsetilstand	72
		7.3.5	Eftervisr	ning af gavlrammen - Anvendelsesgrænsetilstand	74
		7.3.6	Eftervisr	ung af gavlsøjlen - Brudgrænsetilstand	75
		7.3.7	Efterivsr	ung af gavlsøjlen - Anvendelsesgrænsetilstand	80
		7.3.8	Eftervisr	ung af diagonaler	81
		7.3.9	Eftervisr	ung af horisontaler	82
		7.3.10	Eftervisr	ung af søjle/bjælke systemet	86
			7.3.10.1	Eftervisning af bjælken - Brudgrænsetilstand	86
			7.3.10.2	Eftervisning af bjælken - Anvendelsesgrænsetilstand	88
			7.3.10.3	Eftervisning af søjlen - Brudgrænsetilstand	89
			7.3.10.4	Eftervisning af søjlen - Anvendelsesgrænsetilstand	90
			7.3.10.5	Eftervisning af funktionskrav	91

	7.3.11	Eftervisining af kipsamlingen	92
	7.3.12	Eftervisning af hjørnesamling	98
	7.3.13	Eftervisning af samlingen mellem rammebenet og nedførings-	
		stangen	101
	7.3.14	Eftervisning af samlingen mellem gavlsøjlen og riglen	103
	7.3.15	Eftervisning af fodpunktssamlingen	105
8	Diskussion		111
9	Konklussio	n	112

# 4 | Indledning

Hvide Sande Båd & Motorservice er en virksomhed der beskæftiger sig med salg af nye og brugte både samt bådudstyr. I forbindelse med salg af den tidligere bygning, skulle virksomheden bruge en ny. Brøns Ingeniørfirma ApS fik opgaven at dimensionere de bærende stålelementer, hvilket afgangsprojektet omhandler. Projektet tager udgangspunkt i de allerede udarbejdet arkitekttegninger, som Brøns Ingeniørfirma ApS modtog sammen med projektet. Afgangsprojektet omhandler dimensionering af de bærende elementer, bestående af stålrammer samt et søjle/bjælke system med tilhørende samlinger til værkstedsbygningen, i overensstemmelse med de gældende normer og standarder. Dette leder frem til følgende problemformulering:

"Hvordan projekteres en stålrammehal med indskudt dæk, der imødekommer kundens behov og lever op til de gældende normer og standarder?

# 5 | Afgrænsning

I projektet afgrænses der fra følgende:

- Dimensionering af trappen mellem stueetage og det indskudte dæk, grundet tidsbegrænsnings.
- Dimensionering af terrændækket samt det indskudte dæk, grundet tidsbegrænsning.
- Branddimensionering af stålelementer, grundet tidsbegrænsning.
- Økonomi, grundet der holdes primær fokus på dimensionering af bygningen, og teorien bag dette.

# 6 A1. Konstruktionsgrundlag

## 6.1 Bygværket

## 6.1.1 Beskrivelse af bygværket

Hvide Sande Båd & Motorservices værkstedsbygning er lokaliseret på Birkmosevej 3, 6950 Ringkøbing, med et bebygget areal på i alt 480 m<sup>2</sup>. Heraf udgør 330 m<sup>2</sup> stueplanen, hvor de resterende 150 m<sup>2</sup> udgør første sal, eftersom der er indskudt dæk i bygningen. På figur 6.1 ses situationsplanen



Figur 6.1: Situationsplan[Brøns Ingeniørfirma]

Stueplanen består af et værkstedsområde på 213,4 m<sup>2</sup>, et showroom på 55,8 m<sup>2</sup>, et lager på 38,7 m<sup>2</sup> samt et forrum og bad på 7,1 m<sup>2</sup>. Første sal består derimod af et repos på 16,8 m<sup>2</sup>, depot på 57,7 m<sup>2</sup>, 2 persons kontor på 22,4 m<sup>2</sup>, 2-4 personers frokoststue på 17,8 m<sup>2</sup>, et forrum samt toilet på 6 m<sup>2</sup> samt et disponibelt område på 20,6 m<sup>2</sup>. Forbindelsen mellem stueplan og første sal består af en ståltrappe.

På figur 6.2 ses et tværsnit af bygningen. Heraf ses at den ønskede benhøjde er på 4,9 m hvor bygningens total højde er 6,475 m



Figur 6.2: Tværsnit af bygningen[Brøns Ingeniørfirma]

## 6.1.2 Konstruktionens opbygning

Værkstedsbygning er opført med stålrammer, der sikrer bygningens stabilitet i rammernes plan, ved hjælp af rammevirkningen. Rammerne har en indbyrdes afstand på 5 meter og en spændvidde på 16 m. For vandrette belastninger på langs af bygningen, afstives denne med et traditionelt vindkryds i faget mellem modullinje E og D, som også ses på figur 6.3



Figur 6.3: Stueplan[Brøns Ingeniørfirma]

På nedenstående tabel ses opbygning af de enkelte konstruktionselementer

Element	Lag	Tykkelse
-	-	[mm]
Vdomena	PIR Paneller	200
Ydervæg Tagkonstruktion 10° hældning	Z-Åser, stål	-
Techonotrulation 10° holdning	PIR Paneller	200
Tagkonstruktion 10 nældning	Z-Åser, stål	-
	Gulvbelægning	-
	Gulvspånplade	22
	Bjælkelag, C/C= 410	45x245
Etagaadakillalaa	Mineraluld	195
Etageadskilleise	Udglødet tråd pr. 300	2
	HVLT forskalling	22x95
	Kartongips	13
	Træbeton	25
	Fibergips	13
Skillevægge	Isoleret træskelet	95
	Fibergips	13
	Beton	120
Terrændæk	Isolering, KL.20	130
	Kapillarbrydende lag	150

 Tabel 6.1: Tabel med oversigt over de enkelte konstruktionselementer

# 6.2 Beregningsgrundlag og forudsætninger

## 6.2.1 Oversigt over gældende normer og standarder

Nedenfor nævnes de gældende normer med tilhørende nationale annekser, der anvendes til projekteringsgrundlag, lastbestemmelse samt dimensionering af de bærende elementer. Der angives derudover hvordan der løbende i rapporten refereres til disse.

### 6.2.1.1 Eurocodes

- DS/EN 1990:2007 2. udgave Eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner [EC0]
- DS/EN 1991-1-1:2007 Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner Del 1-1:
   Generelle laster Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger [EC1.1]
- DS/EN 1991-1-3:2007 Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner Del 1-3:
   Generelle laster Snelast [EC1.3]

- DS/EN 1991-1-4:2007 Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner Del 1-4: Generelle laster - Vindlast [EC1.4]
- DS/EN 1998-1:2005 Eurocode 8: Konstruktioner i seismiske områder Del 1: Generelle regler, seismiske påvirkninger og regler for bygninger [EC8.1]
- DS/EN 1993-1-1 + AC:2007 Eurocode 3: Stålkonstruktioner Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner [EC3.1]
- DS/EN 1993-1-8 + AC:2007 Eurocode 3: Stålkonstruktioner Del 1-8: Samlinger [EC3.8]
- DS/EN 1997-1:2007 Euroocode 7: Geoteknik Del 1: Generelle regler [EC7.1]

### 6.2.1.2 Nationale annekser

- DS/EN 1990 DK NA: 2021 Nationalt anneks til Eurocode 0 [NA0]
- DS/EN 1991-1-1 DK NA: 2013 Nationalt anneks til Eurocode 1 Del 1-1 [NA1.1]
- DS/EN 1991-1-3 DK NA: 2015 Version 2 Nationalt anneks til Eurocode 1 Dek 1-3 [NA1.3]
- DS/EN 1991-1-4 DK NA: 2015 Nationalt anneks til Eurocode 1 Del 1-4 [NA1.4]
- DS/EN 1998-1 DK NA: 2020 Nationalt anneks til Eurocode 8 Del 1 [NA8.1]
- DS/EN 1993-1-1 DK NA: 2019 Nationalt anneks til Eurocode 3 Del 1-1 [NA3.1]
- DS/EN 1993-1-8 DK NA: 2019 Nationalt anneks til Eurocode 3 Del 1-8 [NA3.8]
- DS/EN 1997-1 DK NA:2021 Nationalt anneks til Eurocode 7 Del 1 [NA7.1]

## 6.2.2 Konsekvensklasse

Bygningen henføres jf. DS/INF 1990 DK NA:2019 til ID10 "Industri samt lager for varer og maskiner med ophold for mellem 50 og 150 personer, eller hvor der er meget store konsekvenser af svigt, fx ved forurenende produktion eller arkiver af samfundsmæssige betydning". Her må den maksimale spændvidde være 40 m for at bygningen kan tilhøre konsekvensklasse CC2. Dette er overholdt, og bygningen henføres derfor til konsekvensklasse CC2.

## 6.2.3 Konstruktionsklasse

Værkstedsbygning er en industriel bygning som jf. BR18 §489 stk. 3, henføres til konstruktionsklasse KK2.

	Konsekvensklasse (CC)			
	Lav (CC1)	Middel (CC2)	Høj (CC3)	Ekstra høj (CC3+)
Simpel og traditionel konstruktion	KK1	KK2*	ККЗ	KK4
Kompleks <i>eller</i> utraditionel konstruktion	KK1	KK3*	КК3	KK4

Figur 6.4: Overordnet inddeling i konstruktionsklasser jf. BR18 §489 [BR18]

Kriteriet der skal opfyldes for at en CC2 konstruktion kan henføres til KK1 er følgende:

"Industri- og lagerbygninger i 1 etage med en maksimal spændvidde på 40 meter, og som er en simpel og traditionel konstruktion"[BR18]

Der vurderes derfor at det indskudte dæk, tæller for en etage, og derfor henføres bygningen til KK2.

## 6.2.4 Kontroklasse

Alle elementer henføres til normal kontrolklasse.

## 6.2.5 Software programmer

I projektet anvendes følgende software programmer:

- FEM-Design 20 Educational til at lave en 3D modellen af den statiske model, samt aflæsning af snitkræfter.
- AutoCAD 2020 til at udføre relevante tegninger og skitser.
- Microsoft Excel til at udføre gentagende beregninger.

## 6.2.6 Referencer

I projektet anvendes følgende litteratur:

- Teknisk Ståbi, 25. udgave [TS]
- Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993-1-1, 2. udgave [SK]

Last og sikkerhed efter Eurocodes, 2. udgave [LS]
Undervisningskompendium, Allan Andersen [UK]

# 6.3 Forundersøgelser

Da projektet udelukkende omfatter dimensionering af stålelementer, er der ingen relevante forundersøgelser i forbindelse med disse, da der allerede foreligger arkitekttegninger til bygningen. Det forudsættes at disse er blevet udført i overensstemmelse med de gældende lokalplaner. Derudover kigges der ikke på geotekniske forhold, eftersom der ikke dimensioneres fundamenter.

# 6.4 Konstruktionsmaterialer

## 6.4.1 Stål

## 6.4.1.1 Materialeparametre

Alt stål udføres i normal kontrolklasse jf. afsnit 6.2.4, hvilket medfører at partialkoefficienten  $\gamma_3 = 1, 0$ 

I nedenstående tabel, er der en oversigt over stålstyrkeklasser, samt de tilhørende materialeparametre.

**Tabel 6.2:** Oversigt over stålstyrkeklasser samt de tilhørende materialeparametre. Der anvendes ulegerede konstruktionsstål jf. DS/EN 10025-2

	Materialetykkelse	Karakteristiske værdier		Parameter	
Stålstyrkeklasse	t	$f_y$	$f_u$	E	K1
	[mm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
	$t \leq 16$	235			
S235	$16 < t \leq 40$	225	360	$0,21\cdot 10^6$	1,000
	$40 < t \le 63$	215			
	$t \le 16$	275			
S275	$16 < t \leq 40$	265	410	$0,21 \cdot 10^{6}$	1,139
	$40 < t \le 63$	255			
S355	$t \leq 16$	355			
	$16 < t \leq 40$	345	470	$0,21\cdot 10^6$	1,306
	$40 < t \le 63$	335			

Derudover ses der i tabel 6.3 en oversigt over de karakteristiske materialekonstanter

Materialekonstant	Symbol	Værdi
Forskydningsmodul	G	0,081·10 <sup>6</sup> MPa
Posissons forhold	v	0,3
Densitet	ho	$7850 \text{ kg/m}^3$

 Tabel 6.3: De karakteristiske materialekonstanter

Der anvendes følgende styrkeklasser for bolte

Tabel 6.4: Styrkeklasser for bolte

	Trækstyrke	Flydespænding		
Styrkeklasse	$f_u$	$f_y$	K2	K3
	[MPa]	[MPa]		
8.8	800	640	1,000	1,000

### 6.4.1.2 Partialkoefficienter

I tabel 6.5 ses samtlige partialkoefficienter der anvendes ved eftervisning af stål.

Beregning af	Vedrørende	Med hensyn til	Partialkoefficient
	Bruttotværsnit		$\gamma_{M0} = 1, 10 \cdot \gamma_3$
Tværsnit	Nettotværsnit gen-		$\gamma_{M2} = 1,35 \cdot \gamma_3$
	nem huller		
	Nettotværsnit gen-		$\gamma_{M0} = 1, 10 \cdot \gamma_3$
	nem huller i frik-		
	tionssamlinger		
	Søjler		
Elementer	Tværbelastede søjler		$\gamma_{M1} = 1, 20 \cdot \gamma_3$
	Kipning		
Comlingor	Bolte, nitter, charnier-	Overklipning, hul-	$\gamma_{M2} = 1,35 \cdot \gamma_3$
Sammiger	dorne	rand, træk, gennem-	
		lokning	
	Svejsesamlinger		$\gamma_{M2} = 1,35 \cdot \gamma_3$

**Tabel 6.5:** Oversigt over samtlige partialkoefficienter til eftervisning af stål

## 6.5 Konstruktioner

## 6.5.1 Statisk virkemåde

I de følgende afsnit beskrives bygværkets generelle statiske virkemåde.

### 6.5.1.1 Lodret lastnedføring

De lodrette laster optages gennem tagkonstruktionens tagpaneler, og viderefører disse igennem Z-åsene ned til stålrammen. Stålrammen afleverer disse laster ved fodpunkterne ned til fundamenterne, der slutvis fører laster til det bæredygtige jord.

### 6.5.1.2 Vandret lastnedføring

De vandrette laster på tværs optages igennem væg og tagpaneler, som videreføres til Z-åsene der derefter afleverer disse laster til stålrammen. Stålrammen er stabil i dets egen plan, grundet rammeeffekten, og derfor kan stålrammen videreføre de vandrette laster på tværs, videre ned til fundamenterne og slutvis til det bæredygtige jord. Ved vandret last på langs af bygning, optages denne igennem træk/tryk stænger, der viderefører lasterne til vindkrydsfeltet bestående af trækstænger. Disse afleverer lasterne til fodpunktet, som herfra videreføres til fundamenterne og slutvis til det bæredygtig jord.

## 6.5.2 Anvendelseskrav

Der stilles ingen specielle krav til anvendelsesgrænsetilstanden fra bygherren. Der bliver derfor anvendt de vejledende værdier for maksimale udbøjninger jf. [NA3.1]. Disse kan ses i tabel 6.6. Samtlige krav skal regnes for en karakteristisk variabel last.

Tabel 6.6: Oversigt over de vejledende værdier for maksimale udbøjninger for forskellige elementer

Element	Vejledende værdi for maksimale udbøjning
Bjælker i etageadskillelser	1/400
Bjælker i tage og ydervægge	1/200
Rammer uden kraner	h/150
Søjler i én etage	h/300

## 6.5.3 Funktionskrav

Der stilles krav til egenfrekvensen af det bærende system for det indskudte dæk, der tager udgangspunkt i tabel A1.4 DK NA [NA0]

Konstruktion	Last	Normalt tilfreds-	Ofte ikke-tilfreds-	Grænseacceleration		
		stillende funktion	stillende funktion	i % af tyngde-		
				acceleration		
Tribuner, fitnesscen-	Rytmisk	$n_e > 10 \; \text{Hz}$	<i>n<sub>e</sub></i> < 6 Hz	10 %		
tre, sportshaller og	personlast					
forsamlingslokaler						
Boliger	Ganglast	$n_e > 8 \text{ Hz}$	$n_e < 5 \text{ Hz}$	0,1 %		
Kontorlokaler	Ganglast	$n_e > 8 \text{ Hz}$	<i>n<sub>e</sub></i> < 5 Hz	0,2 %		
NOTE – Egenfrekvenser og accelerationer beregnes under normal brug, hvor den fluktuerende last typisk er væsent-						

Tabel A1.4 DK NA	Erfaringstal for acc	ceptable egenfrekv	enser og grænsea	ccelerationer
	0	1 0	00	

Tabel 6.7: Oversigt over erfaringstal for acceptable egenfrekvenser og grænseaccelerationer[NA0]

ligt mindre end lasten svarende til den kvasipermanente kombination specificeret i afsnit 6.5.3 i DS/EN 1990. Accele-

rationskravet til kontorlokaler er baseret på, at de generende svingninger forekommer flere gange per time

## 6.5.4 Robusthed

Eftersom konstruktionen tilhører konsekvensklasse CC2, er det ikke nødvendigt at dokumentere konstruktionens robusthed, dog skal der stadigvæk foreligge en vurdering af dette.

[NA0] indeholder forskellige måder at undersøge robustheden i byggerier. Ved bortfald af et nøgleelement, må kollapsomfanget af 2 etager over hinanden, ikke overstiger 15 % af etagearealet, dog maks. 240 m<sup>2</sup> pr. etage og 360 m<sup>2</sup> i alt. I tilfælde af at kollapsomfanget overstiger disse grænseværdier, skal materialepartialkoefficienten  $\gamma_m$ multipliceres med 1,2. Dette er oftest overskredet ved stålhaller, grundet de moderate rammeafstande. Skulle robustheden dokumenteres, kunne der med fordele eftervises robusthed, ved at implementere 2 vindkrydsfag frem for 1. Dette sikrer, at ved kollaps af det afstivende system, vil der stadigvæk være et sekundær afstivende system, til at optage de vandrette laster. Da konstruktionen tilhører konsekvensklasse CC2, dokumenteres robustheden ikke, dog vurderes denne at være tilstrækkelig grunden de simple og overskuelige statiske principper.

## 6.6 Laster

I de følgende afsnit beskrives de lastkombinationer der regnes med, samt bestemmelse af permanente laster, nyttelaster, naturlaster samt de geometriske imperfektioner.

### 6.6.1 Lastkombinationer

De regningsmæssige laster, bestemmes ved lastkombinationer defineret i [NA0]. Stålkonstruktioner dimensioneres efter brudgrænsetilstand, ved hjælp af følgende lastkombinationer Dominerende egenlast STR (6.10a):

$$1, 2 \cdot G_{kj,sup} \cdot K_{FI} \tag{6.1}$$

Dominerende nyttelast STR (6.10b):

$$1, 0 \cdot G_{kj,sup} \cdot K_{FI} + 1, 5 \cdot \psi_{0,sne} \cdot S_k \cdot K_{FI} + 1, 5 \cdot \psi_{0,vind} \cdot V_k \cdot K_{FI}$$

$$(6.2)$$

Dominerende vindlast(Nedadrettet) STR (6.10b):

$$1, 0 \cdot G_{kj,sup} \cdot K_{FI} + 1, 5 \cdot V_k \cdot K_{FI} + 1, 5 \cdot \psi 0, nytte \cdot Q_k \cdot K_{FI}$$

$$(6.3)$$

Dominerende vindlast(Opdadrettet) STR (6.10b):

$$0, 9 \cdot G_{ki,inf} + 1, 5 \cdot V_k \cdot K_{FI} \tag{6.4}$$

I nedenstående tabel ses samtlige lastkombinationer der opstilles.

No.	Name	Type	Factor	Load cases	No.	Name	Туре	Factor	Load cases
1	Lastkombination 1.1 - Dominerende nyttelast (STR 6.10b)	Ultimate	1.000	Egenlast, sup (+Struc. dead load)				1.500	Snelast 2
			1.500	Nyttelast				0.900	Nyttelast
			0.450	Snelast 1				0.450	Vind på tværs (Øst - tryk på taget)
			0.450	Vind på tværs (Vest - tryk på taget)				0.450	Indv. undertryk
			0.450	Indv. undertryk	7	Lastkombination 3.1 - Dominerende vindlast på tværs (STR 6.10b)	Ultimate	1.000	Egenlast, sup (+Struc. dead load)
2	Lastkombination 1.2 - Dominerende nyttelast (STR 6.10b)	Ultimate	1.000	Egenlast, sup (+Struc. dead load)				1.500	Vind på tværs (Vest - tryk på taget
			1.500	Nyttelast				1.500	Indv. undertryk
			0.450	Snelast 1				0.900	Nyttelast
			0.450	Vind på tværs (Øst - tryk på taget)	8	Lastkombination 3.2 - Dominerende vindlast på tværs (STR 6.10b)	Ultimate	1.000	Egenlast, sup (+Struc. dead load)
			0.450	Indv. undertryk				1.500	Vind på tværs (Øst - tryk på taget)
3	Lastkombination 1.3 - Dominerende nyttelast (STR 6.10b)	Ultimate	1.000	Egenlast, sup (+Struc. dead load)				1.500	Indv. undertryk
			1.500	Nyttelast				0.900	Nyttelast
			0.450	Snelast 2	9	Lastkombination 3.3 - Dominerende vindlast på tværs (STR 6.10b)	Ultimate	0.900	Egenlast, inf (+Struc. dead load)
			0.450	Vind på tværs (Øst - tryk på taget)				1.500	Vind på tværs (Vest - sug på taget)
			0.450	Indv. undertryk				1.500	Indv. overtryk
4	Lastkombination 2.1 - Dominerende snelast (STR 6.10b)	Ultimate	1.000	Egenlast, sup (+Struc. dead load)	10	Lastkombination 3.4 - Dominerende vindlast på tværs (STR 6.10b)	Ultimate	0.900	Egenlast, inf (+Struc. dead load)
			1.500	Snelast 1				1.500	Vind på tværs (Øst - sug på taget)
			0.900	Nyttelast				1.500	Indv. overtryk
			0.450	Vind på tværs (Vest - tryk på taget)	11	Lastkombination 3.5 - Dominerende vindlast på langs (STR 6.10b)	Ultimate	0.900	Egenlast, inf (+Struc. dead load)
			0.450	Indv. undertryk				1.500	Vind på langs (Syd)
5	Lastkombination 2.2 - Dominerende snelast (STR 6.10b)	Ultimate	1.000	Egenlast, sup (+Struc. dead load)				1.500	Indv. overtryk
			1.500	Snelast 1	12	Lastkombination 3.6 - Dominerende vindlast på langs (STR 6.10b)	Ultimate	0.900	Egenlast, inf (+Struc. dead load)
			0.900	Nyttelast				1.500	Vind på langs (Nord)
			0.450	Vind på tværs (Øst - tryk på taget)				1.500	Indv. overtryk
			0.450	Indv. undertryk	13	Lastkombination 4.1 - Dominerende egenvægt (STR 6.10a)	Ultimate	1.200	Egenlast, sup (+Struc. dead load)
6	Lastkombination 2.3 - Dominerende snelast (STR 6.10b)	Ultimate	1.000	Egenlast, sup (+Struc. dead load)					

Figur 6.5: Lastkombinationer der opstilles i FEM-Design modellen.

### 6.6.2 Egenlast

Egenlasten er de permanente laster, som følge af de bygningsmaterialer stålrammen bærer. Disse laster kan enten være frie eller bunden. Ved beregning af de største nedadrettet laster, anvendes den ugunstige egenlast, altså både fri og bunden, hvorimod ved beregning af de største opdadrettet laster, anvendes den gunstige egenlast, dvs. udelukkende bunden last, eftersom denne ikke er flytbar. I nedenstående tabel ses en oversigt over samtlige egenlaster.

Element	Lag	Tykkelse	Tyngde/Vægt	Egenlast
-	-	[mm]	-	[kN/m <sup>2</sup> ]
Varmen	PIR Paneller	200	16,8 kg/m <sup>2</sup> [1]	0,17
rdervæg	Z-Åser, stål	-		0,06[4]
Total				0,23
Techonotoulution	PIR Paneller	200	16,8 kg/m <sup>2</sup> [1]	0,17
Tagkonstruktion	Z-Åser, stål	-		0,06[4]
	Installationer			0,10
Total				0,33
	Gulvbelægning	-		0,20[2]
	Gulvspånplade	22	650 kg/m <sup>3</sup> [1]	0,15
	Bjælkelag C18, C/C=	45x245	3,8 kN/m <sup>3</sup> [3]	0,11
Ftagaadskillalsa	410			
Etageauskilleise	Mineraluld	195	$30 \text{ kg/m}^{3}[4]$	0,06
	Udglødet tråd pr. 300	2		-
	Høvlet forskalling C18	22x95	3,8 kN/m <sup>3</sup> [3]	0,10
	Kartongips	13	9 kN/m <sup>3</sup> [2]	0,12
	Træbeton	25	$5 \text{ kN/m}^{3}[2]$	0,13
Total				0,87
	Fibergips	13		0,12[2]
Skillevægge	Isoleret træskelet	95		0,06 [4]
	Fibergips	13		0,12[2]
Total				0,30

**Tabel 6.8:** Oversigt over egenlaster.

[1]- Leverandør katalog [2]- Last og Sikkerhed [3]-[EC1.1] [4]-Angivet af bygherre

## 6.6.3 Nyttelast

Nyttelaster bestemmes jf. [EC1.1] samt [NA1.1]

Der kan opstå nyttelast på terrændækket, taget samt det indskudte dæk. Hver især indplaceres i deres respektive kategorier. I nedenstående tabel ses nyttelasterne inddelt i kategorier, med de tilhørende flade- og punktlaster.

Tabel 6.9: Oversigt	over alle nyttelaster
---------------------	-----------------------

Områda	Vatazari	Fladelast	Punktlast	
Ollifade	Kategon	$[kN/m^2]$	[kN]	
Tag	Н	0,0	1,5	
Indskudt dæk - Kontor	В	2,5	2,5	
Indskudt dæk - Frokoststue	C1	2,5	3,0	
Indskudt dæk - Repos og trappe	B-C1	3,0	3,0	
Terrændæk	Е	7,5	7,0	

## 6.6.4 Snelast

Snelastaen bestemmes jf. [EC1,3] samt [NA1,3] Snelasten regnes ved følgende formel

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \tag{6.5}$$

hvor

- $\mu_i$  : Formfaktor
- $C_e$  : Eksponeringsfaktor
- $C_t$ : Termisk faktor
- $s_k$  : Karakteristisk terrænværdi

Den karakteristisk terrænværdi  $s_k$  sættes jf. [NA1,3] til 1,0 kN/m<sup>2</sup>

Værdien af eksponeringsfaktoren  $C_e$  afhænger af omgivelsernes topografi samt størrelsen af konstruktionen. Denne bestemmes ved følgende formel

$$C_e = C_{top} \cdot C_s \tag{6.6}$$

hvor

 $C_{top}$  : Topografifaktor  $C_s$  : Størrelsesfaktor

Topografifaktoren afhænger af bygningens omgivelser. Bygningen er ikke 15 m højere end de lokale lægivere i terrænet, samtidigt med at bygningen ikke er væsentligt lavere end det omgivende terræn, hvilket resulterer i der vælges normal topografi og derfor en  $C_{top}$  faktor på 1,0.

Størrelsesfaktoren afhænger af bygningens mål. Bygningen har følgende mål 16,28 m x 20,28 m x 6,5 m (BxLxH). Størrelsesfaktoren kan have følgende værdier, med tilhørende betingelser

For  $2h > l_1$ 

$$C_s = 1, 0$$

For  $2h < l_1$ 

$$C_s = 1 \qquad \text{for } l_2 \le 10h$$

$$C_s = 1 + 0,025 \cdot \frac{l_2 - 10h}{h} \qquad \text{for } 10h < l_2 < 20h$$

$$C_s = 1,25 \qquad \text{for } l_2 \ge 20h$$

hvor  $l_1$  er den længste af siderne dvs. facaden, og  $l_2$  er den korteste dvs. gavlen. I dette tilfælde er er det forholdet  $l_2 \leq 10h$  der er gældende, og størrelsesfaktoren  $C_s$  er derfor 1,0. Dette medfører at eksponeringsfaktoren bliver følgende

$$C_e = 1, 0 \cdot 1, 0 = 1, 0 \tag{6.7}$$

Den termiske faktor  $C_t$  sættes til 1,0, da der ikke er tale om glasoverdækkede tage. Taget er udformet som et saddeltag med 10° hældning, og formfaktoren  $\mu_2(\alpha)$  bliver derfor 0,8. Derudover regnes der med et ekstra snetilfælde jf. [NA1,3] eftersom alle de stillede betingelser er opfyldt. Her bliver formfaktoren

$$\mu_w = 0, 6 + 0, 04 \cdot \alpha = 0, 6 + 0, 04 \cdot 10 = 1$$
(6.8)

Dette tilfælde kan dog udelukkende ske på læsiden, ved vind fra vest.

## 6.6.5 Vindlast

Vindlasten bestemmes jf. [EC1.4] samt [NA1.4]

### 6.6.5.1 Bestemmelse af peakhastighedstrykket

Vindlasten afhænger af bygningens placering i Danmark, omgivelserne samt højden af bygningen. Den generelle formel til peakhastighedstrykket er følgende

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z)$$
(6.9)

hvor

 $\rho$  : Luftens densitet, der sættes til 1,25 kg/m<sup>3</sup>

 $I_v$  : Turbulensintensiteten

 $v_m(z)$  : Middelvindhastigheden

Formlerne for hhv. turbulensintensiteten og middelvindhastigheden er følgende

$$I_{v}(z) = \frac{k_{l}}{c_{0}(z) \cdot \ln(z/z_{0})}$$
(6.10)

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \tag{6.11}$$

hvor

 $k_l$  : Turbulensfaktoren, der sættes til 1,0

- $c_o(z)$  : Orografifaktoren, der sættes til 1,0
- *z* : Bygningens højde
- $z_0$  : Ruhedslængden
- $c_r(z)$  : Ruhedsfaktoren
- $v_b$  : Basisvindhastigheden

### Side 16 af 113

Ruhedslængden  $z_0$  afhænger af den terrænkategori bygningen er placeret i. Der anvendes procedure 1 til bestemmelse af terrænruheden, som fortæller følgende *Hvis konstruktionen er opført tæt ved et ruhedsskift i en afstand af:* 

- mindre end 2 km fra den glattere kategori I
- mindre end 1 km fra den glattere kategori II til III

*bør den mest glatte terrænkategori til luv anvendes.* Bygningens placering fremgår af figur 6.6.



Figur 6.6: Placering af bygningen[Google Maps]

På figur 6.6 ses at bygningen er placeret 1,20 km fra Ringkøbing Fjord der tilhører kategori I. Der vælges derfor jf. procedure 1 i [NA1.4] terrænkategori 1, der medfører en ruhedslængden  $z_0 = 0,01m$ 

Ruhedsfaktoren  $c_r(z)$  beregnes ved følgende formel

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \tag{6.12}$$

hvor terrænfaktoren  $k_r$  beregnes ved følgende formel

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \tag{6.13}$$

hvor  $z_{0,II}$  er ruhedslængden for terrænaktegori 2, der har værdien 0,05 m

#### Side 17 af 113

Terrænfaktoren bliver derfor

$$k_r = 0, 19 \cdot \left(\frac{0,01\ m}{0,05\ m}\right)^{0,07} = 0,17$$

Nu kan ruhedsfaktoren  $c_r(z)$  bestemmes

$$c_r(z) = 0,17 \cdot \ln\left(\frac{6,5 m}{0,01 m}\right) = 1,10$$
 (6.14)

Som det sidste skal vindbasishastigheden  $v_b$  bestemmes ved følgende formel

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \tag{6.15}$$

hvor

c<sub>dir</sub> : Retningsfaktoren
 c<sub>season</sub> : Årstidensfaktor, der sættes til 1,0 da konstruktionen ikke er en midlertidig konstruktion

 $v_{b,0}$  : Grundværdien for basisvindhastigheden

Retningsfaktoren  $c_{dir}$  afhænger af vindretning. Bygningen er placeret efter retninger N, V, Ø og S. I nedenstående tabel ses retningsfaktorens kvadrat i forhold til de forskellige vindretninger

Tabel 6.10: Retningsfaktorens kvadrat ift. vindretning

	Ν	Ø	S	V
Vindretning	0°	90°	180°	270°
$c_{dir}^2$	0,8	0,8	0,8	1,0

Det ses at retningsfaktoren er størst ved vind fra V, og der vælges på den sikre side at anvende denne retningsfaktor for alle retninger.

Grundværdien for basisvindhastigheden  $v_{b,0}$  afhænger af bygningens placering ift. Vesterhavet og Ringkøbing Fjord, der tilsammen definerer randzonen i Jylland. Basisvindhastigheden grundværdi regnes til 27 m/s ved randzonen, der aftager lineært til 24 m/s som er grundværdien for basisvindhastigheden mindst 25 km væk fra randzonen. Eftersom afstanden til Ringkøbing Fjord er 1,20 km, lineært interpoleres der for at finde grundværdien for basisvindhastigheden.

$$v_{b,0} = 24 \ m/s + \frac{27 \ m/s - 24 \ m/s}{0 \ km - 25 \ km} \cdot (1, 2 \ km - 25 \ km) = 26, 9 \ m/s$$

Nu kan vindbasishastgiheden bestemmes

$$v_b = 1, 0 \cdot 1, 0 \cdot 26, 9 \ m/s = 26, 9 \ m/s$$

Med de alle de kendte værdier kan nu turbulensintensiteten og middelvindhastigheden beregnes

$$I_{v}(z) = \frac{k_{l}}{c_{0}(z) \cdot \ln(z/z_{0})} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln(6,5 m/0,01 m)} = 0,154$$
$$v_{m}(z) = 1,10 \cdot 1,0 \cdot 26,9 m/s = 29,6 m/s$$

Nu indsættes alle kendte værdier i formel 6.9

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0, 154] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1, 25 \ kg/m^3 \cdot (29, 6 \ m/s)^2 = 1, 14kN/m^2$$

#### 6.6.5.2 Bestemmelse af udvendige vindtryk

Det udvendige vindtryk bestemmes ved at multiplicere det tidligere beregnet peakhastighedstryk med formfaktorer. for hhv. vægge samt taget. Disse formfaktorer afhænger af bygningens geometri, samt forhold mellem de indbyrdes mål. I tabel 6.11 ses samtlige formfaktorer for både vægge og taget.

**Tabel 6.11:** Tabel over formfaktorer for vægge og taget. Positivt fortegn betegner tryk zoner, hvor negativt fortegn betegner sug zoner.

Vind på vægge								
Vindretning	Tryk/sug	Α	В	C	D	Ε		
Vind på tværs	-	-1,2	-0,8	-0,5	0,72	-0,34		
Vind på langs	gs1,2 -0,8 -0,5 0,71 -		-0,32					
Vind på taget								
Vindretning Tryk/sug F G H I J								
Vind nå turne	Tryk	0,1	0,1	0,1	-	0,1		
vinu pa tværs	Sug	-1,3	-1,0	-0,45	-0,5	-0,8		
Vind på langs	Sug	-1,45	-1,3	-0,65	-0,55	-		

Vindlasten i de enkelte zoner ses i nedenstående tabel

Vind på vægge								
Vindratning	Trul/one	Α	В	C	D	Ε		
vindretning	Tryk/sug		[	kN/m <sup>2</sup>	2]			
Vind på tværs	-	-1,37	-0,91	-0,57	0,82	-0,39		
Vind på langs	-	-1,37	-0,91	-0,57	0,81	-0,37		
	Vind på taget							
Vindrotning	Trul/our	F	G	Η	Ι	J		
vindretning	IIyk/sug		[	kN/m <sup>2</sup>	2]			
Vind nå turne	Tryk	0,12	0,12	0,12	-	0,12		
vinu pa tvæis	Sug	-1,48	-1,14	-0,52	-0,57	-0,91		
Vind på langs	Sug	-1,65	-1,48	-0,74	-0,63	-		

Tabel 6.12: Tabel over vindlaster i de enkelte zoner

På figur 6.7 og 6.8 ses figurer af vindlaster på vægge og taget. Vindlasten for modsatte retninger er blot en spejlvending.



Figur 6.7: Vind på tværs, for hhv. vægge og taget. Alle mål er angivet i mm



Figur 6.8: Vind på langs på vægge, for hhv. vægge og taget. Alle mål er angivet i mm

#### 6.6.5.3 Bestemmelse af indvendig vindtryk

Eftersom bygningen ikke har nogen dominerende åbninger, bliver det indvendige vindtryk følgende

Tabel	6.13:	Indvendig	vindtryk
-------	-------	-----------	----------

	Formfaktor	Vindtryk
	[-]	$[kN/m^2]$
Indvendigt undertryk	0,3	0,342
Indvendigt overtryk	-0,2	-0,23

### 6.6.6 Seismisk last

Seismisk last regnes jf. de simplificerede regler, defineret i [NA8.1]

Den vandrette kraft opstår på baggrund af jordrystelser, hvor størrelsen af disse er mindst 1,5 % af de lodrette laster, bestående af egenlast samt nyttelaster. Kraften findes ved følgende formel

$$F_{seis} = \left(\sum G_{kj} + \sum_{i \ge 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right) \cdot \frac{a_{seis}}{g}$$
(6.16)

hvor

 $a_{seis}$ : Den seismiske forskydningsacceleration

g : Tyngdeacceleration, der sættes til 10 m/s<sup>2</sup>

Formlen for den seismiske forskydningsacceleration er

$$a_{seis} = \max \begin{cases} \frac{1}{q} \cdot k \left[ \frac{S_e}{a_g} \right] \cdot a_g \cdot \gamma_I \\ 1,5 \% \text{ af } g \end{cases}$$
(6.17)

hvor

- *q* : Faktor der tager hensyn til konstruktionens duktilitet og har værdien 1,5
- *k* : Faktor der tager hensyn til virkningen af den vandrette seismisk last ikke er konstant langs bygningshøjden, og har værdien 0,5

 $S_e/a_g$ : Aflæses af figur 6.9 som funktion af bygningens egensvingningsperiode

- $a_g$  : Regningsmæssige grundacceleration
- $\gamma_I$  : Seismisk faktor relateret til konstruktionens seismiske klasse

 $S_e/a_g$  kan aflæse af figur 6.9



**Figur 6.9:** Graf til aflæsning af egensvingningsperiode  $S_e/a_g$  [NA8.1]

For stålbygninger kan perioden for bøjningssvingninger omkring den svage akse, estimeres af følgende udtryk

$$T_s = \frac{h}{46} \tag{6.18}$$

hvor h er bygnings højde i meter.

$$T_s = \frac{6,5 m}{46} = 0,14 \Rightarrow S_e/a_g = 2,7$$

#### Side 22 af 113

Den regningsmæssige grundacceleration afhænger af bygningens placering i Danmark. På figur 6.10 ses de forskellige værdier for  $a_g$  i Danmark.



Figur 6.10: Værdier af regningsmæssig grundacceleration, *a<sub>g</sub>*. Værdierne er anført i m/s<sup>2</sup>[NA8.1]

Eftersom bygningen er placeret i Ringkøbing, aflæses værdien af den regningsmæssige grundacceleration til  $0,16 \text{ m/s}^2$ .

Den seismisk faktor er 1,0 for konstruktioner i konsekvensklasse CC2. Nu indsættes de kendte værdier i ligning 6.17

$$a_{seis} = \max \begin{cases} \frac{1}{1,5} \cdot 0, 5 \cdot 2, 7 \cdot 0, 16 \ m/s^2 \cdot 1, 0 = 0, 144 \ m/s^2 \\ 1,5\% \cdot 10 \ m/s^2 = 0, 15 \ m/s^2 \end{cases} \Rightarrow a_{seis} = 0, 15 \ m/s^2$$

Nu kan den seismiske last bestemmes jf. formel 6.16. Lastkombinationsfaktoren  $\psi_{2,i}$  er 0,5 for nyttelastkategori C1. Denne anvendes på den sikre side på hele dækket. De summerede egenlaster findes ved at gange de tidligere bestemte egenlaster i tabel 6.8 med de respektive arealer.

#### Side 23 af 113

$$F_{seis} = \left(315, 2 \, kN + 0, 5 \cdot \left(150 \, m^2 \cdot 2, 5 \, kN/m^2\right)\right) \cdot \frac{0, 15 \, m/s^2}{10 \, m/s^2} = 7, 6 \, kN$$

Da den seismiske last og vindlast, blandes ikke i samme lastkombination, er det den største af disse der er dimensionsgivende. Der laves et tjek af vind på langs, for at sammenligne størrelsen af den seismiske last mod vindlasten.

$$F_{vind,gavl} = 16,28 \ m \cdot 5,037 \ m \cdot (0,81+0,342) \ kN/m^2 = 94,5 \ kN$$

Det kan derfor konkluderes at vindlasten er den dimensionsgivende vandret last, og der regnes derfor ikke videre på den seismiske last.

#### 6.6.7 Geometriske imperfektioner

Geometriske imperfektioner regnes jf. [EC3.1]

De geometriske imperfektioner er en følge af at elementer ikke er fuldstændige lige. Kraften der opstår, er en vandret kraft, der medregnes i brudgrænse samt ulykkesdimensionering, hvis dette er relevant. Disse imperfektioner ved global beregning af rammer, regnes ved følgende formel

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \tag{6.19}$$

hvor

 $\phi_0$  : Basisværdien der sættes til 1/200

 $\alpha_h$  : Reduktionsfaktor der afhænger af højden

 $\alpha_m$  : Reduktionsfaktor der afhænger af antallet af søjler i en række

Formlen for  $\alpha_h$  er

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{men} \quad \frac{2}{3} \le \alpha_h \le 1,0 \tag{6.20}$$
$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{6,5m}} = 0,79$$

Formlen for  $\alpha_m$  er

$$\alpha_m = \sqrt{0, 5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \tag{6.21}$$

hvor m er antallet af søjler i en række, som i dette tilfælde er 5, da der i alt er 5 rammer i bygningen.

$$\alpha_m = \sqrt{0, 5 \cdot \left(1 + \frac{1}{5}\right)} = 0,78$$

#### Side 24 af 113
De kendte værdier indsættes nu i formel 6.19

$$\phi = \frac{1}{200} \cdot 0,79 \cdot 0,78 = 0,0031 = 0,31\%$$

De geometriske imperfektioner vurderes at være ubetydelige eftersom størrelsen af disse er 0,31 % af normalkraften i søjlerne. Denne aflæses i FEM-Design modellen til 75,68 kN. Størrelsen af den vandrette kraft bliver

$$H = 75,68 \ kN \cdot 0,0031 = 0,23 \ kN$$

Denne vandrette kraft medregnes derfor ikke i lastkombinationerne. De enkelte elementer regnes ikke til 100% udnyttelse, for at netop tage hensyn til at der ikke medregnes denne kraft.

# 7 | A.2 Statiske beregninger

# 7.1 Hovedstatik for bygværket

## 7.1.1 Lodret lastnedføring

Se afsnit 6.5.1.1

# 7.1.2 Vandret lastnedføring

Se afsnit 6.5.1.2

# 7.2 Verifikation af IKT-beregninger

Der laves en FEM-Design model af bygning, til bestemmelse af snitkræfter samt reaktioner fra stålrammen. Denne model verificeres ved at aflæse snitkræfter, ved påsættelse af samme lastkombination på rammen, og sammenligne resultater hvor samme beregning udføres i et andet program. Til verificeringen anvendes programmet Halber. For at verificere beregningerne udført i FEM-Design, sammenlignes momentkurverne fra samme lastkombination. På figur 7.1 og 7.2 ses de to momentkurver.



**Figur 7.1:** Hovedrammens momentkurve for lastkombination LC2.2 "Dominerende snelast med bidrag fra vindlast"fra FEM-Design. [FEM]



**Figur 7.2:** Hovedrammens momentkurve for lastkombination LC2.2 "Dominerende snelast med bidrag fra vindlast"fra HALBER [HAL]

Det bemærkes at FEM-Design er kommet frem til et hjørnemoment på -200,82 kNm hvor i HALBER aflæses denne værdi til -181,37 kNm. Afvigelsen skyldes at HALBER regnes snitkræfterne i den rigtige centerlinje, der bliver rykket eftersom rammehjørnet udføres med en udfligning. FEM-Design regner derimod ikke i den rigtige centerlinje. Dette kan også ses på figur 7.3 hvor det er tydeligt at centerlinjen er forskudt i forhold til grundprofilets centerlinje.



Figur 7.3: Det statiske system for hovedrammen i beregningsprogrammet HALBER.[HAL]

Gavlrammen er derimod udført uden udfligninger, hvor momentkurver fra hhv. FEM-Design og HALBER kan ses på de to nedenstående figurer



**Figur 7.4:** Gavlrammens momentkurve for lastkombination LC3.1 "Dominerende vindlast på tværs"fra FEM-Desgin [FEM]



**Figur 7.5:** Gavlrammens momentkurve for lastkombination LC3.1 "Dominerende vindlast på tværs"fra HALBER [HAL]

Her ses at forskellene er minimale. IKT beregninger er derfor verificeret.

# 7.3 Konstruktionsafsnit

I de følgende afsnit udføres de statiske beregninger for stålelementer samt fundamenter. Teorien for hver beregning uddybes med ét beregningseksempel, der er repræsentativ for gentagende beregninger. Der opstilles derfor tabeller der angiver udnyttelsesgrader, efter beregningseksemplet er præsenteret.

### 7.3.1 Stålkonstruktioner

Som nævnt før, er der udført en FEM-Design model af bygningen for at kunne aflæse snitkræfter, de enkelte elementer skal dimensioneres for. Derudover anvendes model-

len til at aflæse deformationer, for at undersøge om konstruktionen overholder anvendelsesgrænsetilstanden. Modellen anvendes også til at beregne de egenfrekvenser, søjle/bjælke systemet skal dimensioneres for, eftersom der stilles funktionskrav til det indskudte dæk, nævnt i konstruktionsgrundlaget.

Der vælges at udføre rammerne som 2-charniers rammer. Dette resulterer i en bedre fordeling af momentkurven, hvor stivheden af rammen sikres ved at der på hovedrammen udføres udfligninger, således det ikke er nødvendigt at anvende en indspændt ramme.

### 7.3.1.1 Teori samt formler jf. [EC3.1] - Elementer

I de følgende afsnit, beskrives samtlige beregninger der er nødvendige til eftervisning af stålelementer.

#### Tværsnitsklasser

Der bestemmes tværsnitsklasse for hhv. grundprofilet samt det opsvejste profil, for at afgøre om der regnes plastisk eller elastisk. Tværsnitsklassen skal bestemmes både for kroppen og flangerne. Kroppen vil oftest være bøjnings- og trykpåvirket, hvor flangerne regnes på den sikre side til at være trykpåvirket. Den laveste tværsnitsklasse er afgørende for hele profilet.

Tværsnitsklasse 1 for profilets krop:

$$\alpha > 0, 5: \frac{c}{t} \le \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} \tag{7.1}$$

$$\alpha \leq 0, 5: \frac{c}{t} \leq \frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha}$$
(7.2)

Tværsnitsklasse 2 for profilets krop:

$$\alpha > 0, 5: \frac{c}{t} \le \frac{456 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} \tag{7.3}$$

$$\alpha \leq 0, 5: \frac{c}{t} \leq \frac{41, 5 \cdot \varepsilon}{\alpha}$$
(7.4)

Tværsnitsklasse 3 for profilets krop:

$$\psi > -1 : \frac{c}{t} \le \frac{42 \cdot \varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$$
(7.5)

$$\psi \le 1 : \frac{c}{t} \le 0,62 \cdot \varepsilon \left(1-\psi\right) \cdot \sqrt{\left(-\psi\right)} \tag{7.6}$$

hvor

- $\varepsilon$  : Material eparameter
- *c* : Længde af kroppen
- t: Tykkelse af kroppen
- $\alpha$  : Forholdstal
- $\psi$  : Forholdstal

Materialeparameteren bestemmes ved

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{7.7}$$

Forholdet mellem spændinger bestemmes ved

$$\alpha = \frac{\frac{c}{2} + y_m}{c} \tag{7.8}$$

$$y_m = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd} \cdot t} \tag{7.9}$$

Tværsnitsklasse 1 for profilets flanger:

$$\frac{c}{t} \le 9\varepsilon \tag{7.10}$$

Tværsnitsklasse 2 for profilets flanger:

$$\frac{c}{t} \le 10\varepsilon \tag{7.11}$$

Tværsnitsklasse 3 for profilets flanger:

$$\frac{c}{t} \le 14 \cdot \varepsilon \tag{7.12}$$

hvor

- c: Afstand fra flangekant til svejsningen ved kroppen
- t: Tykkelse af flangen

Profiler der ikke tilhører nogen af de overstående klasser, henføres til tværsnitsklasse 4.

### Tværsnitseftervisning

Når tværsnitsklassen er bestemt for profilet, skal tværsnittet eftervises for de dimensionsgivende snitkræfter, der aflæses i FEM-Design.

### Normalkraftbæreevne

Normalkraftbæreevnen regnes jf. [EC3.1]

Normalkraftbæreevnen er tilstrækkelig når 7.13 er overholdt

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \le 1,0$$
 (7.13)

For tværsnitsklasse 1, 2 og 3 regnes normalkraftbæreevnen ved følgende formel

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \tag{7.14}$$

For tværsnitsklasse 4 regnes normalkraftbæreevnen ved følgende formel

### Side 31 af 113

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \tag{7.15}$$

hvor

*A* : Tværsnitsareal

 $A_{eff}$ : Det effektive tværsnitsareal

 $f_y$  : Flydespændingen

Derudover undersøges der om det er nødvendigt at tage hensyn til normalkraftens virkning på den plastiske momentbæreevne om y-y-aksen for tværsnitsklasse 1 og 2. For dobbeltsymmetriske I- og H-profiler er formlerne for dette følgende

$$N_{Ed} \le 0,25 \cdot N_{pl,Rd}$$
 (7.16)

$$N_{Ed} \le \frac{0, 5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \tag{7.17}$$

hvor

 $N_{pl,Rd}$ : Den plastiske normalkraftbæreevne

 $h_w$  : Højden af kroppen

 $t_w$  : Tykkelsen af kroppen

### Forskydningsbærevne

Forskydningsbæreevnen regnes jf. [EC3.1] og er tilstrækkelig når 7.18 er overholdt ved plastisk dimensionering

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \le 1,0$$
 (7.18)

Den plastiske forskydningsbæreevne regnes ved følgende

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}} \tag{7.19}$$

hvor  $A_v$  er forskydningsarealet. Denne regnes forskelligt, afhængigt af hvilken type profil der anvendes. Der anvendes både valsede og opsvejste I- og H-profiler.

Valsede I-og H-profiler belastet parallelt med kroppen

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) t_f \text{ men ikke mindre end } \eta \cdot h_w \cdot t_w$$
(7.20)

Opsvejste I-, og H- og kasseprofiler belastet parallelt med kroppen

$$A_v = \eta \sum \left( h_w \cdot t_w \right) \tag{7.21}$$

#### Side 32 af 113

- A : Tværsnitsareal
- *b* : Profilets bredde
- $t_f$  : Flangetykkelse
- $t_w$  : Kropstykkelse
- $h_w$  : Højden af kroppen
- r : Runding
- $\eta_{-}:\,$  1,2 for stålkvaliteter til og med S460

Det gælder derudover for kroppe uden afstivninger, at der bør tjekkes bæreevnen mht. forskydningsfoldning, hvis følgende forhold er overholdt

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \tag{7.22}$$

Hvor  $\eta$  kan konservativt sættes lig med 1,0

I tilfælde af at forskydningskraften overstiger 50 % af den plastiske forskydninsgbæreevne, skal der tages hensyn til indvirkningen af denne på momentbæreevnen.

### Momentbæreevne

Momentbæreevnen beregnes jf. [EC3.1] og er tilstrækkelig når 7.23 er overholdt

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1,0\tag{7.23}$$

hvor den regningsmæssige bæreevne bestemmes ved følgende

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$
 For tværsnitsklasse 1 og 2 (7.24)

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$
 For tværsnitsklasse 3 (7.25)

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$
 For tværsnitsklasse 4 (7.26)

 $W_{pl}$  : Plastisk modstandsmoment

 $W_{el,min}$  : Elastisk modstandsmoment

 $W_{eff,min}$  : Effektiv modstandsmoment

### Summering af udnyttelsesgraden for hver enkelt spændingskomposant

Jf. [EC3.1] kan der anvendes en lineær summering af udnyttelsesgraden for hver enkelt spændingskomposant. Disse inkluderer  $N_{Rd}$ ,  $M_{y,Rd}$  og  $M_{z,Rd}$  hvori der medregnes de eventuelle reduktioner af momentbæreevnen, som følge af normalkraften og forskydningskraften.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \le 1,0$$
(7.27)

### Side 33 af 113

### Stabilitetsundersøgelse af momentpåvirket trykstang

Elementer der påvirkes af kombineret tryk og bøjning, regnes som en momentpåvirket trykstang. Der anvendes her interaktionsfaktorer, der indirekte tager hensyn til 2.ordens effekter og imperfektioner, jf [EC3.1]. For rumlige konstruktioner skal følgende betingelser være opfyldt

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1,0$$
(7.28)

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1,0$$
(7.29)

hvor

$\chi_y, \chi_z$	:	Søjlereduktionsfaktor om hhv. y-y- og z-z-aksen
$\chi_{LT}$	:	Kipningsreduktionsfaktor
$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$	:	Interaktionsfaktorerne

### Søjlereduktionsfaktor

Søjlereduktionsfaktoren bestemmes ved følgende formeler

$$\chi_i = \frac{1}{\phi_i + \sqrt{\phi_i^2 - \overline{\lambda^2}}} \tag{7.30}$$

$$\phi_i = 0, 5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\overline{\lambda} - 0, 2\right) + \overline{\lambda}^2\right]$$
(7.31)

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \tag{7.32}$$

hvor

- $\overline{\lambda}$  : Det relative slankhedsforhold
- $\alpha$  : Imperfektionsfaktor, afhængig af søjlekurver
- $N_{cr}$  : Kritisk søjlekraft

Den kritiske søjlekraft beregnes forskelligt for rammebenene og søjler. Kritisk søjlekraft for rammeben

Rammeben: 
$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_i}{\left(\beta \cdot l_{s,korr}\right)^2}$$
 (7.33)

Søjle: 
$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_i}{l_s^2}$$
 (7.34)

hvor

- *E* : Elasticitetsmodulet
- $I_i$  : Intertimomentet
- $\beta$  : Faktor
- $l_s$  : Søjlelængde
- $l_{s,korr}$ : Korrigerede søjlelængde pga. varierende profilhøjde

Søjlelængden  $l_s$  afhænger af understøtningsforhold for søjlen. En simpelt understøttet søjle vil have en søjlelængde svarende til den geometriske længde af søjlen, hvorimod en indspændt søjle har en søjlelængde svarende til halvdelen af den geometriske længde. For rammer regnes disse søjlelængder ved at multiplicere  $\beta$  faktoren, som aflæses fra "Undervisningskompendiet"[UK]. På figur 7.6 ses en en grafisk afbildning af  $\beta$ -faktoren



**Figur 7.6:** Grafisk afbildning af  $\beta$ -faktoren for en to-charniers ramme[UK]

hvor

- h : Benhøjden
- L : Spændvidden
- $\mu~:~{\rm Forholdet}$  mellem normalkræfterne virkende i toppen af rammebenene

Den korrigerede søjlelængde  $l_{s,korr}$  tager hensyn til profilets varierende højde i udfligningen. Denne regnes ved følgende formel

$$l_{s,korr} = l_0 + l_1 \cdot \frac{I_0}{I_1} + l_2 \cdot \frac{I_0}{I_2} + l_3 \cdot \frac{I_0}{I_3}$$
(7.35)

### Side 35 af 113

hvor

 $I_0$  : Grundprofilets inertimoment

 $I_{1-3}$ : Gennemsnits inertimoment for længdestykket  $l_{1-3}$ 

Her opdeles udfligningen i 3 lige store dele, hvor der for hver del regnes et gennemsnits inertimoment. Princippet for denne beregning ses på figur 7.7



**Figur 7.7:** Opdeling af rammebenet i dellængder, med tilhørende inertimomenter. Alle mål er angivet i mm

Imperfektionsfaktoren  $\alpha$  afhænger af søjlekurven. Søjlekurven bestemmes jf. tabel 6.2 i [EC3.1], hvor tværsnitstypen, h/b forhold, udbøjningsretning samt stålkvalitet er afgørende for hvilken søjlekurve der skal vælges.

### Kipningsreduktionsfaktor

Kipningsreduktionsfaktoren bestemmes ved følgende formler

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \overline{\lambda}_{LT}^2}} \operatorname{men} \begin{cases} \chi_{LT} \le 1, 0\\ \chi_{LT} \le \frac{1}{\overline{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}$$
(7.36)

$$\phi_{LT} = 0, 5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot \left( \overline{\lambda}_{LT} - \overline{\lambda}_{LT,0} \right) + \beta \cdot \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$
(7.37)

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \tag{7.38}$$

hvor

 $\alpha_{LT}$  : Imperfektionsfaktor

 $\overline{\lambda}_{LT}$  : Relativ slankhedsforhold

- $M_{cr}$  : Kipmomenter efter elasticitetsteorien
- $\beta$  : 0,75 jf. [NA3.1]

 $\overline{\lambda}_{LT,0}$  : 0,4 jf. [NA3.1]

Imperfektionsfaktoren  $\alpha_{LT}$  afhænger af kipningskurven, hvor valg af kipningskurven fremgår af tabel 6.5 i [EC3.1], og afhænger af tværsnitstype samt h/b forholdet.

Kipmomentet bestmmes jf. [TS] tabel 6.37-6-44. Der skal her vælges ét af de 8 hovedtilfælde, der minder mest om det pågældende element. Der skal afgøres om der er tale om fri eller bunden kipning, belastningstypen samt momentkurven. Formlen for det kritiske moment er følgende

$$M_{cr} = m_n \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot h_t \tag{7.39}$$

hvor

- $m_n$ : Aflæses i [TS] tabel 6.38-6.44
- $I_z$  : Inertimomentet om svag akse
- $h_t$  : C-C afstand mellem flangerne
- *l* : Længden af elementet

Kipmomentet kan dog forekomme som:  $M_{cr}$ ,  $F_{cr} \cdot l$  og  $r_{cr} \cdot l$ 

For at aflæse tabellerne i [TS] skal to hjælpestørrelser bestemmes

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot l^2}{E \cdot I_w}} \tag{7.40}$$

$$\mu = \frac{M_1}{M_2} \tag{7.41}$$

hvor

- G : Forskydningsmodulet
- $I_v$  : Vridningsintertimoment
- *l* : Længden af elementet
- $I_w$ : Hvælvingsintertimoment
- $\mu$  : Forholdet mellem momenterne i hver ende af elementet

#### Kipningsreduktionsfaktor for udfligningen

Der anvendes den simplificeret metode, hvor trykflangen anses som en søjle der bøjer ud på tværs. Til beregning af kipningsreduktionsfaktoren, bruges følgende formel for det relative slankhedsforhold

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\frac{l_s}{i}}{93, 9 \cdot \varepsilon} \tag{7.42}$$

hvor *i* er inertiradius, og beregnes ved følgende formel for trykflangen

$$i = b \cdot \frac{1}{\sqrt{12}} \tag{7.43}$$

Den teoretiske søjlelængde bestemmes jf. tabel 8.4 [SK], hvor denne afhænger af normalkraftkurven på elementet.

### Interaktionsfaktorer

Interaktionsfaktorer tager hensyn til formen på momentkurven, korrektion af momenter som følge af udbøjninger samt tværsnittets plastiske egenskaber. Disse bestemmes jf. metode 2 i [EC3.1]. For elementer der ikke er tilbøjelige til vridning beregnes interaktionsfaktorer i formlerne angivet i tabel B.1 i [EC3.1] samt tabel B.3 [EC3.1]

Interactions	Tucoronito	Beregningsmæssige forudsætninger			
faktorer	type	Elastiske tværsnitsegenskaber klasse 3, klasse 4	Plastiske tværsnitsegenskaber klasse 1, klasse 2		
k <sub>yy</sub>	I-profiler Rektangu- lære rør-	$C_{my} \left( 1 + 0.6 \overline{\lambda}_{y} \frac{N_{Ed}}{\chi_{y} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left( 1 + (\overline{\lambda}_{\gamma} - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_{\gamma} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$		
	profiler	$\leq C_{my} \left( 1 + 0.6 \frac{2u}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$\leq C_{my} \left( 1 + 0.8 \frac{\alpha}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$		
k <sub>yz</sub>	I-profiler Rektangu- lære rør- profiler	k <sub>zz</sub>	0,6 k <sub>zz</sub>		
k <sub>zy</sub>	I-profiler Rektangu- lære rør- profiler	0,8 k <sub>vv</sub>	0,6 k <sub>vv</sub>		
	I-profiler	$C_{mz} \left(1 + 0.6 \overline{\lambda}_z  \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}\right)$	$\begin{split} & C_{mz} \Biggl( 1 + (2\overline{\lambda}_z - 0.6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \Biggr) \\ & \leq C_{mz} \Biggl( 1 + 1.4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \Biggr) \end{split}$		
k <sub>zz</sub>	Rektangu- lære rør- profiler	$\leq C_{mz} \left(1 + 0.6 \ \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}\right)$	$\begin{split} \hline & C_{mz} \left( 1 + (\overline{\lambda}_z - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \\ & \leq C_{mz} \left( 1 + 0.8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \end{split}$		
For I- og H-profiler og rektangulære rørprofiler påvirket af aksialt tryk og enakset bøjning $M_{y,Ed}$ kan koefficienten $k_{zy}$ antages at være $k_{zy} = 0$ .					

Tabel B.1 – Interaktionsfaktorer k <sub>ij</sub> fe	or elementer, der ikke er	tilbøjelige til vridning
---	---------------------------	--------------------------

Momentdiagram	Område		C <sub>my</sub> og C <sub>mz</sub> og C <sub>mLT</sub>	
womentdiagram			jævnt fordelt last	punktlast
Μ	-1 ≤ ψ ≤ 1		0,6+0,4	iψ≥0,4
k.	$0\!\leq\!\alpha_s\!\leq\!1$	$\textbf{-1} \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \ge 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \ge 0,4$
M <sub>h</sub> W <sub>s</sub> WM <sub>h</sub>	$-1 \le \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	0,1 - 0,8 $\alpha_s \ge$ 0,4	- 0,8 $\alpha_s \ge$ 0,4
$\alpha_s = M_s/M_h$		$\textbf{-1} \leq \psi < \textbf{0}$	0,1(1- $\psi$ ) - 0,8 $\alpha_s \ge$ 0,4	0,2(- $\psi$ ) - 0,8 $\alpha_s \ge$ 0,4
	$0\!\leq\!\alpha_h\!\leq\!1$	$\textbf{-1} \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \alpha_{h}$	<b>0,90 + 0,10</b> $\alpha_{\rm h}$
M <sub>h</sub> M <sub>s</sub> Print	$-1 \le \alpha_h < 0$	$0 \le \psi \le 1$	$0,95 + 0,05 \alpha_{h}$	<b>0,90</b> + <b>0,10</b> $\alpha_{\rm h}$
$\alpha_{\rm h} = M_{\rm h}/M_{\rm s}$		$\textbf{-1} \leq \psi < \textbf{0}$	$0,95 + 0,05\alpha_{\rm h}(1+2\psi)$	$0{,}90+0{,}10\alpha_{\rm h}(1{+}2\psi)$
For elementer med bevægelig knudepunktsfigur bør den ækvivalente momentfaktor sættes lig med henholdsvis $C_{mv} = 0.9$ eller $C_{mv} = 0.9$ .				
$C_{my}$ , $C_{mz}$ og $C_{mLT}$ bør vælges svarende til momentkurven mellem de relevante fastholdte punkter som følger:				
Momentfaktor	Bøjningsakse		Fastholdt i plan	en
C <sub>my</sub>	У-У		Z-Z	
C <sub>mz</sub>	:	Z-Z	У-У	
C <sub>mLT</sub>	у-у		У-У	

Tabel B.3 – Faktorer for ækvivalent konstant moment	: <b>C</b> ,	, i tabel B.1 og B.2
---	--------------	----------------------

### 7.3.1.2 Teori samt formler jf. [EC3.8] - Samlinger

I de følgende afsnit, beskrives samtlige beregninger der er nødvendige til eftervisning af stålsamlinger.

### Eftervisning af svejsninger - Kantsøm

Svejsningens bæreevne regnes efter retningsmetoden defineret i [EC3.8]. For at svejsningens bæreevne er tilstrækkelig, skal følgende betingelser være opfyldt.

Krav til effektive spændinger, også kaldt Von Mises flydebetingelse :

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot \left(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2\right)} \le \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$
(7.44)

Krav til normalspændingen vinkelret på halssnittet

$$\sigma_{\perp} \le 0, 9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \tag{7.45}$$

hvor

- $\sigma_{\perp}$  : Normalspændingen vinkelret på halssnittet
- $\tau_{\perp}$ : Forskydningsspændingen (i halssnittets plan) vinkelret på svejsesømmens akse
- $\tau_{\parallel}$ : Forskydningsspændingen (i halssnittets plan) parallelt med svejsesømmens akse
- $f_u$ : Den nominelle trækstyrke af den svageste del i samlingen
- $\beta_w$  : Korrelationsfaktor

Korrelationsfaktoren  $\beta_w$  aflæses i tabel 4.1 i [EC3.8], hvor denne afhænger af stålkvaliteten. I tabel 7.1 ses disse for de 3 mest gængse stålkvaliteter

Stålkvalitet	Korrelationsfaktor, $\beta_w$
S 235	0,8
S 275	0,85
S 355	0,9

**Tabel 7.1:** Korrelationsfaktoren  $\beta_w$  for kantsømme

Spændinger der forekommer i svejsningen, regnes ved følgende formler

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{a \cdot l_{eff} \cdot \sqrt{2}} \tag{7.46}$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{V_{Ed}}{a \cdot l_{eff}} \tag{7.47}$$

hvor

*a* : Kantsømmens a-mål

 $l_{eff}$ : Den effektive længde i mm

Den effektive længde sættes til svejsesømmens samlede længde, reduceret med to gange det effektive a-mål, altså

$$l_{eff} = l - 2 \cdot a \tag{7.48}$$

Hvis en svejsning er belastet med en kombination af normalkraften, forskydningskraften og et bøjningsmoment, kan følgende procedure anvendes fra [TS]

$$N_{eq,Ed}^* = \sqrt{\left(N_{Ed}^* + \frac{6 \cdot M_{Ed}}{l^2}\right)^2 + \frac{3}{2} \cdot V_{Ed}^{*2}} \le N_{w,Rd}^*$$
(7.49)

hvor

 $N_{Ed}^* = \frac{N_{Ed}}{l} \tag{7.50}$ 

$$V_{Ed}^* = \frac{V_{Ed}}{l} \tag{7.51}$$

### Side 40 af 113

Disse udtryk angiver belastninger per længdeenhed, hvor længden er længden af kantsømmet. Bæreevnen, udtrykt ved  $N_{w,Rd}^*$  aflæses i tabel 6.50 i [TS], hvor denne er angivet i [N/mm].

### Eftervisning af bolte

Bolte kan være trækpåvirket, forskydningspåvirket eller en kombination af begge. Boltesamlinger inddeles i forskellige kategorier, afhængigt af den type belastning der virker på disse. I tabel 7.2 ses de forskellige kategorier med de tilhørende kriterier disse skal eftervises for.

Kategori	Kriterier	Bemærkninger			
Forskydningspåvirket samlinger					
A Domoonalia con	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$	Der kræves ikke forspæn-			
A - Dornsamlinger		ding.			
	$F_{v,Ed}~\leq~F_{b,Rd}$	Bolteklasse 4.6 til 10.9 kan an-			
		vendes.			
	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$	Forspændte 8.8 eller 10.9 bol-			
B - Dorn-friktionssamlinger		te skal anvendes.			
	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$	For friktionssamlinger i an-			
		vendelsesgrænstetilstand se			
		3.9 [EC3.8]			
	$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$				
	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$	Forspændte 8.8 eller 10.9 skal			
C - Friktionssamlinger		anvendes.			
	$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	For friktionssamlinger i brud-			
		grænsetilstand se 3.9[EC3.8]			
	$F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$				
	Trækpåvirkede samlinge	er			
D. Ilder (communal)	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	Der kræves ikke forspæn-			
D - Ikke forspændt		ding. Bolteklasse 4.6 til 10.9			
		kan anvendes			
	$F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$				
E. Easter and t	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	Forspændte 8.8 eller 10.9 bol-			
E - roispænut		te skal anvendes.			
	$F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$				
Kor	nbineret forskydning og	træk			
-	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1,0$				

 Tabel 7.2: Kategorier af boltesamlinger

hvor

 $F_{v,Rd}$  : Overklipningsbæreevne pr. forskydningsplan

 $F_{b,Rd}$  : Hulrandsbæreevne

- $F_{t,Rd}$  : Trækbæreevne
- $B_{p,Rd}$  : Gennemlokningsbæreevne
- $F_{s,Rd}$  : Friktionsmodstand

Overklipningsbæreevnen skal være tilstrækkelig stor for at bolten ikke bliver "klippet"over pga. den forskydningskraft der påvirker denne. Bæreevnen regnes jf [EC3.8] ved følgende formel

$$F_{v,Rd} = \alpha_v \cdot A \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} \tag{7.52}$$

hvor

- A : Skaftareal eller spændingsarealet
- $\alpha_v$  : Reduktionsfaktor
- $f_{ub}$  : Trækstyrke

Reduktionsfaktoren  $\alpha_v$  afhænger af styrkeklassen af bolten, samt virkningen af snittet. Denne kan aflæses i tabel 7.3

Styrkeklasser	Snit gen-	Snit gennem	Snit gen-
	nem rullet	normalt skåret	nem skaft
	gevind	gevind	
4.6, 5.6, 8.8	0,6	0,51	0,6
4.8, 5.8, 6.8, 10.9	0,5	0,425	0,6

Tabel 7.3: Reduktionsfaktor ved overklipningsbæreevne

Trækstyrken af bolten, afhænger af boltens styrkeklasse, og kan aflæses i tabel 7.4

Tabel 7.4: Styrkeklasser af bolte, med tilhørende trækstyrke og flydespænding

	Trækstyrke	Flydespænding
Styrkeklasse	$f_{ub}$	$f_{yb}$
	[MPa]	[MPa]
4.6	400	240
4.8	400	320
5.6	500	300
6.8	600	480
8.8	800	640
10.9	1000	900

Hulrandsbæreevnen skal være tilstrækkelig for at pladen kan holde til de lokale spændinger ved boltehullet. Denne afhænger af om man overholder optimale minimumsafstande eller om bolteafstande ligger imellem de absolutte og de optimale minimumsafstande. I tilfælde af at disse ligger imellem, regnes hulrandsbæreevnen jf [EC3.8] ved følgende udtryk

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$
(7.53)

- $k_1$  : Korrektionsfaktor
- $\alpha_b$  : Korrektionsfaktor
- *d* : Boltens diameter
- t : Tykkelse af pladen

I tabel 7.5 ses minimale bolteafstande

Tabel !	7.5:	Minimale	bolteafstande
---------	------	----------	---------------

	Absolutte minimumsafstande	Optimale minimumsafstande
$e_1$	$1, 2 \cdot d_0$	$3, 0 \cdot d_0$
$p_1$	$2, 2 \cdot d_0$	$3,75 \cdot d_0$
$e_2$	$1, 2 \cdot d_0$	$1, 5 \cdot d_0$
$p_2$	$2, 4 \cdot d_0$	$3, 0 \cdot d_0$

For mellemliggende værdier, anvendes korrektionsfaktorer  $\alpha_b$  og  $k_1$ . Det bemærkes at  $\alpha_b$  må ikke overstige 1,0 eller  $\frac{f_{ub}}{f_u}$ , hvor  $k_1$  må ikke overstige 2,5. Korrektionsfaktorer regnes ved følgende formler

$$\alpha_{b,endebolte} = \frac{e_1}{3 \cdot d_0} \tag{7.54}$$

$$\alpha_{b,indre\ bolte} = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}$$
(7.55)

$$k_{1,kantbolte} = 2, 8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1, 7 \tag{7.56}$$

$$k_{1,indre\ bolte} = 1, 4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1, 7 \tag{7.57}$$

Hvis boltehullet udformes i overstørrelse, multipliceres bæreevnen med 0,8 hvor hvis hullet er aflang, reduceres bæreevnen med 0,6.

Trækbæreevnen skal være tilstrækkelig for at sikre at der ikke forekommer brud i bolten. Bæreevnen bestemmes ved følgende formel

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \tag{7.58}$$

### Side 43 af 113

hvor

- $A_s$  : Spændingsarealet
- $k_2$  : Kærvfaktor der sættes til 0,9 og 0,63 for undersænkede bolte

Ved skåret gevind, reduceres bæreevnen ved at multiplicere denne med 0,85.

Gennemlokningsbæreevnen skal være tilstrækkelig for at boltene ikke bliver trukket igennem pladen. Bæreevnen regnes ved følgende formel

$$B_{p,Rd} = 0, 6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$
(7.59)

hvor

- $d_m$ : Middeldiameter af boltehoved eller møtrik
- $t_p$ : Pladens tykkelse
- $f_u$ : Pladens trækstyrke

Middeldiameter af boltehoved eller møtrik, bestemmes ved

$$d_m = 1,077 \cdot s \tag{7.60}$$

hvor s er nøglevidden.

Friktionsbæreevnen bestemmes ved følgende

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C}$$
(7.61)

hvor

- $k_s$  : Faktor der afhænger af boltehullet
- *n* : Antal af friktionsflader

 $\mu$  : Friktionskoefficienten

 $F_{p,C}$  : Forspændingskraften

Værdierne for  $k_s$  ses i tabel 7.6

**Tabel 7.6:** Værdier af  $k_s$ 

Type af boltehul	$k_s$
Bolte i normale huller	1,0
Bolte i huller i overstørrelse eller i korte aflange huller med hullets akse vinkelret	0,85
på kraftens retning	
Bolte i lange aflange huller med hullets akse vinkelret på kraftens retning	0,70
Bolte i korte aflange huller med hullets akse parallelt med kraftens retning	0,76
Bolte i lange aflange huller med hullets akse parallelt med kraftens retning	0,63

Friktionskoefficienten afhænger af klassen af friktionsfladen, som kan aflæses i tabel 7.7

Klasse	Behandling	Friktionskoefficient
		$\mu$
А	Kontaktflader sandblæst og al løs rust fjernet.	0,50
	Der må ikke forekomme grubedannelser i over-	
	fladen	
В	Kontaktfladen sandblæst og malet med alkali-	0,40
	zink-silikat-maling med en tykkelse på 50-80	
	$\mu$ m. Kontaktflader sandblæst og sprøjtemetal-	
	liseret med aluminium eller zink	
С	Kontaktfladen renset med stålbørste eller flam-	0,30
	merensning og al løs rust fjernet.	
D	Ubehandlede overflader	0,20
	Kontaktflader varmforzinket og sandsvirpet	0,30
Danske erfaringstal	Kontaktflader varmforzinket	0,10

 Tabel 7.7: Overfladeklasser med tilhørende friktionskoefficienter[SK].

Forspændingskraften  $F_{p,C}$  bestemmes ved formel 7.62 for bolteklasse 8.8 og 10.9

$$F_{p,C} = 0, 7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \tag{7.62}$$

### Eftervisning af konstruktionssamlinger - Trækpåvirket tværpladestød

Kipsamlingen regnes som et ækvivalent trækpåvirket tværpladestød, eftersom denne udføres med to endeplader der boltes sammen. Denne samlingstype skal eftervises for 3 brudforme:

- Brudform 1: Fuldstændig flydning af pladen
- Brudform 2: Svigt af bolt med flydning af pladen
- Brudform 3: Svigt af bolt

Der ønskes, så vidt muligt, at brudform 1 har den mindste bæreevne, da flydning af pladen giver et mere varslet brud, og kan derfor ses hurtigere end hvis boltene svigter. Således bæreevnen af brudform 1 ikke er den laveste, accepteres brudform 2 også. Kan hverken brudform 1 eller 2 overholdes, skal der foreligge en vurdering af om brudform 3 kan tillades.

Boltene omkring trykpåvirket flange, regnes at skulle optage forskydningskraften, hvor boltene omkring trækpåvirket flange, regnes at optage trækkraften, som følge af momentet samt normalkraften. Derudover optager svejsninger langs kroppen forskydningskraften, hvor svejsningen omkring den trækpåvirket flange, optager trækkraften der virker vinkelret på svejsesømmet.

De regningsmæssige bæreevner for et tværpladestød regnes jf tabel 7.8

	Modholdskræfter kan dannes, dvs. $L_{\rm b} \leq L_{\rm b}^*$		Ingen modholdskræfter
Brud- form 1	Metode 1	Metode 2 (alternativ metode)	
uden bag- plader	$F_{\mathrm{T},1,\mathrm{Rd}} = \frac{4M_{pl,1,\mathrm{Rd}}}{m}$	$F_{\rm T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w) M_{p,1,Rd}}{2mn - e_w (m+n)}$	_ 2 <i>M</i> <sub>pl,1,Rd</sub>
med bag- plader	$F_{\rm T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd} + 2M_{bp,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w) M_{pl,1,Rd} + 4nM_{bp,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$	$F_{T,1-2,Rd} = \frac{m}{m}$
Brud- form 2	F <sub>T,2,Rd</sub>	$=\frac{2M_{pl,2,Rd}+n\Sigma F_{t,Rd}}{m+n}$	

	Tabel 7.8:	Regningsr	næssige bære	evner for tv	ærpladestød	[EC3.8]
--	------------	-----------	--------------	--------------	-------------	---------

hvor

:

*L<sub>b</sub>* : Boltens aktive længde regnet lig med klemlængden (samlet tykkelse af materiale og underlagsskiver) plus halvdelen af summen af boltehovedets højde og møtrikkens højde

 $L_b^*$ 

$$\frac{8,8m^3 \cdot A_s}{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^3} \tag{7.63}$$

$$\frac{0,25 \cdot \sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \tag{7.64}$$

 $M_{pl,2,Rd}\,$  :

 $M_{pl,1,Rd}$  :

$$\frac{0,25 \cdot \sum l_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \tag{7.65}$$

 $M_{bp,Rd}$  :

$$\frac{0,25 \cdot \sum l_{eff,1} \cdot t_{bp}^2 \cdot f_{y,bp}}{\gamma_{M0}} \tag{7.66}$$

n	:	$e_{min} \operatorname{men} n \le 1,25 m$
$F_{t,Rd}$	:	Den regningsmæssige trækbæreevne af bolte
$\sum l_{eff,1}$	:	Værdien af $\sum l_{eff}$ for brudform 1
$\sum l_{eff,2}$	:	Værdien af $\sum l_{eff}$ for brudform 2
$f_{y,bp}$	:	Bagpladernes flydespænding
$t_{bp}$	:	Bagpladernes tykkelse
$e_w$	:	$d_w/4$
$d_w$	:	Underlagsskivens diameter eller boltehovedets eller møtrikkens
		hjørnemål

De effektive længder for tværpladestød bestemmes ved formler angivet i tabel 7.9

Beliggenhed af	Bolterække betragtet so enkelt række	om Bolterække betragtet som en del af en gruppe af bolterækker		om en del af ær
bolterække	Cirkulære mønstre, $\ell_{\rm eff,cp}$	lkke-cirkulære mønstre, $\ell_{\rm eff,nc}$	Cirkulære mønstre, $\ell_{\text{eff,cp}}$	Ikke-cirkulære mønstre, $\ell_{\rm eff,nc}$
Bolterække uden for bjælkens trækflange	Den mindste af: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	Den mindste af: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	_	_
Første bolterække under bjælkens trækflange	2π <i>m</i>	α.m	<i>πm</i> + <i>p</i>	0,5 <i>p</i> + α <i>m</i> – (2 <i>m</i> + 0,625 <i>e</i> )
Anden indre bolterække	2π <i>m</i>	4 <i>m</i> + 1,25 <i>e</i>	2р	p
Anden ydre bolterække	2π <i>m</i>	4 <i>m</i> + 1,25 <i>e</i>	$\pi m + p$	2 <i>m</i> + 0,625 <i>e</i> + 0,5 <i>p</i>
Brudform 1:	$\ell_{\rm eff,1} = \ell_{\rm eff,nc}$ men $\ell_{\rm eff}$	$f_{,1} \leq \ell_{eff,cp}$	$\Sigma \ell_{\text{eff,1}} = \Sigma \ell_{\text{eff,nc}}$ men	$\Sigma \ell_{\rm eff,1} \leq \Sigma \ell_{\rm eff,cp}$
Brudform 2:	$\ell_{\rm eff,2} = \ell_{\rm eff,nc}$		$\Sigma \ell_{\rm eff,2} = \Sigma \ell_{\rm eff,nc}$	
$\alpha$ bør tages fra figur 6.11.				

Tabel 7.9: Effektive	længder for tvær	pladestød[EC3.8]
----------------------	------------------	------------------

hvor  $\alpha$  aflæses fra figur 7.8 ved hjælp af størrelserne  $\lambda_1$  og  $\lambda_2$  der beregnes ved følgende formler

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} \tag{7.67}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m+e} \tag{7.68}$$



**Figur 7.8:** Værdier af  $\alpha$  for tværplader [EC3.8]

Side 48 af 113

Målene til de overstående beregninger ses på de to nedenstående figurer





Figur 7.10: Mål til beregning af tværpladestød [EC3.8]

Figur 7.9: Mål til beregning af tværpladestød [EC3.8]

### Eftervisning af konstruktionssamlinger - betonspændinger

Ved eftervisning af fodpunktssamlingen, skal det sikres at spændinger fra lodrette og vandrette kræfter, ikke overstiger styrken af betonen. Ved nedadrettet lodret last, findes den regningsmæssige trykfordelingen ved beregning af længden c ved følgende formel

$$c = \sqrt{\frac{t^2 \cdot f_y}{3 \cdot f_{cd} \cdot \gamma_{M0}}} \tag{7.69}$$

hvor

*t* : Endepladens tykkelse

 $f_y$ : Endepladens styrke

 $f_{cd}$ : Den regningsmæssige styrke af betonen

Når stykket c er kendt, er det nu muligt at beregne det bærende areal og betonspændinger. De beregnede betonspændinger skal være mindre end den regningsmæssige styrke af betonen,  $f_{cd}$ .

Ved vandrette laster, findes betonspændinger ved følgende formel

$$\sigma_c = \frac{V_s}{h \cdot b} + \frac{M_s + V_s \cdot \frac{h}{2}}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2}$$
(7.70)

### Side 49 af 113

hvor

- $V_s$  : Forskydningskraften ved indstøbningsbeslagets overside
- $M_s$ : Bøjningsmomentet ved indstøbningsbeslagets overside
- *h* : Dybden af indstøbningsbeslaget
- *b* : Bredden af indstøbningsbeslaget

### 7.3.2 Eftervisning af hovedrammen - brudgrænsetilstand

Det repræsentative beregningseksempel udføres for hovedrammen.

Hovedrammen udføres med en udfligning, hvilket medfører at der både laves en eftervisning for grundprofilet samt udfligningen. Grundprofilet udføres med en HEB220 i stålkvalitet S355, hvor udfligningen starter med profilet F15x220W10x220 og slutter i F15x220W10x450 også i stålkvalitet S355. Der udføres ingen kipningsafstivning på rammebenet, dog forekommer denne på midten af riglen. På figur 7.11 ses det statiske system for hovedrammen.



Figur 7.11: Det statiske system for hovedrammen

### 7.3.2.1 Rammeben - Grundprofil

Hovedrammens grundprofil i rammebenet vælges til en HEB220 i stålkvalitet S355. Profilet er dimensioneret på baggrund af snitkræfter fra lastkombination "LC2.1 - Dominerende snelast (STR 6.10b)"i normallasttilfælde, og kan aflæses i tabel 7.10. Grundprofilet regnes, i forhold til stabilitet, som en momentpåvirket trykstang. Grundprofilet udgør 1,9 m ud af 4,9 m som er den totale højde af rammebenet. Hovedrammen ses på tegning nr "K09\_H3\_EX\_N05". Rammebenet der er dimensionsgivende vælges ud fra størrelserne af snitkræfter. Disse aflæses i FEM-Design, hvilket medfører at det er rammebenet i modullinje C der er dimensionsgivende. I tabel 7.11 ses profildata for HEB220

Lastkombination LC2.1 - Dominerende snelast (STR 6.10b)			
Ν	-147,95	kN	
$\mathrm{V}_y$	0,07	kN	
$V_z$	-41,04	kN	
$\mathbf{M}_x$	0	kNm	
$\mathrm{M}_y$	-78,18	kNm	
$M_z$	-0,12	kNm	

 Tabel 7.10: De dimensionsgivende snitkræfter for hovedrammebenets grundprofil

#### Tabel 7.11: Profildata for profilet HEB220

h	220	mm
b	220	mm
d	9,5	mm
t	16	mm
r	18	mm
А	$9,10.10^{3}$	$mm^2$
$\mathrm{I}_y$	$80,9 \cdot 10^{6}$	$\mathrm{mm}^4$
$\mathbf{i}_y$	94,3	mm
$I_z$	$28,4 \cdot 10^{6}$	$mm^4$
$\mathbf{i}_z$	55,9	mm
$\mathbf{I}_v$	$768 \cdot 10^3$	$\mathrm{mm}^4$
$\mathbf{I}_w$	$295 \cdot 10^9$	$\mathrm{mm}^{6}$
$\mathrm{W}_{pl,y}$	$828 \cdot 10^{3}$	mm <sup>3</sup>

### Bestemmelse af tværsnitsklasse - krop

Tværsnitsklassen for kroppen bestemmes jf. formlerne 7.1 - 7.9 Der undersøges om kroppen tilhører tværsnitsklasse 1. Kroppen er bøjnings- og trykpåvirket.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235 MPa}{355 MPa}} = 0,81$$

 $c = \ 220 \ mm - 2 \cdot 16 \ mm - 2 \cdot 18 \ mm = \ 152 \ mm$ 

$$y_m = \frac{1}{2} \cdot \frac{147,95 \cdot 10^3 N}{\frac{355 MPa}{1,1} \cdot 9,5 mm} = 24,13$$
$$\alpha = \frac{\frac{152 mm}{2} + 24,13}{152 mm} = 0,66$$

### Side 51 af 113

Da  $\alpha > 0,5$  skal følgende forhold være rigtigt for at kroppen tilhører tværsnitsklasse 1

$$\frac{c}{t} \leq \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1}$$
$$\frac{152 \ mm}{9, 5 \ mm} \leq \frac{396 \cdot 0, 81}{13 \cdot 0, 59 - 1}$$
$$16 \leq 42, 3$$

Kroppen tilhører tværsnitsklasse 1

### Bestemmelse af tværsnitsklasse - flange

Tværsnitsklassen for flangen bestemmes jf. formlerne 7.10 - 7.12

Der undersøges om flangen tilhører tværsnitsklasse 1. Flangen er trykpåvirket

$$c = \frac{220 \ mm - 9,5 \ mm}{2} - 18 \ mm = \ 87,25 \ mm$$

$$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon$$
$$\frac{87,25 \ mm}{16 \ mm} \leq 9 \cdot 0,81$$
$$5,45 \leq 7,29$$

Flangen tilhører tværsnitsklasse 1. Da både kroppen og flangen tilhører tværsnitsklasse 1, er hele profilet også tværsnitsklasse 1. Dette tillader plastisk beregningsprincip i forhold til snitkræfter og selve tværsnittet.

### Tværsnitseftervisning

Tværsnitseftervisning udføres jf. formlerne 7.13 - 7.27. Da tværsnittet tilhører tværsnitsklasse 1, tillades plastiske beregningsprincipper.

#### Normalkraftundersøgelse

Normalkraftbæreevne beregnes

$$N_{c,Rd} = \frac{9,10 \cdot 10^3 \ mm^2 \cdot 355 \ MPa}{1,10} \cdot 10^{-3} = 2936,82 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{147,95 \ kN}{2936,82 \ kN} = 0,05$$
 Bæreevne OK!

Der undersøges nu om normalkraften har en indflydelse på momentbæreevnen.

$$147,95 \ kN \le 0,25 \cdot 2936,82 \ kN = 734,20 \ kN$$
$$147,95 \ kN \le 0,5 \cdot \frac{(220 \ mm - 2 \cdot 16 \ mm - 2 \cdot 18 \ mm) \cdot 9,5 \ mm \cdot 355 \ MPa}{1,10} \cdot 10^{-3} = 233,01 \ kN$$

### Side 52 af 113

Da begge forhold er overholdt, er der derfor ingen reduktion på momentbæreevnen.

### Forskydsningsundersøgelse

Forskydningsarealet for valsede I- og H-profiler, belastet parallelt med kroppen, beregnes

$$A_v = 9,10 \cdot 10^3 \ mm^2 - 2 \cdot 220 \ mm \cdot 16 \ mm + (9,5 \ mm + 2 \cdot 18 \ mm) \cdot 16 \ mm = 2788 \ mm^2$$

Forskydningsarealet må ikke være mindre end

$$1, 2 \cdot (220 \ mm - 2 \cdot 16 \ mm - 2 \cdot 18 \ mm) \cdot 9, 5 \ mm = 1733 \ mm < 2788$$

Forskydningsbæreevnen kan nu beregnes

$$V_{pl,Rd} = \frac{2788 \ mm^2 \cdot \left(355 \ MPa/\sqrt{3}\right)}{1,10} \cdot 10^{-3} = 519,48 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{41,04 \ kN}{519,48 \ kN} = 0,08$$
 Bæreevne OK!

Da UG ikke overstiger 50% er der derfor ingen reduktion på momentbæreevnen. Der undersøges om der er tendens til forskydningsfoldning, hvis følgende forhold er sand

$$\frac{(220 \ mm - 2 \cdot 16 \ mm - 2 \cdot 18 \ mm)}{9,5 \ mm} > \frac{72 \cdot 0,81}{1,0}$$
$$16 \neq 58,58$$

Der forekommer ingen forskydningsfoldning.

### Momentundersøgelse

Da bøjningsmomentet om svag akse er kun -0,12 kNm, vurderes denne at være ubetydelig og der regnes derfor kun momentbæreevne om stærk akse.

Den plastiske momentbæreevne for stærk akse beregnes

$$M_{pl,Rd} = \frac{828 \cdot 10^3 \ mm^3 \cdot 355 \ MPa}{1,10} \cdot 10^{-6} = 267,22 \ kNm$$

Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{78,18 \ kNm}{267,22 \ kNm} = 0,29$$
 Bæreevne OK!

### Lineær summering af udnyttelsesgraderne

### Side 53 af 113

Der beregnes nu en lineær summering af udnyttelsesgraderne for normalkraften samt bøjningsmomentet

$$UG = \frac{147,95 \ kN}{2936,82 \ kN} + \frac{78,18 \ kNm}{267,22 \ kNm} = 0,34 \quad \text{Bæreevne OK!}$$
(7.71)

### Stabilitetsundersøgelse

Profilet regnes som en momentpåvirket trykstang, hvor der beregnes søjlereduktionsfaktor, kipningsreduktionsfaktor samt interaktionsfaktorer. Stabilitetsundersøgelse udføres ved formlerne 7.28 - 7.43 samt formlerne for interaktionsfaktorer. Det bemærkes at der ikke laves søjleanalogi for trykflangen ved undersøgelse af grundprofiler, men udelukkende ved udfligningen da denne har varierende højde.

### Søjlereduktionsfaktor

Først beregnes den korrigerede søjlelængde, hvor rammebenet opdeles som vist på figur 7.7. Inertimomentet for dobbeltsymmetriske opsvejste I-og H-profiler regnes ved følgende

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot t_w \cdot (h - 2 \cdot t_f)^3 + \frac{1}{6} \cdot b \cdot t_f^3 + 2 \cdot t_f \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{t_f}{2}\right)^2$$
(7.72)

For hvert delstykke regnes inertimomentet i start og slut, hvor der herefter tages et gennemsnit af dette. Den korrigerede søjlelængde bliver derfor

$$\begin{split} l_{s,korr} = & 1,9 \ m+1,0 \ m \cdot \frac{8,09 \cdot 10^7 \ mm^4}{1,11 \cdot 10^8 \ mm^4} + 1,0 \ m \cdot \frac{8,09 \cdot 10^7 \ mm^4}{1,96 \cdot 10^8 \ mm^4} + \\ & 1,0 \ m \cdot \frac{8,09 \cdot 10^7 \ mm^4}{3,10 \cdot 10^8 \ mm^4} = & 3,30 \ m \end{split}$$

For at bestemme  $\beta$  faktoren, beregnes forholdet mellem normalkræfterne i rammehjørnerne. Fordelingen kan ses på figur 7.12



**Figur 7.12:** Fordelingen af normalkraften for hovedrammen i modullinje C, ved lastkombination LC2.1[FEM]

### Forholdet bliver derfor

$$\mu = \frac{74,26 \ kN}{77,51 \ kN} = 0,96$$

Da riglen og rammebenet har samme inertimomenter, bliver forholdet mellem højden og spændvidden

$$\frac{L}{h} = \frac{16,0}{4,90} \frac{m}{m} = 3,3$$

 $\beta$ faktoren aflæses nu til 2,95 og kan ses på figur 7.13



**Figur 7.13:** Grafisk aflæsning af  $\beta$  faktoren[?]

Med de kendte parametre, bestemmes den kritiske søjlekraft  $N_{cr}$ 

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 0,21 \cdot 10^6 MPa \cdot 8,09 \cdot 10^7 mm^4}{(2,95 \cdot 3300 mm)^2} \cdot 10^{-3} = 1769,3 kN$$

Det relative slankhedsforhold bestemmes

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{9100 \ mm^2 \cdot 355 \ MPa}{1769, 3 \cdot 10^3 \ N}} = 1,35$$

For valsede profiler, med et h/b forhold under 1,2 og ubøjning om stærk akse, vælges søjlekurve b, der medfører at imperfektionsfaktoren  $\alpha$  bliver 0,34. Med denne værdi, beregnes nu  $\phi_i$  og søjlereduktionsfaktoren  $\chi_i$ 

$$\phi_i = 0, 5 \cdot \left[1 + 0, 34 \cdot (1, 35 - 0, 2) + 1, 35^2\right] = 1, 61$$
$$\chi_i = \frac{1}{1, 61 + \sqrt{1, 61^2 - 1, 35^2}} = 0, 40$$

### Kipningsreduktionsfaktoren

Da der ikke er nogen kipningsafstivning på rammebenet, vælges den fulde højde af rammebenet som længden af grundprofilet.

Først beregnes kl

$$kl = \sqrt{\frac{81000 \ MPa \cdot 768 \cdot 10^3 \ mm^4 \cdot (4900 \ mm)^2}{0,21 \cdot 10^6 \ MPa \cdot 2,95 \cdot 10^{11} \ mm^6}} = 4,91$$

Forholdet mellem momenterne på rammebenet kan ses på figur



Figur 7.14: Momentkurven for rammebenet i hovedrammen[FEM]

$$\mu = \frac{0 \, kNm}{-78, 18 \, kNm} = 0$$

Rammebenet er fastholdt af facadeåse, hvilket medfører at der er tale om bunden kipning. På baggrund af momentforholdene samt kipningstypen, vurderes det at der er tale om kipningshovedtilfælde 6. Med kl samt  $\mu$  kan  $m_6$  nu findes i [TS] tabel 6.42. Da kl ligger mellem værdierne 4 og 6, anvendes der lineær interpolation til at finde den mellemliggende værdi for  $m_6$ 

$$m_6 = 16, 1 + \frac{24, 2 - 16, 1}{6 - 4} \cdot (4, 91 - 4) = 19,79$$

Nu bestemmes det kritiske moment

$$M_{cr} = 19,79 \cdot \frac{0,21 \cdot 10^{6} MPa \cdot 2,84 \cdot 10^{7} mm^{4}}{(4900 mm)^{2}} \cdot (220 mm - 16 mm) \cdot 10^{-6} = 1002,63 kNm$$

Med denne, bestemmes nu det relative slankhedsforhold

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{828 \cdot 10^3 \ mm^3 \cdot 355 \ MPa}{1002, 63 \cdot 10^6 \ Nmm}} = 0,54$$

Eftersom  $\overline{\lambda_{LT}} > 0, 4$  skal der tages hensyn til kipningstendenser.

#### Side 56 af 113

Da der er tale om et valset profil med h/b forhold under 2, vælges kipningskurve b, der medfører en imperfektionsfaktoren  $\alpha_{LT}$  er 0,34. Nu beregnes  $\phi_{LT}$  samt kipningsreduktionsfaktoren  $\chi_{LT}$ 

$$\phi_{LT} = 0, 5 \cdot \left[1 + 0, 34 \cdot (0, 54 - 0, 4) + 0, 75 \cdot 0, 54^2\right] = 0, 63$$
$$\chi_{LT} = \frac{1}{0, 63 + \sqrt{0, 63^2 - 0, 75 \cdot 0, 54^2}} = 0, 95$$

### Interaktionsfaktorer

Eftersom bøjningsmomentet om svag akse negligeres, er det udelukkende  $k_{yy}$  der skal beregnes. For at beregne denne, skal faktoren for ækvivalent konstant moment  $C_m$ beregnes. Denne afhænger af momentfordelingen langs elementet, hvilket kan ses på figur 7.14. Momentfordelingen er lineær, hvor forholdet mellem momenterne blev tidligere beregnet til 0.  $C_{my}$  bliver derfor

$$C_{my} = 0, 6 + 0, 4 \cdot 0 = 0, 6 \ge 0, 4$$

Nu bestemmes interaktionsfaktoren  $k_{yy}$ 

$$0, 6 \cdot \left(1 + (1, 35 - 0, 2) \cdot \frac{147, 95 \ kN}{0, 40 \cdot 3230, 5 \ kN/1, 20}\right) \le 0, 6 \cdot \left(1 + 0, 8 \cdot \frac{147, 95 \ kN}{0, 40 \cdot 3230, 5 \ kN/1, 20}\right)$$
$$0, 69 \ \nleq \ 0, 66 \ \Rightarrow \ k_{uu} = \ 0, 66$$

### Tjek af bæreevne ift. stabilitet

Formlen 7.28 reduceres til følgende

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rd}}{\gamma_{M1}}} \le 1,0$$
(7.73)

Nu eftervises stabiliteten

$$\frac{\frac{148 \ kN}{0,40\cdot3230,5 \ kN}}{\frac{1,20}{1,20}} + 0,66 \cdot \frac{78,18 \ kNm}{0,94 \cdot \frac{293,94 \ kNm}{1,20}} \le 1,0$$

Bæreevnen er OK, og rammebenets grundprofil i hovedrammen er derfor eftervist.

### 7.3.2.2 Rammeben - Udfligning

Rammebenets udfligning eftervises på samme måde som grundprofilet med enkelte undtagelser. Eftersom profilet har varierende tværsnit, anvendes gennemsnits profildata til eftervisningen af stabiliteten. Til eftervisning af tværsnittet, anvendes profildata i det snit hvor de dimensionsgivende snitkræfter forekommer. Derudover bestemmes kipningsreduktionsfaktoren ved at betragte den trykbelastet flange som en søjle der knækker ud. De dimensionsgivende snitkræfter forekommer i rammehjørnet, med følgende værdier

	Lastkombination LC2.1 - Dominerende snelast (STR 6.10b)	
Ν	-77,39	kN
$\mathrm{V}_y$	-0,08	kN
$V_z$	-40,72	kN
$\mathbf{M}_x$	0	kNm
$\mathrm{M}_y$	-200,82	kNm
$M_z$	0,04	kNm

Tabel 7.12: De dimensionsgivende snitkræfter for hovedrammebenets udfligning

Der regnes på den sikre side med de snitkræfter der blev aflæst i FEM-Design, da en beregning af snitkræfter i den rigtige centerlinje vil medføre en reduktion af snitkræfterne.

Udfligningen har følgende tværsnitskonstanter

h <sub>start</sub>	220	mm
h <sub>slut</sub>	450	mm
b	220	mm
d	10	mm
t	15	mm
r	18	mm
$A_{slut}$	$10,8.10^{3}$	$\mathrm{mm}^2$
$A_{gennemsnit}$	9,65·10 <sup>3</sup>	$\mathrm{mm}^2$
$\mathbf{I}_{y,slut}$	$3,74.10^{8}$	$\mathrm{mm}^4$
$\mathbf{I}_{y,gennemsnit}$	<b>2,246</b> ·10 <sup>8</sup>	$mm^4$
${ m i}_{y,gennemsnit}$	140,1	mm
$I_{z,slut}$	<b>2,66</b> ·10 <sup>7</sup>	$\mathrm{mm}^4$
$I_{z,gennemsnit}$	<b>2,66</b> ·10 <sup>7</sup>	$\mathrm{mm}^4$
$\mathbf{i}_{z,gennemsnit}$	52,83	mm
$I_{v,gennemsnit}$	$587.10^{3}$	$\mathrm{mm}^4$
$\mathbf{I}_{w,gennemsnit}$	7,69·10 <sup>11</sup>	$\mathrm{mm}^{6}$
$W_{pl,y,slut}$	$1,87.10^{6}$	$mm^3$
$W_{pl,y,gennemsnit}$	$1,32 \cdot 10^{6}$	$mm^3$

Tabel 7.13: Profildata for profilet hovedrammens udfligning

### Bestemmelse af tværsnitsklasse - krop

Der undersøges om kroppen tilhører tværsnitsklasse 1. Kroppen er bøjnings- og trykpåvirket.

Den relative materialeparameter beregnes

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235 MPa}{355 MPa}} = 0,81$$

 $c = 450 \ mm - 2 \cdot 15 \ mm - 2 \cdot 18 \ mm = 384 \ mm$ 

Nu bestemmes  $\alpha$  faktoren

$$y_m = \frac{1}{2} \cdot \frac{77,39 \cdot 10^3 N}{\frac{355 MPa}{1,1} \cdot 10 mm} = 11,99$$
$$\alpha = \frac{\frac{384 mm}{2} + 11,9}{384 mm} = 0,53$$

Da  $\alpha$ er over 0,5 skal følgende forhold være sand for at kroppen tilhører tværsnitsklasse 1

$$\frac{c}{t} \leq \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1}$$
$$\frac{384 \ mm}{10 \ mm} \leq \frac{396 \cdot 0, 81}{13 \cdot 0, 53 - 1}$$
$$38, 4 \leq 54, 45$$

Da overstående forhold er sand, tilhører kroppen tværsnitsklasse 1.

### Bestemmelse af tværsnitsklasse - flange

Der undersøges om flangen tilhører tværsnitsklasse 1. Flangen er trykpåvirket

$$c = \frac{220 \ mm - 10 \ mm}{2} - 18 \ mm = \ 87 \ mm$$
$$\frac{c}{t} \le 9 \cdot \varepsilon$$
$$\frac{87 \ mm}{15 \ mm} \le 9 \cdot 0, 81$$

$$5,8 \le 7,29$$

Flangen tilhører tværsnitsklasse 1. Da både kroppen og flangen tilhører tværsnitsklasse 1, er hele profilet også tværsnitsklasse 1. Dette tillader plastisk beregningsprincip i forhold til snitkræfter og selve tværsnittet.

### Normalkraftundersøgelse

Normalkraftbæreevnen beregnes

$$N_{c,Rd} = \frac{10, 8 \cdot 10^3 \ mm^2 \cdot 355 \ MPa}{1, 10} \cdot 10^{-3} = 3485, 45 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{77,39 \ kN}{3485,45 \ kN} = 0,02$$

Der undersøges nu om normalkraften har en indflydelse på momentbæreevnen

$$77,39 \ kN \le 0,25 \cdot 3485,45 \ kN = 871,3 \ kN$$
  
$$77,39 \ kN \le 0,5 \cdot \frac{(450 \ mm - 2 \cdot 15 \ mm - 2 \cdot 18 \ mm) \cdot 10 \ mm \cdot 355 \ MPa}{1,10} \cdot 10^{-3} = 619,6 \ kN$$

Da begge forhold er overholdt, er der derfor ingen reduktion på momentbæreevnen.

#### Forskydningsundersøgelse

Forskydningsarealet for opsvejste profiler, belastet parallelt med kroppen, beregnes

$$A_v = 1, 0 \cdot (450 \ mm - 2 \cdot 15 \ mm - 2 \cdot 18 \ mm) \cdot 10 \ mm = 3840 \ mm^2$$

Forskydningsbæreevnen beregnes

$$V_{pl,Rd} = \frac{3840 \ mm^2 \cdot \left(355 \ MPa/\sqrt{3}\right)}{1,10} \cdot 10^{-3} = \ 715,5 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{40,72 \ kN}{715,5 \ kN} = 0,06$$

Da UG ikke overstiger 50% er der derfor ingen reduktion på momentbæreevnen. Der undersøges om der er tendens til forskydningsfoldning, hvis følgende forhold er sand

$$\frac{(450 \ mm - 2 \cdot 15 \ mm - 2 \cdot 18 \ mm)}{10 \ mm} > \frac{72 \cdot 0.81}{1.0}$$
$$38.4 \not\geq 58.32$$

Der forekommer ingen forskydningsfoldning.

#### Momentundersøgelse

Da bøjningsmomenter om svag akse er kun 0,04 kNm, vurderes denne at være ubetydelig og der regnes derfor kun momentbæreevne om stærk akse.

Den plastiske momentbæreevne for stærk akse beregnes

$$M_{pl,Rd} = \frac{1,87 \cdot 10^6 \ mm^3 \cdot 355 \ MPa}{1,10} \cdot 10^{-6} = \ 603,5 \ kNm$$

### Side 60 af 113
Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{200,82 \ kNm}{603,5 \ kNm} = 0,33$$

#### Lineær summering af udnyttelsesgraderne

Der beregnes nu en lineær summering af udnyttelsesgraderne for normalkraften samt bøjningsmomentet

$$UG = \frac{77,39 \ kN}{3485,45 \ kN} + \frac{200,82 \ kNm}{603,5 \ kNm} = 0,35$$

#### Stabilitetsundersøgelse

Udfligningen regnes som en momentpåvirket trykstang, hvor der beregnes søjlereduktionsfaktor, kipningsreduktionsfaktor samt interaktionsfaktorer.

#### Søjlereduktionsfaktoren

Den korrigede søjlelængde blev tidligere beregnet til 3,30 m hvor  $\beta$  faktoren er uændret. Den kritiske søjlekraft beregnes nu

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 0.21 \cdot 10^6 MPa \cdot 2.246 \cdot 10^8 mm^4}{(2.95 \cdot 3300 mm)^2} \cdot 10^{-3} = 4912 kN$$

Det relative slankhedsforhold bestemmes

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{10, 8 \cdot 10^3 \ mm^2 \cdot 355 \ MPa}{4912 \cdot 10^3 \ N}} = 0,88$$

For opsvejste profiler med en flangetykkelse under 40 mm og udbøjning om stærk akse, vælges søjlekurve b, der medfører at imperfektionsfaktoren  $\alpha$  bliver 0,34. Nu beregnes  $\phi_i$  samt søjlereduktionsfaktoren  $\chi_i$ 

$$\phi_i = 0, 5 \cdot \left[1 + 0, 34 \cdot (0, 88 - 0, 2) + 0, 88^2\right] = 1,00$$
  
$$\chi_i = \frac{1}{1,00 + \sqrt{1,00^2 - 0,88^2}} = 0,67$$

#### Kipningsreduktionsfaktor

Kipningsreduktionsfaktoren beregnes ved at betragte den trykbelastede flange som en søjle, og udføre søjleanalogi for denne. Først beregnes inertiradius

$$i = 220 mm \cdot \frac{1}{\sqrt{12}} = 63,51 mm$$

Momentet vil give anledning til stigende tryk op mod rammehjørnet, derfor kan trykfordeling anses at være trekantfordelt.  $\alpha$  værdier for trekantfordelt tryk er jf. tabel 8.4 i [SK] 0,729. Den teoretiske søjlelængde bliver derfor

$$l_s = 4,9 m \cdot 0,729 = 3,57 m$$

Nu beregnes det relative slankhedsforhold

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\frac{3570 \ mm}{63,51 \ mm}}{93,9 \cdot \varepsilon} = 0,74$$

Der vælge søjlekurve c, der medfører en imperfektionsfaktor  $\alpha_{LT} = 0,49$ . Med disse værdier kan  $\phi_{LT}$  og kipningsreduktionsfaktoren  $\chi_{LT}$  bestemmes.

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1+0,49 \cdot (0,74-0,4)+0,75 \cdot 0,74^2\right] = 0,79$$
$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,79 + \sqrt{0,79^2 - 0,75 \cdot 0,74^2}} = 0,79$$

### Interaktionsfaktorer

Ligesom ved grundprofilet, negligeres svagaksemoment, hvilket medfører at der kun beregnes  $k_{yy}$ . Forholdet mellem momenterne ses på figur 7.15



Figur 7.15: Momentkurven for udfligningen.[FEM]

$$\mu = \frac{78,18 \ kNm}{200,82 \ kNm} = 0,39$$

Faktoren for ækvivalent, konstant moment  $C_{my}$  bliver derfor

$$0, 6 + 0, 4 \cdot 0, 39 = 0, 76$$

Nu beregnes interaktionsfaktoren  $k_{yy}$ 

$$0,76 \cdot \left(1 + (0,88 - 0,2) \cdot \frac{77,39 \cdot 10^3 N}{\frac{0,67 \cdot (9,65 \cdot 10^3 \ mm^2 \cdot 355 \ MPa)}{1,20}}\right) = 0,78$$
$$0,76 \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{77,39 \cdot 10^3 N}{\frac{0,67 \cdot (9,65 \cdot 10^3 \ mm^2 \cdot 355 \ MPa)}{1,20}}\right) = 0,78$$

Interaktionsfaktoren  $k_{yy}$  er derfor 0,78

### Tjek af bæreevne ift. stabilitet

Følgende forhold skal være overholdt, for at tværsnittet har tilstrækkelig bæreevne

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rd}}{\gamma_{M1}}} \le 1,0$$
(7.74)

Nu eftervises stabiliteten

$$\frac{77,39\ kN}{\frac{0,67\cdot3425,75\ kN}{1.20}} + 0,78 \cdot \frac{200,82\ kNm}{0,79 \cdot \frac{468,6\ kNm}{1.2}} = 0,55 \le 1,0$$

Bæreevnen er OK, og rammebenets udfligning i hovedrammen er derfor eftervist.

### 7.3.2.3 Rigel - Grundprofil

Profilet dimensioneres på baggrund af snitkræfter fra lastkombination "LC2.2 - Dominerende snelast (STR 6.10b)"i normallasttilfælde, hvor værdierne for snitkræfterne kan aflæses i tabel 7.14. De dimensionsgivende snitkræfter for riglens grundprofil, forekommer i rammen der ligger i modullinje C.

	Lastkombination LC2.2 - Dominerende snelast (STR 6.10b)	
Ν	-42,28	kN
$\mathrm{V}_y$	0,07	kN
$V_z$	0,22	kN
$M_x$	0,04	kNm
$\mathrm{M}_y$	65,46	kNm
$M_z$	0,16	kNm

Tabel 7.14: De dimensionsgivende snitkræfter for hovedrammeriglets grundprofil

Eftersom der anvendes samme grundprofil på riglen og rammebenet, kan profildata ses i tabel 7.11

### Bestemmelse af tværsnitsklasse

Ved eftervisning af rammebenets grundprofil, blev der konstateret at HEB220 tilhører tværsnitsklasse 1.

### Tværsnitseftervisning

Eftersom tværsnittet tilhører tværsnitsklasse 1, tillades plastiske beregningsprincipper.

# Normalkraftundersøgelse

Normalkraftbæreevnen for HEB220 blev tidligere bestemt til 2936,32 kN. Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{42,28 \ kN}{2936,82 \ kN} = 0,015$$
 Bæreevne OK!

Der undersøges nu om normalkraften har en indflydelse på momentbæreevnen

$$42,28 \ kN \le \ 734,20 \ kN$$
$$42,28 \ kN \le \ 233,01 \ kN$$

Da begge forhold er overholdt, er der derfor ingen reduktion på momentbæreevnen

# Forskydningsundersøgelse

Forskydningsbæreevnen for en HEB220 blev tidligere bestemt til 519,48 kN. Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{0,22 \ kN}{519,48 \ kN} \approx 0,00 \quad \text{Bæreevne OK!}$$

Da UG ikke overstiger 50% er der derfor ingen reduktion på momentbæreevne. Det blev også undersøgt om der er tendenser til forskydningsfoldninger, hvilket ikke var tilfældet.

## Momentundersøgelse

Der tages kun hensyn til stærk-akse moment, eftersom de øvrige momenter er så små at de vurderes ubetydelige.

Den plastiske momentbæreevne for en HEB220, blev tidligere bestemt til 267,22 kNm. Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{65,46 \ kNm}{267,22 \ kNm} = 0,25$$
 Bæreevne OK!

# Lineær summering af udnyttelsesgraderne

Der beregnes nu en lineær summering af udnyttelsesgraderne for normalkraften samt bøjningsmomentet

$$UG = \frac{42,28 \ kN}{2936,82 \ kN} + \frac{65,46 \ kNm}{267,22 \ kNm} = 0,26$$
 Bæreevne OK!

# Stabilitetsundersøgelse

Profilet regnes som en momentpåvirket trykstang, hvor der beregnes søjlereduktionsfaktor, kipningsreduktionsfaktor samt interaktionsfaktorer.

# Søjlereduktionsfaktor

Først beregnes den korrigerede søjlelængde for riglen

$$l_{s,korr} = 5,123 m + 1,0 m \cdot \frac{8,09 \cdot 10^7 mm^4}{1,11 \cdot 10^8 mm^4} + 1,0 m \cdot \frac{8,09 \cdot 10^7 mm^4}{1,96 \cdot 10^8 mm^4} + 1,0 m \cdot \frac{8,09 \cdot 10^7 mm^4}{3,10 \cdot 10^8 mm^4} = 6,52 m$$

 $\beta$  faktoren blev tidligere beregnet til 2,95. Nu beregnes den kritiske søjlekraft  $N_{cr}$ 

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 0,21 \cdot 10^6 MPa \cdot 8,09 \cdot 10^7 mm^4}{(2,95 \cdot 6520 mm)^2} \cdot 10^{-3} = 453,2 kN$$

Nu kan det relative slankhedsforhold bestemmes

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{9100 \ mm^2 \cdot 355 \ MPa}{453, 2 \cdot 10^3 \ N}} = 2,67$$

Eftersom h/b forhold for en HEB220 er under 1,2 og der er tale om udbøjning om stærk akse, vælges søjlekurve b, der medfører at imperfektionsfaktoren  $\alpha$  bliver 0,34. Nu beregnes  $\phi_i$  samt søjlereduktionsfaktoren  $\chi_i$ 

$$\phi_i = 0, 5 \cdot \left[1 + 0, 34 \cdot (2, 67 - 0, 2) + 2, 67^2\right] = 4, 48$$
$$\chi_i = \frac{1}{4, 48 + \sqrt{4, 48^2 - 2, 67^2}} = 0, 12$$

### Kipningsreduktionsfaktor

Eftersom der er placeret en kipningsafstivning på riglen, bliver længden reduceret. På figur 7.16 ses momentkurven for det éne halvspær i modullinje C



**Figur 7.16:** Momentkurven for det éne halvspær i modullinje C. Den røde linje markerer placering af kipningsafstivningen, hvor den sorte linje markere overgangen fra grundprofil til udfligningen.[FEM]

Det ses at det største moment forekommer på den del af riglen, der er tættest på kip, hvilket også er den længste del. Derfor vælges der at regne kipning på denne del. Længden af dette delstykke er 4,062 m.

 $kl \text{ og } \mu \text{ beregnes}$ 

$$kl = \sqrt{\frac{81000 MPa \cdot 768 \cdot 10^3 mm^4 \cdot (4062 mm)^2}{0,21 \cdot 10^6 MPa \cdot 2,95 \cdot 10^{11} mm^6}} = 4,07$$
$$\mu = \frac{25,26 kNm}{60,50 kNm} = 0,42$$

Da tagbjælken er fastholdt af taget, er der tale om bunden kipning. Det antages at momentkurven forløber lineært, hvortil der vælges kipningshovedtilfælde 6.For at finde værdien for  $m_6$  laves dobbelt lineærinterpolation i tabel 6.42 i [TS]. Værdien af  $m_6$  beregnes til 12,74

Nu bestemmes det kritiske moment

$$M_{cr} = 12,74 \cdot \frac{0,21 \cdot 10^6 MPa \cdot 2,84 \cdot 10^7 mm^4}{(4062 mm)^2} \cdot (220 mm - 16 mm) \cdot 10^{-6} = 939,4 kNm$$

Nu beregnes det relative slankhedsforhold

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{8,28 \cdot 10^5 \ mm^3 \cdot 355 \ MPa}{939,4 \cdot 10^6 \ Nmm}} = 0,56$$

### Side 66 af 113

Eftersom  $\overline{\lambda_{LT}} > 0,4$  skal der tages hensyn til kipningstendenser. Der er tale om et valset profil med h/b forhold under 2, derfor vælges kipningskurve b, der medfører at imperfektionsfaktoren  $\alpha_{LT}$  er 0,34. Nu beregnes  $\phi_{LT}$  samt kipningsreduktionsfaktoren  $\chi_{LT}$ 

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1+0,34 \cdot (0,56-0,4)+0,75 \cdot 0,56^2\right] = 0,64$$
$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,64+\sqrt{0,64^2-0,75 \cdot 0,56^2}} = 0,94$$

### Interaktionsfaktor

Der beregnes  $k_{yy}$ . Der anvendes formlen for et parabolsk momentdiagram, med følgende forhold

$$\alpha_h = \frac{60,50 \ kNm}{65,46 \ kNm} = 0,92$$
$$\psi = \frac{-11,50 \ kNm}{60,50 \ kNm} = -0,19$$

Forholdene er gældende inden for følgende områder

$$0 \le \alpha_h \le 1 \tag{7.75}$$

$$-1 \le \psi \le 1 \tag{7.76}$$

Og  $C_{my}$  beregnes derfor på følgende måde

$$0,95+0,05\cdot 0,92 = 0,996 = 1,0$$

Nu beregnes interaktionsfaktoren  $k_{yy}$ 

$$1 \cdot \left(1 + (2,67 - 0,2) \cdot \frac{42,28 \ kN}{0,12 \cdot 3230,5 \ kN/1,20}\right) \le 1 \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{42,28 \ kN}{0,12 \cdot 3230,5 \ kN/1,20}\right)$$
$$1,32 \ \nleq \ 1,10 \ \Rightarrow \ k_{yy} = \ 1,10$$

### Tjek af bæreevne ift. stabilitet

Følgende forhold skal være overholdt, for at tværsnittet har tilstrækkelig bæreevne

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rd}}{\gamma_{M1}}} \le 1,0$$
(7.77)

Nu eftervises stabiliteten

$$\frac{42,28 \ kN}{\frac{0,12\cdot3230,5 \ kN}{1,20}} + 1,10 \cdot \frac{65,46 \ kNm}{0,94 \cdot \frac{293,94 \ kNm}{1,20}} = 0,44$$

Bæreevnen er OK, og riglens grundprofil i hovedrammen er derfor eftervist.

#### Side 67 af 113

# 7.3.2.4 Rigel - Udfligning

Udfligningen dimensioneres på baggrund af snitkræfter fra lastkombination "LC2.2-Dominerende snelast (STR 6.10b)"i normallasttilfælde, hvor værdierne for snitkræfterne kan aflæses i tabel 7.15. De dimensionsgivende snitkræfter forekommer i hovedrammen i modullinje C.

Tabel 7.15: De dimensionsgivende snitkræfter for hovedrammeriglets udfligning

	Lastkombination LC2.2 - Dominerende snelast (STR 6.10b)	
Ν	-53,46	kN
$\mathrm{V}_y$	0,01	kN
$V_z$	68,70	kN
$M_x$	-0,04	kNm
$\mathrm{M}_y$	-200,82	kNm
$M_z$	-0,01	kNm

Momentkurven for riglens udfligning kan ses på figur 7.17



Figur 7.17: Momentkurven på riglens udfligning for lastkombination LC2.2 - Dominerende snelast.[FEM]

Profildata for udfligningen kan aflæses i tabel 7.13, eftersom der anvendes samme profiltype på riglens udfligning som på rammebenets udfligning.

# Bestememlse af tværsnitsklasse

Der blev tidligere bestemt at udfligningen tilhører tværsnitsklasse 1.

# Tværsnitseftervisning

Tværsnittet tilhører tværsnitsklasse 1, hvilket medfører at der tillades plastiske beregningsprincipper.

# Normalkraftundersøgelse

Normalkraftbæreevnen for udfligningen blev bestemt til 3485,45 kN. Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{53,46 \ kN}{3485,45 \ kN} = 0,015$$
 Bæreevne OK!

Der undersøge nu om normalkraften har en indflydelse på momentbæreevnen

$$53,46 \ kN \le 871,3 \ kN$$
  
$$53,46 \ kN \le 619,6 \ kN$$

Da begge forhold er overholdt, er der derfor ingen reduktion på momentbæreevnen

# Forskydningsundersøgelse

Forskydningsbæreevnen for udfligningen blev bestemt til 715,5 kN. Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{68,70 \ kN}{715,5 \ kN} = 0,10$$
 Bæreevne OK!

Da UG ikke overstiger 50% er der derfor ingen reduktion på momentbæreevnen. Der blev tidligere konstateret at der ikke er nogen tendens til forskydningsfoldning.

# Momentundersøgelse

Den plastiske momentbæreevne for stærk akse for udfligningen blev bestemt til 603,5 kNm. Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{200,82 \ kNm}{603,5 \ kNm} = 0,33$$
 Bæreevne OK!

## Lineær summering af udnyttelsesgraderne

Der beregnes nu en lineær summering af udnyttelsesgraderne for normalkraften samt bøjningsmomentet

$$UG = \frac{53,46 \ kN}{3485,45 \ kN} + \frac{200,82 \ kNm}{603,5 \ kNm} = 0,35$$
 Bæreevne OK!

# Stabilitetsundersøgelse

Udfligningen regnes som en momentpåvirket trykstang, hvor der beregnes søjlereduktionsfaktor, kipningsreduktionsfaktor samt interaktionsfaktorer.

# Søjlereduktionsfaktor

### Side 69 af 113

Den korrigede søjlelængde blev bestemt ved eftervisning af riglens grundprofil, og blev beregnet til 6,52 m.  $\beta$  faktoren er uændret. Den kritiske søjlekraft  $N_{cr}$  beregnes

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 0,21 \cdot 10^6 MPa \cdot 2,246 \cdot 10^8 mm^4}{(2,95 \cdot 6520 mm)^2} \cdot 10^{-3} = 1258,3 kN$$

Nu beregnes det relative slankhedsforhold

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{10, 8 \cdot 10^3 \ mm^2 \cdot 355 \ MPa}{1258, 3 \cdot 10^3 \ N}} = 1,75$$

For opsvejste profiler med en flangetykkelse under 40 mm og udbøjning om stærk akse, vælges søjlekurve b, der medfører at imperfektionsfaktoren  $\alpha$  bliver 0,34. Nu beregnes  $\phi_i$  samt søjlereduktionsfaktoren  $\chi_i$ 

$$\phi_i = 0, 5 \cdot \left[1 + 0, 34 \cdot (1, 75 - 0, 2) + 1, 75^2\right] = 2, 30$$
$$\chi_i = \frac{1}{2, 30 + \sqrt{2, 30^2 - 1, 75^2}} = 0, 26$$

#### Kipningsreduktionsfaktor

Kipningsreduktionsfaktor beregnes ved at betragte den trykbelastede flange som en søjle, og udføre søjleanalogi for denne. Inertiradius blev bestemt til 63,51 mm ved beregning af udflining på rammebenet. Længden af elementet er fra rammehjørnet indtil kipningsafstivningen, som er 4,062 m.  $\alpha$  vælges ud fra at trykfordeling anses at være trekantfordelt, hvilket medfører at  $\alpha$  er 0,729 jf. tabel 8.4 i [SK]. Den teoretiske søjle-længde bliver derfor

$$l_s = 4,062 \ m \cdot 0,729 = 2,96 \ m$$

Nu kan det relative slankhedsforhold beregnes

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\frac{2960 \ mm}{63,51 \ mm}}{93,9 \cdot 0,81} = 0,61$$

Der vælges søjlekurve c, der medfører en imperfektionsfaktor  $\alpha_{LT} = 0,49$  Nu beregnes  $\phi_{LT}$  samt kipningsreduktionsfaktoren  $\chi_{LT}$ 

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1+0,49 \cdot (0,61-0,4)+0,75 \cdot 0,61^2\right] = 0,69$$
  
$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,69 + \sqrt{0,69^2 - 0,75 \cdot 0,61^2}} = 0,88$$

#### Interaktionsfaktorer

Der beregnes  $k_{yy}$ . Momentkurven kan ses på figur 7.17. Denne tilnærmes et lineært forløb. Forholdet mellem momenterne beregnes

$$\mu = \frac{-35,09 \, kNm}{-200,82 \, kNm} = 0,17$$

Nu kan faktoren for ækvivalent, konstant moment  $\mathcal{C}_{my}$  be<br/>regnes

$$C_{my} = 0, 6 + 0, 4 \cdot 0, 17 = 0, 66$$

Nu beregnes interaktionsfaktoren  $k_{yy}$ 

$$0,66 \cdot \left(1 + (1,75 - 0,2) \cdot \frac{53,46 \cdot 10^3 N}{\frac{0,26 \cdot (9,65 \cdot 10^3 mm^2 \cdot 355 MPa)}{1,20}}\right) = 0,73$$
$$0,66 \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{53,46 \cdot 10^3 N}{\frac{0,26 \cdot (9,65 \cdot 10^3 mm^2 \cdot 355 MPa)}{1,20}}\right) = 0,69$$

Dette medfører at  $k_{yy} = 0,69$ 

#### Tjek af bæreevne ift. stabilitet

Følgende forhold skal være overholdt, for at tværsnittet har tilstrækkelig bæreevne

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rd}}{\gamma_{M1}}} \le 1,0$$
(7.78)

Nu eftervises stabiliteten

$$\frac{53,46 \ kN}{\frac{0,26\cdot3425,75 \ kN}{1.20}} + 0,69 \cdot \frac{200,82 \ kNm}{0,88 \cdot \frac{468,6 \ kNm}{1.2}} = 0,48$$

Bæreevnen er OK, og riglens udfligning i hovedrammen er derfor eftervist.

# 7.3.3 Eftervisning af hovedrammen - anvendelsesgrænsetilstand

For rammer uden krankonstruktioner, er den vejledende værdi for maksimal horisontal udbøjning i rammehjørnet følgende

$$u = \frac{h}{150} \tag{7.79}$$

Ved en benhøjde på 4900 mm, bliver værdien følgende

$$u = \frac{4900 \ mm}{150} = \ 32,66 \ mm$$

På figur 7.18 ses udbøjning af hovedrammen i modullinje C, for lasttilfældet "Vind på tværs (Vest- sug på taget)", hvor den største vandrette udbøjning aflæses til 30,73 mm, der er lavere end den vejledende maksimal værdi.



**Figur 7.18:** Den horisontale udbøjning i rammehjørnet i lasttilfælde "Vind på tværs (Vest - sug på ta-get).[FEM]

Eftersom den vejledende maksimal værdi er overholdt, tilfredsstiller rammen også anvendelsesgrænsetilstanden.

# 7.3.4 Eftervisning af gavlrammen - Brudgrænsetilstand

Eftersom der blev udført et beregningseksempel for hovedrammen, vises der udelukkende resultater fra eftervisning af gavlrammen, da eftervisning af begge rammetyper er ens.

Gavlrammen udføres i profiltype HEB220 i stålkvalitet S355. Gavlrammen kan ses på tegning nr "K09\_H3\_EX\_N06"

De dimensionsgivende snitkræfter der forekommer i galvrammen, er fra lastkombination LC3.1 - "Dominerende vindlast på tværs". Værdierne for snitkræfterne for rammebenet kan aflæses i tabel 7.16, hvor snitkræfterne for riglen aflæses i tabel 7.17.

	Lastkombination LC3.1 - Dominerende vindlast på tværs (STR 6.10b)		
Ν	-19,40	kN	
$\mathrm{V}_y$	0,11	kN	
$V_z$	-7,00	kN	
$\mathbf{M}_x$	0,00	kNm	
$M_y$	-42,70	kNm	
$M_z$	0,02	kNm	

Tabel 7.16: De dimensionsgivende snitkræfter for gavlrammens rammeben

Lastkombination LC3.1 - Dominerende vindlast på tværs (STR 6.10b)			
Ν	-10,21	kN	
$\mathrm{V}_y$	-0,13	kN	
$V_z$	-17,59	kN	
$M_x$	0,02	kNm	
$\mathrm{M}_y$	-42,70	kNm	
$M_z$	0,00	kNm	

 Tabel 7.17: De dimensionsgivende snitkræfter for gavlrammens rigel

## Tværsnitseftervisning

Det blev tidligere bestemt at HEB220 tilhører tværsnitsklasse 1, hvilket tillader plastiske beregningsprincipper.

I tabel 7.18 er der angivet resultater fra tværsnitseftervisning for gavlrammens rammeben

Tabel 7.18: Tværsnitseftervisning for gavlrammens rammeben

Undersøgelse	Bæreevne	Evt.	UG
Normalkraft	2936,8 kN	Ingen reduktion på mo-	0,01
		mentbæreevnen	
Forskydningskraft	519,5 kN	Ingen reduktion på mo-	0,01
		mentbæreevnen. Ingen	
		forskydningsfoldning	
Bøjningsmoment(y-y)	267,2	-	0,16
Lineær summering	-	-	0,17
		П	

Bæreevne OK!

I tabel 7.19 er der angivet resultater fra tværsnitseftervisning for gavlrammens rigel

Undersøgelse	Bæreevne	Evt.	UG
Normalkraft	2936,8 kN	Ingen reduktion på mo-	≈0,00
		mentbæreevnen	
Forskydningskraft	519,5 kN	Ingen reduktion på mo-	0,03
		mentbæreevnen. Ingen	
		forskydningsfoldning	
Bøjningsmoment(y-y)	267,2	-	0,16
Lineær summering	-	-	0,17
		D	OVI

Tabel 7.19: Tværsnitseftervisning for gavlrammens rigel

Bæreevne OK!

# Stabilitetseftervisning

I tabel 7.20 er der angivet resultater fra stabilitetseftervisning for galvrammens rammeben.

Undersøgelse	Reduktionsfaktor/	Evt.	UG
	Interaktionsfaktor		
Søjlevirkning	0,21	-	-
Kipning	0,94	Bunden kipning. Ho- vedtilfælde 6	-
$k_{yy}$	0,61	-	-
Tjek af bæreevne	-	-	0,15
		Bæreevne	e OK!

Tabel 7.20: Stabilitetseftervisning for gavlrammens rammeben

I tabel 7.21 er der angivet resultater fra stabilitetseftervisning for gavlrammens rigel

Undersøgelse	Reduktionsfaktor/	Evt.	UG
	Interaktionsfaktor		
Søjlevirkning	0,29	-	-
Kipning	0,96	Bunden kipning. Ho-	-
		vedtilfælde 6	
$k_{yy}$	0,60	-	-
Tjek af bæreevne	-	-	0,12
		Bæreevne	OK!

 Tabel 7.21: Stabilitetseftervisning for gavlrammens rigel

# 7.3.5 Eftervisning af gavlrammen - Anvendelsesgrænsetilstand

Eftersom gavlrammen også er en ramme uden krankonstrukitioner, gælder de samme vejledende værdier for maksimal horisontal udbøjning i rammehjørnet, som ved hovedrammen. På figur 7.19 ses udbøjning for gavlrammen ved lasttilfældet "Vind på tværs (Øst - tryk på taget)"fra FEM-Design modellen. Her ses at den største horisontale udbøjning er 23,70 mm hvilket er under den vejledende værdi for maksimal horisontal udbøjning.



**Figur 7.19:** Den horisontale udbøjning i rammehjørnet i lasttilfælde "Vind på tværs (Øst - tryk på taget)".[FEM]

# 7.3.6 Eftervisning af gavlsøjlen - Brudgrænsetilstand

Gavlsøjlerne udføres i profiler IPE240 med stålkvalitet S355. Disse regnes for at være simpelt understøttet i toppen og bunden, hvilket medfører at der ikke sker nogen momentoverførsel fra disse til rammerne. Eftersom charnierpunktet vil befinde sig mellem bundflangen af rammen og toppen af gavlsøjlen, vil der forekomme et tillægsmoment som de horisontale træk/tryk stænger skal optage, da kraften skal flyttes til bøjningscenteret af rammen, og videre til det afstivende system. Dette tages der hensyn til ved dimensioneringen af de horisontale træk/tryk stænger.

På figur 7.20 ses det statiske system for gavlsøjlen. Der tages udgangspunkt i den længste gavlsøjle som er placeret under kip.



Figur 7.20: Det statiske system for gavlsøjlen

De dimensionsgivende snitkræfter for gavlsøjlen, forekommer i lastkombination 3.3 - "Dominerende vindlast på tværs"i normallasttilfælde. Snitkræfterne aflæses i FEM-Design modellen, og kan aflæses i tabel 7.22

	Lastkombination LC3.3 - Dominerende vindlast på tværs (STR 6.10b)			
Ν	3,24	kN		
$\mathrm{V}_y$	0,00	kN		
$V_z$	0,09	kN		
$M_x$	0,00	kNm		
$\mathrm{M}_y$	-33,89	kNm		
$M_z$	0,00	kNm		

 Tabel 7.22: De dimensionsgivende snitkræfter for gavlsøjlen

Profildata for profilet IPE240 kan ses i tabel 7.23

h	240	mm
b	120	mm
d	6,2	mm
t	9,8	mm
r	15	mm
А	$3,91 \cdot 10^3$	$\mathrm{mm}^2$
$\mathrm{I}_y$	$38,9.10^{6}$	$\mathrm{mm}^4$
$\mathbf{i}_y$	99,7	mm
$I_z$	$2,84 \cdot 10^{6}$	$\mathrm{mm}^4$
$\mathbf{i}_z$	26,9	mm
$I_v$	$129.10^{3}$	$\mathrm{mm}^4$
$\mathbf{I}_w$	$37,4.10^9$	$\mathrm{mm}^{6}$
$W_{pl,y}$	$366 \cdot 10^3$	mm <sup>3</sup>

Tabel 7.23: Profildata for profilet IPE240

### Bestemmelse af tværsnitsklasse - krop

Der undersøges om kroppen tilhører tværsnitsklasse 1. Kroppen er bøjnings- og trykpåvirket.

Den relative materialeparameter blev tidligere beregnet til 0,81. Længden af kroppen bestemmes

$$c = 240 mm - 2 \cdot 9, 8 mm - 2 \cdot 15 mm = 190, 4 mm$$

Nu bestemmes  $\alpha$  faktoren

$$y_m = \frac{1}{2} \cdot \frac{3,24 \cdot 10^3 N}{\frac{355 MPa}{1,1} \cdot 6,2 mm} = 0,81$$
$$\alpha = \frac{\frac{190,4 mm}{2} + 11,9}{190,4 mm} = 0,504$$

## Side 76 af 113

Da  $\alpha$  er over 0,5 skal følgende forhold være sand for at kroppen tilhører tværsnitsklasse 1

$$\frac{c}{t} \le \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1}$$
$$\frac{190, 4 \, mm}{6, 2 \, mm} \le \frac{396 \cdot 0, 81}{13 \cdot 0, 504 - 1}$$
$$30, 71 < 57, 7$$

Da overstående forhold er sand, tilhører kroppen tværsnitsklasse 1.

#### Bestemmelse af tværsnitsklasse - flange

Der undersøges om flangen tilhører tværsnitsklasse 1. Flangen er trykpåvirket

$$c = \frac{120 \ mm - 6, 2 \ mm}{2} - 15 \ mm = \ 41, 9 \ mm$$
$$\frac{c}{t} \le 9 \cdot \varepsilon$$
$$\frac{41, 9 \ mm}{9, 8 \ mm} \le 9 \cdot 0, 81$$
$$4, 27 \le 7, 29$$

Da overstående forhold er sand, tilhører flangen tværsnitsklasse 1. Da både kroppen og flangen tilhører tværsnitsklasse 1, er hele profilet også tværsnitsklasse 1, hvilket medfører at der tillades plastiske beregningsprincipper i forhold til snitkræfterne samt tværsnittet.

#### Normalkraftundersøgelse

Normalkraftbæreevnen beregnes

$$N_{pl,Rd} = \frac{3,91 \cdot 10^3 \ mm^2 \cdot 355 \ MPa}{1,10} \cdot 10^{-3} = 1261,8 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{3,24 \ kN}{1261,8 \ kN} \approx 0,00 \quad \text{Bæreevne OK!}$$

Der undersøges om normalkraften har indflydelse på momentbæreevnen

$$3,24 \ kN \le 0,25 \cdot 1261,8 \ kN = 315,45 \ kN$$
$$3,24 \ kN \le 0,5 \cdot \frac{(240 \ mm - 2 \cdot 15 \ mm - 2 \cdot 9,8 \ mm) \cdot 6,2 \ mm \cdot 355 \ MPa}{1,10} \cdot 10^{-3} = 190,5 \ kN$$

Da begge forholder overholdt, er der ingen reduktion på momentbæreevnen.

# Forskydningsundersøgelse

Forskydningsarealet for valsede I-og H-profiler, belastet parallelt med kroppen beregnes

 $A_v = 3,91 \cdot 10^3 \, mm^2 - 2 \cdot 120 \, mm \cdot 9,8 \, mm + (6,2 \, mm + 2 \cdot 15 \, mm) \cdot 9,8 \, mm = 1912,8 \, mm^2$ 

Forskydningsarealet må ikke være mindre end

 $1, 2 \cdot (240 \ mm - 2 \cdot 9, 8 \ mm - 2 \cdot 15 \ mm) \cdot 6, 2 \ mm = 1416, 6 \ mm^2$ 

Forskydningsbæreevnen beregnes

$$V_{pl,Rd} = \frac{1912, 8 \ mm^2 \cdot \left(355 \ MPa/\sqrt{3}\right)}{1, 10} \cdot 10^{-3} = 356, 41 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{0,09 \ kN}{356,41 \ kN} \approx 0,00$$
 Bæreevne OK!

Da UG ikke overstiger 50% er der derfor ingen reduktion på momentbæreevne. Der undersøges om der er tendens til forskydningsfoldning, hvis følgende forhold er sand

$$\frac{(240 \ mm - 2 \cdot 9, 8 \ mm - 2 \cdot 15 \ mm)}{6, 2 \ mm} > \frac{72 \cdot 0, 81}{1, 0}$$
$$30, 71 \not\geq 58, 32$$

## Momentundersøgelse

Den plastiske momentbæreevne for stærk akse beregnes

$$M_{pl,Rd} = \frac{366 \cdot 10^3 \ mm^3 \cdot 355 \ MPa}{1,10} \cdot 10^{-6} = 118,12 \ kNm$$

Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{33,89 \ kNm}{118,12 \ kNm} = 0,29$$
 Bæreevne OK!

## Lineær summering af udnyttelsesgraderne

Der beregnes nu en lineær summering af udnyttelsesgraderne for normalkraften samt bøjningsmomentet

$$UG = \frac{3,24 \ kN}{1261,8 \ kN} + \frac{33,89 \ kNm}{118,12 \ kNm} = 0,29$$
 Bæreevne OK!

## Stabilitetsundersøgelse

### Side 78 af 113

Da der ikke er nogen trykkraft i gavlsøjlen, skal der ikke regnes med en søjlereduktionsfaktor, eftersom træk ikke forudsager stabilitetsproblemer. Der regnes derfor udelukkende på kipning.

## Kipningsreduktionsfaktoren

Gavlsøjlen afstives ikke mod kipning, hvilket medfører at der regnes med den fulde højde af gavlsøjlen.

kl beregnes

$$kl = \sqrt{\frac{81000 MPa \cdot 129 \cdot 10^3 mm^4 \cdot (6310 mm)^2}{0,21 \cdot 10^6 MPa \cdot 37,4 \cdot 10^9 mm^6}} = 7,28$$

På figur 7.21 ses momentkurven for gavlsøjlen.



Figur 7.21: Momentkurven for gavlsøjlen [FEM]

Eftersom endemomenterne er 0, medfører det at  $\mu = 0$ . Eftersom søjlen er simpelt understøttet, hvor momenterne i enderne er 0, vælges kipningshovedtilfælde 8. For at finde værdien af  $m_8$ , lineært interpoleres der i tabel 6.44 i [TS]. Dette medfører at  $m_8 = 278,44$ 

Nu kan det kritiske moment findes

$$M_{cr} = \frac{1}{8} \cdot \left( 278,44 \cdot \frac{0,21 \cdot 10^6 MPa \cdot 2,84 \cdot 10^6 mm^4}{(6310 mm)^2} \cdot (240 mm - 9,8 mm) \right) \cdot 10^{-6} = 120,01 \ kNm$$

Nu kan det relative slankhedsforhold beregnes

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{366 \cdot 10^3 \ mm^3 \cdot 355 \ MPa}{120,01 \cdot 10^6 \ Nmm}} = 1,04$$

### Side 79 af 113

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1+0,34 \cdot (1,04-0,4)+0,75 \cdot 1,04^2\right] = 1,01$$
$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,01+\sqrt{1,01^2-0,75 \cdot 1,04^2}} = 0,68$$

### Tjek af bæreevnen ift. stabilitet

Følgende forhold skal være overholdt for at stabiliteten er eftervist

$$k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rd}}{\gamma_{M1}}} \le 1,0 \tag{7.80}$$

Det bemærkes at da der ikke forekommer tryk i denne lastkombination, er interaktionsfaktoren 1,0. Nu eftervises stabiliteten

$$\frac{33,89 \ kNm}{0,68 \cdot \frac{366 \cdot 10^3 \ mm^3 \cdot 355 \ MPa \cdot 10^{-6}}{1,20}} \le 1,0$$
$$0,46 \le 1,0$$

Bæreevnen er OK, og gavlsøjlen er eftervist.

# 7.3.7 Efterivsning af gavlsøjlen - Anvendelsesgrænsetilstand

For gavlsøjlen gælder følgende vejledende værdier for maksimal udbøjning

$$u = \frac{h}{300} = \frac{6310 \ mm}{300} = \ 21,03 \ mm$$

Fra FEM-Design modellen aflæses den største udbøjning for gavlsøjlen, som kan ses på figur 7.22



Figur 7.22: Udbøjning for gavlsøjlen ved lasttilfælde "Vind på tværs (Vest - sug på taget)"[FEM]

Det vurderes at denne udbøjning tillades, da den vejledende værdi overskrides kun med ca. 1 mm.

# 7.3.8 Eftervisning af diagonaler

På figur 7.23 ses diagonalerne der spænder mellem gavlrammen i modullinje E og hovedrammen i modullinje D.



Figur 7.23: Diagonaler mellem to rammer. Det bemærkes at nogle af elementer er skjult.[FEM]

Diagonalerne er udført som trækstænger, således de udelukkende optager træk. Disse virker ved at når den langsgående horisontal belastning kommer, vil én af diagonalerne være aktiv og dermed optage træk, mens den anden er inaktiv. Der vælges Ø16 rundjern i stålkvalitet S355.

Diagonalerne dimensioneres efter største trækkræft der forekommer. På figur 7.24 ses hvor det største træk forekommer, i den mest ugunstige lastkombination: Lastkombination 3.6 - Dominerende vindlast på langs.



Figur 7.24: Trækkraften i diagonalerne i lastkombination 3.6 - Dominerende vindlast på langs.[FEM]

Den største trækkraft aflæses til 57 kN. Trækbæreevnen af Ø16 rundjern beregnes

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{201,06 \ mm^2 \cdot 355 \ MPa}{1,10} \cdot 10^{-3} = 64,88 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{57 \ kN}{64,88 \ kN} = 0,88$$
 Bæreevne OK!

Da bæreevnen er tilstrækkelig, er diagonalerne eftervist.

# 7.3.9 Eftervisning af horisontaler

Horisontalerne udføres som træk/tryk stænger og skal videreføre de langsgående laster til vindkrydsfaget. Diagonalerne placeres i midten af profilets højde, hvilket medfører at disse også skal dimensioneres for et momentbidrag fra gavlsøjlerne. På figur 7.25 ses en principskitse for momentbidraget



**Figur 7.25:** Principskitse for momentbidraget der kommer ved at forskydningskraften fra gavlsøjlen, flyttes til bøjningscenteret af riglen.[AC21]

Ved hjælp af modellen i FEM-Design, findes gavlsøjlen med den største forskydningskraft i toppen, som også kan ses på figur 7.26. Snitkræfterne er fundet ud fra den mest ugunstige lastkombination: Lastkombination 3.3 - Dominerende vindlast på tværs.



**Figur 7.26:** Forskydningskurven for gavlsøjlen under kip ved lastkombination 3.3 - Dominerende vindlast på tværs.[FEM]

Der regnes på den sikre side at momentbidraget er ens for alle lastkombinationer, således denne blot bliver adderet. Den største normalkraft der forekommer i horisontaler, er ved lastkombination 3.6 - Dominerende vindlast på langs, og har værdien -35,66 kN. Momentbidraget bliver derfor

$$M = 19,31 \ kN \cdot e = 19,31 \ kNm \cdot 0,17 \ m = 3,28 \ kNm$$

Til horisontalerne vælges varmvalsede kvadratisk rør RHS80x80x4 mm i stålkvalitet S355 med følgende profildata

A	$1,20.10^{3}$	mm <sup>2</sup>
i	30,9	mm
$\mathrm{W}_{pl}$	$34.10^{3}$	$mm^3$

### Bestemmelse af tværsnitsklasse

Der undersøges om profilet tilhører tværsnitsklasse 1. Profilet er bøjnings- og trykpåvirket.

$$c = 80 mm - 4 \cdot 4 mm = 64 mm$$

Nu be regnes  $\alpha$ 

$$y_m = \frac{1}{2} \cdot \frac{35,66 \cdot 10^3 N}{\frac{355 MPa}{1,10} \cdot 4 mm} = 13,81$$
$$\alpha = \frac{\frac{64 mm}{2} + 13,81}{64 mm} = 0,72$$

Da  $\alpha$  er over 0,5 skal følgende forhold være overholdt for at profilet tilhører tværsnitsklasse 1.

$$\frac{c}{t} \leq \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1}$$
$$\frac{64 \ mm}{4 \ mm} \leq \frac{396 \cdot 0, 81}{13 \cdot 0, 72 - 1}$$
$$16 \leq 38, 36$$

Da overstående forhold er overholdt, tilhører profilet tværsnitsklasse 1, og der tillades derfor plastiske beregningsprincipper.

### Normalkraftundersøgelse

Normalkraftbæreevnen beregnes

$$N_{c,Rd} = \frac{1,20 \cdot 10^3 \ mm^2 \cdot 355 \ MPa}{1,10} \cdot 10^{-3} = 387,3 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{35,66 \ kN}{387,3 \ kN} = 0,09$$
 Bæreevne OK!

#### Momentundersøgelse

Momentbæreevnen beregnes

$$M_{pl,Rd} = \frac{34 \cdot 10^3 \ mm^3 \cdot 355 \ MPa}{1,10} \cdot 10^{-6} = 10,97 \ kNm$$

Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{3,28 \ kNm}{10,97 \ kNm} = 0,30$$
 Bæreevne OK!

#### Lineær summering af udnyttelsesgraderne

Der beregnes nu en lineær summering af udnyttelsesgraderne for normalkraften samt bøjningsmomentet

$$UG = \frac{35,66 \ kN}{387,3 \ kN} + \frac{3,28 \ kNm}{10,97 \ kNm} = 0,39$$
 Bæreevne OK!

#### Stabilitetsundersøgelse

Horisontalen regnes som en centralbelastet trykstang, hvor der samtidigt er et moment. Stangen er indspændt i den side hvor momentbidraget forekommer, og er simpelt understøttet i den modsatte side. Det statiske system kan ses på figur 7.27



Figur 7.27: Det statiske system for horisontalen.[AC21]

Den teoretiske søjlelængde beregnes jf. formel 2.121 [TS]

$$l_s = 0,699 \cdot 5,0 m = 3,5 m$$

Nu kan slankhedsforholdet beregnes

$$\lambda = \frac{\frac{3500 \ mm}{30,9 \ mm}}{93,9 \cdot 0,81} = 1,49$$

Da RHS røret er varmvalsede, vælges søjlekurve a. Nu bestemmes søjlereduktionsfaktoren vha. tabel 6.30 i [TS]. Denne bestemmes ved lineær interpolation til 0,37 Bæreevnen bestemmes

$$N_{b,Rd} = \frac{0,37 \cdot 1,20 \cdot 10^3 \ mm^2 \cdot 355 \ MPa}{1,20} \cdot 10^{-3} = 131,3 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{35,66 \ kN}{131,3 \ kN} = 0,27$$
 Bæreevne OK!

Da bæreevnen er OK, er horisontalen eftervist.

# 7.3.10 Eftervisning af søjle/bjælke systemet

Det indvendige søjle/bjælke system er med til at bære det indskudte dæk i bygningen. På nedenstående figurer ses placeringen af systemet



**Figur 7.28:** Søjle/bjælke systemets placering i den samlede konstruktion.[FEM]

Figur 7.29: Søjle/bjælke systemet isoleret.[FEM]

Søjle/bjælke systemet optager udelukkende lodrette laster fra etagedækket, i form af egenlast samt nyttelast. Bjælker der spænder imellem rammer eller gavlsøjler, er simpelt understøttet imellem disse, hvorimod bjælken over de indvendige søjler er simpelt understøttet men kontinuert hen over søjlerne.

Søjle/bjælke systemet eftervises ligesom forrige elementer, dog skal det samlede system opnå en tilfredsstillende egenfrekvens ift. funktionskrav, defineret i A1. Eftersom der tidligere er vist beregningseksempler på eftervisning af lignende tværsnit, opskrives resultaterne for systemet.

# 7.3.10.1 Eftervisning af bjælken - Brudgrænsetilstand

Den dimensionsgivende bjælke i systemet er bjælke B.24.1. De dimensionsgivende snitkræfter forekommer ved lastkombination 1.3 - Dominerende nyttelast, hvor værdien af snitkræfterne kan ses i tabel 7.25

	Lastkombination LC1.3 - Dominerende nyttelast (ST	'R 6.10b)
Ν	2,08	kN
$\mathrm{V}_y$	0,00	kN
$V_z$	0,09	kN
$M_x$	0,00	kNm
$M_y$	30,48	kNm
$M_z$	0,00	kNm

 Tabel 7.25: De dimensionsgivende snitkræfter for bjælken i det bærende søjle/bjælke system.

Der vælges en HEA220 i stålkvalitet S355 til bjælken i det bærende system, med følgende profildata

mm	210	h
mm	220	b
mm	7	d
mm	11	t
mm	18	r
$\mathrm{mm}^2$	$6,43 \cdot 10^3$	А
$\mathrm{mm}^4$	$54,1.10^{6}$	$\mathrm{I}_y$
mm	91,7	$\mathbf{i}_y$
$\mathrm{mm}^4$	$19,5.10^{6}$	$I_z$
mm	55,1	$\mathbf{i}_z$
$\mathrm{mm}^4$	$286 \cdot 10^3$	$\mathrm{I}_v$
$\mathrm{mm}^{6}$	$193 \cdot 10^9$	$\mathrm{I}_w$
mm <sup>3</sup>	$568 \cdot 10^3$	$W_{pl,y}$

Tabel 7.26	Profildata	for profile	et HEA220

### Tværsnitseftervisning

Kroppen tilhører tværsnitsklasse 1, hvor flangen tilhører tværsnitsklasse 2. Dette medfører at profilet tilhører tværsnitsklasse 2, og der tillades derfor at regnes plastisk i forhold til tværsnittet.

I tabel 7.27 ses resultaterne fra tværsnitseftervisning af bjælken i systemet. De beregnede bæreevner er de plastiske bæreevner.

Undersøgelse	Bæreevne	Evt.	UG
Normalkraft	2075,14 kN	Ingen reduktion på mo-	≈0,00
		mentbæreevnen	
Forskydningskraft	384,39 kN	Ingen reduktion på mo-	≈0,00
		mentbæreevnen. Ingen	
		forskydningsfoldning	
Bøjningsmoment(y-y)	181,31	-	0,17
Lineær summering	-	-	0,17
		P	01/1

Tabel 7.27: Tværsnitseftervisning for bjælken i det bærende system

Bæreevne OK!

### Stabilitetsundersøgelse

Da der ikke forekommer tryk i bjælken, regnes der ikke søjlereduktionsfaktor. Der er ingen kipningstendenser i bjælken, hvilket medfører at der ikke regnes på kipningsreduktionsfaktor. Der foretages derfor ikke stabilitetsundersøgelse for bjælken.

### 7.3.10.2 Eftervisning af bjælken - Anvendelsesgrænsetilstand

For bjælker i etageadskillelser gælder følgende vejledende maksimale værdier for nedbøjning

$$u = \frac{l}{400} \tag{7.81}$$

Den største nedbøjning forekommer i bjælke B.23.1. På figur 7.30 ses udbøjning regnet i FEM-Design. Bjælken er 5 m lang.



Figur 7.30: Nedbøjning af bjælke B.23.1 i det bærende system i lasttilfælde "Nyttelast".[FEM]

Den maksimale nedbøjning bør være under følgende værdi

$$u = \frac{5000 \ mm}{400} = 12,5 \ mm > 3,76 \ mm$$

Eftersom overstående forhold er overholdt, overholder det valgte profil anvendelseskravene.

# 7.3.10.3 Eftervisning af søjlen - Brudgrænsetilstand

Den dimensionsgivende søjle i systemet er søjle C.23.1. De dimensionsgivende snitkræfter forekommer ved lastkombination 1.1 - Dominerende nyttelast, hvor værdien af snitkræfterne kan ses i tabel 7.28

	Lastkombination LC1.3 - Dominerende nyttelast (STR 6.10	<b>b</b> )
Ν	-55,68	kN
$\mathrm{V}_y$	0,00	kN
$V_z$	0,00	kN
$M_x$	0,00	kNm
$\mathrm{M}_y$	0,00	kNm
$M_z$	0,00	kNm

Tabel 7.28: De dimensionsgivende snitkræfter for søjlen i det bærende søjle/bjælke system.

Der vælges en HEA180 i stålkvalitet S355 til søjlen i det bærende system, med følgende profildata

h	171	mm
b	180	mm
d	6	mm
t	9,5	mm
r	15	mm
А	$4,53 \cdot 10^3$	$\mathrm{mm}^2$
$\mathrm{I}_y$	$25,1.10^{6}$	$\mathrm{mm}^4$
$\mathbf{i}_y$	74,5	mm
$I_z$	$9,25 \cdot 10^{6}$	$\mathrm{mm}^4$
$\mathbf{i}_z$	45,2	mm
$\mathrm{I}_v$	$149.10^{3}$	$\mathrm{mm}^4$
$\mathbf{I}_w$	$60,2 \cdot 10^9$	$\mathrm{mm}^{6}$
$W_{pl,y}$	$324 \cdot 10^3$	$\mathrm{mm}^3$

#### Tabel 7.29: Profildata for profilet HEA180

## Tværsnitseftervisning

Kroppen tilhører tværsnitsklasse 1, hvor flangen tilhører tværsnitsklasse 2, hvilket medfører at profilet tilhører tværsnitsklasse 2. Der tillades derfor plastiske beregningsprincipper i forhold til tværsnittet.

I tabel 7.30 ses resultaterne fra tværsnitseftervisning af søjlen i systemet. De beregnede bæreevner er de plastiske bæreevner

Undersøgelse	Bæreevne	Evt.	UG
Normalkraft	1461,95 kN	Ingen reduktion på mo-	0,04
		mentbæreevnen	
Forskydningskraft	270,55 kN	Ingen reduktion på mo-	0
		mentbæreevnen. Ingen	
		forskydningsfoldning	
Bøjningsmoment(y-y)	104,56	-	0
Lineær summering	-	-	0,04
		Bæreevne	e OK!

Tabel 7.30: Tværsnitseftervisning for søjlen i det bærende system

### Stabilitetsundersøgelse

I tabel 7.31 ses resultaterne fra stabilitetsundersøgelsen af søjlen i systemet. Det bemærkes at der ikke er regnet kipning, da der ikke forekommer noget bøjningsmoment i søjlen.

Tabel 7.31: Stabilitetseftervisning for søjlen i det bærende system

Undersøgelse	Reduktionsfaktor/	Evt.	UG
	Interaktionsfaktor		
Søjlevirkning	0,91	-	-
Kipning	-	Ingen kipning	-
$k_{yy}$	-	-	-
Tjek af bæreevne	-	-	0,05

Bæreevne OK!

### 7.3.10.4 Eftervisning af søjlen - Anvendelsesgrænsetilstand

For søjler i én etage, gælder følgende vejledende maksimale værdier for udbøjning

$$u = \frac{h}{300} \tag{7.82}$$

Den største udbøjning forekommer i søjle C.24.1 og kan ses på figur 7.31. Søjlen er 2,5 m høj.



Figur 7.31: Udbøjning af søjle C.24.1 ved lasttilfælde "Egenlast, sup".[FEM]

Den maksimale udbøjning bør være under følgende værdi

$$u = \frac{2500 \ mm}{300} = 8,33 \ mm > 0,61 \ mm$$

Eftersom udbøjningen er under den maksimale vejledende værdi, er søjlen eftervist i forhold til anvendelsesgrænsetilstand.

### 7.3.10.5 Eftervisning af funktionskrav

Jf. A1-Konstruktionsgrundlag skal egenfrekvensen af det bærende system være over 8 Hz for at overholde normalt tilfredsstillende funktion. For at beregne egenfrekvensen benyttes FEM-Design, hvor resultatet ses på figur 7.32



Figur 7.32: Egenfrekvensen af det bærende system for etagedækket.[FEM]

Egenfrekvensen blev ved hjælp af FEM-Design, beregnet til 11,377 Hz, hvilket er over de 8 Hz. Egenfrekvenserne blev regnet ud fra belastninger bestående af  $g_{k,sup}$  og 20% af nyttelasten

# 7.3.11 Eftervisining af kipsamlingen

Der udføres et repræsentativt beregningseksempel, ved eftervisning af kipsamlingen, da denne indeholder mange af de gentagende beregninger der udføres for de resterende samlinger.

Kipsamlingen regnes som et trækpåvirket tværpladestød, hvor boltene omkring den trækpåvirket flange skal optage trækket, mens boltene omkring den trykpåvirket flange optager forskydningskraften. Svejsninger langs flangen optager trækkraften mens svejsningen langs kroppen optager forskydningskraften. Samlinger regnes jf. [EC3.8] ved brug af formlerne 7.44 - 7.68 samt de tilhørende tabeller fra [EC3.8] med formler. På figur 7.33 ses en skitse af kipsamlingen, hvor der også ses placeringen af boltene Kipsamlingen kan ses på tegning "K09\_H5\_EX\_N07"





Figur 7.33: Skitse af kipsamlingen.[AC21]

### Regningsmæssige snitkræfter

De dimensionsgivende snitkræfter forekommer i lastkombination "LC2.2 - Dominerende snelast (STR 6.10b) som aflæses i FEM-Design, og kan ses i nedenstående tabel

	Lastkombination LC2.2 - Dominerende snelast (STR 6.10b)	
Ν	40,83	kN
$V_z$	9,54	kN
$\mathrm{M}_y$	-60,5	kNm

Tabel 7.32: De dimensionsgivende snitkræfter for kipsamlingen

Normal- og forskydningskraften skal projiceres, således disse virker vinkelret på pladerne.

$$N_{Ed}^{*} = N_{Ed} \cdot \cos(\alpha) + V_{Ed} \cdot \sin(\alpha) = -40,83 \ kN \cdot \cos(10^{\circ}) + 9,54 \ kN \cdot \sin(10^{\circ}) = -38,55 \ kN$$
$$V_{Ed}^{*} = N_{Ed} \cdot \sin\alpha + V_{Ed} \cdot \cos(\alpha) = -40,83 \ kN \cdot \sin(10^{\circ}) + 9,54 \ kN \cdot \cos(10^{\circ}) = 2,31 \ kN$$

Ved positiv moment, opstår der træk i bundflangen og tryk i topflangen. Den samlede trækkraft bliver derfor

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{h_t} + \frac{N_{Ed}^*}{2} = \frac{60,5 \ kNm}{(220 \ mm - 16 \ mm)} - \frac{38,55 \ kN}{2} = 277,30 \ kN$$

# Nødvendig pladetykkelse

Den nødvendig pladetykkelse kan beregnes på baggrund af boltenes placering, samt den tidligere beregnet trækkraft. Det forudsættes at der ikke bruges plader tykkere end 16 mm, hvilket medfører at  $f_y = 355MPa$ .

Først beregnes brudmomentet. Det bemærkes at afstanden  $a_1$  er afstanden mellem kanten af flangen til boltens midte.

$$m_d = \frac{1}{4} \cdot F_{t,Ed} \cdot \frac{a_1}{b_p} = \frac{1}{4} \cdot 277, 3 \ kN \cdot \frac{30 \ mm}{220 \ mm} = 9,45 \ kN$$

Nu bestemmes den minimale, nødvendige pladetykkelse

$$t_{min} = \sqrt{\frac{4 \cdot m_d \cdot \gamma_{M0}}{f_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 9, 45 \cdot 10^3 N \cdot 1, 10}{355 MPa}} = 10,82 mm$$

Der vælges den næste standardstørrelse, hvilket er 12 mm. Der anvendes derfor PL12 S355 til kipsamlingen.

## Eftervisning af trækpåvirket tværpladestød

Der gættes på M20 bolte i boltekvalitet 8.8.

Først beregnes de effektive længder. Der regnes både for den første bolterække under bjælkens trækflange, men også bolterækken uden for bjælkens trækflange. Disse længder regnes jf. formlerne angivet i tabel 7.9.

For den første bolterække under bjælkens trækflange fås følgende Først beregnes  $\lambda_1$  og  $\lambda_2$ 

$$\lambda_1 = \frac{60 \ mm}{60 \ mm + 40 \ mm} = 0,6$$
$$\lambda_2 = \frac{30 \ mm}{60 \ mm + 40 \ mm} = 0,3$$

Med disse to faktorer, aflæses  $\alpha$  fra figur 7.8 til 5,7

$$l_{eff,1} = l_{eff,2} = l_{eff,nc} \text{ men } l_{eff,1} \le l_{eff,cp}$$
$$l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 2 \cdot \pi \cdot 60 \ mm = 376,99 \ mm$$
$$l_{eff,nc} = 5,7 \cdot 60 \ mm = 342 \ mm \le 376,99 \ mm$$
$$l_{eff,1} = l_{eff,2} = 342 \ mm$$

For bolterækken uden for bjælkens trækflange fås følgende

$$l_{eff,cp} = \min: \begin{cases} 2 \cdot \pi \cdot 30 \ mm = \ 188,5 \ mm \\ \pi \cdot 30 \ mm + 140 \ mm = \ 234,25 \ mm \\ \pi \cdot 30 \ mm + 2 \cdot 40 \ mm = \ 174,25 \ mm \\ \pi \cdot 30 \ mm + 2 \cdot 40 \ mm = \ 174,25 \ mm \\ 40 \ mm + 2 \cdot 30 \ mm + 0,625 \cdot 30 \ mm = \ 118,75 \ mm \\ 0,5 \cdot 220 \ mm = \ 110 \ mm \\ 0,5 \cdot 140 \ mm + 2 \cdot 30 \ mm + 0,625 \cdot 30 \ mm = \ 148,75 \ mm \\ l_{eff,1} = l_{eff,2} = \ 110 \ mm \end{cases} = 110 \ mm$$

Nu kan brudmomenterne for brudform 1 og 2 beregnes. Eftersom de effektive længder er det samme for brudform 1 og 2, bliver brudmomenterne også det samme.

$$M_{pl,1\&2,Rd} = \frac{1}{4} \sum l_{eff,1} \cdot t_p^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$
  
=  $\frac{1}{4} \cdot (342 \ mm + 110 \ mm) \cdot (12 \ mm)^2 \cdot \frac{355 \ MPa}{1,10} \cdot 10^{-6} = 5,25 \ kNm$ 

Nu beregnes de 3 bæreevner

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \cdot 5, 25 \cdot 10^6 Nmm}{60 mm} \cdot 10^{-3} = 350, 09 kN$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot 5, 25 \cdot 10^6 Nmm + 522, 67 \cdot 10^3 N}{60 mm + 40 mm} = 314, 10 kN$$

$$F_{T,3,Rd} = \frac{0, 9 \cdot 800 MPa \cdot 245 mm^2}{1, 35} = 522, 67 kN$$

$$F_{T,Rd} = \text{min:} (F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = 314, 10 kN$$

Nu bestemmes udnyttelsesgraden

$$UG = \frac{277, 30 \ kN}{314, 10 \ kN} = 0,88$$
 Bæreevne OK!

Eftersom udnyttelsesgraden er under 1,0 er bæreevnen tilstrækkelig. Det er brudform 2 der har den laveste bæreevne, hvilket medfører at ved fuld udnyttelse vil både boltene og pladen flyde, hvilket er en acceptabel brudform.

### Eftervisning af bolte

Trækbolte skal have en tilstrækkelig trækbæreevne samt gennemlokningsbæreevne. Trækbæreevnen blev allerede beregnet, og det er derfor kun gennemlokningsbæreevnen der skal beregnes.

Gennemlokningsbæreevnen beregnes

$$B_{p,Rd} = 0, 6 \cdot \pi \cdot 1,077 \cdot 30 \ mm \cdot 12 \ mm \cdot \frac{470 \ MPa}{1,35} \cdot 10^{-3} = 254,44 \ kN$$

Trækkræften fordeles ligeligt mellem de 4 trækpåvirket bolte

$$F_{t,Ed,bolt} = \frac{277,30 \ kN}{4} = 69,32 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{69,32 \ kN}{254,44 \ kN} = 0,27$$
 Bæreevne OK!

Eftersom både trækbæreevnen samt gennemlokningsbæreevnen er tilstrækkelige, er trækboltene eftervist.

Forskydningsbolte skal have en tilstrækkelig overklipningsbæreevne samt hulrandsbæreevne.

Overklipningsbæreevnen beregnes. Det forudsættes at der er tale om snit gennem rullet gevind. Dette vælges således boltene ikke skal produceres med en specifik længde af gevind.

$$F_{v,Rd} = 0, 6 \cdot 245 \ mm^2 \cdot \frac{800 \ MPa}{1,35} \cdot 10^{-3} = 87,11 \ kN$$

Forskydningskraften fordeles ligeligt mellem de to forskydningsbolte, og kraften per bolt bliver derfor

$$V_{Ed,bolt}^* = \frac{2,31 \ kN}{2} = 1,16 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bliver derfor

$$UG = \frac{1,16 \ kN}{87,11 \ kN} = 0,013$$
 Bæreevne OK!

Hulrandsbæreevnen afhænger i høj grad af boltenes placering i samlingen. Eftersom der er valgt M20 bolte, bliver størrelsen af normalhuller 22 mm. De mindste og optimale afstande efter [EC3.8] er følgende

$$\text{Mindste:} \begin{cases}
e_1 = 1, 2 \cdot 22 \ mm = 26, 4 \ mm \\
e_2 = 1, 2 \cdot 22 \ mm = 26, 4 \ mm \\
p_1 = 2, 2 \cdot 22 \ mm = 48, 4 \ mm \\
p_2 = 2, 4 \cdot 22 \ mm = 52, 8 \ mm
\end{cases} \text{Optimale:} \begin{cases}
e_1 = 3, 0 \cdot 22 \ mm = 66 \ mm \\
e_2 = 1, 5 \cdot 22 \ mm = 33 \ mm \\
p_1 = 3, 75 \cdot 22 \ mm = 82, 5 \ mm \\
p_2 = 3, 0 \cdot 22 \ mm = 66 \ mm
\end{cases}$$

Ved at anvende optimale afstande, opnås maksimal hulrandsbæreevne. Boltene har følgende afstande
$$e_1 = 56 mm$$
  
 $e_2 = 40 mm$   
 $p_1 = 118 mm$   
 $p_2 = 140 mm$ 

Eftersom  $e_1$  ligger imellem de mindste og optimale afstande, skal  $\alpha_{b,endebolte}$  faktoren beregnes

$$\alpha_{b,endebolte} = \frac{56 \ mm}{3 \cdot 22 \ mm} = 0,85$$

Nu beregnes hulrandsbæreevnen

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 0,85 \cdot 470 \ MPa \cdot 20 \ mm \cdot 12 \ mm}{1,35} \cdot 10^{-3} = 177,55 \ kN$$

Da forskydningskraften per bolt blev beregnet tidligere, beregnes udnyttelsesgraden nu

$$UG = \frac{1,15 \ kN}{177,55 \ kN} = 0,01$$
 Bæreevnen OK!

Eftersom både overklipningsbæreevnen og hulrandsbæreevnen er tilstrækkelige, er forskydningsboltene nu eftervist.

#### Eftervisning af svejsninger

Svejsninger langs flanger belastes af trækkraften som følge af normalkraften samt momentet. Disse svejsninger bliver derfor belastet vinkelret på halssnittet og skal derfor eftervises ift. normalspændinger vinkelret på halssnittet samt de effektive spændinger. Der gættes på 4 mm kantsøm. Den effektive længde beregnes

$$l_{eff} = 2 \cdot 220 \ mm - 9,5 \ mm - 2 \cdot 4 \ mm = 422,5 \ mm$$

Normal- og forskydningsspændinger vinkelret på halssnittet beregnes

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{277, 29 \cdot 10^3 N}{4 \, mm \cdot 422, 5 \, mm \cdot \sqrt{2}} = 116,02 \, MPa$$

Normalspændinger vinkelret på halssnittet skal være lavere end

$$0, 9 \cdot \frac{470 MPa}{1,35} = 313, 33 MPa > 116, 02 MPa$$
 Bæreevne OK!

De effektive spændinger beregnes

$$\sigma_{eff} = \sqrt{(116, 02 MPa)^2 + 3 \cdot (116, 02 MPa)^2} = 232, 04 MPa$$

#### Side 97 af 113

De effektive spændinger skal være lavere end

$$\frac{470 MPa}{0, 9 \cdot 1, 35} = 386, 83 MPa > 232, 04 MPa$$
 Bæreevne OK!

Eftersom begge krav er overholdt, er 4 mm kantsøm tilstrækkelig ved flangerne.

Svejsninger langs kroppen belastes af forskydningskraften og medfører derfor forskydningsspændinger parallelt med svejsesømmens akse. Der gættes på 4 mm kantsøm, med følgende effektiv længde

$$l_{eff} = 2 \cdot 220 \ mm - 2 \cdot 16 \ mm - 2 \cdot 4 \ mm = 400 \ mm$$

Forskydningsspændinger beregnes

$$\tau_{\parallel} = \frac{2,31 \cdot 10^3 N}{4 \ mm \cdot 400 \ mm} = 1,44 \ MPa$$

De effektive spændinger bliver derfor

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3 \cdot (1, 44 MPa)^2} = 2,50 MPa \le 386,83$$
 Bæreevne OK!

Begge svejsninger er nu eftervist og hele samlingen er derfor dimensioneret. Samlingen udføres med 2 PL12 plader, 6 M20 (8.8) bolte samt 4 mm kantsøm ved krop og flanger.

## 7.3.12 Eftervisning af hjørnesamling

Hjørnesamling udføres på tilsvarende måde som kipsamling. Der påsvejses en endeplade på hhv. rammebenet og riglen, hvorefter disse boltes sammen med 4 bolte i toppen og bunden. Hjørnesamlingen udføres med bolte af hensyn til transport, hvor det vurderes ikke at en transportsamling ville være hensigtsmæssig på grund af de relative korte elementer. På figur 7.34 ses en skitse af hjørnesamlingen. Samlingen kan også ses på tegning "K09\_H5\_EX\_N08"



Figur 7.34: Skitse af hjørnesamlingen. [AC21]

Først beregnes den nødvendige pladetykkelse, hvorefter boltene og pladen eftervises som et trækpåvirket tværpladestød. Trækpåvirket boltene eftervises for trækbæreevne samt gennemlokning, hvor forskydningspåvirket bolte eftervises for hulrand samt overklipning. Svejsningen langs flangerne udføres som kantsøm svejsninger, hvor der laves et indstik i toppen for at tage hensyn til beklædningen. Disse svejsninger dimensioneres for den trækkraft der opstår i trækflangen, hvor svejsninger langs kroppen dimensioneres for forskydningskraften. De dimensionsgivende snitkræfter forekommer i "Lastkombination LC2.2 - Dominerende snelast (STR 6.10b)"hvor værdierne aflæses i FEM-Design modellen og kan ses i tabel 7.33. N\* og V\* symboliserer de projicerede snitkræfter, således disse virker vinkelret på pladen, hvor F<sub>t,Ed</sub> er trækkraften i topflangen, eftersom negativ moment forudsager træk i topflangen.

Lastkombination LC2.2 - Dominerende snelast (STR 6.10b)				
Ν	-53,46	kN		
$V_z$	68,7	kN		
$\mathrm{M}_y$	-200,82	kNm		
$\mathbf{N}^*$	-1,35	kN		
V*	22,69	kN		
$\mathbf{F}_{t,Ed}$	460,98	kN		

Tabel 7.33: De dimensionsgivende snitkræfter for hjørnesamlingen

I nedenstående tabeller ses resultaterne fra eftervisningen af hjørnesamling. Der angives kun resultater eftersom der allerede er blevet udført et repræsentativt beregningseksempel med tilsvarende beregninger i afsnit 7.3.11. Ved eftervisning af bolte, regnes bæreevner pr. bolt, hvor kraften opdeles ligeligt på boltene.

Nødvendig pladetykkelse				
Brudmoment	$m_d$	=	28,81 kN	
Min.tykkelse	$t_{min}$	=	19,17 mm	
	Der vælg	;es e	n PL20 S355	
Eftervisning af trækpåvirket tværp	ladestød			
Der gættes på M20 (8.8) bolt	e			
Første bolterække under bjælkens tr	ækflange			
Effektiv længde - Cirkulære mønstre	$l_{eff,cp}$	=	376,99 mm	
Effektiv længde - Ikke-cirkulære mønstre	$l_{eff,nc}$	=	376,99 mm	
Effektiv længde - Brudform 1 & 2	$l_{eff,1\&2}$	=	376,99 mm	
Anden indre bolterække				
Effektiv længde - Cirkulære mønstre	$l_{eff,cp}$	=	376,99 mm	
Effektiv længde - Ikke-cirkulære mønstre	$l_{eff,nc}$	=	290,00 mm	
Effektiv længde - Brudform 1 & 2	$l_{eff,1\&2}$	=	290,00 mm	
Tjek af modholdskræfter	•••			
Boltens aktive længde	$L_b$	=	60,5 mm	
	$L_b^*$	=	87,28 mm	
Da $L_b \leq L_b^*$ kan modholdskræfter o	dannes			
Bæreevner af de 3 brudforme	er			
Summen af effektiv længde for brudform 1 & 2	$\sum l_{eff,1\&2}$	=	666,99 mm	
Brudmoment for brudform 1 & 2	$M_{pl,1\&2,Rd}$	=	20,92 kNm	
Bæreevne af brudform 1	$F_{t,1,Rd}$	=	1394,62 kN	
Bæreevne af brudform 2	$F_{t,2,Rd}$	=	627,45 kN	
Bæreevne af brudform 3	$F_{t,3,Rd}$	=	522 <i>,</i> 67 kN	
Bæreevne af samlingen(Brudform 3)	$F_{t,Rd}$	=	522,67 kN	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,88	
		Ва	ereevne OK!	
Eftervisning af bolte - M20 (8	.8)			
Gennemlokningsbæreevne	$B_{p,Rd}$	=	424,06 kN	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,27	
Trækbæreevne	$F_{t,Rd}$	=	130,67 kN	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,88	
Overklipningsbæreevne	$F_{v.Rd}$	=	87,11 kN	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,065	
Hulrandsbæreevne	$F_{b,Rd}$	=	263,75 kN	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,02	
		Ва	ereevne OK!	

#### Tabel 7.34: Resultater fra eftervisning af hjørnesamlingen

#### Side 100 af 113

386,8 MPa

Bæreevne OK!

0,80

 $f_u$ 

 $\beta_w \cdot \gamma_{M2}$ 

UG

=

=

Bæreevne af effektive spændinger

Udnyttelsesgrad

Eftervisning af svejsning ved kroppen - a4 S355 kantsøm			
a-mål på kantsømmet	а	=	4 mm
Effektiv længde	$l_{eff}$	=	412 mm
Forskydningsspændinger(Parallelt)	$ au_{\parallel}$	=	13,77 MPa
Effektive spændinger	$\sigma_{eff}$	=	23,85 MPa
Bæreevne	$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$	=	386,83 MPa
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,062
		Ba	ereevne OK!
Eftervisning af svejsningen ved flangen - a	5 S355 kar	ntsø	m
a-mål på kantsømmet	а	=	5 mm
Effektiv længde	$l_{eff}$	=	420 mm
Normal- og forskydningsspændinger(Vinkelret)	$\sigma_{\perp}, \tau_{\perp}$	=	155,22 MPa
Effektive spændinger	$\sigma_{eff}$	=	310,44 MPa
Bæreevne af spændinger(Vinkelret)	$0, 9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$	=	313,33 MPa
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,50

Tabel 7.35: Resultater fra eftervisning af samlingen mellem gavlsøjlen og riglen.

1 1

#### Eftervisning af samlingen mellem rammebenet og nedførings-7.3.13 stangen

Samlingen er repræsentativ for samtlige samlinger mellem rundjernene og rammeben/rigel. Normalkraften fra nedføringsstangen overføres via. den indslidset plade til boltepladen, som derefter viderefører kraften til rammebenet. På figur 7.35 ses en skitse af samlingen. Samlingen kan også ses på tegning "K09\_H5\_EX\_N10".



Figur 7.35: Skitse af samlingen mellem rammebenet og nedføringsstangen.[AC21]

Pladerne skal eftervises for træk, hvor der regnes med netto arealet. Normalkraften virker som en forskydningskraft på bolten, hvilket medfører at denne skal eftervises for overklipning samt hulrand. Svejsninger ved indslidsningen eftervises for forskydningsspændinger parallelt med svejsesømmet, hvor svejsninger ved rammebenets krop, eftervises for spændinger både parallelt og vinkelret på svejsesømmet, eftersom normalkraften fra stangen opdeles i lodret og vandret bidrag. Stangen tilsluttes i midten af rammebenet, for at undgå excentriciteter.

Den dimensionsgivende normalkraft forekommer i lastkombination LC3.6 - Dominerende vindlast på langs. Normalkraften aflæses i FEM-Design modellen til 57 kN. De projicerede snitkræfter ved rammebenet beregnes

$$N_{Ed,\parallel} = N_{Ed} \cdot \sin(\alpha) = 57 \ kN \cdot \sin(43^\circ) = 38,4 \ kN$$
$$N_{Ed,\perp} = N_{Ed} \cdot \cos(\alpha) = 57 \ kN \cdot \cos(43^\circ) = 41,7 \ kN$$

I nedenstående tabel ses resultaterne fra eftervisningen af samlingen.

Eftervisning af pladen - PL10 S355				
Netto areal	$A_{net}$	=	$580 \text{ mm}^2$	
Trækbæreevne	$N_{u,Rd}$	=	181,7 kN	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,32	
		Ba	æreevne OK!	
Eftervisning af bolten - M20 (	8.8)			
Overklipningsbæreevne	$F_{v,Rd}$	=	87,1 kN	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,65	
Hulrandsbæreevne	$F_{b,Rd}$	=	104,4 kN	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,55	
		Ba	æreevne OK!	
Eftervisning af svejsning ved indslidsning	- a3 S355 ka	ants	øm	
Overlapningslængde	1	=	40 mm	
a-mål på kantsømmet	а	=	3 mm	
Effektiv længde	$l_{eff}$	=	136 mm	
Forskydningsspændinger(Parallelt)	$ au_{  }$	=	134,71 MPa	
Effektive spændinger	$\sigma_{eff}$	=	241 MPa	
Bæreevne	$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$	=	386 MPa	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,63	
		Ba	æreevne OK!	
Eftervisning af svejsningen ved rammebenets k	rop - a4 S3	55 k	antsøm	
a-mål på kantsømmet	а	=	4 mm	
Effektiv længde	$l_{eff}$	=	204 mm	
Normal- og forskydningsspændinger(Vinkelret)	$\sigma_{\perp}, \tau_{\perp}$	=	36,14 MPa	
Forskydningsspændinger(Parallelt)	$ au_{  }$	=	47,67 MPa	
Effektive spændinger	$\sigma_{eff}$	=	109,7 MPa	
Bæreevne af spændinger(Vinkelret)	$0, 9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$	=	313,33 MPa	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,12	
Bæreevne af effektive spændinger	$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$	=	386,8 MPa	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,28	
		Ba	æreevne OK!	

Tabel 7.36: Resultater fra eftervisning af samlingen mellem rammebenet og nedføringsstangen.

## 7.3.14 Eftervisning af samlingen mellem gavlsøjlen og riglen

Samlingen mellem gavlsøjlen og riglen, skal sikre at halvdelen af de vandrette laster, videreføres til riglen. Samlingen udføres som en charniers samling, hvilket medfører at der ikke må ske noget momentoverførsel. Charnierspunktet vælges derfor at være i

boltens placering. På figur 7.36 ses en skitse af samlingen. Samlingen kan også ses på tegning "K09\_H5\_EX\_N09".



Figur 7.36: Skitse af samlingen mellem gavlsøjlen og riglen.[AC21]

Pladerne eftervises for træk, hvor der regnes med netto arealet. Normalkraften samt forskydningskraften fra gavlsøjlen, regnes om til en resulterende forskydningskraft der virker på bolten, der skal eftervises for overklipning samt hulrand. Svejsninger eftervises for spændinger parallelt og vinkelret på svejsesømmet.

De dimensionsgivende snitkræfter forekommer i lastkombination LC3.5 - Dominerende vindlast på langs (STR 6.10b). Disse snitkræfter aflæses i FEM-Design modellen, og kan ses i tabel 7.37

 Tabel 7.37: De dimensionsgivende snitkræfter for samlingen mellem gavlsøjlen og riglen.

Lastkombination LC2.2 - Dominerende snelast (STR 6.10b)			
Ν	21,36	kN	
$\mathrm{V}_z$	9,82	kN	
$V_{res}$	23,51	kN	

Den resulterende forskydningskraft V<sub>res</sub> regnes ved følgende

$$V_{res} = \sqrt{N_{Ed}^2 + V_{z,Ed}^2} = \sqrt{(21,36 \ kN)^2 + (9,82 \ kN)^2} = 23,51 \ kN$$

I nedenstående tabel ses resultaterne fra eftervisningen af samlingen.

Eftervisning af pladen - PL10 S355				
Netto areal	$A_{net}$	=	$820 \text{ mm}^2$	
Trækbæreevne	$N_{u,Rd}$	=	256,93 kN	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,08	
		В	æreevne OK!	
Eftervisning af bolten - M16 (8	.8)			
Overklipningsbæreevne	$F_{v,Rd}$	=	55,82 kN	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,42	
Hulrandsbæreevne	$F_{b,Rd}$	=	128,12 kN	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,0,18	
		В	æreevne OK!	
Eftervisning af svejsning - a4 S355 k	antsøm			
a-mål på kantsømmet	а	=	4 mm	
Effektiv længde	$l_{eff}$	=	192 mm	
Normal- og forskydningsspændinger(Vinkelret)	$\sigma_{\perp}, \tau_{\perp}$	=	19,67 MPa	
Forskydningsspændinger(Parallelt)	$ au_{\parallel}$	=	12,79 MPa	
Effektive spændinger	$\sigma_{eff}$	=	45,15 MPa	
Bæreevne af normalspændinger(Vinkelret)	$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$	=	386 MPa	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,06	
Bæreevne af effektive spændinger	$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$	=	386,83 MPa	
TT1 (1 1 1	/ / 1/1 1			
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,12	

 Tabel 7.38: Resultater fra eftervisning af samlingen mellem gavlsøjlen og riglen.

## 7.3.15 Eftervisning af fodpunktssamlingen

Fodpunktssamlingen udføres med et indstøbningsprofil, som rammebenet bliver boltet til. Der tages udgangspunkt i fodpunktssamlingen i vindkrydsfaget, eftersom denne bliver påvirket af kræfterne fra nedføringsstænger. Indstøbningsprofilet har til formål at optage de vandrette og lodrette påvirkninger, og videregive disse til fundamentet. For at sikre samlingen mod løft tilfældet, forankres rammebenet og indstøbningsprofilet med en forankringsplade.

Samlingen eftervises for 2 lastkombinationer. Den ene lastkombination medfører det største tryk samt den største forskydningskraft parallelt med kroppen. Den anden lastkombination medfører det største træk samt den største forskydningskraft vinkelret på kroppen. I tabel 7.39 og 7.40 ses de snitkræfter der aflæses i FEM-Design modellen. Stængerne i FEM-Design modellen, er placeret 100 mm fra noden i fodpunktet, således når snitkræfterne aflæses i fodpunktet, er bidraget fra vindkrydset allerede adderet.

Lastkombination LC2.1 - Dominerende snelast (STR 6.10b)				
Ν	-120,32	kN		
$V_z$	-41,25	kN		

Tabel 7.39: De dimensionsgivende snitkræfter for hjørnesamlingen - størst tryk

Tabel 7.40: De dimensionsgivende snitkræfter for hjørnesamlingen - størst træk

	Lastkombination LC3.6 - Dominerende vindlast på langs (STR 6.10b)	
Ν	69,31	kN
$\mathrm{V}_y$	40,77	kN
$V_z$	-15,95	kN

Endepladen eftervises for det største træk, men skal samtidigt have en tilstrækkelig dimension for at sikre at spændinger, som følge af trykkraften, ikke overstiger styrken af betonen. Boltene eftervises for både trækkraften og forskydningskraften. Indstøbningsbeslaget eftervises for de lodrette og vandrette kræfter. Det skal sikres at indstøbningsbeslaget har en tilstrækkelig dybte, for at betonspændinger fra de vandrette påvirkninger ikke overstiger beton styrken. Slutvis eftervises forankringspladen for det største træk, hvor det samtidigt skal sikres at når der opstår træk, og pladen trykkes op i betonen, at betonspændinger ikke overstiger styrken af betonen. Der vælges en beton med en karakteristisk betonstyrke  $f_{ck} = 25 MPa$  hvor partialkoefficienten for armeret beton støbt på stedet er  $\gamma_c = 1, 45 \cdot 1, 0$ . Dette medfører at den regningsmæssige bæreevne er

$$f_{cd} = \frac{25 MPa}{1,45} = 17,24 MPa$$

På figur 7.37 ses en skitse af samlingen. Samlingen kan også ses på tegning "K09\_H5\_EX\_N11"





Eftervisningen af fodpunktssamlingen ses i nedenstående tabeller. Ved eftervisningen af svejsninger, eftervises svejsningerne mellem indstøbningsprofilet og endepladen for denne, eftersom disse er betydelige kortere. De samme svejsninger anvendes efterfølgende til svejsningen mellem rammebenet og endepladen.

Eftervisning af pladen - P	Eftervisning af pladen - PL10 S355			
Brudmoment	$m_d$	=	6,8 kN	
Minimums tykkelse	$t_{min}$	=	9,18 mm	
Stykket c	С	=	24,98 mm	
Betonspændinger	$\sigma_c$	=	3,68 MPa	
		Ba	ereevne OK!	
Tjek af betonspændinger fra va	ndrette kræfter			
Indstøbningsdybde	h	=	150 mm	
Betonspændinger	$\sigma_{c}$	=	9,7 MPa	
		Ba	ereevne OK!	
Eftervisning af indstøbningsbeslag	get - HEB120 S355			
Tværsnitsklasse		=	1	
Normalkraftbæreevne	$N_{c,Rd}$	=	1097,27 kN	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,11	
Forskydningsbæreevne - krop	$V_{pl,Rd,\parallel krop}$	=	204,12 kN	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,08	
Forskydningsbæreevne - flange	$V_{pl,Rd,\parallel flange}$	=	543,88 kN	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,075	
		Ba	ereevne OK!	
Eftervisning af bolte - M	[14 (8.8)			
Overklipningsbæreevne	$F_{v,Rd}$	=	40,88 kN	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,54	
Hulrandsbæreevne	$F_{b,Rd}$	=	88,95 kN	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,25	
Gennemlokningsbæreevne	$B_{p,Rd}$	=	155,5 kN	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,22	
Trækbæreevne	$F_{t,Rd}$	=	61,33 kN	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,57	
Kombineret forskydning og træk	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \le 1,0$	=	0,94	
		Ba	ereevne OK!	

 Tabel 7.41: Resultater fra eftervisning af fodpunktssamlingen.

Eftervisning af forankringspladen - PL10 70x140 S355				
Bøjningsmoment	$M_{Ed,y}$	=	-0,30 kNm	
Plastisk momentbæreevne	$M_{pl,Rd}$	=	0,56 kNm	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,54	
Betonspændinger	$\sigma_c$	=	7,4 MPa	
		Ba	ereevne OK!	
Eftervisning af svejsninger ved kropp	en - a4 S35	5		
a-mål	а	=	4 mm	
Effektiv længde	$l_{eff}$	=	140 mm	
Normal- og forskydningsspændinger(Vinkelret)	$\sigma_{\perp}, \tau_{\perp}$	=	51,48 MPa	
Forskydningsspændinger(Parallelt)	$ au_{  }$	=	28,5 MPa	
Bæreevne af normalspændinger(Vinkelret)	$0,9\cdot rac{f_u}{\gamma_{M2}}$	=	313,33 MPa	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,16	
Effektive spændinger	$\sigma_{eff}$	=	114 <b>,2</b> MPa	
Bæreevne af effektive spændinger	$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$	=	386,8 MPa	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,30	
		Ba	æreevne OK!	
Eftervisning af svejsninger ved flange	rne - a4 S35	55		
a-mål	а	=	4 mm	
Effektiv længde	$l_{eff}$	=	81,5 mm	
Normal- og forskydningsspændinger(Vinkelret)	$\sigma_{\perp}, \tau_{\perp}$	=	150,34 MPa	
Effektive spændinger	$\sigma_{eff}$	=	300,7 MPa	
Bæreevne af effektive spændinger	$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$	=	386,8 MPa	
Udnyttelsesgrad	UG	=	0,78	
		Ba	æreevne OK!	

Tabel 7.42: Resultater fra eftervisning af fodpunktssamlingen.

# 8 Diskussion

Stålrammerne er dimensioneret både i brudgrænsetilstand og anvendelsesgrænsetilstand. Det vurderes nødvendigt at overholde de anbefalede værdier for maksimale udbøjninger, grundet bygningens anvendelse. Dette skyldes også de relative lave udnyttelsesgrader ved elementanalysen. Der blev derfor lavet en alternativ FEM-Design model af den statiske model, hvor der i stedet for at anvende HEB profiler, blev anvendt IPE profiler. Dette alternative løsningsforslag medførte højere udnyttelsesgrader, men samtidigt også højere profiler ved rammeudfligningen, for at sikre den tilstrækkelig stivhed. Eftersom IPE profiler er høje men tynde, er der større tendens til kipning og foldning i kroppen, hvilket indebærer at der skal anvendes flere kipningsog kropsafstivninger. Ved en sammenligning af disse to løsningsforslag, var der en forskel på 2 tons ud fra elementer. Eftersom der både skal bruges flere afstivninger og dermed mere tid på montage, vurderes det at disse to ting vil udligne hinanden, og der er derfor ingen umiddelbart økonomiske fordele i det alternative løsningsforslag. Derudover kunne udfligningens højde reduceres, hvilket medfører at der er mere frihøjde, når man befinder sig på den indskudte etage i bygningen.

Stålrammerne dimensioneres i stålkvalitet S355, hvilket bidrager til den relative lave udnyttelsesgrad. Dette skyldes at langt de fleste stålleverandører producerer ikke denne type profil i stålkvalitet S235 JR. Der kunne derfor vælges at udføre profilerne i enten S275 JR eller S355 J2. Der blev valgt stålkvalitet S355 J2, eftersom alle stænger skal udføres i S355 J2 og for at samlinger ikke skulle ende i store dimensioner. Da der ikke anvendes høje profiler, kan der nemlig være udfordrende at få plads til de nødvendige bolte eller kantsøm. Det vurderes derfor mere fordelagtigt at gå op i stålkvalitet for at ende i mindre dimensioner.

Søjle/bjælke systemet har også lave udnyttelsesgrader, hvilket skyldes at systemet skal overholde funktionskravende i form af egenfrekvens. For at sikre disse, skal der anvendes tilstrækkelige store profiler, hvilket også er det dimensionsgivende tilfælde for dette system.

Ved eftervisning af hjørnesamlingen, beregnes det at den laveste bæreevne forekommer ved brudform 3, altså flydning i bolte. Dette er ikke én af de ønsket bæreevner, da brudformen ikke medfører et varslet brud. Det vurderes dog at inden boltene når at flyde, vil der opstå brud andre steder.

For at sikre en mere robust konstruktion, kunne der etableres et ekstra vindkrydsfelt. Dette vurderes dog ikke at være nødvendigt, da der er tale om et simpelt og traditionelt byggeri.

## 9 Konklussion

De bærende konstruktioner i Hvide Sande Båd & Motorservices værkstedsbygning, er blevet dimensioneret ud fra konstruktionsgrundlaget, hvori der specificeres grundlag for projektet samt de belastninger der virker, og hvordan disse kombineres. Stålelementer er blevet eftervist for brudgrænsetilstanden samt anvendelsesgrænsetilstanden, hvor der både sikres lodret lastnedføring samt vandret lastnedføring.

Til hovedrammerne benyttes HEB 220 i stålkvalitet S355 J2 som grundprofil, hvor udfligningen udføres i et opsvejst profil F15x220W10x220 - F15x220W10x450 i stålkvalitet S355 J2. Udfligningen sikrer tilstrækkelig stivhed i rammehjørner, hvor de største udbøjninger samt snitkræfter vil forekomme. Gavlrammen udføres i HEB 220 i stålkvalitet S355 J2, for at overholde de anbefalede maksimale udbøjninger. Diagonalerne i vindkrydsfaget udføres i rundjern Ø16 i stålkvalitet S355 J2, hvor horisontale stænger udføres i KKR 80x80x4 mm i stålkvalitet S355 J2, hvor horisontale stænger på midten af riglen, afstiver riglen mod kipning. De horisontale stænger er placeret ud for gavlsøjler, således der ikke opstår noget vridning i riglen. Til gavlsøjlerne benyttes IPE 240 i stålkvalitet S355 J2. Søjle/bjælke systemet, der bærer det indskudte dæk, er blevet fastlagt til HEA 180 til søjlerne samt HEA 220 til bjælkerne, og sikrer tilstrækkelig egenfrekvens, således systemet overholder funktionskravene.

Kipsamlingen er blevet udført med udragende flanger, for at få plads til flere bolte, grundet den store trækkraft. Samlingen er udført med 6 M20 (8.8) bolte, hvor 4 af disse er trækpåvirket og 2 af forskydningspåvirket. Der anvendes PL 12 i S355 J2 som endeplader. Disse svejses ved flangerne med 4 mm kantsøm, og med 4 mm kantsøm langs kroppen. Ved topflangen udføres der et indstik, for at muliggøre ilægning af kantsømmet. Hjørnesamlingen udføres med 8 M20 (8.8) bolte, hvor boltene ved trækflangen optager træk mens de øvrige 4 optager forskydning. Der anvendes 2 PL20 i S355 J2 som endeplader. Ved flangerne udføres en 5 mm kantsøm, mens der udføres en 4 mm kantsøm ved kroppen. Samlingen mellem rammebenet og diagonalen udføres med én M20 (8.8) bolt. Diagonalen indslidses i pladen, hvor der anvendes PL10 i S355 J2. Svejsninger ved indslidsningen udføres i en 3 mm kantsøm, hvor svejsningen ved rammebenets krop er udført i en 4 mm kantsøm. Samlingen mellem rigel og gavlsøjle udføres med én M16 (8.8) bolt. Der anvendes PL10 i S355 J2 til bolteplader, som svejses til til profilerne med 4 mm kantsøm. Fodpunktssamling udføres med 2 M14 (8.8) bolte og PL10 i S355 J2 som endeplader. Indstøbningsbeslag vælges til en HEB120 i S355 J2, for at sikre at der er plads til boltene. Samlingen sikres mod løft, ved hjælp af forankringspladen udført i PL12 i S355 J2. Der anvendes 4 mm kantsøm over det hele.

Det kan derfor konkluderes at de bærende konstruktioner opfylder de stillede krav, og er dimensioneret i henhold til de gældende eurocodes og nationale annekser og dermed besvarer problemformuleringen, specificeret i indledningen.