

22-02-2022

Afgangsprojekt

Padelhal i Skjern

Mark Bato AALBORG UNIVERSITET ESBJERG Mark Bato – Padelhal i Skjern

Mark Bato – Padelhal i Skjern

Titel: Padelhal i Skjern

Projektperiode: 01/12/2021 - 22/02/2022

Hovedvejleder: Rikke Elbæk Sørensen

AAU-vejleder: Jens S. Hagelskær

Forfatter: Mark Salam Bato

Antal sider: 39

Mark Bato

Mark Salam Bato

Aalborg Universitet Esbjerg Niels Bohrs vej 8 6700 Esbjerg



Abstract

This project is divided in three documents called "Design", "Construction", and "Paintings". This project is about a steel construction called "Padelhal" in Skjern. The construction has 18 steel frames and 5 gable columns on both gables.

The control and consequence classes are determined. The self-weight of the steel, snow load and wind load are also determined and is essential for the construction document.

The document "Construction" is based on the loads found in the document "Design". The frames are dimensioned as a 2-hinges-frame in HEB600-strength class profile S235. There are 5 gable columns on each side with the dimension HE220A.

The wind grid is dimensioned in SHS100X4 and \emptyset 24.

For the joint in the top there is used 6 M27 bolts. For the joint between the gable columns and the frame the dimensions are 2 M16 bolts.

From the dimensions above, it is hereby concluded that the steel frame construction "Padelhal" in Skjern is designed and dimensioned according to the norms and eurocodes.

Forord

Afgangsprojektet er udarbejdet i perioden 01-12-2021 til 22-02-2022 af Mark Salam Bato på diplomingeniøruddannelsen på Aalborg Universitet. Projektet omhandler projektering af stålrammekonstruktion, som er en padelhal i Skjern. Dokumentationen af projektet er delvist udført jf. SBi-anvisning 271

Tak til vejledere Rikke Elbæk Sørensen og Jens S. Hagelskær.

Læsevejledning

Projektrapporten består af et projektgrundlag, konstruktionsdokument og tegningsmappe. Rapporten projektgrundlag indeholder de fastsatte normer, konsekvenser og sikkerhed. Herudover foretages en opgørelse af lasterne som ligger til grund for beregningerne i stålrapporten. Rapportens overordnede struktur fremgår af indholdsfortegnelsen.

Figurer og tegninger uden kildehenvisninger er udarbejdet af den studerende. Henvisning til relevante normer er angivet med kantede parenteser i rapporten. De tre dokumenter er:

- Projektgrundlag
- Konstruktionsdokument
- Tegningsmappe

Indholdsfortegnelse

1.	Ind	lledning	7
1	.1	Problemformulering	7
2.	Afg	græsning	8
3.	Ko	nstruktionsgrundlag	9
3	8.1	Bygværket	9
3	8.2	Konstruktionens art og opbygning	11
3	8.3	Udførelse	14
4.	Bei	regningsgrundlag og forudsætninger	15
4	ł.1	Normer og standarder	15
4	ł.2	Sikkerhed	16
	4.2	2.1 Konsekvensklasse	16
	4.2	2.2 Materialekontrolklasse	16
	4.2	2.3 Konstruktionsklasse	16
	4.2	2.4 Udførelsesklasse	17
4	ł.3	Software programmer	17
5.	Foi	rundersøgelser	18
6.	Ko	nstruktioner	19
6	5.1	Statisk virkemåde	19
6	5.1.1	Kipningsfastholdelse	20
6	5.2	Anvendelseskrav	21
6	5.3	Robusthed	21
6	5.4	Levetid	22
7.	Ko	nstruktionsmateriale	23
7	7.1	Stålkvalitet	23
7	7.2	Materialepartielkoefficienter	24
7	7.3	Bolte og svejsninger	24
8.	Las	ster	26
8	3.1	Lastkombinationer	26

Mark Bato – Padelhal i Skjern

8.1.	.1 Brudgrænsetilsand (ULS)	26
8.1.2	.2 Anvendelsesgrænsetilstand (SLS)	26
8.2	Egenlast	27
8.3	Nyttelast	27
8.4	Naturlaster	27
8.4.	.1 Snelast	27
8.4.2	.2 Vindlast	29
8.4.	.3 Seismisk last	

1. Indledning

Padel tennis er blevet populær gennem årene blandt danskerne, hvilket har forårsaget i efterspørgsel på baner, grundet bookede tider. Dette har medført til, at der i Skjern er etableret en sportshal, der er opbygget som en stålramme konstruktion, hvor hallen vil blive benyttet til nye padel baner. Padel hallen, som også er kaldt for Padel Club, er placeret på Ranunkelvej i Skjern. Grundens placering og geografisk orientering fremgår af figur 1.1.



Figur 1.1: Placering af Padel Club på Ranunkelvej i Skjern.

1.1 Problemformulering

"Hvordan udformes og projekteres en stålrammekonstruktion til en sportshal, således forudsætninger og krav fra kunden, samt generelle regler i Eurocodes overholdes?"

Ydermere vil en beskrivelse af stålets økonomi også fremgå.

2. Afgræsning

I projektet afgrænses der for følgende:

• Brand

Der vil ikke undersøges hvorvidt de forskellige konstruktionsdele lever op til brandkrav, da det forudsættes, at det allerede er taget hensyn til, ved valg af materialer.

• Geoteknik

Der vil i projektet ikke projekteres på funderingskonstruktioner, samt jordbundsforhold, grundet projektets omfang.

• Installationer

Der undersøges ikke for installationer, og om hvorvidt det er dimensioneret efter gældende krav.

• Tværsnitsklasse 4

Der undersøges ikke for tværsnitsklasse 4, da dette håndberegningsmæssigt vil have et alt for stort omfang.

• 1. etage

1 etage tages der heller ikke hensyn til, da det vurderes det ikke vil have en store betydning for eftervisning, af de forskellige parametre og dimensioner.

3. Konstruktionsgrundlag

I følgende afsnit vil bygværket, konstruktionens at og opbygning, samt udførelse blive gennemgået.

3.1 Bygværket

Følgende afsnit omhandler Padel Club byggeriet i Skjern. Byggeriet er udført som en stålramme konstruktion, som bliver anvendt til bl.a. Padel. Grunden har et areal på 6067 m^2 , hvor bygværket har et areal på 1900 m^2 , hvilket svarer til en bebyggelsesgrad på 31,3 %. Der er på den sydlige del, tilhørende udendørs parkering med plads til 21 biler, samt en cykelparkering. Ydermere vil der være en forlængelse af vejen fra Ranunkelvej, således parkering vil være lettere tilgængelig, som vist på figur 3.1.1.



Figur 3.1.1: Plan over bygværket, samt tilhørende parkering og forlængelse af vej.

Bygningen har modulmål 4,4 x 4,4 meter samt 4,4 x 5,2 meter, hvoraf bygningens længde og bredde, angivet fra yderste mål, bliver 75,540 meter og 25,080 meter. Byggeriet er i to plan, bestående af en stueplan og 1. sal. I byggeriets stueplan forefindes sportshallen, med fem double baner, samt en single bane. Centralt i byggeriet er der tre toiletter, hvoraf et er handicaptoilet. Ydermere er der to omklædningsrum, samt bad. Ligeledes er der 2 depotrum. Der er et loungerum og et åbent lounge-område. Desuden er der en trappe, som fører til 1. sal, hvor der forefindes et disponibelt rum, samt en balkon, så der er mulighed for at se udover padel banerne.

Ved den sydlige del af byggeriet, er indgangen og har målet B x H = 2,8 x 2,6 meter. Der er ydermere 2 porte, med målene B x H = 2,4 m x 2,4 m, og er placeret i den østlige-, samt vestlige del. Plan- og snittegning fremgår i nedenstående figur.



Figur 3.1.2: Grundplantegning



Figur 3.1.3: Snittegning.

3.2 Konstruktionens art og opbygning

Byggeriet er udført med stålrammer med rammevirkning, hvor spændvidden af rammerne er 24,68 m, hvorefter rammerne giver anledning til en taghældning på 1,432°. Desuden er der frihøjde ved hovedrammehjørnerne 7,960 m, grundet udfligning, samt en frihøjde i kip på 8,530 m. Ydermere er ben højden på 8,800 meter. Der vil desuden være vindkryds. På nedenstående tabeller 3.2.1 og 3.2.2, ses der en oversigt over bygningsdata, samt stålrammens hovedgeometri.

Bygningsdata	
Hovedrammer	16
Gavlrammer	2
Gavlsøjler	5 i hver ende
Vindafstivning	2 sæt

Tabel 3.2.1: Bygningsdata for rammekonstruktionen.

Stålrammens hovedgeometri	
Spændvidde	24,68 m
Ben højde	8,800 m
Taghældning	1,432°
Rammeafstand	4,4 m

Tabel 3.2.2: Rammes hovedgeometri.

På de 2 nedenstående figur vil der således illustreres for henholdsvis en hovedramme som har udfligning, samt en gavlramme med dertilhørende gavlsøjler.



Figur 2:Illustration af hovedramme med udfligning.



Figur 3: Illustration af gavlramme med gavlsøjler

Herudover vil der ligeledes forekomme en beskrivelse af hvorledes de forskellige elementer er opbygget af. Dette indbefatter tagkonstruktion, balkon, beklædning/ydervægge og indvendige træskeletvægge.

Tagkonstruktion:

- Tagpap 2 lag
- 150 mm Murbatts
- 0,2 mm dampspærre
- 150 mm Murbatts
- 1,25 x 1,25 ståltrapezplader

Etage 1 - Balkon

- 21 mm Terassebrædder
- 15 mm Fibergips
- 22 mm osb
- 15 x 245 Spær
- 220 mm Let Isolering
- 25 x 95 Forskalling
- 25 mm Troldtekt

Beklædning/Ydervægge:

Mark Bato – Padelhal i Skjern

• 200 mm Sandwichpanel

Indvendige træskeletvægge:

- 12,5 mm Fibergips
- 145 mm Let Isolering
- 45 x 145 Spær
- 12,5 mm Fibergips

3.3 Udførelse

Fundamenter og terrændæk in-situ støbes først. Hvorefter stålkonstruktionerne præfabrikeres og monteres, gavlrammer, hovedrammer, vindkryds osv. Til sidst vil trækonstruktionerne ved lokalerne, samt lukning af facaderne udføres.

4. Beregningsgrundlag og forudsætninger

I dette afsnit vil normer og standarder, som bliver benyttet i projektet gennemgået. De statiske beregninger for stålkonstruktionen vil følge gældende normer og nationale annekser. Derudover vil lastopgørelsen, samt konstruktionen udføres ud fra gældende normer. Herefter gennemgås sikkerheden, hvor kontrolklasser relevante for dimensioneringen af stålkonstruktionen blive angivet.

4.1 Normer og standarder

Jensen B. (2019). Teknisk Ståbi, 25 udgave. Praxis . [TS, S.xx]

Jensen B. (2015). Stålkonstruktioner efter DS/EN1993-1-1, 2.udgave. Praxis. [Stålkonstruktioner, S.xx)

Andersen, A. (2012). Beregning af tværsnitskonstanter. AAU-E [Tvær, S.xx]

Andersen, A. (2014). Stålkonstruktioner iht. Eurocodes - Undervisning/Vejledning. AAU-E [Stål, S.]

Eurocode 0: "projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner" - DS/EN 1990 FU:2021; [EC0, S.xx]

- "Nationalt anneks" - DS/EN 1990 DK NA:2021; [EC0NA, S.xx]

Eurocode 1: "Last på bærende konstruktioner" - DS/EN 1991 FU:2015; [EC1, S.xx]

- Del 1-1: "Generelle laster Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger"
 "Nationalt anneks" DS/EN 1991-1-1 DK NA:2013; [EC1-1-1 NA, S.xx]
- Del 1-3: "Generelle laster Snelast"
 "Nationalt anneks" DS/EN 1991-1-3 DK NA:2015 Version 2; [EC1-1-3NA, S.xx]
- Del 1-4: "Generelle laster Vindlast"
 "Nationalt anneks" DS/EN 1991-1-4 DK NA:2015; [EC1-1-4 NA, S.xx]

Del 1-7 "Generelle laster - Ulykkelast"
 "Nationalt anneks" - DS/EN 1991-1-7 DK NA:2013; [EC1-1-7 NA, S.xx]

Eurocode 3: "Stålkonstruktioner" - DS/EN 1993 FU:2020; [EC3, S.xx]

- Del 1-1: "Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner"
 "Nationalt anneks" DS/EN 1993-1-1 DK NA:2019; [EC3-1-1 NA, S.xx]
- Del 1-8: "Samlinger"
 "Nationalt anneks" DS/EN 1993-1-8 DK NA:2019; [EC3-1-8 NA, S.xx]

DS/INF 1990:2021

DS/EN NA, 1998,1

4.2 Sikkerhed

I nedenstående delafsnit vil de forskellige kontrolklasser bestemmes.

4.2.1 Konsekvensklasse

Byggeriet henføres til høj konsekvensklasse CC3, da der vil være høj risiko for tab af menneskeliv. Derudover iht DS/INF-tabel 2, anses byggeriet som ID 4. Ud fra spændvidden på 25 meter, en højde på 10 meter, samt en etage, kan dette henledes til benyttelse af konsekvensklasse CC3. På baggrund af dette, bestemmes K_{FI} faktoren til:

$$K_{FI} = 1,1$$

4.2.2 Materialekontrolklasse

Der regnes med normal kontrolklasse, da det er specificeret fra kunden. Delpartialkoefficienten fastsættes til: [ECONA, s 24 T. F4]:

$$\gamma_{3} = 1,0$$

4.2.3 Konstruktionsklasse

Byggeriet skal indplaceres i en kontrolklasse. Kontrolklassen beskriver, hvorvidt dokumentations- og kontrolniveauet, der kræves for en statisk dokumentation. Ifølge BR18 §489, grundet en konsekvensklasse på CC3, vil byggeriets konstruktionsklassen tilhøre KK3, og kompleksitet tilknytter sig simple og traditionel. Dette betyder simple lastføringssystemer og traditionelle materialer og metoder.

4.2.4 Udførelsesklasse

Udførelsesklassen er afhængig af konsekvensklassen. Desto større konsekvensklassen er, jo større vil udførelsesklassen være. Hvilket vil betyde, at der er større krav til udførelsen. Stålet i byggeriet udføres som EXC3, iht nedenstående figur. [EC3-1-1 NA]

Konsekvensklasse	Lastart			
	Statisk, kvasistatisk eller seis- misk DCL ^a	Udmattelse ^b eller seismisk DCM eller DCH ^a		
CC3, hvis omfattet af	EXC3 ^c	EXC3 ^c		
DS/EN 1990 DK NA,				
B4 (4)				
CC3	EXC3 ^c	EXC3 ^c		
CC2	EXC2	EXC3		
CC1	EXC1/EXC2 ^d	EXC2		
 a. Seismisk duktilitetsklasse er defineret i DS/EN 1998-1: Lav = DCL, middel = DCM, høj= DCH. b. Se DS/EN 1993-1-9. Se C.2.2(4) 				
c. EXC4 bør benytte	tes for de konstruktionsdele/-detaljer, hvor konsekvenserne af svigt			

er meget store. Se C.2.2(4) d. For svejsninger. Se C.2.2(4)

Tabel 4.2.4.1: Udførelsesklasser.

4.3 Software programmer

- FEM-design 19 Educational
- Autocad MEP 2020
- Halber

5. Forundersøgelser

Forundersøgelser er ikke essentielle i dette projekt, da projektet er taget udgangspunkt i udleveret arkitekttegninger, som forudsættes at overholde gældende lokalplaner. Derudover vurderes der ikke på geotekniske forhold, klima- og miljøtekniske forhold, da det ikke er relevant i dette projekt, da der i projektet ikke omhandler funderingskonstruktioner.

Ydermere, er der ikke eksisterende konstruktioner i byggeriets matrikle, samt rundt omliggende, som påvirker byggeriet. Med hensyn til tilstødende eksisterende bygværker, er dette ikke gældende, da byggeriet etableres uafhængigt. Ydermere er der ikke tiltænkt mulige udvidelser.

6. Konstruktioner

I dette afsnit, vil den statiske virkemåde blive gennemgået med henblik på vandrette og lodrette kræfter, som vil påvirke bygningens stabilitet. Der vil ligeledes også blive set på anvendelseskrav, robusthed, samt levetid.

6.1 Statisk virkemåde

Rammekonstruktionen er opbygget af bærende og stabiliserende rammer. Det består i alt af 16 hovedrammer, samt 2 gavlrammer. Hovedrammerne er udført momentstive og fører lodret og vandret last til fundamentet via rammevirkning, hvorfor stabiliteten af byggeriet på tværs bliver sikret. Konstruktionen skal stabiliseres på langs af bygværket mod vind, dette gøres ved gavlsøjler og vindkryds. Gavlsøjlerne overfører halvdelen af kræfterne til fundamentet, og resten videreføres til rammekonstruktionen, hvor vindkrydset fører de vandrette kræfter fra rammerne til fundamentet. Kræfterne fra gavlsøjlerne bliver overført til vindkrydset ved hjælp af trykstænger. På nedenstående figur 6.1.2 ses vindkrydset, gavlsøjler og trykstængerne.



Figur 6.1.2: Skitse af rammekonstruktionen, med tilhørende vindkryds, gavlsøjler samt trykstænger.

6.1.1 Kipningsfastholdelse

Grundet tagbeklædning og facadebeklædning antages der, at der vil opstå bunden kipning i yderflangen. For at forhindre en udknækning i inderflangen og for at fastholde dette, indføres der kipningsafstivninger i taget og rammebenene. På nedenstående figur ses kipningsafstivningerne, ved rammeben og taget. Kipningsafstivningerne spejles også på den anden side.



Figur 6.1.1.1: Skitse af konstruktionen med tilhørende kipningsafstivninger.

6.2 Anvendelseskrav

Anvendelsesgrænsetilstand undersøges for maksimalt tilladelig udbøjninger for en variable last:

Ved lodret deformation, må udbøjning af tag- og ydervægskonstruktioner, altså rammebjælke og ramme ikke overstige:

$$w = \frac{l}{200}$$

Hvor *l* er spændvidden.

For vandret deformation, henvises der til udbøjning af rammer i bygningen uden kran:

$$w = \frac{h}{150}$$

Hvor *h* er højden af den enkelte ramme og søjle.

6.3 Robusthed

Da byggeriet tildeles konsekvensklasse CC3, er der stillet krav til dokumentation for robustheden. Som nævnt i afsnit 3, er der etableret 2 sæt vindkryds, hvilket sikrer tilstrækkelig robusthed. Der kan således også undersøges om det største tilladelige kollapsomfang Mark Bato – Padelhal i Skjern

overholdes. Dette gøres ved at undersøge om spændvidde x rammeafstand (kollapsomfang) er mindre end 15% af etagearealet:

Spændvidde
$$\cdot$$
 (2 \cdot rammeafstand) = 25,080 \cdot 4,4 \cdot 2 = 220,44 m^2

Etagearealet er 1900 m²

$$15\% af 1900 m^2 = 285 m^2$$

Hvilket betyder at:

$$220,44 m^2 < 285 m^2$$

Således vil kollapsomfanget overholdes.

6.4 Levetid

I henhold tabel 2.1 i DS/EN, sættes byggeriet til kategori 4, som er for almindelig konstruktioner, hvilke har en forventet levetid på 50 år.

7. Konstruktionsmateriale

I dette afsnit bliver der set på materialedata og materialeparametre.

7.1 Stålkvalitet

Udvendigt stål i byggeriet hører under korrosionsbeskyttelse C4, hvorimod indvendigt stål i lukkede konstruktioner sættes korrosionsbeskyttelsen til C3, grundet relativ høj fugtighed. Indvendigt stål i uopvarmede rum sættes korrosionsbeskyttelse til C2, og indvendigt rum i opvarmede rum korrosionsbeskyttes til C1.

Stålbjælker og søjler anvendes i minimum stålstyrke S235, hvor SHS-profilerne anvendes i stålkvalitet S275. Derudover benyttes S335 for stødplader over 15 mm. På nedenstående tabel, ses der stålkvalitet, samt materiale tykkelse og de nominelle værdier. Der anvendes ulegerede konstruktionsstål og varmvalsede rør.

STÅLKVALITET	MATERIALE TYKKELSE	NOMINELLE	VÆRDIER
EN 10025-2, ulegerede konstruktionsstål EN 10210-1, varmvalsede rør	t [mm]	f _y [MPa]	f _u [MPa]
	t ≤ 16	235	
S235	16 < t ≤ 40	225	360
	40 < t ≤ 63	215	
	t ≤ 16	275	
S275	16 < t ≤ 40	265	410
	40 < t ≤ 63	255	
	t ≤ 16	355	
S355	16 < t ≤ 40	345	470
	40 < t ≤ 63	335	

Tabel 7.1.1: Nominelle værdier for ulegerede konstruktionstål og varmvalsede rør.

Mark Bato – Padelhal i Skjern

7.2 Materialepartielkoefficienter

Relevante materialepartielkoefficienter for stål fremgår af tabel 7.2.1 [TS, Tabel 6.1, S.203]

	Partialkoefficienter	
Tværsnit	$\gamma_{M0} = 1,10 \gamma_3$	
Søjler	$\gamma_{M1} = 1,20 \gamma_3$	
Samlinger	$\gamma_{M2} = 1,35 \gamma_3$	

Tabel 7.2.1: Partialkoefficienter.

Ydermere fremgår der på tabel 7.2.2 materialeparametre [SK, S. 23]

Symbol	Værdi
E	210000 MPa
G	81000 MPa
ρ	7850 kg/m ³
v	0,3
α	$12 \cdot 10^{-6} K^{\cdot 1}$
	Symbol E G φ ν α

Tabel 7.2.2: Materialeparametre.

7.3 Bolte og svejsninger.

Der vil i projektet blive brugt 8.8 boltet, hvilket har nominelle værdier:

 $f_{yb}[MPa] = 640$ $f_{ub}[MPa] = 800$

Ifølge Stål konstruktion tabel 9.1 kan svejsesømmenes kvalitetskrav og kontrolomfang med iht. Udførelsesklasse bestemmes ved nedenstående tabel.

Udførelsesklasse (EXC)	1	2	3	4
Tværgående stumpsøm, træk U , ≥ 0.5 (udnyttelsesgrad U)< 0.5	0 0	10 0	20 10	100
Tværgående stumpsøm, korsformet Tværgående stumpsøm, T-samling	0 0	10 5	20 10	100
Tværgående kantsøm, a > 12mm eller $t > 20$ mm $a \le 12$ mm og $t \le 20$ mm	0 0	5	10 5	20 10
Langsgående kantsøm og kantsøm til afstivninger	0	0	5	10
arakter efter DS/EN 25817	D	С	В	B+

Tabel 7.3.1 kontrolomfang og kvalitetskrav til svejsesøm.

8. Laster

I dette afsnit vil lastkombinationerne for brudgrænsetilstand, samt anvendelsesgrænsetilstand blive gennemgået. Ydermere vil de forskellige lasttilfælde således blive bestemt, som egenlast, nyttelast, snelast, vindlast, seismisk last.

8.1 Lastkombinationer

Konstruktioner vil i dette projekt, blive eftervist efter grænsetilstande:

8.1.1 Brudgrænsetilsand (ULS)

Konstruktionen dimensioneres henhold brudgrænsetilstand ved følgende lastkombinationer, som ses på nedenstående tabel 8.1.1.1

Dimensionering- stilfælde	Lastkombinationer	Dominerende laster
STR (6.10a)	$1,2 \cdot \sum G_{kj,sup} \cdot K_{FI}$	Egenlast
STR (6.10b) -1	$\left(1,0\cdot\sum G_{kj,sup}+1,5\cdot Q_{k}+1,5\cdot \psi_{0}\cdot S_{k}+1,5\cdot \psi_{0}\cdot W_{k}\right)\cdot K_{FI}$	Nyttelast
STR (6.10b)-2	$\left(1,0\cdot\sum G_{kj,sup}+1,5\cdot S_k+1,5\cdot \psi_0\cdot Q_k+1,5\cdot \psi_0\cdot W_k\right)\cdot K_{FI}$	Snelast
STR (6.10b)-3	$(1,0 \cdot \sum G_{kj,sup} + 1,5 \cdot W_k + 1,5 \cdot \psi_0 \cdot Q_k + 1,5 \cdot \psi_0 \cdot S_k) \cdot K_{FI}$	Vindlast
STR (6.10b) 3-1	$0.9 \cdot \sum G_{kj,inf} + 1.5 \cdot W_k$	Vind på langs

Tabel 8.1.1.1: Lastkombinationer i brudgrænsetilstand.

8.1.2 Anvendelsesgrænsetilstand (SLS)

Konstruktionen vil ligeledes vurderes i anvendelsesgrænsetilstand iht nedenstående lastkombinationer, på tabel 8.1.2.1.

Kombination	Lastkombination	
Karakteristisk	$\sum G_{kj,sup} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,1} \cdot Q_{k,i}$	
Нуррід	$\sum G_{kj,sup} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$	
Kvasipermanent	$\sum G_{kj,sup} + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$	

Tabel 8.1.2.1: Lastkombinationer i anvendelsesgrænsetilstand.

8.2 Egenlast

Egenlaster som også kaldes for permanentelaster, forekommer i byggeriet ud fra konstruktionens egenvægt, samt konstruktionselementer. Der skelnes mellem bunden- og fri egenlast.

På tabel 8.3.1 ses de karakteristiske egenlaster fra konstruktionselementer i byggeriet, som er relevant i forhold til kommende beregninger.

Position	Emne	$Fri[kN/m^2]$	Bunden $[kN/m^2]$
Tag	Tagpap 2 lag	0,10	0,10
	Isolering 300 mm	0,10	0,10
	Ståltrapezplade	0,16	0,16
	Installationer	0,10	
	I alt	0,46	0,36
Beklædning/ydervæg	Sandwichpanel		
	200mm		0,31
	I alt		

Tabel 8.3.1: Karakteristisk egenlast.

8.3 Nyttelast

Nyttelaster kan forekomme som flad- linje eller punktlaster. Der bliver i projektet set på nyttelaster i form af taget. Nyttelasten på taget har en fladlast værdi på 0 kN/m^2 . Hvorfor der i stedet bliver kigget på punktlasten.

Nyttelast i henhold til [DS/EN NA EC1-1-1 S.7]

Nyttelast	Kategori	Fladelast $[kN/m^2]$	Punktlast [kN]
Tag	Kat. H	0,0	1,5

Tabel 8.3.1: Nyttelastkategori, samt lasten.

8.4 Naturlaster

I følgende afsnit, bliver der gennemgået naturlaster i form af snelast, vindlast og seismisklast.

8.4.1 Snelast

Snelast er en naturlast, og for vedvarende dimensioneringstilfælde benyttes følgende formel:

$$s = \mu_i \cdot C_t \cdot C_e \cdot s_k$$

Den karakteristisk terrænværdi: $s_k = 1,0 \ kN/m^2$

Den termiske faktor: $C_t = 1,0$

Eksponeringsfaktor: $C_e = C_{top} \cdot C_s = 1,0 \cdot 1,0 = 1,0$

Men en taghældning på 1,43°, sættes formfaktoren til følgende:

Taghældning α	$0^{\circ} \le \alpha \le 30^{\circ}$
μ_i	0,8

Tabel 8.4.1.1: Formfaktor ud fra taghældning.

 $\mu_1 = 0.8$

Snelasten jævnfordelt bliver således:

$$s = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \, kN/m^2 = 0.8 \, kN/m^2$$

Sneophobning:

Der vil i bygningen opstå sneophobning grundet murkronen. For at simplificering regnes sneophobningen som en jævnfordelt last over hele taget.

 $h_{sl} = 1 m \qquad \qquad h_{sw} = 1 m$

Da taghældningen er 0, vil der ikke komme sne ned fra taget, hvilket betyder at:

 $\mu_{sl} = 0$

 γ er sneens specifikke tyngde, som sættes til 2 kN/m^3 på grund af facadehøjde på vind- og læside

Der regnes således på sneophobning på vindsiden:

$$\mu_{ww} = h_{sw} \cdot \frac{\gamma}{s_k} = 1,0 \ m \cdot \frac{2 \ kN/m^3}{1 \ kN/m^2} = 2$$

Der kan ligeledes regnes på sneophobning på læ-siden:

$$\mu = h_{sl} \cdot \frac{\gamma}{s_k} = 1 \cdot m \frac{2\frac{kN}{m^3}}{1\frac{kN}{m^2}} = \frac{2}{m} = 2$$

På nedenstående figur, kan der ses en illustration af, hvordan snelasten vil påvirke rammen.



Figur 8.4.1.1: Principtegning af snelasten virkende på rammen.

8.4.2 Vindlast

Vindlast en er bunden variable last. Vindlasten virker i form af tryk og sug på konstruktionen, grundet vindens strømninger. Vindlasten på bygningen afhænger af hastigheden, det omgivende terræn og konstruktionens højde og form.

Da bygningen er placeret i et område med lav vegetation, og enkelte bygninger indenfor en radius af 1 km, placeres bygningen i terrænkategori II. [EC1 S. 75]

Basisvindhastighed:

$$V_b = c_{season} \cdot C_{dir} \cdot V_{b,0}$$

Hvor:

 v_b er basisvindhastigheden defineret som en funktion af vindretningen og årstid i 10m højde over terræn af kategori II

 $v_{b,0}$ er grundværdien for basisvindhastigheden

 c_{dir} er retningsfaktoren

c_{season} er årstidfaktoren

Ifølge [EC1 S. 75] kan årstidsfaktoren sættes til 1, da byggeriet kan bruges hele året rundt.

Mark Bato - Padelhal i Skjern

$$c_{season} = 1$$

Ydermere sættes retningsfaktoren også til 1, for at være på den sikre side.

$$C_{dir} = 1$$

Grundværdien for basisvindhastigheden regnes ved lineær interpolation. Bygningens afstand fra vestkysten er 5 km.

$$y = y_1 + (x - x_1) \cdot \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}$$
$$v_{b,0} = 27\frac{m}{s} + (5 \ km - 0) \cdot \frac{24\frac{m}{s} - 27\frac{m}{s}}{25 \ km - 0} = 26.4\frac{m}{s}$$

Basisvindhastigheden, kan således beregnes ved ovenstående formel:

$$V_b = c_{season} \cdot C_{dir} \cdot V_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 26, 4 \frac{m}{s} = 26, 4 \frac{m}{s}$$

Middelvindhastighed

[EC1 S. 76]

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

Hvor:

 $c_r(z)$ er ruhedsfaktor

 c_0 er orografofaktoren

Orografofaktoren sættes til 1,0

 $c_0(z) = 1$

[EC1 S. 76]

Ruhedsfaktoren bestemmes ved følgende formel:

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

Hvor:

 z_0 er ruhedslængden for terrænkategorien

Mark Bato - Padelhal i Skjern

 k_r er terrænfaktor afhængigt af ruhedslængden $z_0\,$ og er beregnet ved følgende formel

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

Hvor:

 $z_{0,II}$ sættes til 0,05 m for terrænkategori II

 z_{min} er minimumshøjden henhold til terrænkategori, som er 2 m

 z_{max} skal regnes til 200 m

Terrænfaktoren kan således udregnes:

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

Nu kan ruhedsfaktoren bestemmes z er bygningens højde:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.19 \cdot \ln\left(\frac{9.750 \ m}{0.05 \ m}\right) = 1$$

Da ruhedsfaktoren er bestemt, kan middelvindhastigheden beregnes:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 1 \cdot 1 \cdot 26.4 \frac{m}{s} = 26.4 \frac{m}{s}$$

Vindens turbulens

$$l_{v}(z) = \frac{k_{I}}{c_{0}(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_{0}}\right)}$$

Hvor:

 $k_{\rm I}$ er turbulensfaktoren, hvor den anbefalede værdi sættes til 1,0

$$I_{\nu}(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{9,750 \, m}{0,05 \, m}\right)} = \mathbf{0}, \mathbf{19}$$

Peakhastighedstrykket

Mark Bato - Padelhal i Skjern

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

Hvor:

 ρ er luftens densitet og sættes til 1,25 $\frac{kg}{m^3}$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 = (1 + 7 \cdot 0, 19) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1, 25 \cdot (26, 4)^2 \approx 1,01$$

Vindtryk på overflader

Der skal ved beregningerne for udvendig- og indvendig vindlast benyttes formfaktorerne.

Udvendig vindlast:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

Hvor:

 $q_p(z_e)$ er peakhastighedstrykket. c_{pe} formfaktor for udvendige vindtryk. z_e er den udvendige referencehøjde.

Indvendig vindlast:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

Hvor:

 $q_p(z_i)$ er peakhastighedstrykket. c_{pi} indvendigt tryk. z_i referencehøjde for indvendigt tryk.

Ved beregning af vindzonernes geometri, på langs, tværs og tag, anvendes højde-brede forholdet, $\frac{h}{d}$ og den mindste værdi af 2 · *h* og *b*, som er kaldet for e. Derudover er der ligeledes en brystning, i vores flade tag $\frac{h_p}{h}$

$$e_{tværs} = mindste \begin{cases} 2 \cdot h \\ b \end{cases} = mindste \begin{cases} 2 \cdot 9,750 \ m \\ 25 \ m \end{cases} = 19,5 \ m$$

$$e_{langs} = mindste \begin{cases} 2 \cdot h \\ b \end{cases} mindste \begin{cases} 2 \cdot 9,750 \\ 75,54 \\ m \end{cases} = 19,5 m$$
$$\frac{h}{d}, på tværs = \frac{9,750 \\ 25m \\ m \end{cases} = 0,39m$$
$$\frac{h}{d}, på langs = \frac{9,750 \\ 75,540 \\ m \\ m \end{cases} \approx 0,13 m$$
$$\frac{h_p}{h} = \frac{1 \\ 8,750 \\ m \\ m \\ m \\ m \end{cases} \approx 0,12$$

Da $1 > \frac{h}{d} > 0,25$ skal der foretages en lineær interpolation for at finde formfaktorerne i Zone D og E, på tværs af bygningen. På nedenstående tabel, ses formfaktorerne.

	Vindret- ning		Ydervægge				Tag konstruktion					
		Zone :	А	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	
Sug	På tværs		- 1,2	-0,8	-0,5		-0,34*	-1,2	-0,8	-0,7	-0,5	h/d = 0,39 >0,25
Try k						0,72 *					0,2	
Sug	På langs		- 1,2	-0,8	-0,5		-0,3	-1,2	-0,8	-0,7	-0,5	h/d = 0,13 <0,25
Try k						0,7					0,2	

Tabel 8.4.2.1 Formfaktor for vindzonerne [EC1 FU:2015, S102,104]

Udvendig vindlast

Udvendige vindlaster ses på nedenstående figur, samt målene for de forskellige zoner, for tværs og på langs af bygningen. Udvendig vindlaster ses på nedenstående figur for både tværs og langs.



Figur: 8.4.2.1: Udvendige vindlaster med vind på tværs (alle vindlaster er i kN/m^2)



Figur 8.4.2.2: Udvendige vindlaster med vind på langs [alle vindlaster er i kN/m^2]

Indvendige vindlaster

Formfaktoren for indvendig vindlast, sættes til det mest ugunstige af:

$$c_{pi} = \begin{cases} 0,2\\ -0,3 \end{cases}$$

Hvor:

Positiv er indvendigt undertryk

Negativ er indvendigt overtryk
Mark Bato – Padelhal i Skjern

Det indvendige tryk regnes således:

For indvendigt overtryk:

$$w_i = 1,01 \ kN/m^2 \cdot 0,2 = 0,202 \ kN/m^2$$

For indvendigt undertryk:

$$w_i = 1,01 \ kN/m^2 \cdot (-0,3) = -0,303 \ kN/m^2$$

8.4.3 Seismisk last

Seismisk last eftervises ved benyttelse af følgende formel, jævnfør [DS/EN NA, 1998,1]

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

Hvor:

 F_{seis} er den vandrette last pr etage [kN]

 a_{seis} er den seismiske forskydningsacceleration $\left[\frac{m}{c^2}\right]$

g er tyngdeaccelerationen $\left[\frac{m}{s^2}\right]$

Ydermere bestemmes den vandrette seismisk forskydningsacceleration:

$$a_{seis} = \max\left(\frac{1}{q}k\left[\frac{s_e}{a_g}\right]a_g \cdot \gamma_1 \text{ ; } 1,5\% af g\right)$$

hvor

q sættes til 1,5 og tager hensyn til konstruktionens duktilitet.

k kan sættes til 0,5 og tager hensyn til, at virkningen af den vandrette seismiske last ikke er konstant langs bygningshøjden

Se/ag funktion af bygningens egensvingningsperiode

ag er den regningsmæssige grundacceleration [m/s2]

 γ_1 =er den seismiske faktor relateret til konstruktionens seismiske klasse. Faktoren regnes lig med 0,8 for CC1; 1,0 for CC2 og 1,2 for CC3

På nedenstående figur 8.4.3.1 ses $\frac{s_e}{a_g}$, samt egensvingningsperiode T_s :



Figur 8.4.3.1: Normaliseret horisontalt respons spektrum Se/ag, som funktion af bygningens egensvingningsperiode, Ts. [Figur D.1, DS/EN NA, 1998,1]

 T_S bestemmes således:

$$T_S = \frac{h}{46} = \frac{10 \ m}{46} = 0,21$$

Dette kan således aflæses på figur 8.4.3.1, at Se/ag er 2,7 s

Ydermere skal grund acceleration a_g bestemmes, og dette gøres ved at aflæse ned enstående figur, 8.4.3.2.



Figur 8.4.3.2: Værdier af regningsmæssig grundacceleration, ag, Værdierne er anført i m/s2. [D.2 DS/EN NA, 1998,1]

Dette aflæses således til, at $a_g = 0,16 \ m/s^2$

Forskydningsbæreevnen bestemmes således:

$$\max(\frac{1}{1,5} \cdot 0, 5 \cdot 2, 7 \cdot 0, 16 \ m/s^2 \cdot 1, 2 \ ; \ 1,5\% \cdot 9, 82 \frac{m}{s^2}$$
$$= \max(0,1728 \ ; 0,1473) \ m/s^2$$
$$= 0,1728 \frac{m}{s^2}$$

Således bliver bestemmes den seismiske last ved følgende formel, dog tager der ikke forbehold for nyttelasten, da denne er meget lille.

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

Dette indgår, både hovedramme, gavlramme, ydervæg, samt tagkonstruktion.

Mark Bato – Padelhal i Skjern

$$F_{seis} = (847 \, kN + 623,34 \, kN + 30,16 \, kN + 30,16 \, kN) \cdot \frac{0,1728}{9,82} = 26,93kN$$

Den seismiske last bliver således, 26,93 kN

A.2 Konstruktionsdokument

A2.1 Statiske beregninger bygværk

Titel: Padelhal i Skjern

Projektperiode: 01/12/2021 - 22/02/2022

Hovedvejleder: Rikke Elbæk Sørensen

AAU-vejleder: Jens S. Hagelskær

Forfatter: Mark Salam Bato

Antal sider: 69



Aalborg Universitet Esbjerg Niels Bohrs vej 8 6700 Esbjerg

Indholdsfortegnelse

Indholdsfortegnelse

Ind	holdsfortegnelse	1
1 B	ygværk	2
1	.1 Hovedstatik for bygværk	2
1	.1.1 Lastnedføring	2
2	Konstruktionsafsnit	4
2	.1 FEM-design	4
2	.1.2 Valg af rammer	5
2	.1.3 Validering af FEM-design	7
2	.1.4 Stålrammer	.12
	Brudgrænsetilstand for rammebenet	.12
	Brudgrænsetilstand rammebjælken	.20
	Elementanalyse	.26
	Elementanalyse for rammebenet	.26
	Elementanalyse for rammebjælken	.39
2	.1.5 Gavlsøjle	.44
2	.1.6 Vindkryds	.51
2	.1.7 Konstruktionssamlinger	.56
	Kipsamling	.56
	Gavlsøjlesamling i kip	.63
	Rammehjørnesamling	.67
3.	Økonomivurdering	.69

1 Bygværk

1.1 Hovedstatik for bygværk

I dette afsnit beskrives de lodrette samt vandrette lastnedføring for stålhallen.

1.1.1 Lastnedføring

De lodrette laster som virker på stålhallen, fordeles ud til hovedrammerne, samt gavlrammerne, hvor begge har et lastopland på 4,4 m. Lastkombinationer for dominerende sneog vindlast jævnfør A.1.1 blive illustreret. Ydermere indsættes de faktorer, som skal ganges på lasterne, alt efter hvilken lastkombination der undersøges for. Grunden til seismisk last ikke bliver eftervist for, er fordi denne last ikke vil være dimensionsgivende. På nedenstående tabeller, ses faktorerne, samt lastkombinationer.

Lastkombinationer 1 - dominerende sne			
Faktor	Last		
1,1	Egenlast, sup		
1,65	Snelast		
0,495	Vind på tværs, tryk tag		
0,495	Indvendigt undertryk		

Lastkombinationer 2 - dominerende sne				
Faktor Last				
1,1	Egenlast, sup			
1,65	Snelast			

Lastkombinationer 3 - dominerende vindlast			
Faktor Last			
1,1	Egenlast, sup		
1,65	Vind på langs		
1,65 Indvendigt undertryk			

Lastkombinationer 4 - dominerende vindlast				
Faktor Last				
1,1	Egenlast, sup			
1,65	Vind på tværs sug på tag			
1,65	Indvendigt overtryk			

Lastkombinationer 5- dominerende vindlast				
Faktor Last				
1,1	Egenlast, sup			
1,65	Vind på tværs sug på tag			
1,65 Indvendigt undertryk				

Lastkombinationer 6 - dominerende vindlast			
Faktor Last			
1,1	Egenlast, sup		
1,65	Vind på tværs tryk tag		
1,65 Indvendigt undertryk			

Lastkombinationer 7 - dominerende vindlast				
Faktor Last				
1,1	Egenlast, sup			
1,65	Vind på tværs tryk tag			
1,65 Indvendigt overtryk				

Lastkombinationer 8 - dominerende vindlast			
Faktor Last			
0,9	Egenlast, inf		
1,65	Vind på langs		
1,65 Indvendigt overtryk			

2 Konstruktionsafsnit

2.1 FEM-design

I nedenstående afsnit beskrives de forskelle dele i stålhallen. Konstruktionselementerne er modelleret i FEM-design. Dette skal således forstås, at de dimensionsgivende elementer, såsom hovedramme, gavlramme, gavlsøjler, vindkryds alle er indgået i modellen. FEM-design benyttes til at aflæse snitkræfter for elementerne, hvor de største kræfter i de forskellige elementer benyttes til dimensionering. De forskellige vindzoner, som er fundet i A.1, indgår ligeledes i modellen.

På nedenstående figur 2.1.1, ses FEM-design, hvorfor de forskellige elementer har deres egen farve, som indikerer, hvilken element det. De sorte referer til søjler, hvor de blå referer til bjælker. Ydermere referer de grønne til vindkrydset, trykstænger, samt kipningsafstivninger.



Figur 2.1.1: FEM-design

2.1.2 Valg af rammer.

I nedenstående afsnit, vælges hvilken rammetype, som vil være afgørende for dimensionen af rammerne, hvor der findes 3 rammetyper:

- 2 charnier ramme



Figur 2.1.2.1: Illustration af en 2- chaniers ramme

Ved en 2-charniers ramme er der charnier ved fundamentet. Dette betyder, at der er 4 reaktioner, som er fordelt i understøtningerne. Fordelen ved en 2-charniers ramme, er at momentet ved rammehjørner vil være mindre, end ved en 3-charniers ramme. Derimod vil der opstå moment i kip, som skal medregnes.

- 3 charniers ramme



Figur 2.1.2.2: Illustration af en 3-chaniers ramme

Ved en 3-charniers ramme, er der ligesom en 2 charniers ramme, charnier ved fundamentet, men også en charnier i kip. Dette betyder at der er 4 reaktioner, som er fordelt i understøtningerne. Fordelen ved en 3-charniers ramme, er at der ikke vil opstå moment i kip, samt rammefod. Dog vil der opstå øgede momenter i rammehjørnerne.

- Indspændt ramme

Ved en indspændt ramme er der ingen charniers. Der vil være 6 reaktioner fordelt i understøtningerne. Fordelen ved en indspændt ramme, er at der ikke vil optræde store momenter i rammehjørnet eller i kip, i forhold til de andre rammetyper. Dog vil der opstå store momenter i indspændingerne, i rammefoden.



Figur 2.1.2.3: Illustration af en indspændt ramme

Der vælges at stålhallen projekteres som en 2-charniers ramme, momenterne i rammehjørnet vil være mindre end en 3-charniers ramme. Ydermere opstår der ikke momenter ved understøtningerne, som for en indspændt ramme.

2.1.3 Validering af FEM-design.

Ved validering af FEM-design, sikres der at de snitkræfter FEM-design udregner, stemmer overens med håndberegninger. Hermed kan man sikre, at snitkræfter vil være ens, og derfor vil FEM-design være retvisende. Der tages udgangspunkt i snelasten.

Symmetrisk last:

I dette underafsnit vil der eftervises, om de linjelaster som optræder i konstruktionen, stemme overens med FEM-design. Der vil således blive eftervist for snelasten.

Snelast:

Den lodrette last for snelasten, vil regnes til en linjelast. Lasten for sne, kan findes jævnfør A.1 under afsnittet med laster.

$$s_k = 2\frac{kN}{m^2} \cdot \cos(1,43) \cdot 4,4 \ m = 8,79 \frac{kN}{m}$$

På nedenstående figur 2.1.3.1, ses en illustration af snelasten virkende på taget:

8,79 kN/m



Figur 2.1.3.1: Illustration af snelasten virkende på taget

De karakteristiske reaktioner bestemmes:

Moment om $A \curvearrowleft +$

 $R_E^L \cdot 25 \ m - 109 \ kN \cdot 18,75 \ m - 109 \ kN \cdot 6,25 \ m = 0$

$$R_{E}^{L} = 109 \ kN$$

Lodret ligevægt:

$$109 \, kN + R_A^L - 109 - 109 = 0$$

 $R_A^L = 109 \ kN$

De vandrette reaktioner, er fundet ved FEM-design:

$$R_A^V = 48,97 \ kN$$

Ved symmetri, vil R_E^V være det samme, med modsat fortegn.

$$R_E^V = -48,97 \ kN$$

Der udregnes således for hjørnemoment:



Figur 2.1.3.2: simpelt understøttet søjle

Moment om snit \circ +

$$-M_B - 48,97 \ kN \cdot 8,8 \ m = 0$$

$$M_{h\,i\sigma rne} = -430,9 \, kNm$$

Normalkraften i rammebenet er det samme som $-R_A^L$

$$N_A = -109 \ kN$$
$$N_B = -109 \ kN$$

Forskydningskraften i rammebenet er det samme som $-R_E^V$

$$V_A = -49 \ kN$$
$$V_B = -49 \ kN$$

Nu regnes der for rammebjælken (hjørnet)





$$\begin{split} N_{hjørne,bjæle} &= -109 \; kN \cdot \sin 1,43 - 49 \; kN \cdot \cos 1,43 = -51,7 \; kN \\ N_B &= -51,7 \; kN \\ V_{hjørne,bjæke} &= 109 \; kN \cdot \cos 1,43 - 49 \; kN \cdot \sin 1,43 = 107 \; kN \\ V_B &= 107 \; kN \end{split}$$

I kippen



Figur 2.1.3.4: Retninger af snitkræfterne, samt vinkler som tilhører disse

$$N_{kip} = -51,7 \ kN + 8,79 \ kNm \cdot \sin 1,43 \cdot \frac{12,3 \ m}{\cos 1,43} = -49,00103 \ kN$$
$$V_{kip} = 107 \ kN - 8,79 \ kNm \cdot \cos 1,43 \cdot \frac{12,3 \ m}{\cos 1,43} = -1,2 \ kN$$

Max moment i bjælken:

Maksimalt moment opstår når forskydningen er 0. Da bjælken er fast indspændt, kan der benyttes formel [TS, S 67]:

$$M_{max} = \frac{1}{24} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{24} \cdot 8,79 \ kNm \cdot 24,680m^2 = 224 \ kNm$$



Figur 2.1.3.5- Momentfordelingen for snelast.







Figur 2.1.3.7: Forskydningskraftfordelingen for snelast.

Det kan således ses snitkræfterne for håndberegninger og FEM-design, stemmer overens, hvilket kan konkluderes, at FEM-design er retvisende og benyttes fremadrettet i projektet.

2.1.4 Stålrammer

I nedenstående afsnit bestemmes der for brudgrænsetilstanden. Dette gøres ved en tværsnitsanalyse for at eftervise om bæreevnen kan holde til det udvalgte profil, samt om momentbæreevnen skal reduceres med henhold til forskydning- og normalkraft. Først og fremmest eftervises tværsnitsklassen for både krop og flange. Dette er retvisende i forhold til, udregning af de forskellige bæreevner. Store hjørnemomenter giver anledning til på montering af udfligning. Derudover er afsnittet delt op, således der først regnes for rammebenet, og dens udfligning, hvorefter rammebjælken og tilhørende udfligning beregnes. Herefter foretages en elementanalyse, hvor søjlevirkning og kipning indgår. Tværsnitsanalysen og elementanalysen eftervises, derefter findes der frem til om stabiliteten overholdes. Opdelingen af elementanalyse, er på samme måde som brudgrænsetilstand.

Brudgrænsetilstand for rammebenet.



Figur 2.1.4.1: Illustration af rammen medudfligning, samt de forskellige dele der eftervises for.

Tværsnitsanalyse for rammebenet Del 1

Rammebenet udføres som en HE600B, i konstruktionstål S235. Der dimensioneres udelukkende for rammebenet, uden udfligning, hvor snitkræfterne er ved udfligningens start.



Figur 2.1.4.2: Konstanter for rammebenets grundprofil

Tværsnitskonstanter for HE600B							
$I_{v}(mm^{4})$ $I_{z}(mm^{4})$ $W_{pl,v}(mm^{3})$ $i_{v}(mm)$ $i_{z}(mm)$ $I_{v}(mm^{4})$ $I_{w}(mm^{6})$							$A(mm^2)$
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$							27000
Tabel 2.1.4.1: Tværsnitskonstanter							

Styrketal						
$f_{y}(MPa) \qquad E - modul[E](MPa) \qquad G - modul[G](MPa)$						
225	210.000	81.000				

Tabel 2.1.4.2: Styrkeparametre

Tværsnitsklasse for del 1

Tværsnitsklassen bestemmes, hvor kroppen er bøjnings- og trykpåvirket og bestemmes jævnfør [EC3-1-1, S. 42]:

Kroppens højde bestemmes:

$$C_k = h - 2 \cdot (t + r) = 600 \ mm - 2 \cdot (30 \ mm + 27 \ mm) = 486 \ mm$$

Skalering α bestemmes, hvor den største normalkraft som optræder

$$y_m = \frac{1}{2} \cdot \frac{\frac{N_{ed}}{f_y}}{\gamma_{M,0}} \cdot d = \frac{1}{2} \cdot \frac{250 \ kN}{\frac{225 \ Mpa}{1,1} \cdot 15,5 \ mm} = 39,4 \ mm$$

$$\alpha = \frac{\frac{C_k}{2} + y_m}{C_k} = \frac{\frac{486 \ mm}{2} + 39.4 \ mm}{486 \ mm} = 0.58$$

Kroppens højde/tykkelse bestemmes:

$$\frac{C_k}{d} = \frac{486 \ mm}{15,5 \ mm} = 31,35$$

Koefficienten ε :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235 Mpa}{f_y}} = \sqrt{\frac{235 Mpa}{225 Mpa}} = 1,02$$

Således kan kroppen tilskrives tværsnitsklasse 1, da:

$$\frac{C_k}{d} = 31,35 < \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = \frac{396 \cdot 1,02}{13 \cdot 0,58 - 1} = 61,76$$

Flangernes tværsnit bestemmes jævnfør [EC3-1-1, S.43]:

$$C_f = \frac{b}{2} - \left(\frac{d}{2} + r\right) = \frac{300 \ mm}{2} - \left(\frac{15,5 \ mm}{2} + 27 \ mm\right) = 115,25 \ mm$$

Således kan flangerne tilskrives tværsnitsklasse 1, da:

$$\frac{C_f}{t} = \frac{115,25 \ mm}{30 \ mm} = 3,84 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 1,02 = 9,18$$

Både krop og flange tilhører tværsnitsklasse 1. Således bestemmes profilet som en tværsnitsklasse 1, hvor der regnes med plastisk spændingsfordeling.

Tværsnitsanalyse del 1

Regningsmæssig last:

Forskydningskraft:

$$V_{Ed} = 106 \, kN$$

Normalkraft:

$$N_{Ed} = 250 \ kN$$

Moment:

$$M_{Ed} = 537 \ kNm$$

Forskydningsbæreevne

Forskydningsarealet bestemmes:

$$A_{v} = A - (2 \cdot b \cdot t) + (d + 2 \cdot r) \cdot t$$
$$A_{v} = 27000 \ mm^{2} - 2 \cdot 300 \ mm \cdot 30 \ mm + (15,5 \ mm + 2 \cdot 27 \ mm) \cdot 30 \ mm = 11085 \ mm^{2}$$

Der eftervises om momentbæreevnen skal reduceres iht. forskydningen. Den plastiske forskydningsbæreevne bestemmes følgende:

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{11085 \ mm^2 \cdot \frac{225 \ Mpa}{\sqrt{3}}}{1.1} = 1309.1 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bestemmes, hvor den største forskydningskraft

$$UR = \frac{V_{Ed}}{V_{Pl,Rd}} = \frac{106 \, kN}{1309.1 \, kN} = 0.08 < 0.5$$

Momentbæreevnen skal således ikke reduceres iht. Forskydningen

Normalkraftbæreevne:

Der eftervises om momentbæreevnen skal reduceres iht. normalkraft.

$$N_{w,Rd} = \frac{C_k \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{486 \ mm \cdot 15,5 \ mm \cdot 225 \ Mpa}{1,1} = 1540,8 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bestemmes, hvor den største normalkraft findes

$$UR = \frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}} = \frac{250 \ kN}{1540.8 \ kN} = 0.16 < 0.5$$

Momentbæreevnen skal således ikke reduceres iht. normalkraft.

Momentbæreevne

Da momentbæreevnen ikke skal reduceres, findes den således:

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6420 \cdot 10^6 \ mm^3 \cdot 225 \ Mpa}{1,1} = 1313,2 \ kNm$$

Udnyttelsesgraden bestemmes, hvor det største moment findes

$$UR = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{537 \ kNm}{1313,2 \ kNm} = 0.41 < 1.0$$

Profilet er således tilstrækkeligt til at klare momentet.

Udfligning del 2

For at komme frem til tværsnitsanalysen af udflignigen, er det nødvendigt at udregne tværsnitskonstanter, da dette er essentielt for udregning af tværsnittet.

Udfligningen udføres med følgende mål:



Figur 2.1.4.3: Konstanter for det opsvejste profil

Profilets tværsnitskonstanter beregnes, jævnført [Tvær, S.4]

Arealet bestemmes:

$$A = 2 \cdot t \cdot b + d \cdot (h - 2 \cdot t)$$

$$2 \cdot 30mm \cdot 300mm + 16mm \cdot (1000mm - 2 \cdot 30mm) = 32570 mm^2$$

Inertimoment om y-aksen findes således:

$$I_{y} = \frac{1}{12} \cdot d \cdot (h - 2 \cdot t)^{3} + \frac{1}{6} \cdot b \cdot t^{3} + 2 \cdot t \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{t}{2}\right)^{2}$$
$$I_{y} = \frac{1}{12} \cdot 16mm \cdot (1000mm - 2 \cdot 30mm)^{3} + \frac{1}{6} \cdot 300mm \cdot (30mm)^{3} + 2 \cdot 30mm \cdot 300mm$$
$$\cdot \left(\frac{1000mm}{2} - \frac{30mm}{2}\right)^{2} = 5,308 \cdot 10^{9} mm^{4}$$

Inertimoment om z-aksen findes således:

$$I_{z} = \frac{1}{12} \cdot (h - 2 \cdot t) \cdot d^{3} + \frac{1}{6} \cdot t \cdot b^{3}$$

 $I_z = \frac{1}{12} \cdot (1000mm - 2 \cdot 30mm) \cdot (16mm)^3 + \frac{1}{6} \cdot 30mm \cdot (300mm)^3 = 1,353 \cdot 10^8 mm^4$

Y-aksens inertiradius findes således:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{5,308 \cdot 10^9 mm^4}{32570 mm^2}} = 403,7mm$$

Z-aksens inertiradius findes således:

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{1,353 \cdot 10^8 mm^4}{32570 mm^2}} = 64,45 mm$$

Plastisk modstandsmoment:

$$W_{pl,y} = d \cdot \left(\frac{h}{2} - t\right)^2 + b \cdot t \cdot (h - t)$$

 $16mm\left(\frac{1000mm}{2} - 30mm\right)^2 + 300mm \cdot 30mm \cdot (1000mm - 30mm) = 1,215 \cdot 10^7 \ mm^3$

Vridningsinertimoment:

$$I_{\nu} = \frac{1}{3} \cdot \left((h - 2 \cdot t) \cdot d^3 + 2 \cdot b \cdot t^3 \right)$$

$$\frac{1}{3} \cdot \left((1000mm - 2 \cdot 30mm) \cdot (16mm)^3 + 2 \cdot 300mm \cdot (30mm)^3 \right) = 6,566 \cdot 10^6 \ mm^4$$

Hvælvingsinertimoment:

$$I_w = I_z \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 = 1,353 \cdot 10^8 \ mm^4 \cdot \left(\frac{1000 mm}{2}\right)^2 = 2,241 \cdot 10^{13} \ mm^6$$

Tværsnitskonstanter for opsvejst profil							
$I_y(mm^4)$ $I_z(mm^4)$ $W_{pl,y}(mm^3)$ $i_y(mm)$ $i_z(mm)$ $I_v(mm^4)$ $I_w(mm^6)$							$A(mm^2)$
$5,308 \cdot 10^9 1,353 \cdot 10^8 1,215 \cdot 10^7 403,7 64,45 6,566 \cdot 10^6 2,241 \cdot 10^{13}$							
Tabel 2.1.4.3: Tværsnitskonstanter for opsvejst porfil							

Styrketal				
$f_{y}(MPa)$	E - modul[E](MPa)	G - modul[G](MPa)		
225	210.000	81.000		
225	210.000	81.000		

Tabel 2.1.4.4: Styrkeparametre

Tværsnitsklassen for del 2

Bestemmes på samme måde som for del 1. Både krop og flange tilhører tværsnitsklasse 1. Således bestemmes profilet som en tværsnitsklasse 1, hvor der regnes med plastisk spændingsfordeling.

Tværsnitsanalyse for del 2

Regningsmæssig last:

Forskydningskraft:

 $V_{Ed} = 104 \ kN$

Normalkraft:

 $N_{Ed} = 228 \ kN$

Moment:

 $M_{Ed} = 929 \ kNm$

Forskydningsbæreevne

Forskydningsarealet bestemmes, [EC3-1-1, S.52]

$$A_v = (h \cdot 2 \cdot t) \cdot d$$

 $A_v = (1000mm - 2 \cdot 30mm) \cdot 15,5mm = 14570 mm^2$

Der eftervises om momentbæreevnen skal reduceres iht. forskydningen. Den plastiske forskydningsbæreevne bestemmes følgende:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{14570 \ mm^2 \cdot \frac{225 \ Mpa}{\sqrt{3}}}{1.1} = 1720.7 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bestemmes, hvor den største forskydningskraft

$$UR = \frac{V_{Ed}}{V_{Pl,Rd}} = \frac{104 \ kN}{1720,7 \ kN} = 0,06 < 0,5$$

Momentbæreevnen skal således ikke reduceres iht. Forskydningen

Normalkraftbæreevne:

Der eftervises om momentbæreevnen skal reduceres iht. normalkraft.

$$N_{w,Rd} = \frac{C_k \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{940 \ mm \cdot 15,5 \ mm \cdot 225 \ Mpa}{1,1} = 2980,23 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bestemmes, hvor den største normalkraft findes

$$UR = \frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}} = \frac{228 \ kN}{2980,23 \ kN} = 0,07 < 0,5$$

Momentbæreevnen skal således ikke reduceres iht. normalkraft.

Momentbæreevne

Da momentbæreevnen ikke skal reduceres, findes den således:

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,215 \cdot 10^7 mm^3 \cdot 225 Mpa}{1,1} = 2486,04 \, kNm$$

Udnyttelsesgraden bestemmes, hvor det største moment findes

$$UR = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{929 \ kNm}{2486,04 \ kNm} = 0.37 < 1$$

Profilet med udfligning kan tilstrækkelig klare momentet.

Brudgrænsetilstand rammebjælken Tværsnitsanalyse for rammebjælke

I dette underafsnit eftervises rammebjælken, hvor den bliver udført som en HE600B, i konstruktionsstål S235. Snitkræfterne bestemmes ved start af udfligningen.



Figur 2.1.4.4: Konstanter for bjælkens grundprofil.

Tværsnitskonstanter for HE600B							
$I_y (mm^4)$	$I_z (mm^4)$	$W_{pl,y} (mm^3)$	$i_y(mm)$	$i_z(mm)$	$I_v(mm^4)$	$I_w(mm^6)$	$A(mm^2)$
1710	135,3	$6420 \cdot 10^{3}$	252	70,8	6690	11000	27000
$\cdot 10^{6}$	$\cdot 10^{6}$				· 10 ³	· 10 ⁹	

Tabel 2.1.4.5:	Tværsnitskonter	[.] for bjælker	1
----------------	-----------------	--------------------------	---

Styrketal					
$f_y(MPa)$	E - modul[E](MPa)	G - modul[G](MPa)			
225	210.000	81.000			

Tabel 2.1.4.6: Styrkeparametre

Tværsnitsklasse

Tværsnitsklassen bestemmes, hvor kroppen er bøjnings- og trykpåvirket og bestemmes jævnfør [EC3-1-1, S. 42]:

Kroppens højde bestemmes;

 $C_k = h - 2 \cdot (t + r) = 600 \ mm - 2 \cdot (30 \ mm + 27 \ mm) = 486 \ mm$

Skalering α bestemmes, hvor den største normalkraft findes

$$y_m = \frac{1}{2} \cdot \frac{\frac{N_{ed}}{f_y}}{\gamma_{M,0}} \cdot d = \frac{1}{2} \cdot \frac{111 \, kN}{\frac{225Mpa}{1,1} \cdot 15,5 \, mm} = 17,5 \, mm$$
$$\alpha = \frac{\frac{C_k}{2} + y_m}{C_k} = \frac{\frac{486 \, mm}{2} + 17,5 \, mm}{486 \, mm} = 0,54$$

Kroppens højde/tykkelse bestemmes:

$$\frac{C_k}{d} = \frac{486 \ mm}{15,5 \ mm} = 31,35$$

Koefficienten ε :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235 Mpa}{f_y}} = \sqrt{\frac{235 Mpa}{225 Mpa}} = 1,02$$

Således kan kroppen tilskrives tværsnitsklasse 1, da:

$$\frac{C_k}{d} = 31,35 < \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = \frac{396 \cdot 1,01}{13 \cdot 0,54 - 1} = 66,43$$

Flangernes tværsnit bestemmes jævnfør [EC3-1-1, S.43]:

$$C_f = \frac{b}{2} - \left(\frac{d}{2} + r\right) = \frac{300 \ mm}{2} - \left(\frac{15,5 \ mm}{2} + 27 \ mm\right) = 115,25 \ mm$$

Således kan flangerne tilskrives tværsnitsklasse 1, da:

$$\frac{C_f}{t} = \frac{115,25 \ mm}{30 \ mm} = 3,84 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 1,02 = 9,18$$

Både krop og flange tilhører tværsnitsklasse 1. Således bestemmes profilet som en tværsnitsklasse 1, hvor der regnes med plastisk spændingsfordeling.

Tværsnitsanalyse for del 4

Regningsmæssig last

Forskydningskraft:

$$V_{Ed} = 190 \ kN$$

Normalkraft:

$$N_{Ed} = 111 \ kN$$

Moment:

$$M_{Ed} = 549 \ kNm$$

Forskydningsbæreevne

$$A_{v} = A - (2 \cdot b \cdot t) + (d + 2 \cdot r) \cdot t$$

 $A_v = 27000 \ mm^2 - 2 \cdot 300 \ mm \cdot 30 \ mm + (15,5 \ mm + 2 \cdot 27 \ mm) \cdot 30 \ mm = 11085 \ mm^2$

Der eftervises om momentbæreevnen skal reduceres iht. forskydningen. Den plastiske forskydningsbæreevne bestemmes følgende:

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{11085 \ mm^2 \cdot \frac{225 \ Mpa}{\sqrt{3}}}{1.1} = 1309.1 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bestemmes, hvor den største forskydningskraft findes

$$UR = \frac{V_{Ed}}{V_{Pl,Rd}} = \frac{190 \ kN}{1309,1 \ kN} = 0.14 < 0.5$$

Momentbæreevnen skal således ikke reduceres iht. Forskydningen.

Normalkraftbæreevne:

Der eftervises om momentbæreevnen skal reduceres iht. normalkraft.

$$N_{w,Rd} = \frac{C_k \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{486 \ mm \cdot 15,5 \ mm \cdot 225 \ Mpa}{1,1} = 1540,8 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bestemmes, hvor den største normalkraft findes

$$UR = \frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}} = \frac{111 \ kN}{1540.8 \ kN} = 0.07 < 0.5$$

Momentbæreevnen skal således ikke reduceres iht. normalkraft.

Momentbæreevne

Da momentbæreevnen ikke skal reduceres, findes den således:

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6420 \cdot 10^6 \ mm^3 \cdot 225 \ Mpa}{1.1} = 1313.2 \ kNm$$

Udnyttelsesgraden bestemmes, hvor det største moment findes

$$UR = \frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{549 \ kNm}{1313,2 \ kNm} = 0.42 < 1.0$$

Profilet er således tilstrækkeligt til at klare momentet.

Udfligning del 3

Udflignignen i del 3, benytter de sammen tværsnitkonstanter som i del 2.



Figur 2.1.4.6: Konstanter for opsvejst profil

Tværsnitskonstanter for opsvejst profil							
$I_y (mm^4)$	$I_z (mm^4)$	$W_{pl,y} (mm^3)$	$i_y(mm)$	$i_z(mm)$	$I_v(mm^4)$	$I_w(mm^6)$	$A(mm^2)$
5,308	1,353	$1,215 \cdot 10^{7}$	403,7	64,45	6,566	2,241	32570
· 10 ⁹	$\cdot 10^{8}$				$\cdot \ 10^{6}$	$\cdot \ 10^{13}$	

Tabel 2.1.4.7: Tværsnitskonstanter for opsvejst profil

Styrketal				
$f_{y}(MPa)$	E - modul[E](MPa)	G - modul[G](MPa)		
225	210.000	81.000		
Tabel 2.1.4.8: Styrkeparametre				

Tværsnitsanalyse for del 3

Regningsmæssig last

Forskydningskraft:

Normalkraft:

 $N_{Ed} = 110 \ kN$

 $V_{Ed} = 225 \ kN$

Moment:

$$M_{Ed} = 929 \ kNm$$

Forskydningsbæreevne

Forskydningsarealet bestemmes, [EC3-1-1, S.52]

$$A_v = (h \cdot 2 \cdot t) \cdot d$$
$$A_v = (1000mm - 2 \cdot 30mm) \cdot 15,5mm = 14570 mm^2$$

Der eftervises om momentbæreevnen skal reduceres iht. forskydningen. Den plastiske forskydningsbæreevne bestemmes følgende:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{14570 \ mm^2 \cdot \frac{225 \ Mpa}{\sqrt{3}}}{1.1} = 1720.7 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bestemmes, hvor den største forskydningskraft

$$UR = \frac{V_{Ed}}{V_{PLRd}} = \frac{225 \ kN}{1720,7 \ kN} 0,13 < 0,5$$

Momentbæreevnen skal således ikke reduceres iht. Forskydningen

Normalkraftbæreevne:

Der eftervises om momentbæreevnen skal reduceres iht. normalkraft.

$$N_{w,Rd} = \frac{C_k \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{940 \ mm \cdot 15,5 \ mm \cdot 225 \ Mpa}{1,1} = 2980,23 \ kN_{w,Rd}$$

Udnyttelsesgraden bestemmes, hvor den største normalkraft findes

$$UR = \frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}} = \frac{110 \ kN}{2980,23 \ kN} = 0.04 < 0.5$$

Momentbæreevnen skal således ikke reduceres iht. normalkraft.

Momentbæreevne

Da momentbæreevnen ikke skal reduceres, findes den således:

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,215 \cdot 10^7 mm^3 \cdot 225 Mpa}{1,1} = 2486,04 \, kNm$$

Udnyttelsesgraden bestemmes, hvor det største moment findes

$$UR = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{929 \ kNm}{2486,04 \ kNm} = 0.37 < 1$$

Profilet med udfligning kan klare momentet.

Elementanalyse

I dette afsnit eftervises der om rammens stabilitet, i forhold til kipning og søjlevirkning. Stabiliteten bliver eftervist ud fra følgende udtryk: [EC3-1-1, S.65]

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\underline{\chi_{y} \cdot N_{Rk}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\underline{\chi_{LT} \cdot M_{Rk}}} < 1,0$$
(1)

Hvor:

 N_{Ed} og $M_{y,Ed}$ er de regningsmæssige værdier af trykkraften, samt maksimale momenters χ_v er reduktionsfaktoren henhold til bøjningsudknækning.

 χ_{LT} er reduktionsfaktoren henhold til kipning

 k_{yy} er interaktionsfaktor

Elementanalyse for rammebenet Elementanalyse for del 1

Regningsmæssig last

Normalkraft:

$$N_{Ed} = 250kN$$

Moment:

$$M_{Ed} = 537 kNm$$

Den karakteristisk normalkraftbæreevne bestemmes således: [EC3-1-1, S.49]

$$N_{Rk} = A \cdot f_v = 27000 \ mm^2 \cdot 225 \ Mpa = 6075 \ kN$$

Den karakteristisk momentbæreevne, for plastisk spændingsfordeling: [EC3-1-1, S.50]

$$M_{Rk} = M_{pl,Rk} = w_{pl} \cdot f_y = 6420 \cdot 10^3 \ mm^3 \cdot 225 \ Mpa = 1444,5 \ kNm^3$$

Reduktionsfaktoren for del 1

Fordi rammen bliver udført med udfligning, skal der således regnes med en korrigeret søjlelængde:[STÅL, S.130]

$$l_{kor} = l_{grundprofil} + l_{udflignign} \cdot \frac{I_{grundprofil}}{I_{gennemsnit}}$$

Hvor

 $I_{gennemsnit}$ er et gennemsnit inertimomentet for udfligning

$$l_{kor} = 5000 \ m + 3800 \ m \cdot \left(\frac{1710 \cdot 10^6 \ mm^4}{3509 \cdot 10^6 \ mm^4}\right) = 6,85 \ m^4$$

Ydermere bestemmes søjlelængden, og dette gøres ud for følgende formel:

$$l_{cr} = \beta \cdot l$$



Tabel 2.1.4.7: Grafer benyttet til at aflæse *B*, [Stålkompendie S.28]

Hvor grafen benyttes til at finde faktor β

$$S = \frac{l_y}{l_y} \cdot \frac{b_{rammen}}{l_{kor}} = 1 \cdot \frac{24,680 \ m}{6,85 \ m} = 3,6$$

Nu bestemmes μ , som er reaktionsforholdet i rammen:

$$\mu = \frac{R_A^l}{R_E^l} = \frac{238 \ kN}{247 \ kN} = 0.96 \approx 1.0$$

Ud fra ovenstående figur, aflæses $\beta = 3$

Knæklængden bliver således:

$$l_{cr} = 3 \cdot 6,85 = 20,55 m$$

For slankhedsforholdet:

$$\lambda = \frac{l_{cr}}{i_y} < 200 = \frac{20550 \ mm}{252 \ mm} = 81,5 < 200 \to OK$$

Den relativslankhedsforhold bestemmes:

$$\lambda_y = \frac{l_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{20550}{252} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot 1,02} = 0,85 > 0,2$$

Der vil således opstå søjlevirkning, derfor skal normalkraftbæreevnen reduceres ved søjlereduktionsfaktoren, χ_y , som bestemmes således: [EC3-1-1, S.57]

$$\chi_{y} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^{2} - \lambda_{y}^{2}}} \operatorname{men} \chi_{y} \le 1$$

Hvor:

$$\phi = 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2)$$

Jævnfør [EC3-1-1, S.57] bestemmes imperfektionsfaktoren ud fra søjlekurven:

$$\frac{h}{b} = \frac{600 \text{ mm}}{300 \text{ mm}} = 2 > 1,2 \text{ og } t = 27 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$
$$a = 0,21$$

Således bliver:

$$\phi = 0.5 \cdot (1 + 0.21 \cdot (0.85 - 0.2) + 0.85^2) = 0.93$$

Søjlereduktionsfaktoren bliver således:

$$\chi_y = \frac{1}{0.93 + \sqrt{0.93^2 - 0.85^2}} = 0.76$$

Interaktionsfaktor for del 1

Interaktionsfaktoren k_{yy} bestemmes ved 2. ordens effekter, således momentforøgelse medregnes: [EC3-1-1, Anneks B, S. 79]

$$k_{yy} = C_{my} \cdot 1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

Hvor:

 C_{mv} er momentfaktoren og sættes til 0,9, for bevægelige knudepunktsfigur.

$$k_{yy} = 0.9 \cdot 1 + 0.8 \cdot \frac{250 \ kN}{\frac{0.76 \cdot 6075 \ kN}{1.2}} = 0.95$$

Kipningsreduktionsfaktor for del 1

Eftersom en kipningsafstivning placeres ved udfligningens start, er søjlelængden for kipningsreduktionsfaktoren afstand fra rammefod til udfligningens start:

$$l = 5000 \, mm$$

Således yderflangen er fasthold ydervægskonstruktionen, er der tale om bunden kipning. Derfor benyttes tilfælde m_6

Kipmomentet, M_{cr} bestemmes, ud fra følgende parametre: μ og kl. Hvor μ er forskellen mellem momenterne ved ramme fod og kipningsafstivning:

$$\mu = \frac{0}{537 \ kNm} = 0$$

kl bestemmes:

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot l^2}{E \cdot I_w}} = \sqrt{\frac{0,081 \cdot 10^6 MPa \cdot 6690 \cdot 10^3 \ mm^4 \cdot (5000 \ mm)^2}{0,21 \cdot 10^6 MPa \cdot 11000 \cdot 10^9 \ mm^6}} = 2,42$$

Således kan m_6 findes, ved brug af [TS S.263], hvor der fortages en lineær interpolation, på baggrund af μ og *kl*.

$$y = y_1 + (x - x_1) \cdot \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}$$
$$m_6 = 11,0 + (2,42 - 2) \cdot \frac{13,2 - 11,0}{3 - 2} = 11,92$$

Den kiritske moment for kip findes:

$$M_{cr} = m_6 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot h_t = 11,92 \cdot \frac{0,21 \cdot 10^6 M pa \cdot 135,3 \cdot 10^6 mm^4}{(5000 mm)^2} \cdot 570 mm \cdot 10^{-6} = 7721,971 \, kNm^4 + 10^{-6} + 10^{-$$

Hvor ht bestemmes ud fra afstanden mellem flangernes midtpunkt:

$$ht = h - t = 600 \ mm - 30 \ mm = 570 \ mm$$

Det relativ slankhedhedsforhold bestemmes i forhold til kipning:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{6420 \cdot 10^3 \ mm^3 \cdot 225 \ Mpa}{7721 \cdot 10^6 \ Nmm}} = 0.43 > 0.4$$

Der vil således være risiko for kipning i rammebenet, således skal momentbæreevnen reduceres med kipningsreduktionsfaktoren χ_{LT}

Kipningskurven bestemmes således [EC3-1-1 S.61]

$$\frac{h}{b} = \frac{600}{300} = 2 \le 2$$

Således bliver imperfektionsfaktoren α_{LT} = 0,21

Hjælpefaktoren bestemmes:

$$\phi_{LT} = \frac{1}{2} \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + (\lambda_{LT})^2) = \frac{1}{2} \cdot (1 + 0.21 \cdot (0.43 - 0.2) + 0.43^2) = 0.62$$

Kipningsreduktionsfaktoren bestemmes:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT})^2 - (\lambda_{LT})^2}} = \frac{1}{0.62 + \sqrt{(0.62)^2 - (0.43)^2}} = 0.93$$

Således bestemmes stabiliteten for ligning 1

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{Rk}}{\gamma_{M1}}} < 1,0$$
$$UR = \frac{250 \ kN}{\frac{0,67 \cdot 6075 \ kN}{1,2}} + 0,95 \cdot \frac{537 kNm}{\frac{0,93 \cdot 1444,5 \ kNm}{1,2}} = 0,52 < 1,0$$

Stabiliteten for rammebenet er er OK!

Elementanalyse for del 2

For del 2 eftervises der, fra udflignings start, altså der hvor kipningsafstivningen er, til rammehjørnet.

Regningsmæssig last

Normalkraft:

$$N_{Ed} = 228 \ kN$$

Moment:

$$M_{Ed} = 929 \ kNm$$

Den karakteristisk normalkraftbæreevne bestemmes således: [EC3-1-1, S.49]

$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 32570 \ mm^2 \cdot 225 \ Mpa = 7328 \ kN$$

Den karakteristisk momentbæreevne, for plastisk spændingsfordeling: [EC3-1-1, S.50]

$$M_{Rk} = M_{pl,Rk} = w_{pl} \cdot f_y = 1,215 \cdot 10^7 mm^3 \cdot 225 Mpa = 2734,6 kNm$$

Søjlereduktionsfaktor for del 2

Fordi rammen bliver udført med udfligning, skal der således regnes med en korrigeret søjlelængde:[STÅL, S.130]

$$l_{kor} = l_{grundprofil} + l_{udflignign} \cdot \frac{I_{grundprofil}}{I_{gennemsnit}}$$

Hvor

 $I_{gennemsnit}$ er et gennemsnit inertimomentet for udfligning

$$l_{kor} = 5000 \ m + 3800 \ m \cdot \left(\frac{1710 \cdot 10^6 \ mm^4}{3509 \cdot 10^6 \ mm^4}\right) = 6,85 \ m$$

Ydermere bestemmes søjlelængden, og dette gøres ud for følgende formel:

 $l_{cr} = \beta \cdot l$


Tabel 2.1.4.8: Grafer benyttet til at aflæse [Stålkompendiet S.28]

Hvor grafen benyttes til at finde faktor β

$$S = \frac{l_y}{l_y} \cdot \frac{b_{rammen}}{l_{kor}} = 1 \cdot \frac{24,680 \ m}{6,85 \ m} = 3,6$$

Nu bestemmes μ , som er reaktionsforholdet i rammen:

$$\mu = \frac{R_A^l}{R_F^l} = \frac{238 \ kN}{247 \ kN} = 0.96 \approx 1.0$$

Ud fra ovenstående figur, aflæses $\beta = 3$

Knæklængden bliver således:

$$l_{cr} = 3 \cdot 6,85 = 20,55 m$$

For slankhedsforholdet:

$$\lambda = \frac{l_{cr}}{i_{y}} < 200 = \frac{20550 \ mm}{403 \ mm} = 50,99256 < 200 \ OK$$

Den relativslankhedsforhold bestemmes:

$$\lambda_y = \frac{l_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{93.9 \cdot \varepsilon} = \frac{20550}{403 \ mm} \cdot \frac{1}{93.9 \cdot 1.02} = 0.53 > 0.2$$

Der vil således opstå søjlevirkning, derfor skal normalkraftbæreevnen reduceres ved søjlereduktionsfaktoren, χ_y , som bestemmes således: [EC3-1-1, S.57]

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_y^2}} \ men \ \chi_y \le 1$$

Hvor:

$$\phi = 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2)$$

Jævnfør [EC3-1-1, S.57] bestemmes imperfektionsfaktoren ud fra søjlekurven:

$$\frac{h}{b} = \frac{1000mm}{300 mm} = 3,33 > 1,2 \text{ og } t = 30 \text{ mm} < 40mm$$
$$a = 0,21$$

Således bliver:

$$\phi = 0.5 \cdot (1 + 0.21 \cdot (0.53 - 0.2) + 0.53^2) = 0.67$$

Søjlereduktionsfaktoren bliver således:

$$\chi_y = \frac{1}{0,67 + \sqrt{0,67^2 - 0,53^2}} = 0,92$$

Interaktionsfaktor for del 2

Interaktionsfaktoren k_{yy} bestemmes ved 2. ordens effekter, således momentforøgelse medregnes: [EC3-1-1, Anneks B, S. 79]

$$k_{yy} = C_{my} \cdot 1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

Hvor:

 \mathcal{C}_{my} er momentfaktoren og sættes til 0,9, for bevægelige knudepunktsfigur.

$$k_{yy} = 0.9 \cdot 1 + 0.8 \cdot \frac{228 \, kN}{0.92 \cdot 7328 \, kN} = 0.93$$

Kipningsreduktionsfaktor for del 2

Eftersom en kipningsafstivning placeres ved udfligningens start, er kipningsreduktionsfaktoren af udfligningen, afstanden fra udfligningens start til rammehjørnet.

$$l = 3800 mm$$

Således antages der, at udfligningens kipningsreduktionsfaktor beskrives ved flangens søjlereduktionsfaktor.

Inertimomentet, samt inertiradius for flangen bestemmes:

$$I_{zf} = \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 = \frac{1}{12} \cdot 30 \ mm \cdot (300 \ mm)^3 = 675 \cdot 10^5 \ mm^4$$
$$i_{zf} = \sqrt{\frac{I_{zf}}{A}} = \sqrt{\frac{675 \cdot 10^5 \ mm^4}{30 \ mm \cdot 300 \ mm}} = 86,6 \ mm$$

Søjlereduktionsfaktoren bestemmes:

$$\lambda_f = \frac{\frac{l}{i_{zf}}}{93,3\cdot\varepsilon} = \frac{\frac{3,800\,m}{86,6\,mm}}{93,3\cdot1,02} = 0,46 > 0,4$$

Der vil således være risiko for kipning således skal momentbæreevnen reduceres med kipningsreduktionsfaktoren χ_{LT} .

I det, at kipningsreduktionsfaktoren kan beskrives ved flangens søjlereduktionsfaktor, findes imperfektionsfaktoren, for søjlekurver i stedet for kipningskurver. [EC3-1-1, S. 59]

Således bliver imperfektionsfaktoren

 $\alpha_{f} = 0,49$

Hjælpefaktoren bestemmes:

$$\phi_f = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \alpha_f \cdot \left(\lambda_f - 0.2 \right) + \left(\lambda_f \right)^2 \right) = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + 0.49 \cdot \left(0.46 - 0.2 \right) + 0.34^2 \right) = 0.62$$

Kipningsreduktionsfaktoren bestemmes:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_f + \sqrt{(\phi_f)^2 - (\lambda_f)^2}} = \frac{1}{0.62 + \sqrt{(0.61)^2 - (0.46)^2}} = 0.97 < 1$$

Således bestemmes stabiliteten for ligning 1

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_{y} \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{Rk}}{\gamma_{M1}}} < 1,0$$
$$UR = \frac{228 \ kN}{\frac{0.92 \cdot 7328,25 \ kN}{1,2}} + 0.93 \cdot \frac{929 \ kNm}{\frac{0.97 \cdot 2734,64 \ kNm}{1,2}} = 0.43 < 1,0$$

Stabiliteten for søjlens udfliningen er OK!

Elementanalyse for rammebjælken del 4

I det følgende underafsnit eftervises for rammebjælkens stabilitet, i forhold til kipning og søjlevirkning.

Regningsmæssig last:

Normalkraft:

$$N_{Ed} = 111 \ kN$$

Moment:

$$M_{Ed} = 549 \ kNm$$

Den karakteristisk normalkraftbæreevne bestemmes således: [EC3-1-1, S.49]

$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 27000 mm^2 \cdot 225 Mpa = 6075 kN$$

Den karakteristisk momentbæreevne, for plastisk spændingsfordeling: [EC3-1-1, S.50]

$$M_{Rk} = M_{pl,Rk} = w_{pl} \cdot f_y = 6420 \cdot 10^3 \ mm^3 \cdot 225 \ Mpa = 1444,5 \ kNm^3$$

Søjlereduktionsfaktor:

Fordi rammen bliver udført med udfligning, skal der således regnes med en korrigeret længde: [STÅL, S.130]

$$l_{kor} = l_{grundprofil} + l_{udfligning} \cdot \frac{I_{grundprofil}}{I_{gennemsnit}}$$

Hvor:

 $I_{gennemsnit}$ er et gennemsnit inertimomentet for udfligning

$$l_{kor} = 8,000 \ m + 4,344 \ m \cdot \left(\frac{1710 \cdot 10^6 \ mm^4}{3509 \cdot 10^6 \ mm^4}\right) = 10,1 \ m$$

Det kan antages, at bjælken er en indspændt bjælke, hvorfor knæklængden bliver [TS, S.93]

$$l_{cr} = l_{kor} = 10,1 m$$

For slankhedsforholdet:

$$\lambda = \frac{l_{cr}}{i_y} < 200 = \frac{10100 \ mm}{252 \ mm} = 40,07 < 200$$

Den relativslankhedsforhold bestemmes:

$$\lambda_y = \frac{l_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{10100}{252} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot 1,02} = 0,41 > 0,2$$

Der vil således opstå søjlevirkning, derfor skal normalkraftbæreevnen reduceres ved søjlereduktionsfaktoren, χ_{γ} , som bestemmes således: [EC3-1-1, S.57]

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_y^2}} \operatorname{men} \chi_y \le 1$$

Hvor:

$$\phi = 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2)$$

Jævnfør [EC3-1-1, S.57] bestemmes imperfektionsfaktoren ud fra søjlekurven:

$$\frac{h}{b} = \frac{600 \ mm}{300 \ mm} = 2 > 1,2 \ og \ t = 27 \ mm < 40 \ mm$$
$$a = 0,21$$

Således bliver:

$$\phi = 0.5 \cdot (1 + 0.21 \cdot (0.41 - 0.2) + 0.41^2) = 0.60$$

Søjlereduktionsfaktoren bliver således:

$$\chi_{y} = \frac{1}{0,60 + \sqrt{(0,60)^2 - (0,41)^2}} = 0,96$$

Interaktionsfaktor for del 4

Interaktionsfaktoren k_{yy} bestemmes ved 2. ordens effekter, således momentforøgelse medregnes: [EC3-1-1, Anneks B, S. 79]

$$k_{yy} = C_{my} \cdot 1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

Hvor:

 C_{my} er momentfaktoren og sættes til 0,9, for bevægelige knudepunktsfigur.

$$k_{yy} = 0.9 \cdot 1 + 0.8 \cdot \frac{111 \ kN}{\frac{0.96 \cdot 6075 \ kN}{1.2}} = 0.92$$

Kipningsreduktionsfaktor for del 4

Eftersom en kipningsafstivning placeres ved udfligningens start, er kipningsreduktionsfaktoren afstand fra rammens kip til udfligningens start:

$$l = 8000 mm$$

Således yderflangen er fasthold ydervægskonstruktionen, er der tale om bunden kipning. Derfor benyttes tilfælde m_6

Kipmomentet, M_{cr} bestemmes, ud fra følgende parametre: μ og kl. Hvor μ er forskellen mellem momenterne ved kip og kipningsafstivning:

$$\mu = \frac{-549 \ kNm}{457 \ kNm} = -1,2$$

kl bestemmes:

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_{\nu} \cdot l^2}{E \cdot I_{w}}} = \sqrt{\frac{0,081 \cdot 10^6 MPa \cdot 6690 \cdot 10^3 mm^4 \cdot (8000 mm)^2}{0,21 \cdot 10^6 MPa \cdot 11000 \cdot 10^9 mm^6}} = 4$$

Således kan m_6 findes, ved brug af [TS S.263], hvor der fortages en lineær interpolation, på baggrund af μ og kl.

$$y = y_1 + (x - x_1) \cdot \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}$$
$$m_6 = 29,7 + (-1,2 - (-1,0)) \cdot \frac{47,3 - 29,7}{(-2) - (-1)} = 33,2$$

Den kiritske moment for kip findes:

 $M_{cr} = m_6 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot h_t = 33.2 \cdot \frac{0.21 \cdot 10^6 Mpa \cdot 135.3 \cdot 10^6 mm^4}{(8000 mm)^2} \cdot 570 \ mm \cdot 10^{-6} = 8401.37 \ kNm$

Hvor ht bestemmes ud fra afstanden mellem flangernes midtpunkt:

 $ht = h - t = 600 \ mm - 30 \ mm = 570 \ mm$

Det relativ slankhedhedsforhold bestemmes i forhold til kipning:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{6420 \cdot 10^3 \ mm^3 \ \cdot 225 \ Mpa}{8401 \cdot 10^6 \ Nmm}} = 0.41 > 0.4$$

Der vil således være risiko for kipning i rammebjælken, således skal momentbæreevnen reduceres med kipningsreduktionsfaktoren χ_{LT}

Kipningskurven bestemmes således [EC3-1-1 S.61]

$$\frac{h}{b} = \frac{600}{300} = 2 \le 2$$

Således bliver imperfektionsfaktoren α_{LT} = 0,21

Hjælpefaktoren bestemmes:

$$\phi_{LT} = \frac{1}{2} \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + (\lambda_{LT})^2) = \frac{1}{2} \cdot (1 + 0.21 \cdot (0.41 - 0.2) + 0.41^2) = 0.6$$

Kipningsreduktionsfaktoren bestemmes:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT})^2 - (\lambda_{LT})^2}} = \frac{1}{0.6 + \sqrt{(0.6)^2 - (0.41)^2}} = 0.96$$

Således bestemmes stabiliteten for ligning 1

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_{y} \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{Rk}}{\gamma_{M1}}} < 1,0$$
$$UR = \frac{111 \ kN}{\frac{0.96 \cdot 6075 \ kN}{1,2}} + 0.92 \cdot \frac{549 kNm}{\frac{0.96 \cdot 1444.5 \ kNm}{1,2}} = 0.45 < 1,0$$

Stabiliteten for rammebjælken er OK

Elementanalyse for rammebjælken Elementanalyse for del 3

Regningsmæssig last

Normalkraft:

$$N_{Ed} = 111 \ kN$$

Moment:

$$M_{Ed} = 929 \ kNm$$

Den karakteristisk normalkraftbæreevne bestemmes således: [EC3-1-1, S.49]

$$N_{Rk} = A \cdot f_{v} = 32570 \ mm^{2} \cdot 225 \ Mpa = 7328 \ kN$$

Den karakteristisk momentbæreevne, for plastisk spændingsfordeling: [EC3-1-1, S.50]

$$M_{Rk} = M_{pl,Rk} = w_{pl} \cdot f_y = 1,215 \cdot 10^7 mm^3 \cdot 225 Mpa = 2734,6 kNm$$

Søjlereduktionsfaktor: for del 3

Fordi rammen bliver udført med udfligning, skal der således regnes med en korrigeret længde: [STÅL, S.130]

$$l_{kor} = l_{grundprofil} + l_{udfligning} \cdot \frac{I_{grundprofil}}{I_{gennemsnit}}$$

Hvor:

 $I_{gennemsnit}$ er et gennemsnit inertimomentet for udfligning

$$l_{kor} = 8,000 \ m + 4,344 \ m \cdot \left(\frac{1710 \cdot 10^6 \ mm^4}{3509 \cdot 10^6 \ mm^4}\right) = 10,1 \ m$$

Det kan antages, at bjælken er en indspændt bjælke, hvorfor knæklængden bliver [TS, S.93]

$$l_{cr} = l_{kor} = 10,1 m$$

For slankhedsforholdet:

$$\lambda = \frac{l_{cr}}{i_y} < 200 = \frac{10100 \ mm}{403 \ mm} = 25,06 < 200$$

Den relativslankhedsforhold bestemmes:

$$\lambda_y = \frac{l_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{93.3 \cdot \varepsilon} = \frac{10100}{403.7} \cdot \frac{1}{93.3 \cdot 1.02} = 0.26 > 0.2$$

Der vil således opstå søjlevirkning, derfor skal normalkraftbæreevnen reduceres ved søjlereduktionsfaktoren, χ_y , som bestemmes således: [EC3-1-1, S.57]

$$\chi_{y} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^{2} - \lambda_{y}^{2}}} \operatorname{men} \chi_{y} \le 1$$

Hvor:

$$\phi = 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2)$$

Jævnfør [EC3-1-1, S.57] bestemmes imperfektionsfaktoren ud fra søjlekurven:

$$\frac{h}{b} = \frac{1000 \ mm}{300 \ mm} = 3.3 > 1.2 \ og \ t = 30 \ mm < 40 \ mm$$
$$a = 0.21$$

Således bliver:

$$\phi = 0.5 \cdot (1 + 0.21 \cdot (0.26 - 0.2) + 0.26^2) = 0.54$$

Søjlereduktionsfaktoren bliver således:

$$\chi_y = \frac{1}{0.54 + \sqrt{(0.54)^2 - (0.26)^2}} = 0.98$$

Interaktionsfaktor for del 3

Interaktionsfaktoren k_{yy} bestemmes ved 2. ordens effekter, således momentforøgelse medregnes: [EC3-1-1, Anneks B, S. 79]

$$k_{yy} = C_{my} \cdot 1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

Hvor:

 C_{mv} er momentfaktoren og sættes til 0,9, for bevægelige knudepunktsfigur.

$$k_{yy} = 0.9 \cdot 1 + 0.8 \cdot \frac{111 \ kN}{\frac{0.98 \cdot 7328 \ kN}{1.2}} = 0.91$$

Kipningsreduktionsfaktoren for del 3

Eftersom en kipningsafstivning placeres ved udfligningens start, er kipningsreduktionsfaktoren af udfligningen, afstanden fra udfligningens start til rammehjørnet.

$$l = 4344mm$$

Således antages der, at udfligningens kipningsreduktionsfaktor beskrives ved flangens søjlereduktionsfaktor.

Inertimomentet, samt inertiradius for flangen bestemmes:

$$I_{z_f} = \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 = \frac{1}{12} \cdot 30 \ mm \cdot (300 \ mm)^3 = 675 \cdot 10^5 \ mm^4$$
$$i_{z_f} = \sqrt{\frac{I_{z_f}}{A}} = \sqrt{\frac{675 \cdot 10^5 \ mm^4}{30 \ mm \cdot 300 \ mm}} = 86,6 \ mm$$

Søjlereduktionsfaktoren bestemmes:

$$\lambda_f = \frac{\frac{l}{i_{zf}}}{93,3\cdot\varepsilon} = \frac{\frac{4344}{86,6} \frac{mm}{mm}}{93,3\cdot1,02} = 0,52 > 0,4$$

Der vil således være risiko for kipning således skal momentbæreevnen reduceres med kipningsreduktionsfaktoren χ_{LT} .

I det, at kipningsreduktionsfaktoren kan beskrives ved flangens søjlereduktionsfaktor, findes imperfektionsfaktoren, for søjlekurver i stedet for kipningskurver. [EC3-1-1, S. 59]

Således bliver imperfektionsfaktoren

 $\alpha_{f} = 0,49$

Hjælpefaktoren bestemmes:

$$\phi_f = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \alpha_f \cdot \left(\lambda_f - 0.2 \right) + \left(\lambda_f \right)^2 \right) = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + 0.49 \cdot (0.52 - 0.2) + 0.52^2 \right) = 0.71$$

Kipningsreduktionsfaktoren bestemmes:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_f + \sqrt{(\phi_f)^2 - (\lambda_f)^2}} = \frac{1}{0.71 + \sqrt{(0.71)^2 - (0.52)^2}} = 0.83$$

Således bestemmes stabiliteten for ligning 1

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_{y} \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{Rk}}{\gamma_{M1}}} < 1.0$$

$$UR = \frac{111kN}{\frac{0.98 \cdot 7328,25 \, kN}{1,2}} + 0.93 \cdot \frac{929 \, kNm}{\frac{0.83 \cdot 2734,64 \, kNm}{1,2}} = 0.47 < 1.0$$

Stabiliteten af bjælkens udfligning er OK!

Anvendelsesgrænsetilstand

Anvendelsesgrænsetilstanden findes jævnfør A.1, hvor rammehjørnet ikke må overstige:

$$w = \frac{l}{150}$$

Den maksimalt udbøjning rammehjørnet:

$$w = \frac{8800}{150} = 58 mm$$

Således anbefales at den maksimale udbøjning for rammebjælker og rammesøjler ikke må overstige:

Maksimalt udbøjning rammebenet

$$w = \frac{l}{200} = \frac{8800 \ mm}{200} = 44$$

Maksimalt udbøjning rammebjælken

$$\frac{l}{200} = \frac{12344 \ mm}{200} = 61,72$$

I FEM- design, fås udbøjnigen i rammehjørnet til 50mm, udbøjning for rammebjælker til 40mm og udbøjning for rammebenet til 30mm

Det kan således konkluderes, at grundprofilet, samt udfligningen overholder anvendelsesgrænsetilstanden OK!

2.1.5 Gavlsøjle

I dette afsnit dimensioneres gavlsøjlerne. Der er 5 gavlsøjler i hver gavl, hvor de er påvirket af en jævnfordelt vindlast, som er en kombination af udvendig og indvendig vindlast. Der tages udgangspunkt i den midterste søjle 9,1 m, da momentet vil være størst. Ydermere optræder der ikke anselige normalkræfter, da egenlasten fra ydervæg føres til fundamentet. Gavlsøjlerne bliver eftervist ud fra en tværsnitsanalyse og en elementanalyse. Gavlsøjlerne er simpelt understøttet. På nedenstående figur, ses det statiske system:



Figur 2.1.5.1: Illustration af den midterste gavlsøjle, samt indvendig og udvendig vind.

Lastforhold:

Gavlsøjlernes samlet karakteristisk last:

$$p_k = \left(0.81\frac{kN}{m^2} + 0.202\frac{kN}{m^2}\right) \cdot 4.5 \ m = 4.45\frac{kN}{m}$$

Gavlsøjlernes karakteristisk momentpåvirkning:

$$M_k = \frac{1}{8} \cdot p \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 4,45 \frac{kN}{m} \cdot (9,1m)^2 = 46 \ kNm$$

Karakteristiske reaktioner R_A^V og R_B^V :

$$R_k = \frac{1}{2} \cdot p_k \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 4,45 \frac{kN}{m} \cdot 9,1 m = 20,25 kN$$

Materialedata:



Figur 2.1.5.2: Konstanter for gavlsøjlen

Tværsnitskonstanter for HE220A					
$I_y (mm^4)$	$I_z (mm^4)$	$W_{pl,y} \ (mm^3)$	$I_v(mm^4)$	$I_w(mm^6)$	$A(mm^2)$
54,1 · 10 ⁶	19,5 · 10 ⁶	$568 \cdot 10^{3}$	$286 \cdot 10^{3}$	193 · 10 ⁹	$6,43 \cdot 10^3$

Tabel 2.1.5.1: Tværsnitskonstanter for HE200A

Styrkeparametre		
$f_{\mathcal{Y}}(MPa)$	E - modul[E](MPa)	G - modul[G](MPa)
235	210.000	81.000

Tabel 2.1.5.2: Styrkeparametre.

Brudgrænsetilstand

Der bliver eftervist for tværsnitsanalyse, samt elementanalyse for søjlen.

Tværsnitsklasse

Der bliver eftervist for tværsnitsklassen, for at bestemme om der skal regnes med plastisk eller elastisk spændingsfordeling. Tværsnitsklassen bliver bestem for både krop og flange. Profilerne er bøjningspåvirket. [EC3-1-1, Tabel 5.2, S 42]

Kroppens højde:

$$C_k = h - 2 \cdot (t + r) = 210 \ mm - 2 \cdot (11 \ mm + 18 \ mm) = 152 \ mm$$

Kroppens højde/tykkelse-forhold bestemmes:

$$\frac{C_k}{d} = \frac{152 \ mm}{7 \ mm} = 21,71$$

Koefficienten ε :

$$\sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Kropprofilet tilskrives tværsnitsklasse 1, da:

$$\frac{C_k}{d} = 21,72 < 72 \cdot \varepsilon = 72$$

Flangernes tværsnitsklasse bestemmes, jævnfør [EC3-1-1, Tabel 5.2, S.43]

$$C_f = \frac{b}{2} - r = \frac{220 \ mm}{2} - 18 \ mm = 92 \ mm$$
$$\frac{C_f}{t} = \frac{92 \ mm}{11 \ mm} = 8,36$$

Flangerne tilskrives tværsnitsklasse 1, da:

$$\frac{C_f}{t} = 8,36 < 9 \cdot \varepsilon = 9$$

Både krop og flange tilhører tværsnitsklasse 1. Således bestemmes profilet som en tværsnitsklasse 1, hvor der regnes med plastisk spændingsfordeling.

Forskydningsbæreevne

Forskydningsarealet bestemmes jævnfør [EC3-1-1, S.51]

$$A_v = A - (2 \cdot b \cdot t) + (d + 2 \cdot r) \cdot t$$

 $A_{v} = 6,43 \cdot 10^{3} mm^{2} - (2 \cdot 220 \ mm \cdot 11 \ mm) + (7 \ mm + 2 \cdot 18 \ mm) \cdot 11 \ mm = 2063 mm^{2}$

Den plastiske forskydningsbæreevne regnes således:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \frac{f_v}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{2063 \ mm^2 \cdot \left(\frac{235 \ MPa}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} \cdot 10^{-3} = 254.45 kN$$

Regningsmæssige forskydningskraft bestemmes, da der regnes for dominerende vindlast:

$$V_{ed} = R_d = 1,1 \cdot 1,5 \cdot R_k = 1,65 \cdot 20,25 \ kN = 33,41 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bestemmes:

$$UR = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{30,375}{254,45} = 0,11 < 0,5$$

Således skal momentbæreevnen ikke reduceres iht. forskydning.

Momentbæreevne

Momentbæreevne regnes således:

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{568 \cdot 10^3 \ mm^3 \cdot 235 \ MPa}{1.1} = 121.34 \ kNm$$

Regningsmæssigt moment:

$$M_{ed} = 1, 1 \cdot 1, 5 \cdot M_k = 1, 5 \cdot 46 \ kNm = 69 \ kNm$$

Udnyttelsesgraden bestemmes:

$$UR = \frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{69 \ kNm}{121,34 \ kNm} = 0,56 < 1,0$$

Elementanalyse

Der eftervises for bæreevne iht stabilitetssvigt, for bøjningspåvirkede elementer. Dette eftervises efter [EC3-1-1, S.60]:

$$\frac{M_{y,ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{Rk}}{\gamma_{M1}}} < 1.0$$

Den karakteristisk momentbæreevne bestemmes ved plastisk spændingsfordeling

$$M_{Rk} = M_{pl,Rk} = W_{pl} \cdot f_y = 568 \cdot 10^3 \ mm^3 \cdot 235 \ MPa = 133,48 \ kNm$$

Der undersøges for bundenkipning, da søjlens yderflange er fastholdt af ydervægskonstruktionen, hvilket vil sige, at den er fastholdt imod udbøjning om svag aske.

Kipningsreduktionsfaktor

Kipmomentet, M_{cr} bestemmes, ud fra følgende parametre: μ og kl.

 μ sættes til 0, da momentet i understøtningerne er 0.

kl bestemmes:

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot l^2}{E \cdot I_w}} = \sqrt{\frac{0,081 \cdot 10^6 MPa \cdot 286 \cdot 10^3 mm^4 \cdot (9100mm)^2}{0,21 \cdot 10^6 MPa \cdot 193 \cdot 10^9 mm^6}} = 6,87$$

Således kan m_8 findes, ved brug af [TS S.264], hvor der fortages en lineær interpolation, på baggrund af μ og kl

$$y = y_1 + (x - x_1) \cdot \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}$$
$$m_8 = 217 + (6,87 - 6) \cdot \frac{313 - 271}{8 - 6} = 235,27$$

Den kritiske endemoment bestemmes:

$$r_{cr}l^2 = m_8 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot ht$$

Hvor ht bestemmes ud fra afstanden mellem flangernes midtpunkt:

$$ht = h - t = 210 \ mm - 11 \ mm = 199 \ mm$$

Data indsættes i formlen for den kritiske endemoment:

$$r_{cr}l^{2} = 235,27 \cdot \frac{0,21 \cdot 10^{6}MPa \cdot 19,5 \cdot 10^{6}mm^{4}}{(9100 mm)^{2}} \cdot 199 mm \cdot 10^{-6} = 2315,21 \ kNm$$

Det kritiske moment for kip findes:

$$M_{cr} = \frac{1}{8} \cdot r_{cr} l^2 = \frac{1}{8} \cdot 2315,21 \ kNm = 289,40 \ kNm$$

Det relativ slankhedhedsforhold bestemmes i forhold til kipning:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{568 \cdot 10^3 \cdot 235}{289,40}} = 0,68 > 0,4$$

Der vil således være risiko for kipning, således skal momentbæreevnen reduceres med kipningsreduktionsfaktoren χ_{LT}

Kipningskurven bestemmes således [EC3-1-1 S.61]

$$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,95 \le 2$$

Således bliver imperfektionsfaktoren α_{LT} = 0,21

Hjælpefaktoren bestemmes:

$$\phi_{LT} = \frac{1}{2} \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + (\lambda_{LT})^2) = \frac{1}{2} \cdot (1 + 0.21 \cdot (0.68 - 0.2) + 0.68^2) = 0.78$$

Kipningsreduktionsfaktoren bestemmes:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT})^2 - (\lambda_{LT})^2}} = \frac{1}{0.78 + \sqrt{(0.78)^2 - (0.68)^2}} = 0.86$$

Herefter regnes:

$$UR = \frac{M_{y,ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{69 \ kNm}{\frac{0.86 \cdot 133.48 \ kNm}{1.2}} = 0.72 < 1.0$$

Således er stabiliteten af gavlsøjlen OK!

Anvendelsesgrænsetilstand

$$w = \frac{l}{200} = \frac{9100mm}{200} = 45,5 mm$$

[TS, S.59]

$$\delta_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{p_k \cdot l^4}{E \cdot l_y} = \frac{4,45 \cdot (9100)^4}{0,21 \cdot 10^6 \cdot 54,1 \cdot 10^6} \cdot \frac{5}{348} = 38,6 < 45,5 \text{ mm}$$

Den valgte dimension er OK!

2.1.6 Vindkryds

Vindkrydset skal kunne optage den vindlast, som virker på gavlen. Vindlasterne virker som tryk og sug. På nedenstående figur 2.1.6.1, ses et FEM-design, hvor de største normalkræfter hidrørende tryk og sug opstår.



Figur 2.1.6.1: Model af FEM-design, hvor vindkrydset er illustreret.

Materialedata

Der anvendes SHS100X4 for alle vandrette stænger, i både træk og tryk, hvorimod et Ø24 for diagonale trækstænger.



Figur 2.1.6.2: Konstanter for et kvadratisk rør.

Styrkeparametre					
$f_{y}(MPa)$	E - modul[E](MPa)				
275	210.000				

Tabel 2.1.6.1: Styrkeparametre.



Figur 2.1.6.3: Konstanter for et Ø24

Der regnes for den største trykstang. Alle trykstænger bliver således udført i en SHS100X4. Alle stænger vil være simpelt understøttet.

Regningsmæssig last:

Normalkraft:

$$N_{ed} = 78,62 \ kN$$

Eftervisning af tværsnitsklasse

Tværsnitsklassen bestemmes ud fra rent trykpåvirket [EC3-1-1, S.42]

$$\frac{C}{t} \le 33\varepsilon$$

$$\frac{(100 \ mm - 4 \cdot 4 \ mm)}{4 \ mm} = 21 \ \le \ 33 \cdot \sqrt{\frac{235 \ MPa}{275 \ MPa}} = 30,50574$$

Således tilskrives profilet i en tværsnitsklasse 1.

Eftervisning af SHS100X4 for tryk



Figur 2.1.6.4: Simpelt understøttet, vandret stang.

Først bestemmes slankhedsforholdet:

$$\frac{l_s}{i} = \frac{4400 \ mm}{39.1 \ mm} = 112,53 < 200 \ OK$$

Det relative slankhedsforhold bestemmes

$$\lambda = \frac{\frac{L_s}{i}}{93,3\varepsilon} = \frac{112,52}{93,3\cdot\sqrt{\frac{235}{275}}} = 1,30 > 0,2$$

Der vil således opstå søjlevirkning, derfor skal normalkraftbæreevnen reduceres ved søjlereduktionsfaktoren, χ , som bestemmes således: [EC3-1-1, S.57]

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \ men \ \chi \le 1$$

Hvor:

$$\phi = 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2)$$

Jævnfør [EC3-1-1, S.57] bestemmes imperfektionsfaktoren ud fra søjlekurven:

$$a = 0,21$$

Således bliver:

$$\phi = 0.5 \cdot (1 + 0.21 \cdot (1.30 - 0.2) + 1.30^2) = 1.46$$

Søjlereduktionsfaktoren bliver således:

$$\chi = \frac{1}{1,46 + \sqrt{1,46^2 - 1,30^2}} = 0,47$$

Søjlens bæreevne bestemmes:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{\mathcal{Y}}}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0.47 \cdot 1.52 \cdot 10^3 \ mm^2 \cdot 275 \ MPa}{1.2} \cdot 10^{-3} = 163.71 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bliver således:

$$UR = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{78,62 \ kN}{163,71 \ kN} = 0,48 < 1,0$$

Profilet er hermed OK.

Eftervisning af Ø24 for diagonale trækstænger.

Normalkraft:

 $N_{Ed} = 89,58 \ kN$

Søjlensbæreevne findes således:

$$N_{b,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{452,39 \ mm \cdot 275 \ Mpa}{1,1} \cdot 10^{-3} = 113,0975$$

Udnyttelsesgraden bestemmes:

$$UR = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{89,58 \ kN}{113,09 \ kN} = 0,79 < 1,0$$

Således er dimensionen OK!

2.1.7 Konstruktionssamlinger

Samlingerne i konstruktionens udvælges således dette har tilfredsstillende sikkerhed, samt funktion. Der vil således i afsnittet eftervises for generelle samlinger, der etableres for stålrammebygningen. Samlingerne som bliver eftervist, er kipsamling, gavlsøjlesamling, fodpunktssamling og rammehjørnesamling

Kipsamling

Kipsamling er mellem de 2 rammebjælker i kippen. Samlingen udføres ved at påsvejse endeplader med målene 750 mm x 320 mm, og i stål styrke S355. Ydermere boltes endepladerne sammen, med 6 stykker M27 bolte i boltklasse 8.8. På nedenstående figur, kan kipsamlingen ses, samt snitkræfterne bestemt af FEM-design.



Figur 2.1.7.1: Snitkræfter i kipsamlingen.

Materialedata:

For M27 bolte fremgår boltekonstanterne i samlingen i nedenstående tabel

Boltdata M27								
d(mm)	$d_m(mm)$	$A_s(mm^2)$	s(mm)	e(mm)	k(mm)	m(mm)	D(mm)	t(mm)
27	1,077 · s	459	41	47,3	17	22	50	4
Tabel 2.1.7.1: Boltdata M27 [TS, S.275]								

Som det fremgår i A.1, vælges boltene i boltklasse 8.8, hvor styrkeværdierne bliver:

 $f_{ub} = 800 MPa$

$$f_{vb} = 640 \, MPa$$

For normalhuller, er diameteren:

$$d_0 = d + 3mm = 27mm + 3mm = 30mm$$

De absolutte minimumsafstande: [Stålkonstruktioner, S.265]

$$e_1 = 1, 2 \cdot d_0$$
 $e_1 = 1, 2 \cdot 30mm$ $e_1 = 36mm$ $e_2 = 1, 2 \cdot d_0$ $e_2 = 1, 2 \cdot 30mm$ $e_2 = 36mm$ $p_1 = 2, 2 \cdot d_0$ $p_1 = 2, 2 \cdot 30mm$ $p_1 = 66mm$ $p_2 = 2, 4 \cdot d_0$ $p_2 = 2, 4 \cdot 30mm$ $p_2 = 72mm$

På nedenstående figur er placering af de absolutte minimumsafstande fremvist.



Figur 2.7.1.2: Absolutte minimumsafstande.

Ydermere placeres boltene, således at der er 4 i flangens bund, da disse skal kunne klare træk, samt 2 i flangens top for tryk. Boltenes placering, ses på nedenstående figur:



Figur 2.1.7.3: Boltens ende- og kantafstand

Afstandene bliver således:

n_1	n_2	m_1	m_2	p_1	p_2
82,5 mm	36 mm	65 <i>mm</i>	116,25 mm	160 mm	248 mm

Ifølge [EC3-1-8, S.67], kan den regningsmæssige bæreevne for endepladerne i kipsamlingen, formeres, som et ækvivalent trækpåvirket. Trækkraften i underflangen bestemmes ved følgende formel:

$$f_{ud} = \frac{M}{h_t} + \frac{N \cdot \cos(1,43)}{2} + \frac{V \cdot \sin(1,43)}{2} = \frac{457 \ kNm}{0,570 \ m} + \frac{110 \ kN \cdot \cos(1,43)}{2} + \frac{19,4 \ kN \cdot \sin(1,43)}{2}$$
$$f_{ud} = 856,97kN$$

Først bestemmes den mindste tykkelse pladen kan have:

$$t_{min} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_d \cdot \gamma_{m0}}{f_y}}$$

Brudmomentet:

$$M_d = \frac{1}{4} \cdot f_{ud} \cdot m_1 = \frac{1}{4} \cdot 856,97 \ kN \cdot 65 \ mm = 13,92 \ kNm$$

Pladetykkelsen bestemmes:

$$\sqrt{\frac{4 \cdot 13,92 \ kNm \ \cdot 1,1}{345 \ MPa \ \cdot 320 \ mm}} = 23,55mm \rightarrow 25mm$$

Pladetykkelsen vælges til at være 25mm. Trækstyrken vil være $f_u = 470 MPa$ og flydespænding 345 MPa

Der undersøges for 3 brudformer [EC3-1-8, S.204]:

- 1. Flydning i pladen
- 2. Flydning i plade og svigt af bolt
- 3. Svigt af bolt

Brudmomenterne beregnes således for brudform 1 og 2:

Brudform 1:

$$M_{pl,Rd,1} = \frac{1}{4} \cdot \sum l_{eff,1} \cdot \frac{f_{y}}{\gamma_{m0}} \cdot t^{2}$$

Brudform 2:

$$M_{pl,Rd,2} = \frac{1}{4} \cdot \sum l_{eff,2} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \cdot t^2$$

De effektive længder findes: [EC3-1-8, S.80]

$$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc} \ dog \ \sum l_{eff,nc} \le \sum l_{eff,cp}$$
$$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$$

$$l_{eff,cp,1} = \min \begin{cases} 2 \cdot \pi \cdot m_1 \\ \pi \cdot m_1 + p_2 \\ \pi \cdot m_1 + 2 \cdot m_2 \end{cases} = \min \begin{cases} 2 \cdot \pi \cdot 65mm \\ \pi \cdot 65mm + 248mm \\ \pi \cdot 65mm + 2 \cdot 36mm \end{cases} = \min \begin{cases} 408,4mm \\ 452,2mm \\ 276,2mm \end{cases}$$

 $l_{eff,nc,1,}$

$$\leq \min \begin{cases} 4 \cdot m_1 + 1,25 \cdot n_1 \\ m_2 + 2 \cdot m_1 + 0,625 \cdot n_1 \\ 0.5 \cdot b \\ 0.5 \cdot n_2 + 2 \cdot m_1 + 0.625 \cdot n_1 \end{cases} = \min \begin{cases} 4 \cdot 65mm + 1,25 \cdot 82,5mm \\ 36mm + 2 \cdot 65mm + 0,625 \cdot 82,5mm \\ 0.5 \cdot 320mm \\ 0.5 \cdot 116,25mm + 2 \cdot 65mm + 0.625 \cdot 82,5mm \end{cases} = \min \begin{cases} 361,56mm \\ 216,78mm \\ 160mm \\ 304,78mm \end{cases}$$

Den mindste værdi, er således for $l_{eff,nc,1} = 160 mm$

 $\sum l_{eff,nc,2}$ bestemmes således:

$$l_{eff,nc,2} = 2 \cdot \pi \cdot m_1 = 2 \cdot \pi \cdot 65mm = 408,4mm$$

Således kan de effektive længder for brudformen 1 og 2 bestemmes:

$$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,1} = l_{eff,nc,1} + l_{eff,nc,2} = 408,4mm + 160mm = 568,41mm$$

Efter de effektive længder er fundet for både brudform 1 og 2, bestemmes de brudmomenter som opstår: [EC3-1-8, S.68]

Brudform 1 og 2

$$M_{pl,Rd,1} = M_{pl,Rd,2} \frac{1}{4} \cdot \sum l_{eff,1} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \cdot t^2 = \frac{1}{4} \cdot 568,41mm \cdot \frac{345MPa}{1,1} \cdot (24mm)^2 = 25,67 \ kNm$$

De samlede regningsmæssige trækbæreevne for de 4 bolte i underflangen, som bliver påvirket af træk:

$$F_{t,Rd} = 4 \cdot \left(0.9 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{m2}}\right) = 4 \cdot \left(0.9 \cdot 459 \ mm^2 \cdot \frac{800 \ MPa}{1.35}\right) = 979.2 \ kN$$

Trækbæreevnen for brudform 1:

$$F_{t,Rd,1} = \frac{4 \cdot M_{pl,Rd,1}}{m_2} = \frac{4 \cdot 25,67 \ kN}{116,25 \ mm} = 883,26 \ kN$$

Trækbæreevnen for brudform 2:

$$F_{td,Rd,2} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,2} + n_1 \cdot F_{t,Rd}}{m_2 + n_2} = \frac{2 \cdot 25,67 \ kNm + 82,5 \ mm \cdot 972,2 \ kN}{116,25 \ mm + 36 \ mm} = 864,04 \ kN$$

Trækbæreevnen for brudform 3

$$F_{td,Rd,3} = F_{t,Rd} = 979,2kN$$

Dette betyder så, at brudform 2, har den mindste trækbæreevne, hvilket betyder at der vil opstå svigt af bolt, med flydning af pladen.

$$f_{ud} < F_{t,Rd,1} = 856,97 \ kN < 864,04 \ kN$$

Gennemlokningsbæreevne:

$$F_{B,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot \frac{f_u}{\gamma_{m2}} = 0.6 \cdot \pi \cdot 1.077 \cdot 41mm \cdot 24mm \cdot \frac{470MPa}{1.35} = 695.46 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bestemmes, hvorfor der er 4 bolte i underflangen, som bliver påvirket af træk:

$$UR = \frac{\frac{856,97 \ kN}{4}}{695,46 \ kN} = 0,30 < 1,0$$

Gennemlokning er således OK!

Overklipningsbæreevne:

Først eftervises der for overklipningsbæreevne [Stålkonstruktioner, S.266]

$$F_{\nu,Rd} = \alpha_{\nu} \cdot A \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M_2}}$$

Da boltklassen er 8.8, og vælges "snit gennem rullet gevind"

$$\alpha_v = 0.6$$

Overklipningsbæreevnen bestemmes:

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{m2}} = \frac{0.6 \cdot 800MPa \cdot 459mm^2}{1.35} = 163.2 \ kN$$

Udnyttelsesgraden bestemmes, hvorfor det kun er 2 bolte, som bliver påvirket af forskydningen:

$$UR = \frac{\frac{19,4 \, kN}{2}}{163,2 \, kN} = 0,059 < 1,0$$

Overklipning er således OK!

Hulrandsbæreevne:

Hulrandsbæreevnen eftervises i henhold til [EC3-1-8, S. 27]

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot dt}{\gamma_{m2}}$$

Korrektionsfaktorerne bestemmes:

Hvor k_1

$$k_1 = 1.4 \cdot \frac{n_1}{d_0} = 1.4 \cdot \frac{82.5 \ mm}{30 \ mm} = 3.85$$

Hvor α_b

$$a_b = \frac{m_1}{3 \cdot d_0} = \frac{65mm}{3 \cdot 30mm} = 0,72$$

Hulrandrandsbæreevne kan nu bestemmes:

$$F_{b,Rd} = \frac{3,85 \cdot 0,72 \cdot 470 \, Mpa \cdot 27mm \cdot 25mm}{1,35} = 651,42 \, kN$$

Udnyttelsesgraden bestemmes, hvorfor det kun er 2 bolte, som bliver påvirket af forskydningen:

$$UR = \frac{\frac{19,4 \ kN}{2}}{651,42 \ kN} = 0,014 < 1,0$$

Hulrandsbæreevnen er således OK!

Eftervisning af svejsning af kroppen:

Kroppens svejsning langs kroppen, vil optage forskydningskraften. Der vælges kantsøm 3mm

$$a_{krop} = 3mm$$

$$l_{svejs,krop} = h - 2 \cdot (t+r) = 600 \ mm - 2 \cdot (15,5 \ mm + 27 \ mm) = 515 \ mm$$

Forskydningsspændingen bestemmes således:

$$\tau_0 = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot a_{krop} \cdot l_{svejs,krop}} = \frac{19,4 \cdot 10^3 N}{2 \cdot 3 mm \cdot 515 mm} = 6,27kN$$

Den effektive svejsning bestemmes ud fra følgende formel: [EC3-1-8, S.43]

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3 \cdot \tau_0^2} < \frac{f_u}{b_w \cdot \gamma_{M2}}$$

Hvor:

 b_w er korrelationsfaktor, og sættes til 0,9 for S355 [EC3-1-8, S.44]

$$\frac{f_u}{b_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{470 \ MPa}{0.9 \cdot 1.35} = 386.831 MPa$$

Spændingen bliver således:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3 \cdot \tau_0^2} = \sqrt{3 \cdot (6,27 \, MPa)^2} = 10,86 \, MPa$$

10,86 *MPa* < 386,83 *MPa*

Svejsning langs kroppen er således OK!

Eftervisning af svejsning af flangen

Ved eftervisning af flangen, skal følgende formel overholdes:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{90}^2 + 3 \cdot \tau_0^2} < 0.9 \cdot \frac{f_u}{b_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$a_{krop} = 7mm$$

 $l_{svejs,flange} = b = 300mm$

Spændingerne i svejsesømmet bliver således:

$$\sigma_{90} = \tau_{90} = \frac{f_{ud}}{2 \cdot a_{flange} \cdot l_{svejs, flange} \cdot \sqrt{2}} = \frac{856,97 \cdot 10^3 N}{2 \cdot 7 \cdot 300 \cdot \sqrt{2}} = 144,278 Mpa < 240 Mpa$$

Den effektive Von Mises flydebetingelse:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{90}^2 + 3 \cdot \tau_0^2} = \sqrt{(144,27 MPa)^2 + 3 \cdot (144,27 MPa)^2} = 288,54 MPa$$

$$288,54 Mpa < 333,33 Mpa$$

Svejsning af flangen er således OK!

Gavlsøjlesamling i kip.

Gavlsøjle samlingen, skal overføre reaktioner fra gavlsøjler til rammen. Dette gøres ved at påsvejse en plade til rammen, hvorfor dette bliver boltet til gavlsøjlernes flange. Boltene i samlingen vil kun blive påvirket af en trækkraft, hvorfor dette vil eftervises.

Materialedata:

For M16 bolte, fremgår boltekonstanterne i samlingen i nedenstående tabel

Boltdata M16							
d(mm)	$A_s(mm^2)$	s(mm)	e(mm)	k(mm)	m(mm)	D(mm)	t(mm)
<u>16</u> <u>160</u> <u>24</u> <u>27,7</u> <u>10</u> <u>13</u> <u>30</u> <u>3</u>						3	
Tabel 2.1.7.3: Boltdata M16 [TS, S.275]							

Som det fremgår i A.1, vælges boltene i boltklasse 8.8, hvor styrkeværdierne bliver:

$$f_{ub} = 800 MPa$$

 $f_{yb} = 640 MPa$

For normalhuller, er diameteren:

$$d_0 = d + 3mm = 16mm + 3mm = 19mm$$

Ydermere vil boltehullerne i rammepladen være aflange grundet deformation som opstår i lodret i rammen. For at ikke overføre en kræft til gavlsøjlerne.

Frigang af bolte i aflange huller: [DS/EN1090-2, S. 23]

$$f = 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 16 mm = 24mm$$

De absolutte minimumsafstande: [EC3-1-8, S.23]

$e_3 = 1.5 \cdot d_0$	$e_1 = 1,5 \cdot 19mm$	$e_1 = 28,5mm$
$e_4 = 1,5 \cdot d_0$	$e_2 = 1,5 \cdot 19mm$	$e_2 = 25,5mm$
$p_2 = 2,4 \cdot d_0$	$p_2 = 2,4 \cdot 19mm$	$p_2 = 45,6mm$



Figur 2.1.7.4: rammepladens geometri, og bolthuller

Afstandene bliver således:

n_1	n_2	p_1	h			
325,37 <i>mm</i> 64,5 <i>mm</i>		171 <i>mm</i>	621,1657 mm			
Tabel 2.1.7.4: Boltafstande.						

Pladen udføres med en tykkelse på 30mm.

Således kan de regningsmæssige trækkraft bestemmes, hvor reaktionen findes i afsnit ()

$$R_d = 1, 1 \cdot 1, 5 \cdot 20, 45 \ kN = 33, 74 \ kN$$

Da der benyttes 2 bolte, for at fastgøre gavlsøjlen til rammen, vil boltene have en fordelt trækkraft:

$$f_{ud} = \frac{R_d}{2} = \frac{33,47 \ kN}{2} = 16,73kN$$

Eftervisning af rammeplade og bolte

For at undersøge om pladen opnår flydning, sammenlignes det maksimale moment i pladen med den elastiske momentbæreevne, pladen er af stål S355

Således beregnes det maksimale moment således:

$$M_{Ed} = \frac{1}{4} \cdot f_{ud} \cdot h = \frac{1}{4} \cdot 16,73 \ kN \cdot 621,16mm = 2,59kNm$$

Således beregnes den elastiske momentbæreevne i pladen ved følgende formel:

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Hvorledes elastiske modstandsmoment beregnes, da det antages at pladen er simpelt understøttet:

$$\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 2 \cdot 64,5 \ mm \cdot (30 \ mm)^2 = 19350 \ mm^3$$

Således beregnes den elastiske momentbæreevne i pladen:

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19350 \cdot 355 MPa}{1,1} = 6,24 kN$$
$$M_{el,Rd} > M_{ed}$$

Pladen vil således ikke flyde!

Trækbæreevnen for rullet gevind, vil boltene få en trækbæreevne:

$$F_{t,Rd} = 4 \cdot \left(0.9 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{m2}}\right) = 4 \cdot \left(0.9 \cdot 160mm^2 \cdot \frac{800 MPa}{1.35}\right) = 341.33 \, kN$$

Udnyttelsesgraden for trækbæreevnen:

$$UR = \frac{f_{ud}}{F_{t,Rd}} = \frac{16,73 \ kN}{341,33 \ kN} = 0,049 < 1,0$$

Således er rammeplade og bolte OK!

Gennemlokning:

$$F_{B,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot \frac{f_u}{\gamma_{m2}} = 0.6 \cdot \pi \cdot 1.007 \cdot 25 \ mm \cdot 30 \ mm \cdot \frac{470 \ Mpa}{1.35} = 530.1 \ kN$$

$$UR = \frac{f_{ud}}{F_{B,Rd}} = \frac{16,73 \ kN}{530,1 \ kN} = 0,031 < 1,0$$

Gennemlokning er således OK!

Eftervisning af svejsninger

Ved eftervisning af flanger, skal følgende formel overholdes:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{90}^2 + 3 \cdot \tau_0^2} < 0.9 \cdot \frac{f_u}{b_w \cdot \gamma_{M2}}$$

Hvor:

 b_w er korrelationsfaktor, og sættes til 0,9 for S355 [EC3-1-8, S.44]

$$\frac{f_u}{b_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{470 \ MPa}{0.9 \cdot 1.35} = 386,831 MPa$$

Ligeledes skal kræften som påvirker flangerne opdeles i 2, da flangerne optager halvdelen af kræften:

$$f_{ud,svejsning} = \frac{16,73 \cdot 10^3 N}{2} = 8,36 \cdot 10^3 N$$
$$a_{krop} = 3 mm$$

$$l_{svejs,flange} = 133,5 - 3 = 130,55mm$$

Spændingerne i svejsesømmet bliver således:

$$\sigma_{90} = \tau_{90} = \frac{f_{ud}}{2 \cdot a_{flange} \cdot l_{svejs, flange} \cdot \sqrt{2}} = \frac{8,36 \cdot 10^3 N}{2 \cdot 3 mm \cdot 130,55 mm \cdot \sqrt{2}} = 7,54 MPa < 240 MPa$$

Den effektive Von Mises flydebetingelse:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{90}^2 + 3 \cdot \tau_0^2} = \sqrt{(7,54 MPa)^2 + 3 \cdot (7,54 MPa)^2} = 15,08 Mpa$$

$$15,08 Mpa < 386,83 Mpa$$

Svejsning af flangen er således OK!

Rammehjørnesamling

Samlingen i rammehjørnet udføres således, at rammesøjlen og rammebjælken forbindes. Dette gøres ved at svejse en diagonalafstivning direkte på udfligningens yderflange og krop. Diagonalafstivningen vil således have samme flange dimension som udfligningen. Hvorfor diagonalafstivningen har en bredde på 300mm og en flangetykkelse på 30mm. Svejsningerne udføres med a=3mm på Nedenstående figur 2.1.7.5, ses samlingen.



Figur 2.1.7.5: Rammehjørne samling og kræfter.

Rammehjørnet bliver udsat for et moment på 936 kNm.

Først bestemmes flangekraterne i rammebjælken og ben:

$$T_s = T_b = \frac{M_{Ed}}{h} = \frac{936 \ kNm}{1m} = 936 \ kN$$

Herefter kan diagonalkraften bestemmes:

 $D = (T_s + T_b) \cdot \cos(\phi) = (936 \, kN + 936 \, kN) \cdot \cos(45) = 1323,7kN$

Pladen skal således eftervises for spændingen i diagonalen:

$$\sigma_d = \frac{D}{t \cdot b} = \frac{1323,7 \text{ kN}}{30 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}} = 146,67 \text{ Mpa}$$

Spændingen i diagonalafstivningen skal ikke overstige, hvor rammekonstruktionen, udføres i S235, med en flydespænding på $f_y = 225 MPa$.
$$146,67 MPa \le \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{225 MPa}{1,1} = 204,54 MPa \to 146,67 MPa < 204,54 MPa OK!$$

Stabiliteten af diagonalafstivning sikres, ved at undersøge om afstivningen ikke vil folde:

$$\frac{b}{t} \le 14 \cdot \varepsilon = \frac{300 \ mm}{30 \ mm} \le 14 \cdot \sqrt{\frac{235 \ MPa}{225 \ MPa}} = 10 \le 14,31$$

Således er diagonalafstivningen OK!

3. Økonomivurdering

I dette afsnit vil stålets økonomi blive gennemgået. Første fase af processen, skal stålet indkøbes. Stålet har ca. indkøbspris på 11 kr./kg. Ved køb af stål, laves der tabelopslag af rådgiverens laster. På denne måde, ved man ca. hvor meget stål der skal købes ind, så dette kan gøres i god til. Efter kunden og rådgiveren er blevet enige i de laster som påvirker konstruktionen, hvilke taghældninger de vil have, samt længder og lastopland, kan de endelig beregninger foretages for konstruktionen. Hvis kunden undervejs kommer med ændringer, vil dette selvfølgelig have indflydelse på økonomien, da ekstra stål vil koste mere, da det ikke var en del af aftalen til at starte med. Dimensionerne af rammerne, samlinger og alt andet stål er eftervist, sendes dette til produktionen, så det kan produceres. Produktionen arbejder efter de produktionstegninger som er givet. Dette kan fx være svejsninger og boltning. Svejsninger vil koste mindre i produktionen, i forhold til boltning. Når konstruktionselementerne er færdigproducerede, skal de transporteres til byggepladsen. Transporteringen af elementer, har således også en økonomisk betydning. Hvis der ikke er plads til elementerne, så skal lastbilen køre i flere omgange, eller man har 2 lastbiler til at køre på samme tid. Derudover så skal der også tages hensyn til om de samlinger der er foretaget, om der er plads i lastbilen. Lastbilen har nogen krav om, hvor høj elementet må være, samt hvor meget stålet må stikke ud. Hvis de samlinger som er eftervist, ikke kan være der, så er man nødt til at svejse eller bolte på byggepladsen. Dette medfører yderligere til en øget omkostning, da udstyr skal medbringes, samt at det koster ekstra håndkraft.

Der er mange overvejelser som skal tages i betragtning ved beregning, producering, transportering, samt montering. Dette er de overvejelser der foretages, ved beregning og gennemførelse af hvert projekt.

A. Konstruktionsdokumentation

A3 Konstruktionstegninger

Titel: Padelhal i Skjern

Projektperiode: 01/12/2021 - 22/02/2022

Hovedvejleder: Rikke Elbæk Sørensen

AAU-vejleder: Jens S. Hagelskær

Forfatter: Mark Salam Bato

Antal sider: 2

Aalborg Universitet Esbjerg Niels Bohrs vej 8 6700 Esbjerg



Tegning	Navn	Nummer
3D model	MSB	I001
Hovedramme	MSB	1002
Gavlramme	MSB	1003
Kipsamling	MSB	1004
Fodpunktsamling	MSB	1005
Gavlsøjlesamling (kip)	MSB	1006
Rammehjørnesamling	MSB	1007





Bygherre Hansen og La	rsen A/S			
Adresse Ranunkelvej 2	5 Skjern			
Tegningsbeskrive Hovedramme	else			
Projektfase Hovedprojekt		Dato 22-02-2022	Tegnet af MB	Kontr. -
	Gruppe nr. Afgangsprojekt		Godk.	Målestok
AND ADDRESS OF DEPARTMENT OF DEPARTMENT	Aalborg Universitet Esbjerg		Tegn. nr. 1002	



Byggesag Padelhal i Skje	em	-		
Bygherre Hansen og La	rsen A/S			
Adresse Ranunkelvej 2	5 Skjern			
Tegningsbeskrive Gavlramme	lse			
Projektfase Hovedprojekt		Dato 22-02-2022	Tegnet af MB	Kontr. -
đ	Gruppe nr. Afgangsprojekt		Godk.	Målestok
	Aalborg Universitet Esbjerg		Tegn. nr. 1003	·







Byggesag Padelhal i Skje	ern				
Bygherre Hansen og La	Bygherre Hansen og Larsen A/S				
Adresse Ranunkelvej 2	5 Skjern				
Tegningsbeskrive Kipsamling	Tegningsbeskrivelse Kipsamling				
Projektfase Hovedprojekt		Dato 22-02-2022	Tegnet af MB	Kontr. -	
	Gruppe nr. Afgangsprojekt		Godk.	Målestok	
AND AND A DESCRIPTION AND A DE	Aalborg Universitet Esbjerg		Tegn. nr. 1004		





Byggesag Padelhal i Skje	ern			
Bygherre Hansen og Lai	rsen A/S			
Adresse Ranunkelvej 2	5 Skjern			
Tegningsbeskrive Fodpunktssam	lse hling			
Projektfase Hovedprojekt		Dato 22-02-2022	Tegnet af MB	Kontr. -
a	Gruppe nr. Afgangsprojekt		Godk.	Målestok
AND DES OFFICIERS	Aalborg Universitet Esbjerg		Tegn. nr. 1005	·





Byggesag Padelhal i Skje	ern				
Bygherre Hansen og La	rsen A/S				
Adresse Ranunkelvej 2	5 Skjern				
Tegningsbeskrivelse Gavlsøjlesamling (kip)					
Projektfase Hovedprojekt		Dato 22-02-2022	Tegnet af MB	Kontr. -	
đ	Gruppe nr. Afgangsprojekt		Godk.	Målestok	
ANCORE O INVERSION	Aalborg Universitet Esbjerg		Tegn. nr. 1006		

