



Brøns Maskinforretning – Nyt domicil på Hovedvejen i Brøns

Projektering af en ny maskinhal i Brøns – Statiske beregninger

Aalborg Universitet Esbjerg

Shahyan Haji - Diplomingeniørprojekt

Den 7. januar 2016



AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT



Titelblad

Titel	Brøns Maskinforretning – Nyt domicil på Hovedvejen i Brøns
Institution	Aalborg Universitet Esbjerg
Retning	Bygge- og anlægskonstruktion
Faglig vejleder	Poul Peter Gad, Brøns Ingeniørfirma ApS
Projektperiode	15. oktober 2015 – 7. januar 2016

Shahyan Haji

Synopsis

Diplomingeniørprojektet tager udgangspunkt i et igangværende byggeri i Brøns, 6780 Skærbæk. Byggeriet består af en maskinhal samt tilhørende administrations- og folkerumsfaciliteter, hvor den bærende konstruktion er udformet som stålrammekonstruktion samt betonelementvægge.

Projektet indeholder dimensionering af stålrammekonstruktionen, stålsøjler, vindgitter samt detaildimensionering. Projektering omfatter ligeledes en undersøgelse af byggeriets stabilitet af de præfabrikerede betonelementvægge, hvor disse vægge eftervises. Derudover behandles betonkonstruktioner, herunder dækket i administrationsbygning, hvor betondækket behandles som støbt in situ.

De vandrette og lodrette belastninger henføres til fundamenter, hvor der i rapporten dimensioneres på stålrammebenet og den indvendige søjles punktfundament.

Beregningerne er baseret på relevante standarder i form af Eurocodes samt tilhørende nationale annekser.

Rapporten afsluttes med en konklusion, hvor det konkluderes, at der er projekteret en maskinhal med tilhørende administrationsbygning, der opfylder de gældende og respektive normer og standarder.

Sideantal: 100



AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT



Forord

Denne rapport er et resultat af Shahyan Hajis afgangsprøve udført i perioden 15. oktober 2015 til 7. januar 2016 ved Institut for Byggeri og Anlæg, Aalborg Universitet Esbjerg, under vejledning af faglig vejleder Poul Peter Gad fra Brøns Ingeniørfirma ApS.

Rapporten beskriver projektering af en ny maskinhal med tilhørende administrationsbygning ved Brøns, og den resulterer i løsninger på baggrund af det udleverede projektmateriale. Det udleverede materiale er tegninger, som kan forefindes i bilagsmappen BP1.

Ligeledes er konstruktionsberegningerne udført i overensstemmelse med gældende normer og standarder i forbindelse med projektering maskinhallen i Brøns.

Endvidere er hensigten med projektet er at indarbejde ny viden omkring stålrammekonstruktioner, betonelementbyggerier og samtidig danne nye praktiske erfaringer på baggrund af vejledningsmøderne. Alt dette er med henblik på at opfylde målene for viden, færdigheder og kompetencer i studieordnings retningslinjer.

Læsevejledning

Projektering af Brøns Maskinhal er opdelt i tre rapporter. Det vil sige, at projektet er opdelt i et projektgrundlag, en rapport vedrørende de statiske beregninger samt en bilagsmappe.

Projektgrundlaget indeholder alle nødvendige forudsætninger og forhold bundet til de forskellige konstruktionsdele og for hele håndtering af konstruktionsberegninger.

Rapporten, vedrørende de statiske beregninger, dokumenteres at sikkerheden af bygværkets konstruktioner er i overensstemmelse med normer og standarder. Dette sker ved at opdele rapporten i forskellige afsnit, som håndterer disse konstruktionsberegninger. Afsnittene er:

- Dimensionering af stålrammekonstruktion
- Dimensionering af den indvendige søjle
- Dimensionering af vindgitteret
- Detaildimensionering af samlinger
- Stabilitetsberegninger betonelementvægge samt betondæk.
- Beregninger af fundamenter

Til de forskellige afsnit medfølger bilag, som der i det respektive afsnit er henvist til.



AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT



Indholdsfortegnelse

1. Indledning.....	9
2. Dimensionering af stålramme.....	11
2.1 Valg af statisk system	11
2.2 Lastpåvirkning	11
2.3 Lastpåvirkning på hovedramme 2.....	15
2.4 Bestemmelse af snitkræfter	18
2.5 Dimensionering af riglen	18
2.5.1 Eftervisning af riglens stabilitet.....	20
2.6 Dimensionering af rammebenet	26
2.6.1 Beregning af tværsnitsklasse	28
2.6.2 Udfligning af rammehjørnet	30
2.6.3 Eftervisning af rammebenets øvrige	34
2.6.4 Eftervisning af rammebenets stabilitet.....	37
2.7 Indvendig søjle	47
2.8 Anvendelsesgrænsetilstand	53
2.9 Dimensionering af vindgitter	55
2.9.1 Bestemmelse af stangkræfter	55
2.9.2 Dimensionering af stålstængerne	57
3. Detailldimensionering	63
3.1 Kipsamling	63
3.1.1 Flangesamlinger	66
3.1.2 Boltesamling ved krop	71
3.1.3 Svejsesamling	73
3.2 Dimensionering af hjørnesamling	76
3.2.1 Foldningsundersøgelse	78
4. Stabilitet af betonelementvægge.....	81
4.1 Eftervisning af vægstabilitet	82
5. Etagedæk	84
5.1 Dimensionering af betonplade	84
5.1.1 Nedbøjning.....	88
6. Geoteknik	90
6.1 Dimensionering af stålrammens punktfundament.....	90



6.1.Eftervisning af stålrammernes fundamenter.....	91
6.1.2 Dimensionering af armering	94
6.2 Eftervisning af den indvendig søjles fundament.....	96
6.2.1 Eftervisning af fundamentbæreevne på ler	99
7. Konklusion	100



AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT



1. Indledning

Denne rapport omhandler de statiske beregninger i forbindelse med projekteringen af maskinhallens stål- og betonkonstruktioner. Statiske beregninger skal dokumentere, at sikkerheden og anvendelsen af bygningens konstruktioner er i overensstemmelse med respektive normer og standarder.

Fremgangsmåden for rapporten er, at de statiske beregninger følger i stort omfang bøgerne Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993, Betonkonstruktioner efter DS/EN-1-1 samt teknisk Stålb, 2. udgave. For en mere detaljeret reference, henvises der til projektgrundlag.

Ydermere vises rapportens opdeling i selve indholdsfortegnelsen, som skal danne grundlag for redegørelsen af de statiske beregninger i dette projekt.



AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT



2. Dimensionering af stålramme

Maskinhallens bærende konstruktion udformes som en stålrammekonstruktion, hvor stålrammerne placeres med en indbyrdes afstand på 4,8 meter. Stålrammen opbygges således, at den er bestående af flere søjleelementer - to rammeben og et bjælkeelement som spænder over to fag. Grundet rammens store spændvidde, er det nødvendigt at samle dele af rammen med svejsninger og boltesamlinger.

2.1 Valg af statisk system

Stålrammerne til maskinhallen vil blive udformet som en 2 charniers ramme. Denne rammetype er valgt, da det ikke ønskes at få momenterne ned i fundamentet. På grund af den forholdsvis store spændvidde på 40 meter, ville det heller ikke være fordelagtigt at vælge en 3 charniers ramme, da momenter i rammehjørnet vil blive store.

Lasterne for stålrammerne bestemmes ud fra den mindst gunstige lastkombination. Stålrammen er beregnet ud fra figur 4.1, hvor en række punkter på rammen er nummereret.

2.2 Lastpåvirkning

Stålrammen påvirkes af egenlast, snelast og vindlast, hvor værdien af disse laster blev bestemt i projektgrundlaget. Der er udarbejdet flere forskellige lasttilfælde, som påvirker stålrammen. Disse lasttilfælde er:

- Egenlast
- Snelast
- Vindlasttilfælde 1a
- Vindlasttilfælde 1b
- Vindlasttilfælde 2a
- Vindlasttilfælde 2b

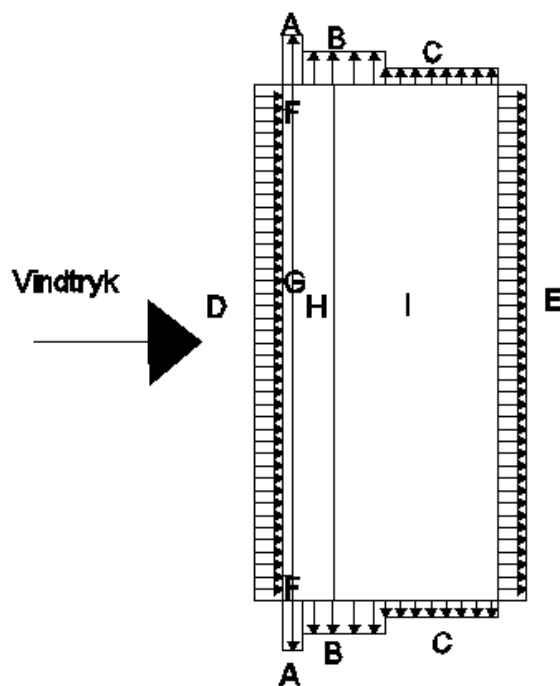
I projektgrundlaget fremgår, hvad de forskellige vindlasttilfælde indeholder. For vindlasttilfældene 1'ere fremgår det, at det er vindtryk på tværs af bygningen. For vindlasttilfælde 2'ere er det med henblik på vindtryk på langs bygningen. Bogstaverne a og b henviser til værdien af indvendige formfaktorer, hvor det er henholdsvis +0,2 og -0,3.

Inden de forskellige lasttilfælde påsættes på rammen, er det nødvendigt at bestemme linjelasten på rammen. Dette er gjort med udgangspunkt i en belastningsbredde på 4,8 meter. For beregninger af de forskellige lasttilfælde på stålrammen henvises til Bilagsmappe BP4. Resultatet er disse linjelaster er henført til tabeller nedenunder.



Zone	A	B	C	D	E	F	G	H	I_1	I_2
Vindtryk [kN/m]	-5,81	-3,48	-1,74	5,23	-0,58	-7,09	-4,18	-2,90	2,32	-

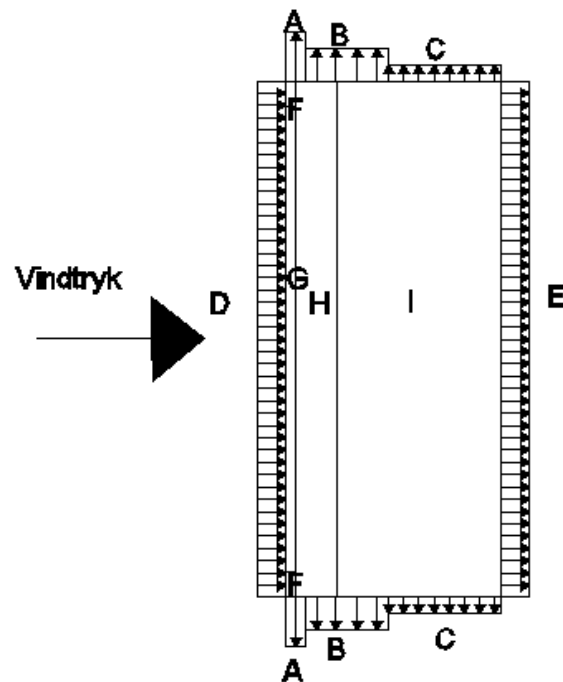
Tabel 2.2 – Værdien for vindtryk for de respektive zoner for vindlasttilfælde 1a



Figur 2.1 – Illustration af de anvendte zoner for vindlasttilfælde 1a

Zone	A	B	C	D	E	F	G	H	I_1	I_2
Vindtryk [kN/m]	-8,71	-6,39	-4,65	2,32	-3,48	-9,99	-7,09	-5,81	-0,58	-2,90

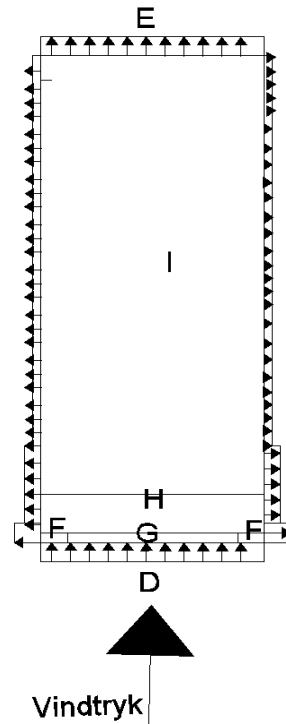
Tabel 2.3 – Værdien for vindtryk for de respektive zoner for vindlasttilfælde 1b



Figur 2.2 – Illustration af de anvendte zoner for vindlasttilfælde 1b

Zone	A	B	C	D	E	F	G	H	I_1	I_2
Vindtryk [kN/m]	-5,81	-3,48	-1,74	5,23	-0,58	-9,29	-5,81	-2,90	2,32	0

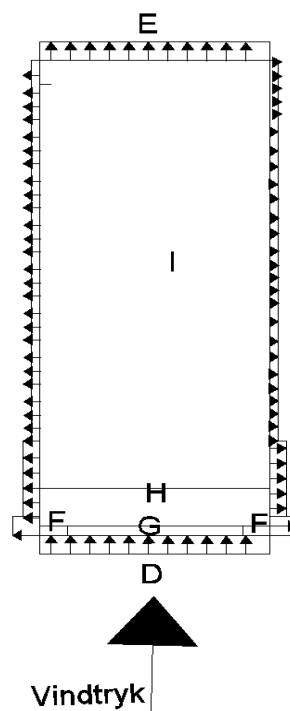
Tabel 2.4 – Værdien for vindtryk for de respektive zoner for vindlasttilfælde 2a



Figur 2.3 – Illustration af de anvendte zoner for vindlasttilfælde 2a

Zone	A	B	C	D	E	F	G	H	I_1	I_2
Vindtryk [kN/m]	-8,71	-6,39	-4,65	2,32	-3,49	-12,2	-8,71	-5,81	-0,58	-2,90

Tabel 2.5 – Værdien for vindtryk for de respektive zoner for vindlasttilfælde 2b



Figur 2.4 – Illustration af de anvendte zoner for vindlasttilfælde 2b



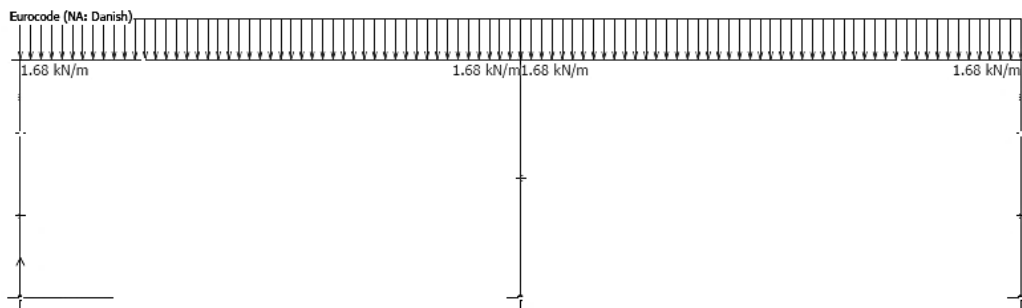
2.3 Lastpåvirkning på hovedramme 2

Ved dimensionering af maskinhallens stålramme, er der taget udgangspunkt i at undersøge en af hovedrammerne – hovedramme 2. Dette er valgt for at være på den sikre side, da gavlrammerne får halv så meget belastningsbredde som hovedrammerne.

Dertil undersøges, hvilke zoner der er gældende for hovedramme 2 for de forskellige lasttilfælde.

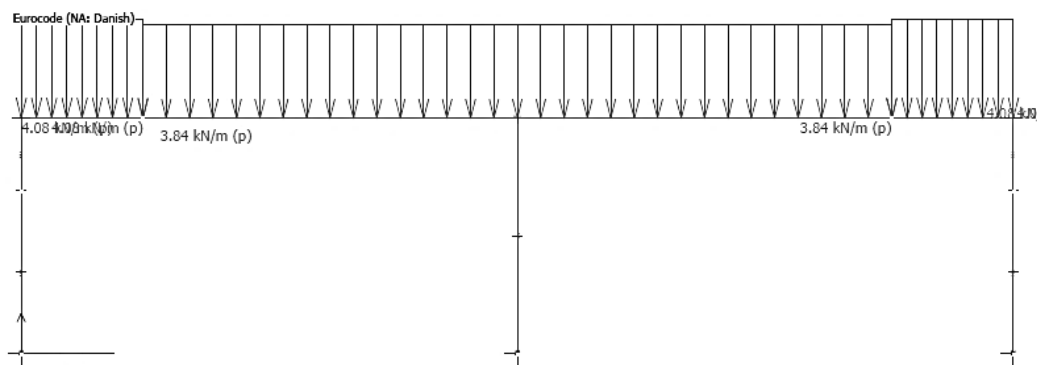
I nedenstående figurer skitseres de forskellige lasttilfælde på hovedrammen.

Egenlast



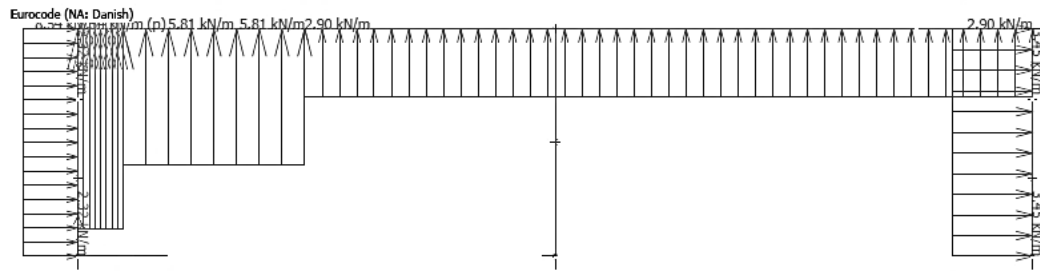
Figur 2.5 – Egenlast på stålrammen

Snelast



Figur 2.6 – Snelast på stålrammen

Vindlasttilfælde 1a



Figur 2.7 – Vindlasttilfælde 1a på stålrammen

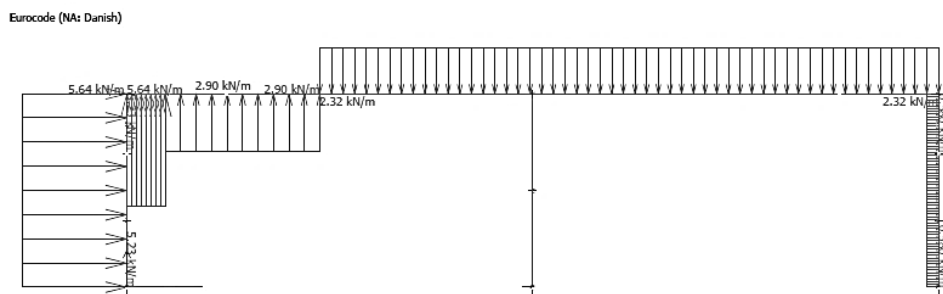
Som det fremgår af skitsen, er der påsat vindtryk på rammen venstre ben (D-zone) og vindsug på rammens højre ben (E-zone). For tagets vedkommende er der flere forskellige zoner som er gældende.

De ovenstående bestemte linjelaster for zone F og G kan ikke anvendes i dette tilfælde, da hovedrammen befinder sig i et område, hvor den bliver påvirket både af zone F og G. Det vil sige, at for et område optræder forskellige vindtryks værdier for henholdsvis zone F og G. Med henblik på plantegninger fra arkitekten og de respektive belastningsbredde for zone F og G, bestemmes belastningsbredde for de to zoner som påvirker hovedramme 2.

Vindlasten for området, hvor både zone F og G er gældende bestemmes:

$$\begin{aligned} V_{FG} &= 2,4m \cdot Zone_F + 2,4m \cdot Zone_G \\ &= 2,4m \cdot \left(-1,48 \cdot \frac{kN}{m^2}\right) + 2,4m \cdot \left(-0,87 \frac{kN}{m^2}\right) = -5,64 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Vindlasttilfælde 1b



Figur 2.8 – Vindlasttilfælde 1b på stålrammen

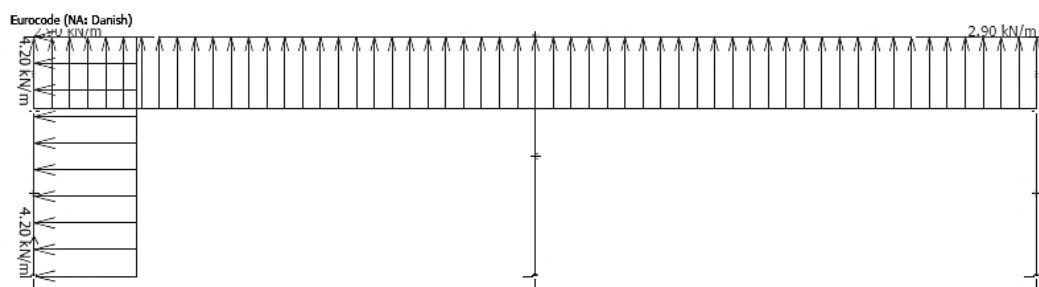


Som det fremgår af skitsen, er der påsat vindtryk på rammen venstre ben (D-zone) og vindsug på rammens højre ben (E-zone). For tagets vedkommende er der flere forskellige zoner som er gældende ligesom for vindlasttilfælde 1a.

Vindlasten for området, hvor både zone F og G er gældende bestemmes:

$$V_{FG} = 2,4m \cdot Zone_F + 2,4m \cdot Zone_G = -8,54 \text{ kN/m}$$

Vindlasttilfælde 2a



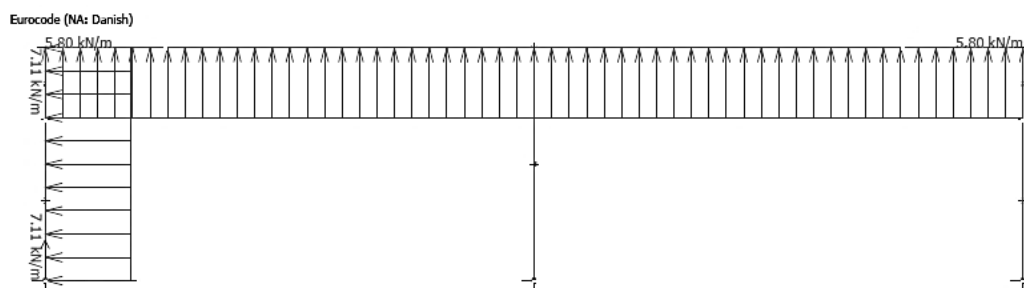
Figur 2.9 – Vindlasttilfælde 2a på stålrammen

Ved vind på langs af maskinhallen, er hovedrammen placeret i et område, hvor både zone A og B optræder på rammebenet.

Denne last bestemmes:

$$\begin{aligned} V_{AB} &= 1,48m \cdot Zone_A + (2,4m + 0,92m) \cdot Zone_B \\ &= 1,48m \cdot \left(-1,2 \frac{kN}{m^2}\right) - (2,4m + 0,92m) \cdot \left(-0,73 \frac{kN}{m^2}\right) \\ &= -4,20 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Vindlasttilfælde 2b



Figur 2.10 – Vindlasttilfælde 2b på stålrammen



Ved vind på langs af maskinhallen, er hovedrammen placeret i et område hvor både zone A og B optræder på rammebenet.

Denne last bestemmes:

$$\begin{aligned} V_{AB} &= 1,48m \cdot Zone_A + (2,4m + 0,92m) \cdot Zone_B \\ &= 1,48m \cdot \left(-1,88 \frac{kN}{m^2}\right) - (2,4m + 0,92m) \cdot \left(-1,33 \frac{kN}{m^2}\right) \\ &= -7,11 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2.4 Bestemmelse af snitkræfter

Beregninger af snitkræfter for de respektive lasttilfælde er foretaget i et *FEM-Design* program fra *StruSoft*, hvor alle beregninger er foretaget i kommandolinje Analysis. Snitkræfterne kan eksempelvis også bestemmes ved deformationsmetoden (*Deformationsmetoden for rammekonstruktioner* af Lars Damkilde og Peter Noe Poulsen - BYG DTU, januar 2012).

Deformationsmetoden er dog ikke anvendt, da metoden kræver en del håndberegninger.

Resultatet af snitkræfter fra *StruSoft* er angivet i Bilagsmappe BS2.

Ved at kombinere de fundne snitkræfter, er det muligt at bestemme de største regningsmæssige værdier og derudfra beregne frem til den dimensionsgivende lastkombination.

Der er valgt at undersøge riglen, rammebenet og søjlen midt på rammekonstruktionen.

2.5 Dimensionering af riglen

Stållammekonstruktionen består af to rigler, og deres længder er 20,4 meter hver.

Den hårdest påvirket af de to bliver undersøgt. Midt på stållammen forekommer det største negative moment, hvilket fører til at dette punkt undersøges.

Riglen bliver påvirket af egen-, sne- og vindlast. De største negative og positive momentkræfter midt på riglen for disse tre laster er:

$$M_{G,k} = -127 \text{ kNm}$$

$$M_{S,k} = -160 \text{ kNm}$$

$$M_{LT1b,k} = -78 \text{ kNm}$$

$$M_{LT2b,k} = 300 \text{ kNm}$$



Lastkombinationer

Der undersøges for tre lastkombinationer

Dominerende snelast:

$$1,0 \cdot K_{FI} \cdot G_{kj,sup} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot S_k + 1,5 \cdot 0,3 \cdot K_{FI} \cdot V_k$$
$$1,0 \cdot 1,0 \cdot (-127 \text{ kNm}) + 1,5 \cdot 1,0 \cdot (-160 \text{ kNm}) + 1,5 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \cdot (-78 \text{ kNm}) = -402 \text{ kNm}$$

Dominerende vindlast:

$$1,0 \cdot K_{FI} \cdot G_{kj,sup} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot V_k$$
$$1,0 \cdot 1,0 \cdot (-127 \text{ kNm}) + 1,5 \cdot 1,0 \cdot (-78 \text{ kNm}) = -244 \text{ kNm}$$

Dominerende egenlast:

$$1,2 \cdot K_{FI} \cdot G_{kj,sup}$$
$$1,2 \cdot 1,0 \cdot -127 \text{ kNm} = -152 \text{ kNm}$$

Den største negative moment forekommer med dominerende snelast med $M_{E,d} = -402 \text{ kNm}$ og i de følgende beregninger tages udgangspunkt i denne.

Bestemmelse af tværsnit

Der ønskes at udføre riglen i HEB360 profil. Yderligere forudsætninger for beregning af riglens tværsnit er følgende:

- Stålkvalitet: S275
- Konsekvensklasse: CC2
- Kontrolklasse: Normal

Der er valgt følgende materialeparametre;

- $f_{y,k} = 275 \text{ MPa}$
- $E = 0,21 \cdot 10^6 \text{ MPa}$

Det regningsmæssige flydemoment for HEB360 profil kan beregnes ved:

$$M_{Rd} = \frac{f_{y,k} \cdot W_{pl}}{\gamma_{M,0}}$$

Hvor:

W_{pl} Plastiske modstandsmoment
 γ_{0} Partialkoefficient for bærevne



Partialkoefficienten kan bestemmes ved:

$$\gamma_{M,0} = 1,10 \cdot \gamma_3$$

Da konstruktionen henføres til en normal kontrolklasse, hvorfor $\gamma_3 = 1,0$.

$$M_{Rd} = \frac{275 \text{ MPa} \cdot 2680 \text{ mm}^3 / 10^3}{1,1 \cdot 1,0} = 670 \text{ MPa}$$

$$\frac{M_{E,d}}{M_{R,d}} = \frac{| - 402 \text{ MPa} |}{670 \text{ MPa}} = 0,6 < 1,0$$

Det vil sige; den valgte profil for riglen er OK!

2.5.1 Eftervisning af riglens stabilitet

Riglen betegnes som en tværbelastet trykstang eller en bjælkesøjle, da den både bliver påvirket med en tværbelastning og normalkraft.

I dette afsnit skal riglens stabilitet eftervises for de belastninger den kan blive udsat for.

Den tværbelastede trykstang eftervises hermed efter reglerne i DS/EN 1993.

Efter DS/EN 1993 kan bæreevnen for momentpåvirket trykstang eftervises ved anvendelse af:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_y \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{W_{y,pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{W_{z,pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

Første del af ligningen er udtryk for søjlevirkningen i elementet, anden del er et udtryk for momentets virkning, om y-y-aksen i elementet og tredje del er momentets virkning om z-z-aksen. Da riglen er påvirket af moment om y-y-aksen, udgør det sidste led af ligningen.

Lastpåvirkning

Søjlen midt i rammekonstruktionen påvirkes med en normalkraft fra egenlast, snelast og vindlasttilfælde 2b. Ydermere påvirkes søjlen af en tværlast fra vinden som resulterer i, at søjlen påvirkes med et moment.

Den regningsmæssige normalkraft er:

$$N_{Ed} = 51 \text{ kN}$$

Det regningsmæssige moment er:

$$M_{Ed} = 203 \text{ kNm}$$



Derudover forekommer også en værdi af forskydningskraft. I følgende afsnit undersøges, om det er muligt at se bort fra forskydningskraften.

Forskydningskraft

I denne afsnit undersøges, om der kan ses bort fra den forskydningskraft som påvirker riglen. Hvis forskydningskraften ikke overstiger halvdelen af tværsnittets forskydningsbæreevne, kan hele tværsnittet regnes for virksomt ved eftervisning af moment- og normalkraftbæreevne. Det vil sige, at følgende er gældende:

$$v = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} < 0,5$$

Lastdata

Den regningsmæssige forskydningskraft bestemmes, hvor lastkombinationen med dominerende vindlast er gældende – det vil sige forskydningskraften fra snelast udgør.

$$V_{Ed} = -139 \text{ kN}$$

Forskydningsbæreevne

Forskydningsbæreevnen kan bestemmes ved:

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

Hvor bruttoforskydningsarealet, A_v , kan bestemmes ved:

$$A_v = A_t - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_k + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$A_v = 18,1 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^2 - 2 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 22,5 \text{ mm} + (12,5 \text{ mm} + 2 \cdot 27 \text{ mm}) \cdot 22,5 \text{ mm} = 5434 \text{ mm}^2$$

Forskydningsbæreevnen bestemmes:

$$V_{Rd} = 5434 \text{ mm}^2 \cdot \frac{275 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1,10} = 880 \text{ kN}$$

Skal forskydningskraften medtages ved eftervisning af hele tværsnittet?

$$v = \frac{|-139 \text{ kN}|}{784 \text{ kN}} = 0,16$$

Det vil sige:



$$0,16 < 0,5$$

Nej, i dette tilfælde kan hele tværsnittet regnes for virksomt ved eftervisning af moment- og normalkraftbæreevne.

Tværsnitsdata

▪ Areal, A	$18,1 \cdot 10^3 mm^2$
▪ I_y	$431,9 \cdot 10^6 mm^4$
▪ I_w	$2880 \cdot 10^9 mm^6$
▪ I_v	$2930 \cdot 10^3 mm^4$

Den regningsmæssige flydespænding bestemmes:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1} \cdot \gamma_3} = \frac{275 MPa}{1,2 \cdot 1,0} = 230 MPa$$

Undersøgelse som søjle

Den kritiske last bestemmes:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_s^2}$$

Da søjlen er simpelt understøttet i den ene ende og indspændt i den anden, er den teoretiske søjlelængde:

$$l_s = 0,7 \cdot 20,4 m = 14,28 m$$

$$N_{cr} = 4390 kN$$

Det relative slankhedsforhold findes af:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yd}}{N_{cr}}} = 0,97$$

Søjlereduktionsfaktoren beregnes af:

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

Hvor:



$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2)$$

Imperfektionsfaktor, α , er tidligere i afsnit *Bestemmelse af tværsnitsklasse* bestemt til $\alpha = 0,34$.

Hertil fås:

$$\phi = 1,10$$

Søjlereduktionsfaktoren bestemmes:

$$\chi = 0,62$$

Den regningsmæssige bæreevne af en centralt påvirket trykstang bestemmes:

$$N_{b,R} = \chi \cdot A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 2550 \text{ kN}$$

Det vil sige:

$$2550 \text{ kN} > 51 \text{ kN OK!}$$

Undersøgelse som momentpåvirket trykstang

Interaktionsfaktoren, k_{yy} , bestemmes ved:

$$k_{yy} = C_{my}(1 + (\lambda - 0,2)n_y)$$

Hvor momentfordelingsfaktor, C_{my} , findes af tabel 6.2 i litteraturen *Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993*. Denne faktor sættes til 0,9.

$$n_y = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0,02$$

Interaktionsfaktoren, k_{yy} , bestemmes:

$$k_{yy} = 0,91$$

Kipningsundersøgelse

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot l_{LT}^2}{E \cdot I_w}}$$

Hvor:



G	Forskydningsmodul
I_v	Vridningsinertimoment
l_{LT}	Søjlelængde
I_w	Hvælvingsinertimoment

$$kl = 12,78$$

Momentdiagram M6 vælges og $\mu = 0,6$



Figur 2.11 – Momentdiagram M6

Hvor h_t er afstand mellem midt flange til midt flange.

Ved interpolation for kl mellem 10 og 15, og for μ mellem 0,5 til 1,0 bestemmes kipningsmoment til:

$$m_6 = 55$$

Det kritiske moment bestemmes:

$$M_{cr} = m_6 \cdot \frac{(E \cdot I_z)}{l^2} h_t$$

$$M_{cr} = 55 \cdot \frac{0,21 \cdot 10^6 \text{ MPa} \cdot 101,4 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4}{(20,4 \text{ m})^2} (360 \text{ mm} - 22,5 \text{ mm}) = 950 \text{ kNm}$$

Det relative slankhedsforhold bestemmes:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_{yd}}{M_{cr}}} = 0,80$$

Kipreduktionsfaktoren, χ_{LT} , beregnes af:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$

Hvor:



$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2)$$

Imperfektionsfaktor, α , er tidligere i afsnit *Bestemmelse af tværsnitsklasse* bestemt til $\alpha = 0,34$.

Hertil fås:

$$\phi = 0,93$$

Kipreduktionsfaktoren bestemmes:

$$\chi_{LT} = 0,72$$

Efter DS/EN 1993 kan bæreevnen for momentpåvirket trykstang eftervises ved anvendelse af:

$$\frac{N_{Ed}}{X \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{X_{LT} \cdot W_{pl} \cdot f_{yk}} = 0,8 < 1,0$$

Det vil sige, at der er ikke behov for kipningsafstivning på riglen. Dette resultat var forventeligt, da profilet HEB, som der anvendes til riglen, har en god bæreevne mod bunden kipning.



2.6 Dimensionering af rammebenet

Venstre og højre rammeben skal dimensioneres ligeledes. Der undersøges på højre rammeben, da der her forekommer det største numeriske moment i forhold til venstre rammeben. For beregninger henvises til Bilagsmappe BS4

På højre rammeben kommer det største numeriske moment i rammehjørnet. Følgende største positive og negative momenter, fra de anvendte laster, påvirker rammehjørnet:

Negative moment i rammehjørnet:

$$M_{G,k} = -65 \text{ kNm}$$

$$M_{S,k} = -83 \text{ kNm}$$

$$M_{LT1b,k} = -124 \text{ kNm}$$

Positiv moment i rammehjørnet:

$$M_{LT2b,k} = 227 \text{ kNm}$$

Lastkombinationer

Der undersøges for tre lastkombinationer, hvor der tages udgangspunkt i den gunstige lastkombination.

Dominerende snelast:

$$1,0 \cdot K_{FI} \cdot G_{kj,sup} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot S_k + 1,5 \cdot 0,3 \cdot K_{FI} \cdot V_k = -245 \text{ kNm}$$

Dominerende vindlast:

$$0,9 \cdot G_{kj,inf} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot V_k =$$

$$0,9 \cdot (-65) \text{ kNm} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot 227 \text{ kNm} = 282 \text{ kNm}$$

Dominerende egenlast:

$$1,2 \cdot K_{FI} \cdot G_{kj,sup} = -78 \text{ kNm}$$

Den største moment forekommer med dominerende vindlast og i de følgende beregninger tages udgangspunkt i denne.

$$M_{Ed} = 282 \text{ kNm}$$



Tværsnitsdata

Der ønskes at udføre rammebenet i IPE360 profil. Yderligere forudsætninger for beregning af riglens tværsnit er følgende:

- Stålkvalitet: S275
- Konsekvensklasse: CC2
- Kontrolklasse: Normal

Der er valgt følgende materialeparametre;

- $f_{y,k} = 275 \text{ MPa}$
- $E = 0,21 \cdot 10^6 \text{ MPa}$

Tværsnitsklasse

Da der ikke altid kan opnås flydeled i tværsnittet, førend at der sker en foldning, er det her nødvendigt at bestemmes tværsnitsklassen. Tværsnittet giver udtryk for, om der må regnes med plastisk spændingsfordeling i tværsnittet eller der skal regnes med elastisk spændingsfordeling.

Tværsnitsklassen for et tværsnit afhænger af:

- Bredde-tykkelsesforhold
- Forholdet imellem moment og normalkraft
- Materiale kvaliteten

I Eurocode DS/EN 1993-1-1 inddeles tværsnittene i fire forskellige klasser:

Tværsnitsklasse 1

Tværsnittet kan sikre elementet tilstrækkelig rotationskapacitet til, at der kan dannes flydeled i elementet

Tværsnitklasse 2

Tværsnittet kan udnyttes plastisk, men kn ikke sikre elementet tilstrækkelig rotationskapacitet.

Tværsnitsklasse 3

Tværsnittet kan udnyttes til flydning i yderste fiber, men det kan ikke udnyttes plastisk på grund af lokal foldning i trykkede tværsnitsdele.

Tværsnitklasse 4



Tværsnittet kan ikke udnyttes til flydning i yderste fiber, uden at der forekommer lokal foldning i trykkede tværsnitsdele.

2.6.1 Beregning af tværsnitsklasse

For at kunne bestemme, hvilket tværsnitsklasse tværsnittet tilhører, er det nødvendigt med bestemmelse af en række faktorer. Der startes med at bestemmes imperfektionsfaktor.

Imperfektionsfaktor

Imperfektionsfaktor, α , kan bestemmes ved tabelopslag. I nedenstående tabel bestemmes, hvilket søjlekurve tværsnittet tilhører.

Tværsnit		Begrænsninger	Udbøjning om akse	Søjlekurve	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Valsede profiler		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y a	a ₀
			z-z b	a ₀	
		$h/b \leq 1,2$	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y b	a
			z-z c	a	
			$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y b	a
			z-z c	a	
		$h/b > 1,2$	$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y d	c
			z-z d	c	

Figur 2.12 – Valg af søjlekurve til et tværsnit

h/b -forholdet bestemmes:

$$\frac{h}{b} = \frac{360 \text{ mm}}{300 \text{ mm}} = 1,2$$

Det vil sige følgende gælder:

$$t_f \leq 100 \text{ mm} \text{ eller } t_f > 100 \text{ mm}$$

$$t_f = 22,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Søjlekurven for tværsnittet kan hermed aflæses til søjlekurve b.

I nedenstående tabel aflæses imperfektionsfaktor, α , til 0,34.



Tabel 6.1 – Imperfektionsfaktorer for søjlekurver

Søjlekurve	a_0	a	b	c	d
Imperfektionsfaktor α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

(3) Værdierne af reduktionsfaktoren χ svarende til det relative slankhedsforhold $\bar{\lambda}$ kan tages fra figur 6.4.

Tabel 2.6 – Imperfektionsfaktorer for søjlekurver

Bredde-tykkelsesforhold

Med udgangspunkt i tabel 5.2 fra DS/EN 1993-1-1, kan tværsnitsklassen bestemmes. Da imperfektionsfaktor er under 0,5, kan dette benyttes:

$$\frac{c}{t} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$$

Hvor:

c	Kropshøjde
t	Kropstykkelse
ε	Tøjning – materialeparameter

Med stålqualität S275 aflæses tøjning-materialeparameter til 0,92.

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2 \cdot t_f}{t_k} = \frac{360 - 2 \cdot 22,5}{12,5} = 25,2$$

$$\frac{36\varepsilon}{\alpha} = \frac{36 \cdot 0,92}{0,34} = 97$$

Det vil sige:

$$25,2 < 97$$

Hermed er det eftervist, at tværsnittet tilhører tværsnitsklasse 1 og tværsnittet kan derfor regnes som plastisk.

Eftervisning af tværsnit

Det regningsmæssige flydemoment for IPE360 profil kan beregnes ved:

$$M_{Rd} = \frac{f_{y,k} \cdot W_{pl}}{\gamma_{M,0}}$$

Hvor:



W_{pl} Plastiske modstandsmoment
 γ_{0} Partialkoefficient for bærevne

Partialkoefficienten kan bestemmes ved:

$$\gamma_{M,0} = 1,10 \cdot \gamma_3$$

Da konstruktionen henføres til en normal kontrolklasse, hvorfor $\gamma_3 = 1,0$.

$$M_{Rd} = \frac{275 \text{ MPa} \cdot 1020 \text{ mm}^3 / 10^3}{1,1 \cdot 1,0} = 255 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{E,d}}{M_{R,d}} = \frac{282 \text{ kNm}}{255 \text{ kNm}} = 1,1 > 1,0$$

Det vurderes, at en udfligning af rammehjørnet er nødvendig da der ellers er stor risiko for at rammens hjørne går i brud.

2.6.2 Udfligning af rammehjørnet

Ved anvendelse af forstærkede rammehjørner, ændrer snitkraftfordelingen sig, idet de forstærkede hjørner vil 'tiltrække' noget mere moment. For alle nedenstående resultater i afsnittet henvises til Bilagsmappe BS4.

Bestemmelse af tværsnit

Der ønskes at udføre udfligning med flanger fra den oprindelige IPE360 profil, hvor bredden af flanger er 170 mm og tykkelsen er 12,7 mm. Derudover vælges kroppens tykkelse til 8,0 mm, og hvor kroppens højde er 700 mm fra rammehjørnet som aftager derfra lineært 3 meter ned af rammebenet.

Derudover er de samme forudsætninger gældende som hidtil

Det regningsmæssige flydemoment for udfligningen kan beregnes ved:

$$M_{Rd} = \frac{f_{y,k} \cdot W_{pl}}{\gamma_{M,0}}$$

Hvor:

W_{pl} Plastiske modstandsmoment
 γ_{0} Partialkoefficient for bærevne

Det plastiske modstandsmoment for udfligningen kan bestemmes ved:



$$W_{pl} = A_f \cdot h + \frac{1}{4} \cdot A_k \cdot h$$

Der undersøges to punkter på udfligningen. Det første punkt, som undersøges, er med kropshøjde på 700 mm. Det vil sige, at punktet helt oppe ved hjørnet undersøges. Det næste punkt undersøges er midt på udfligningen. Derudover undersøges resten af rammebenet, som er uden forstærkning.

Eftervisning af tværsnittet ved en kropshøjde på 700 mm

Rammehjørnet som har en udfligning med kropshøjde på 700 mm, bliver påvirket med følgende momenter fra diverse laster.

Negative momenter ved den forstærkede hjørne:

$$M_{G,k} = -52 \text{ kNm}$$

$$M_{S,k} = -66 \text{ kNm}$$

$$M_{LT1b,k} = -130 \text{ kNm}$$

Positive momenter ved den forstærkede hjørne:

$$M_{LT2b,k} = 227 \text{ kNm}$$

Der undersøges for tre lastkombinationer, hvor der tages udgangspunkt i den mindst gunstige lastkombination.

Dominerende snelast

$$1,0 \cdot K_{FI} \cdot G_{kj,sup} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot S_k + 1,5 \cdot 0,3 \cdot K_{FI} \cdot V_k$$

$$1,0 \cdot 1,0 \cdot (-52) \text{ kNm} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot (-66) \text{ kNm} + 1,5 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \cdot (-130) \text{ kNm} \\ = 210 \text{ kNm}$$

Dominerende vindlast

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

$$0,9 \cdot (-52) \text{ kNm} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot 227 \text{ kNm} = -294 \text{ kNm}$$

Dominerende egenlast

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

$$1,2 \cdot 1,0 \cdot -52 = -62 \text{ kNm}$$



Den største numeriske moment forekommer med dominerende vindlast på $M_{E,d} = -294 \text{ kNm}$ og i de følgende beregninger tages udgangspunkt i denne

Det plastiske modstandsmoment for udfligningen bestemmes:

$$\begin{aligned} W_{pl} &= ((2 \cdot 170\text{mm} \cdot 12,7\text{mm}) \cdot 700\text{mm}) + \frac{1}{4} \\ &\quad \cdot ((700\text{mm} - (2 \cdot 12,7\text{mm}) \cdot 8\text{mm})) \cdot 700\text{mm} \\ &= 3,96 \cdot 10^6 \text{mm}^3 \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = \frac{275 \text{ MPa} \cdot 3,96 \cdot 10^6 \text{mm}^3}{1,1 \cdot 1,0} = 992 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{E,d}}{M_{R,d}} = \frac{|-294 \text{ kNm}|}{992 \text{ kNm}} = 0,3 < 1,0$$

Tværsnittets bæreevne er dermed tilstrækkelig med forstærkede hjørner ved en kropshøjde på 700 mm.

Eftervisning af tværsnittet ved en kropshøjde på 350 mm

Rammehjørnet som har en udfligning med kropshøjde på 350 mm, bliver påvirket med følgende momenter fra diverse laster.

Negative momenter:

$$M_{G,k} = -45 \text{ kNm}$$

$$M_{S,k} = -56 \text{ kNm}$$

$$M_{LT2b,k} = -110 \text{ kNm}$$

Positivt moment:

$$M_{LT2b,k} = 191 \text{ kNm}$$

Der undersøges for tre lastkombinationer, hvor der tages udgangspunkt i den mindst gunstige lastkombination.



Dominerende snelast

$$1,0 \cdot K_{FI} \cdot G_{kj,sup} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot S_k + 1,5 \cdot 0,3 \cdot K_{FI} \cdot V_k = -179 \text{ kNm}$$

Dominerende vindlast

$$0,9 \cdot G_{kj,inf} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot V_k = 246 \text{ kNm}$$

Dominerende egenlast:

$$1,2 \cdot K_{FI} \cdot G_{kj,sup} = -54 \text{ kNm}$$

Den største numeriske moment forekommer med dominerende vindlast på $M_{E,d} = 246 \text{ kNm}$ og i de følgende beregninger tages udgangspunkt i denne

Det plastiske modstandsmoment for udfligningen bestemmes:

$$\begin{aligned} W_{pl} &= (2 \cdot 170\text{mm} \cdot 12,7\text{mm}) \cdot 350\text{mm} + \frac{1}{4} \\ &\quad \cdot ((350\text{mm} - (2 \cdot 12,7\text{mm}) \cdot 8\text{mm})) \cdot 350\text{mm} \\ &= 1,739 \cdot 10^6 \text{mm}^3 \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = \frac{275 \text{ MPa} \cdot 1,739 \cdot 10^6 \text{mm}^3}{1,1 \cdot 1,0} = 435 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{E,d}}{M_{R,d}} = \frac{246 \text{ kNm}}{435 \text{ kNm}} = 0,6 \text{ OK!}$$

I følgende undersøges, om momentbæreevne skal reduceres, nu, hvor tværsnittet også bliver påvirket med en forskydningskraft.

Betingelsen for at reducere på momentbæreevnen er, hvis forskydningskraften overstiger halvdelen af tværsnittets forskydningsbæreevne.

$$m = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} > 0,5$$

Forskydningskraft

Tværsnittets med en kropshøjde på 350 mm undersøges. I dette område påvirkes tværsnittet med en forskydningskraft fra egenlast, snelast og vindlasttilfælde 2b. Den regningsmæssige forskydningskraft bestemmes, hvor lastkombinationen med dominerende vindlast er gældende – det vil sige forskydningskraften fra snelast udgør.



Dominerende vindlast:

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

$$0,9 \cdot 5 \text{ kN} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot (-23 \text{ kN}) = -30 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -30 \text{ kN}$$

Forskydningsbæreevne

Forskydningsbæreevnen kan bestemmes ved:

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

Hvor bruttoforskydningsarealet, A_v , kan bestemmes ved:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_k + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$A_v = 6,915 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 170 \text{ mm} \cdot 12,7 \text{ mm} + (8 \text{ mm} + 2 \cdot 18 \text{ mm}) \cdot 12,7 \text{ mm} = 3156 \text{ mm}^2$$

Forskydningsbæreevnen bestemmes:

$$V_{Rd} = 3156 \text{ mm}^2 \cdot \frac{275 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1,10} = 455 \text{ kN}$$

Skal momentbæreevnen reduceres?

$$m = \frac{|-30 \text{ kN}|}{455 \text{ kN}} = 0,07$$

Det vil sige:

$$0,07 < 0,5$$

Momentbæreevnen skal hermed ikke reduceres.

2.6.3 Eftervisning af rammebenets øvrige

I dette afsnit undersøges, om standard profilet IPE360 er tilstrækkelig for resten af rammebenet uden udfligning. Ved 6,7 meter, målt fra rammebenets fodpunkt op til udfligningsstart, forekommer de største kræfter på rammebenets standard profil.

Følgende negative og positive momenter, fra de anvendte laster, påvirker rammebenet uden udfligning.



Negative momenter:

$$M_{G,k} = -35 \text{ kNm}$$

$$M_{S,k} = -46 \text{ kNm}$$

$$M_{LT1b,k} = -90 \text{ kNm}$$

Positive momenter:

$$M_{LT2b,k} = 156 \text{ kNm}$$

Der undersøges for tre lastkombinationer, hvor der tages udgangspunkt i den gunstige lastkombination.

Dominerende snelast

$$\begin{aligned} & 1,0 \cdot K_{FI} \cdot G_{kj,sup} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot S_k + 1,5 \cdot 0,3 \cdot K_{FI} \cdot V_k \\ & 1,0 \cdot 1,0 \cdot -35 \text{ kNm} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot -46 \text{ kNm} + 1,5 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \cdot -90 \text{ kNm} \\ & = 145 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dominerende vindlast

$$\begin{aligned} & 0,9 \cdot G_{kj,inf} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot V_k \\ & 0,9 \cdot -35 \text{ kNm} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot 156 \text{ kNm} = 203 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dominerende egenlast

$$\begin{aligned} & 1,2 \cdot K_{FI} \cdot G_{kj,sup} \\ & 1,2 \cdot 1,0 \cdot -35 \text{ kNm} = -42 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Den største moment forekommer med dominerende vindlast og i de følgende beregninger tages udgangspunkt i denne.

Bestemmelse af tværsnit

Der ønskes at udføre rammebenet fra fodpunktet og 6,7 meter op i IPE360 profil. Yderligere forudsætninger for beregning af riglens tværsnit er følgende:

- Stålkvalitet: S275
- Konsekvensklasse: CC2
- Kontrolklasse: Normal



Der er valgt følgende materialeparametre;

- $f_{y,k} = 275 \text{ MPa}$
- $E = 0,21 \cdot 10^6 \text{ MPa}$

Det regningsmæssige flydemoment for IPE360 profil kan beregnes ved:

$$M_{Rd} = \frac{f_{y,k} \cdot W_{pl}}{\gamma_{M,0}}$$

Hvor:

W_{pl} Plastiske modstandsmoment
 $\gamma_{M,0}$ Partialkoefficient for bærevne

Partialkoefficienten kan bestemmes ved:

$$\gamma_{M,0} = 1,10 \cdot \gamma_3$$

Da konstruktionen henføres til en normal kontrolklasse, hvorfor $\gamma_3 = 1,0$.

$$M_{Rd} = \frac{275 \text{ MPa} \cdot 1020 \text{ mm}^3 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 1,0} = 255 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{E,d}}{M_{R,d}} = \frac{203 \text{ kNm}}{255 \text{ kNm}} = 0,80 < 1,0$$

Der er hermed eftervist, at rammebenet med en standard profil IPE360 er tilstrækkelige fra rammebenets fodpunkt og op til udfligningsstart.



2.6.4 Eftervisning af rammebenets stabilitet

Rammebenet betegnes som en tværbelastet trykstang eller en bjælkesøjle, da den både bliver påvirket med en tværbelastning og normalkraft.

I dette afsnit skal riglens stabilitet eftervises for de belastninger den vil blive udsat for.

Den tværbelastede trykstang eftervises hermed efter reglerne i DS/EN 1993.

Efter DS/EN 1993 kan bæreevnen for momentpåvirket trykstang eftervises ved anvendelse af:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_y \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{W_{y,pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{W_{z,pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

Første del af ligningen er udtryk for søjlevirkningen i elementet, anden del er et udtryk for momentets virkning, om y-y-aksen i elementet og tredje del er momentets virkning om z-z-aksen. Da riglen er påvirket af moment om y-y-aksen, udgør det sidste led af ligningen.

Lastpåvirkning

Rammebenet påvirkes med en normalkraft fra egenlast, snelast og vindlasttilfælde 2b. Ydermere påvirkes søjlen af en tværlast fra vinden som resulterer i, at søjlen påvirkes med et moment.

Den regningsmæssige numeriske normalkraft er:

$$N_{Ed} = 81,5 \text{ kN}$$

Det regningsmæssige moment er:

$$M_{Ed} = 294 \text{ kNm}$$

Derudover forekommer også en værdi af forskydningskraft. I følgende afsnit undersøges, om det er muligt at se bort fra forskydningskraften.

Forskydningskraft

I denne afsnit undersøges, om der kan ses bort fra den forskydningskraft som påvirker rammebenet. Hvis forskydningskraften ikke overstiger havldelen af tværsnittets forskydningsbæreevne, kan hele tværsnittet regnes for virksomt ved eftervinning af moment- og normalkraftbæreevne. Det vil sige, at følgende er gældende:

$$v = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} < 0,5$$



Lastdata

Den regningsmæssige forskydningskraft bestemmes, hvor lastkombinationen med dominerende vindlast (vindlasttilfælde 2b) er gældende – det vil sige forskydningskraften fra snelast udgør.

$$V_{Ed} = -30 \text{ kN}$$

Forskydningsbæreevne

Forskydningsbæreevnen kan bestemmes ved:

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

Hvor bruttoforskydningsarealet, A_v , kan bestemmes ved:

$$A_v = A_t - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_k + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$A_v = 5956 \text{ mm}^2$$

Forskydningsbæreevnen bestemmes:

$$V_{Rd} = 5956 \text{ mm}^2 \cdot \frac{275 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1,10} = 860 \text{ kN}$$

Skal forskydningskraften medtages ved eftervisning af hele tværsnittet?

$$v = \frac{|-30 \text{ kN}|}{860 \text{ kN}} = 0,04$$

Det vil sige:

$$0,04 < 0,5$$

I dette tilfælde kan hele tværsnittet regnes for virksomt ved eftervisning af moment- og normalkraftbæreevne.

Tvæsnitsdata

▪ Areal, A	$9,993 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
▪ I_y	$7,456 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
▪ I_w	$1,222 \cdot 10^{12} \text{ mm}^6$
▪ I_v	$4,289 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$
▪ I_z	$1,045 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$



Den regningsmæssige flydespænding bestemmes:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1} \cdot \gamma_3} = \frac{275 \text{ MPa}}{1,2 \cdot 1,0} = 230 \text{ MPa}$$

Undersøgelse som søjle

Den kritiske last bestemmes:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_s^2}$$

Da søjlen er simpelt understøttet i den ene ende og indspændt i den anden, er den teoretiske søjlelængde:

$$l_s = 0,7 \cdot 9,7 \text{ m} = 6,79 \text{ m}$$

$$N_{cr} = 33517 \text{ kN}$$

Det relative slankhedsforhold findes af:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yd}}{N_{cr}}} = 0,26$$

Søjlereduktionsfaktoren beregnes af:

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

Hvor:

$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2)$$

Imperfektionsfaktor, α , er tidligere i afsnit *Bestemmelse af tværsnitsklasse* bestemt til $\alpha = 0,34$.

Hertil fås:

$$\phi = 0,55$$

Søjlereduktionsfaktoren bestemmes:

$$\chi = 0,99$$

Den regningsmæssige bæreevne af en centralt påvirket trykstang bestemmes:

$$N_{b,R} = \chi \cdot A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 2240 \text{ kN}$$

Det vil sige:

$$2240 \text{ kN} > 81,5 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Undersøgelse som momentpåvirket trykstang

Interaktionsfaktoren, k_{yy} , bestemmes ved:

$$k_{yy} = C_{my}(1 + (\lambda - 0,2)n_y)$$

Hvor momentfordelingsfaktor, C_{my} , findes af tabel 6.2 i litteraturen *Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993*. Denne faktor sættes til 0,9.

$$n_y = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0,04$$

Interaktionsfaktoren, k_{yy} , bestemmes:

$$k_{yy} = 0,90$$

Kipningsundersøgelse

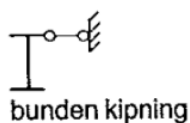
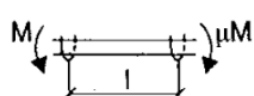
$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot l_{LT}^2}{E \cdot I_w}}$$

Hvor:

G	Forskydningsmodul
I_v	Vridningsinertimoment
l_{LT}	Søjlelængde
I_w	Hvælvingsinertimoment

$$kl = 3,6$$

Momentdiagram M6 vælges og $\mu = 0$



$$M_{cr} = m_6 \frac{EI_z}{l^2} h_t$$

Figur 2.13 – Momentdiagram M6



Hvor h_t er afstand mellem midt flange til midt flange.

Ved interpolation for kl mellem 6 og 8 bestemmes kipningsmoment til:

$$m_6 = 14,7$$

Det kritiske moment bestemmes:

$$M_{cr} = m_6 \cdot \frac{(E \cdot I_z)}{l^2} h_t$$

$$M_{cr} = 236 \text{ kNm}$$

Det relative slankhedsforhold bestemmes:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_{yd}}{M_{cr}}} = 1,96$$

Kipreduktionsfaktoren, χ_{LT} , beregnes af:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$

Hvor:

$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2)$$

Imperfektionsfaktor, α , er tidligere i afsnit *Bestemmelse af tværsnitsklasse* bestemt til $\alpha = 0,34$.

Hertil fås:

$$\phi = 2,73$$

Kipreduktionsfaktoren bestemmes:

$$\chi_{LT} = 0,22$$

Efter DS/EN 1993 kan bæreevnen for momentpåvirket trykstang eftervises ved anvendelse af:

$$\frac{N_{Ed}}{X \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}} = 1,3 > 1,0$$

Det vil sige, at der er behov for kipningsafstivning på rammebenet. Dette var forventet, da det er en lang søjle der er blevet undersøgt på. Ønsker der ingen



kipningsafstivning på søjlen, kan der med fordel benyttes en HEB-profil såsom til riglen.

I følgende afsnit beregnes antal nødvendige kipningsafstivninger.

Kipningsafstivning

Der vælges at kipningsafstive $\frac{1}{2}$ af rammebenet. Det vil sige søjlelængden bliver:

$$l = \frac{1}{2} l_{LT} = 4,85 \text{ m}$$

De følgende beregninger er de samme som ovenstående, dog med revideret søjlelængde samt momentdiagram som passer med at halvdelen af riglen afstives.

Undersøgelse som søjle

Det gældende søjletilfælde er nu simpelt understøttet i den ene ende og indspændt i den anden. Den teoretiske søjlelængde, l_s , er hermed:

$$l_s = 0,7 \cdot l = 3,40 \text{ m}$$

Den kritiske last bestemmes:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_s^2}$$

$$N_{cr} = 1,341 \cdot 10^5 \text{ kN}$$

Det relative slankhedsforhold findes af:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yd}}{N_{cr}}} = 0,13$$

Søjlereduktionsfaktoren beregnes af:

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

Hvor:

$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2)$$



Imperfektionsfaktor, α , er tidligere i afsnit *Bestemmelse af tværsnitsklasse* bestemt til $\alpha = 0,34$.

Hertil fås:

$$\phi = 0,50$$

Søjlereduktionsfaktoren bestemmes:

$$\chi = 1,03$$

Den regningsmæssige bæreevne af en centralt påvirket trykstang bestemmes:

$$N_{b,R} = \chi \cdot A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 2346 \text{ kN}$$

Det vil sige:

$$2346 \text{ kN} > 81,5 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Undersøgelse som momentpåvirket trykstang

Interaktionsfaktoren, k_{yy} , bestemmes ved:

$$k_{yy} = C_{my}(1 + (\lambda - 0,2)n_y)$$

Hvor momentfordelingsfaktor, C_{my} , findes af tabel 6.2 i litteraturen *Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993*. Denne faktor sættes til 0,9.

$$n_y = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0,04$$

Interaktionsfaktoren, k_{yy} , bestemmes:

$$k_{yy} = 0,90$$

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot l_{LT}^2}{E \cdot I_w}}$$

Hvor:

G	Forskydningsmodul
I_v	Vridningsinertimoment



l_{LT} Søjlelængde
 I_w Hvælvingssinertmoment

$$kl = 1,79$$

Momentdiagram M6 vælges og $\mu = 0,5$

Hertil kan m_1 bestemmes:

Ved interpolation bestemmes kipningsmoment til:

$$m_6 = 7,64$$

Det kritiske moment bestemmes:

$$M_{cr} = m_6 \cdot \frac{(E \cdot I_z)}{l^2} h_t = 490 \text{ kNm}$$

Det relative slankhedsforhold bestemmes:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_{yd}}{M_{cr}}} = 1,36$$

Kipreduktionsfaktoren, χ_{LT} , beregnes af:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$

Hvor:

$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2)$$

Imperfektionsfaktor, α , er tidligere i afsnit *Bestemmelse af tværsnitsklasse* bestemt til $\alpha = 0,34$.

Hertil fås:

$$\phi = 1,63$$

Kipreduktionsfaktoren bestemmes:

$$\chi_{LT} = 0,40$$

Efter DS/EN 1993 kan bæreevnen for momentpåvirket trykstang eftervises ved anvendelse af:



$$\frac{N_{Ed}}{\frac{X \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}} = 0,73 < 1,0$$

Søjlen er hermed kipningsfastholdt.

Eftervisning af stænger til kipfastholdelse

Afstivninger dimensioneres for en vandret kraft vinkelret på den trykkede flange, hvis størrelse. Størrelsesmæssigt er den vandrette kraft i afstivninger omkring 1-2% af trykkraften i flangen.

Lastdata

Lasterne der påvirker afstivninger er:

$$N_d = -98 \text{ kN}$$

$$M_d = -173 \text{ kNm}$$

Der vælges RHS 40x40x5,0 profil til kipningsafstivningsstænger

Tværsnitsdata

- Areal, A $0,673 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
- W_{pl} $8,66 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

Rammebenet bliver på virket med en normalkraft, N, som skal deles med to for at bestemme normalkraften for hver flange:

$$N = \frac{|-98 \text{ kN}|}{2} = 49 \text{ kN}$$

Derudover forekommer også et moment, som omregnes til en punkkraft:

$$N_t = N_c = \frac{-173 \text{ kNm}}{0,360 \text{ m}} = -480 \text{ kN}$$

Det vil sige:

$$N_{tot} = -530 \text{ kN}$$

Der vælges 1,5% af trykkraften i flangen. Den fiktive trykkraft i flangen bestemmes:

$$F = 0,015 \cdot N_{tot} = -8 \text{ kN}$$



Den samlede normalkraft kan bestemmes med udgangspunkt i nogle erfaringsobservationer fra den gamle norm. Dette gøres ved:

$$\begin{aligned} N_{tot} &= 1,5\% \text{ af normalkraften fra et sted} \\ &+ 1,0\% \text{ af normalkraften fra et andet sted} + n \\ &\cdot 0,5\% \text{ af normalkraften fra resten} \end{aligned}$$

Hvor:

n antal af rammer minus 2

$$N_{tot} = 1 \cdot (-8 \text{ kN}) + 1 \cdot \frac{(-8 \text{ kN})}{1,5} + 9 \cdot \frac{(-8 \text{ kN})}{3} = -37 \text{ kN}$$

Von Mises spændinger bestemmes:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{37 \text{ kN}}{0,673 \cdot 10^3 \text{ mm}^2} = 55 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \text{ MPa}}{1,1} = 250 \text{ MPa OK!}$$

Den valgte profil kan godt optage normalkræfterne.

Momentet på kipningsstang:

$$M_{kip} = -8 \text{ kN} \cdot 0,180 \text{ m} = -1,43 \text{ kNm}$$

Bæreevnen for den valgte profil bestemmes:

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{y,k}}{\gamma_{M,0}} = \frac{8,66 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 275 \text{ MPa}}{1,1 \cdot 1,0} = 3,6 \text{ kNm}$$

$$M_{kip} = |-1,43| \text{ kNm} < M_{Rd} = 3,6 \text{ kNm OK!}$$



2.7 Indvendig søjle

I dette afsnit undersøges den indvendige, tværbelastede søjle. Søjleens placering er midt i rammekonstruktionen. Der henvises til Bilagsmappe BS5 for beregninger (momentpåvirket trykstang).

Den tværbelastede trykstang eftervises for, om den kan bære lasten efter reglerne i DS/EN 1993.

Lastpåvirkning

Søjlen midt i rammekonstruktionen påvirkes med en normalkraft fra egenlast, snelast og vindlasttilfælde 2b. Ydermere påvirkes søjlen af en tværlast fra vinden som resulterer i, at søjlen påvirkes med et moment. Der forekommer også en lille værdi af forskydningskraft, men dette negligeres da den ingen betydning har.

Den regningsmæssige normalkraft er:

$$N_{Ed} = -220 \text{ kN}$$

Det regningsmæssige moment er:

$$M_{Ed} = 203 \text{ kNm}$$

Forudsætninger

- Konsekvensklasse: CC2
- Kontrolklasse: Normal

Profildata

- Stålkvalitet: S275
- Elasticitetsmodul $0,21 \cdot 10^6 \text{ MPa}$
- Søjleprofil IPE360

Tvæsnitsdata

- Areal, A 7270 mm^2
- I_y $162,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
- I_w $314 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$
- I_v $375 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$
- I_z $10,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$



$$\blacksquare W_{pl}$$

$$1020 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

Den regningsmæssige flydespænding bestemmes:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1} \cdot \gamma_3} = \frac{275 \text{ MPa}}{1,2 \cdot 1,0} = 230 \text{ MPa}$$

Undersøgelse som søjle

Den kritiske last bestemmes:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_s^2}$$

Da søjlen er simpelt understøttet ved søjlefoden og indspændt ved kip, er søjlens teoretiske søjlelængde lig med:

$$l_s = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 9,7 \text{ m} = 6,79 \text{ m}$$

$$N_{cr} = 7314 \text{ kN}$$

Det relative slankhedsforhold findes af:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yd}}{N_{cr}}} = 0,48$$

Søjlereduktionsfaktoren beregnes af:

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

Hvor:

$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2)$$

Imperfektionsfaktor, α , er tidligere i afsnit *Bestemmelse af tværsnitsklasse* bestemt til $\alpha = 0,34$.

Hertil fås:

$$\phi = 0,66$$

Søjlereduktionsfaktoren bestemmes:



$$\chi = 0,68$$

Den regningsmæssige bæreevne af en centralt påvirket trykstang bestemmes:

$$N_{b,R} = \chi \cdot A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 1129 kN$$

Det vil sige:

$$1129 kN > |-220 kN| \quad OK!$$

Undersøgelse som momentpåvirket trykstang

Interaktionsfaktoren, k_{yy} , bestemmes ved:

$$k_{yy} = C_{my}(1 + (\lambda - 0,2)n_y)$$

Hvor momentfordelingsfaktor, C_{my} , findes af tabel 6.2 i litteraturen *Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993*. Denne faktor sættes til 0,9.

$$n_y = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0,13$$

Interaktionsfaktoren, k_{yy} , bestemmes:

$$k_{yy} = 0,93$$

Kipningsundersøgelse

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot l_{LT}^2}{E \cdot I_w}}$$

Hvor:

G	Forskydningsmodul
I_v	Vridningsinertimoment
l_{LT}	Søjlelængde
I_w	Hvælvingsinertimoment

$$kl = 6,58$$

Momentdiagram M1 vælges og $\mu = 0$

Hertil kan m_1 bestemmes:



$$m_1 = (9,22 - 4,29 \cdot \mu) \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{kl}{\pi}\right)^2}$$

$$m_1 = 28,5$$

Eulerlast bestemmes:

$$M_{cr} = m_1 \frac{EI_z}{l^2} \cdot h_t = 239 \text{ kNm}$$

Det relative slankhedsforhold bestemmes:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_{yd}}{M_{cr}}} = 0,99$$

Kipreduktionsfaktoren, χ_{LT} , beregnes af:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$

Hvor:

$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2)$$

Imperfektionsfaktor, α , er tidligere i afsnit *Bestemmelse af tværsnitsklasse* bestemt til $\alpha = 0,34$.

Hertil fås:

$$\phi = 1,12$$

Kipreduktionsfaktoren bestemmes:

$$\chi_{LT} = 0,60$$

Efter DS/EN 1993 kan bæreevnen for momentpåvirket trykstang eftervises ved anvendelse af:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{X \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}} = 1,0 = 1,0$$

Søjlen bliver hermed 100% udnyttet. Da det er en fuldt udnyttelse af bæreevnen, er der hermed valgt at kipningsafstive søjlen.

I følgende afsnit beregnes antal nødvendige kipningsafstivninger.



Kipningsafstivning

Der vælges at kipningsafstive $\frac{1}{2}$ af søjlen, søjlelængden bliver hermed:

$$\frac{1}{2}l_{LT} = 4,85 \text{ m}$$

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot l_{LT}^2}{E \cdot I_w}}$$

Hvor:

G	Forskydningsmodul
I_v	Vridningsinertimoment
l_{LT}	Søjlelængde
I_w	Hvælvingsinertimoment

$$kl = 3,3$$

Momentdiagram M1 vælges og $\mu = 0,5$

Hertil kan m_1 bestemmes:

$$m_1 = (9,22 - 4,29 \cdot \mu) \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{kl}{\pi}\right)^2}$$

$$m_1 = 14,5$$

Eulerlast bestemmes:

$$M_{cr} = m_1 \frac{EI_z}{l^2} \cdot h_t = 484 \text{ kNm}$$

Det relative slankhedsforhold bestemmes:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_{yd}}{M_{cr}}} = 0,7$$

Kipreduktionsfaktoren, χ_{LT} , beregnes af:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$

Hvor:



$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2)$$

Imperfektionsfaktor, α , er tidligere i afsnit *Bestemmelse af tværsnitsklasse* bestemt til $\alpha = 0,34$.

Hertil fås:

$$\phi = 0,83$$

Kipreduktionsfaktoren bestemmes:

$$\chi_{LT} = 0,79$$

Efter DS/EN 1993 kan bæreevnen for momentpåvirket trykstang eftervises ved anvendelse af:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{X \cdot A \cdot f_{yk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{\frac{M_{Ed}}{W_{pl} \cdot f_{yk}}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}} = 0,74 < 1,0$$

Søjlen er hermed kipningsfastholdt.

Eftervisning af stænger til kipfastholdelse

Afstivninger dimensioneres for en vandret kraft vinkelret på den trykkede flange, hvis størrelse. Størrelsesmæssigt er den vandrette kraft i afstivninger omkring 1-2% af trykkraften i flangen.

Der vælges RHS 40x40x5,0 profil til kipningsafstivningsstænger

Den indvendige søjle bliver påvirket med en normalkraft, N , som skal deles med to for at bestemme normalkraften for hver flange:

$$N = \frac{-220 \text{ kN}}{2} = -110 \text{ kN}$$

Derudover forekommer også et moment, som omregnes til en punktkraft:

$$N_t = N_c = \frac{202,5 \text{ kNm}}{0,350 \text{ m}} = 562,5 \text{ kN}$$

Det vil sige:

$$N_{tot} = 452 \text{ kN}$$

Der vælges 1,5% af trykkraften i flangen. Den fiktive trykkraft i flangen bestemmes:



$$F = 0,015 \cdot 490 \text{ kN} = 6,79 \text{ kN}$$

Momentet på kipningsstang:

$$M_{kip} = 6,79 \text{ kN} \cdot 0,175 \text{ m} = 1,19 \text{ kNm}$$

Bæreevnen for den valgte profil bestemmes:

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{y,k}}{\gamma_{M,0}} = \frac{8,66 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 275 \text{ MPa}}{1,1 \cdot 1,0} = 2,17 \text{ kNm}$$

$$M_{kip} = 1,19 \text{ kNm} < M_{Rd} = 2,17 \text{ kNm OK!}$$

2.8 Anvendelsesgrænsetilstand

De vejledende værdier for maksimal tilladelige udbøjning, af stålelementer i anvendelsesgrænsetilstand fra variable laster, blev i projektgrundlag fastsat til:

$$\frac{h}{150}$$

Udbøjningen er bestemt udefra et statikprogram, hvor hele stålrammekonstruktionen er inddateret med de respektive laster på. Udbøjningen kunne ligeledes bestemmes manuelt med hjælp fra diverse standardtilfælde for forskellige statiske systemer. Dette er ikke anvendt, da det vil give en lavere værdi af udbøjningen end den virkelige tilfælde. Dette skyldes, at der tages udgangspunkt i et statisk system af gangen, men da stålrammekonstruktion består af flere stålelementer som forbinder hinanden til en helhed, ville de 'hjælpe' til med større udbøjning. Det er vurderet, at statikprogrammet giver et rigtigere billede af udbøjning end hvis der anvendes vejledende udbøjningsformler.

I følgende tabeller vises udbøjninger for snelasten og de fire vindlasttilfælde.

Snelast	$U_{\max}$ [mm]	$\frac{h}{150}$ [mm]	Note
Højre rammeben		65	OK
Venstre rammeben		65	OK
Højre rigel		136	OK
Venstre rigel		360	OK
Indvendig søjle		65	OK

Tabel 2.7 – Udbøjning af stålelementer fra snelast

Vindlasttilfælde 1a	$U_{\max}$ [mm]	$\frac{h}{150}$ [mm]	Note
Højre rammeben	66	65	OK
Venstre rammeben	66	65	OK
Højre rigel	103	136	OK



Venstre rigel	105	360	OK
Indvendig søjle	97	65	OK

Tabel 2.8 – Udbøjning af stålelementer fra vindlasttilfælde 1a

Vindlasttilfælde 1b	$U_{\max}$ [mm]	$\frac{h}{150}$ [mm]	Note
Højre rammeben	83	65	OK
Venstre rammeben	87	65	OK
Højre rigel	93	136	OK
Venstre rigel	94	360	OK
Indvendig søjle	65	65	OK

Tabel 2.9 – Udbøjning af stålelementer fra vindlasttilfælde 1b

Vindlasttilfælde 2a	$U_{\max}$ [mm]	$\frac{h}{150}$ [mm]	Note
Højre rammeben	73	65	OK
Venstre rammeben	66	65	OK
Højre rigel	30	136	OK
Venstre rigel	85	360	OK
Indvendig søjle	65	65	OK

Tabel 2.10 – Udbøjning af stålelementer fra vindlasttilfælde 2a

Vindlasttilfælde 2b	$U_{\max}$ [mm]	$\frac{h}{150}$ [mm]	Note
Højre rammeben	125	65	OK
Venstre rammeben	109	65	OK
Højre rigel	140	136	OK
Venstre rigel	146	360	OK
Indvendig søjle	100	65	OK

Tabel 2.11 – Udbøjning af stålelementer fra vindlasttilfælde 2b

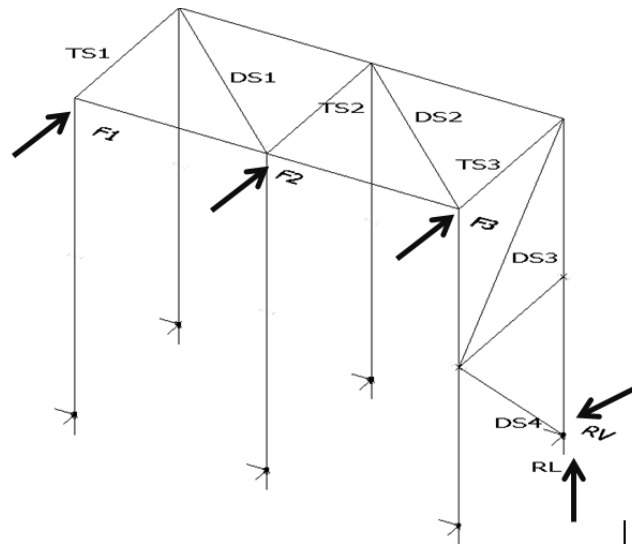


2.9 Dimensionering af vindgitter

Der er valgt at placere et vindgitter i hver ende af maskinhallen.

2.9.1 Bestemmelse af stangkræfter

De kræfter, vindgitteret skal optage, er vindlasten direkte ind på gavlene.

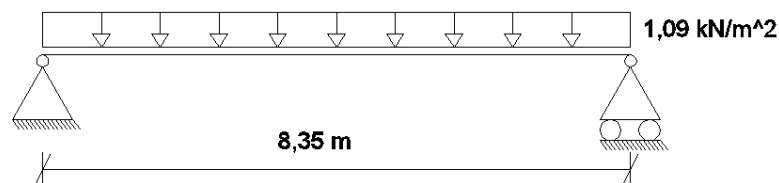


Figur 2.14 – Udvendig vind på langs af bygningen

Kræfterne

I denne afsnit bestemmes kræfterne F_1 , F_2 , og F_3 som stængerne bliver påvirket med

F_1



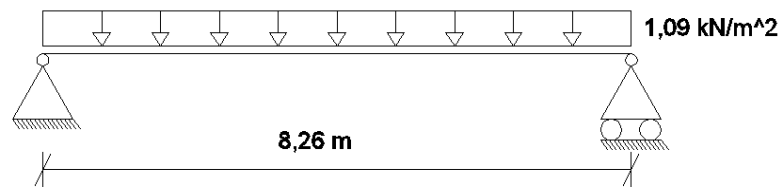
Figur 2.15 – Statisk system af F_1

$$\frac{1}{2} \cdot 1,09 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,15m \cdot 8,35 m = 23,44kN$$



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 23,44 \text{ kN} = 11,72 \text{ kN}$$

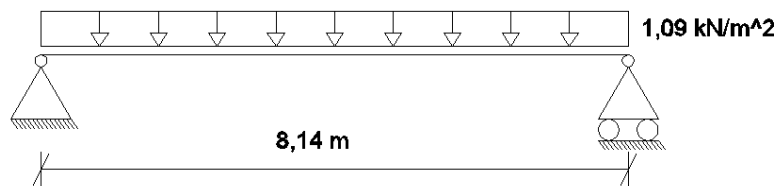
F₂



Figur 2.16 – Statisk system af F₂

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot 1,09 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 5,15 \text{ m} \cdot 8,26 \text{ m} = 23,18 \text{ kN}$$

F₃



Figur 2.17 – Statisk system af F₃

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 1,09 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 5,15 \text{ m} \cdot 8,14 \text{ m} = 22,84 \text{ kN}$$

Stangkræfterne

I dette afsnit bestemme stangkræfterne

$$\alpha = 47^\circ \quad \beta_1 = 42^\circ \quad \beta_2 = 49^\circ \quad \beta_3 = 30^\circ \quad \beta_4 = 19^\circ$$

$$T_{s1} = F_1 = 11,72 \text{ kN}$$

$$D_{s1} = \frac{T_{s1}}{\cos(\alpha)} = 17,2 \text{ kN}$$

$$S_1 = \tan(\alpha) \cdot T_{s1} = 12,6 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = F_1 + F_2 = 35,0 \text{ kN}$$



$$D_{s2} = \frac{T_{s2}}{\cos(\alpha)} = 51,2 \text{ kN}$$

$$S_2 = \tan(\alpha) \cdot T_{s2} = 37,4 \text{ kN}$$

$$T_{s3} = (F_1 + F_2 + F_3) \cdot 2 = 115,5 \text{ kN}$$

$$D_{s3} = \frac{T_{s3}}{\cos(\beta_1)} = 155,4 \text{ kN}$$

$$D_{s4} = \frac{D_{s3} \cdot \sin(\beta_2)}{\sin(\beta_2)} = 155,4 \text{ kN}$$

$$S_4 = \frac{D_{s3} \cdot \sin(\beta_4)}{\sin(\beta_3)} = 101,2 \text{ kN}$$

Bestemmelse af reaktioner

$$R_L = S_4 = 101,2 \text{ kN}$$

$$R_V = D_{s4} \cdot \cos(\beta_1) = 115,5 \text{ kN}$$

2.9.2 Dimensionering af stålstængerne

Vindgitteret i maskinhallen har til formål at optage vindlasten, der virker ind på gavlen. Der er et vindgitter ved hver gavl, hvor gitteret optager vindlasten og viderefører lasten til fundamentet vha. de diagonale stænger i facaden.

Stængerne i vindgitteret udføres af firkantede røre.

- Diagonale stænger i taget RHS 40x40x3,0 mm
- Trykstænger i taget RHS 90x90x8,0 mm
- Diagonale stænger i facaden RHS 120x120x8,0 mm

Yderligere forudsætninger for beregningerne er følgende:

- Konsekvensklasse: CC2
- Kontrolklasse: Normal
- Tværsnitsklasse 1

Der er valgt følgende materialeparametre;

- $f_{y,k} = 235 \text{ MPa}$
- $E = 0,21 \cdot 10^6 \text{ MPa}$



Stålstængerne bestemmes som centralt påvirkede søjler, og der ses bort fra det moment, som egenlasten giver. Ved dimensionering tages der udgangspunkt i de mest belastede stænger. Bestemmelse af stangkræfterne kan ses i det foregående afsnit.

Diagonal stang i taget

Diagonal stangen D_{s2} i taget bliver påvirket med den største regningsmæssige normalkraft

$$N_{D_{s2,d}} = 77 \text{ kN}$$

Der tages dermed udgangspunkt i denne stang ved undersøgelse af nødvendig profilstørrelse.

Spændingerne kan bestemmes ved:

$$\sigma = \frac{N_{D_{s2}}}{A}$$

Arealet, A , for den valgte profil er:

$$A = 0,434 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

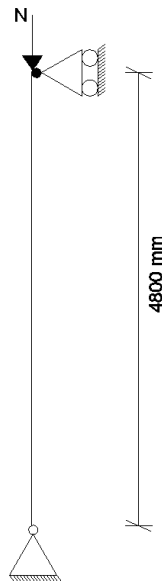
Spændingerne er hermed:

$$\sigma = 177 \text{ MPa} < f_{yd} = 214 \text{ MPa OK!}$$

Til samtlige diagonale stænger i taget vælges kvadratiske rør RHS 40x40x3,0 mm.

Trykstang i taget

Trykstangen i taget beregnes som simpelt understøttet, har længden $l_s = 4800$ mm og bliver påvirket med en regningsmæssig kraft 116 kN.



Skitse 2.18 – Simpelt understøttet søjle

Lastdata

Ved lastkombination sættes $K_{FI} = 1,0$ ved konsekvensklasse CC2.

Regningsmæssig last på søjlen:

$$N_{Ed} = 1,5 \cdot K_{FI} \cdot T_{s3} = 1,5 \cdot 1,0 \cdot 116 \text{ kN} = 173 \text{ kN}$$

Tværsnitsdata for profil RHS 140x140x10,0 mm

- Areal, A $2,56 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
- Inertiradius, i $33,2 \text{ mm}$

Bæreevne

Slankhedsforhold bestemmes:

$$\frac{l_s}{i} = \frac{4800 \text{ mm}}{33,2 \text{ mm}} = 145 < 200 \text{ OK}$$

Den relative materialeparameter bestemmes:

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

Slankheden bestemmes:

$$\lambda = \frac{\frac{l_s}{i}}{93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{145}{93,9 \cdot 1,0} = 1,54$$



Søjlels regningsmæssige bæreevne:

$$N_{b,r} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

χ er søjlels reduktionsfaktor og bestemmes:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0$$

Hvor Φ er en hjælpeformel og bestemmes:

$$\Phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2)$$

Imperfektionsfaktoren (α) kan bestemmes ved at kende søjlekurven. Søjlekurven bestemmes til a, da det er et varmvalset profilrør. Værdien af α , udefra søjlekurve a, aflæses til 0,21 i DS/EN 1993-1-1, figur 6.1 – Imperfektionsfaktorer for søjlekurver.

$$\Phi = 0,5 \cdot (1 + 0,21(1,96 - 0,2) + 1,96^2) = 1,83$$

Søjlels reduktionsfaktor bestemmes:

$$\chi = \frac{1}{2,596 + \sqrt{2,596^2 - 1,96^2}} = 0,36 < 1,0 \text{ OK}$$

Søjlels regningsmæssige bæreevne bestemmes:

$$N_{Rd} = 0,36 \cdot 2,56 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot \frac{235 \text{ MPa}}{1,2 \cdot 1,0} = 179 \text{ kN}$$

Undersøgelse af om dimension er ok:

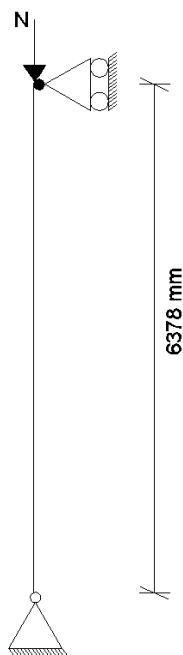
$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

$$173 \text{ kN} < 179 \text{ kN}$$

Dimensionen er i orden.

Diagonale stænger i facaden

Diagonale stænger i taget regnes også simpelt understøttet. De har længden $l_s = 6378 \text{ mm}$, hvor det er d_{s4} der har den største påvirkning på 155 kN. Fremgangsmåden er den samme som for diagonaler i facaden.



Figur 2.19 – Simpelt understøttet søjle

Regningsmæssig last på søjlen:

$$N_{Ed} = 1,5 \cdot 155 \text{ kN} \cdot 1,0 = 233 \text{ kN}$$

Bæreevne

Slankhedsforhold bestemmes, hvor inertiradius aflæses i TS22:

$$\frac{l_s}{i} = \frac{6378 \text{ mm}}{45,5 \text{ mm}} 140 < 200 \text{ OK}$$

Den relative materialeparameter bestemmes

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

Slankheden bestemmes:

$$\lambda = \frac{140}{93,9 \cdot 1,0} = 1,49$$

Hjælpeformelen, Φ , bestemmes, hvor α også her vil være 0,21:

$$\Phi = 0,5 \cdot (1 + 0,21(1,49 - 0,2) + 1,49^2) = 1,75$$

Søjlels reduktionsfaktor bestemmes:



$$\chi = \frac{1}{1,75 + \sqrt{1,75^2 - 1,49^2}} = 0,38 < 1,0 \text{ OK}$$

Søjle's karakteristiske bæreevne bestemmes:

$$N_{Rd} = 258 \text{ kN}$$

Undersøgelse af om dimension er ok:

$$N_{Ed} < N_{bRd}$$

$$233 \text{ kN} < 259 \text{ kN}$$

Dimensionen er i orden.



3. Detaildimensionering

3.1 Kipsamling

Et boltet stød i riglen udføres som et tværpladestød med udragende flange. Samlingen påvirkes af et moment og en forskydningskraft.

Momentet optages som et kraftpar i flangerne. Ved trækflangen overføres kraften via bolte og tværplader. Forskydningskraften overføres ved de to nederste bolte.

Bolte kategorier

De to forskydningspåvirkede bolte udføres som en dornsamling, hvilket tilhører bolte kategori, mens de trækpåvirkede bolte udføres som en ikke-forspændt samling, der tilhører bolte kategori D.

I nedenstående ses, hvilke kriterier der er gældende for disse to bolte kategorier.

Forskydningspåvirkede samlinger

Kategori	Kriterier
A - Dornsamlinger	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$

Tabel 3.1 – Bolte kategori A med tilhørende kriterier

Trækpåvirkede samlinger

Kategori	Kriterier
D – Ikke forspændt	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$

Tabel 3.2 – Bolte kategori D med tilhørende kriterier

Materialeparametre

Stålkvalitet	S275
Flydespænding, profil	$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
Flydespænding, tværplade	$f_{yk,pl} = 265 \text{ MPa}$
Trækstyrke	$f_u = 410 \text{ MPa}$
Elasticitetsmodul	$E = 210000 \text{ MPa}$



Partialkoefficienter

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

$$\gamma_{M2} = 1,35$$

Forudsætninger for bolte

Bolte	M30 i normalhuller
Boltediameter	$d = 20 \text{ mm}$
Huldiameter	$d_0 = 33 \text{ mm}$
Underlagsskrivediameter	$d_0 = 56 \text{ mm}$
Skaftareal	$A = 519 \text{ mm}^2$
Spændingsareal	$A = 561 \text{ mm}^2$
Bolteklasse	10.9
Trækstyrke	$f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$

Forudsætninger for svejsninger

Svejsesømme	Kantsømme
a-mål, flanger	$a_f = 5 \text{ mm}$
a-mål, krop	$a_k = 3 \text{ mm}$

Forudsætninger for HEB300 profil

Højde	$h = 300 \text{ mm}$
Bredde	$h = 300 \text{ mm}$
Tykkelse, krop	$t_w = 11 \text{ mm}$
Tykkelse, flange	$t_w = 19 \text{ mm}$

Last og snitkræfter

Samlingen beregnes for en forskydningskraft og et moment med følgende regningsmæssige værdier:

Forskydningskraft

$$V_{ed} = 139 \text{ kN}$$

Moment

$$M_{Ed} = 402 \text{ kNm}$$

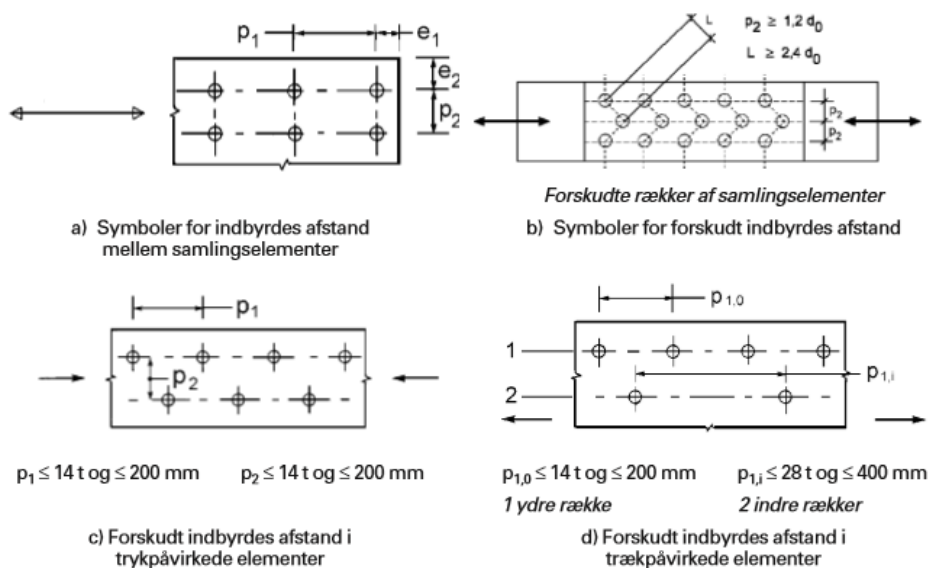
Kraftfordeling i samling

Snitkræfterne fordeles plastisk, således, at momentet overføres via flangesamlingerne alene, men forskydningen overføres via kropssamling.

Et eventuelt trykkraft i kroppen negligeres.

Disse vedtagelser gælder både ved beregning af profilet, af boltesamlingerne og af svejsesamlingerne.

Kantafstande / placering af huller



Figur 3.1 - Kantafstande

De valgte afstande til hullerne i pladen overholder minimumskravene for afstande til kant og fra bolthul til bolthul.

$$e_1 = 75 \text{ mm} > 1,2 \cdot d_0 = 39,6 \text{ mm}$$



$$p_1 = 195 \text{ mm} > 2,2 \cdot d_0 = 72,6 \text{ mm}$$

$$e_2 = 75 \text{ mm} > 1,2 \cdot d_0 = 39,6 \text{ mm}$$

$$p_2 = 150 \text{ mm} > 2,4 \cdot d_0 = 79,2 \text{ mm}$$

3.1.1 Flangesamlinger

Momentet optages som et kraftpar, der giver henholdsvis træk og tryk i de to flanger. Det vil sige, som henholdsvis træk- og trykzone benyttes flangerne alene, og den indre momentarm er sat til afstanden mellem centerlinjerne af flangerne.

$$F_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h - t_f} = 1431 \text{ kN}$$

Denne kraft fordeles ligeligt mellem de 4, som anvendes til træksamlingen.

Kraften pr. bolt bestemmes:

$$\frac{F_{Ed}}{4} = 358 \text{ kN}$$

Boltesamling ved trækflange

Som tidligere beskrevet skal boltesamlingen ved trækflangen undersøges for følgende:

- Trækbæreevne
- Gennemlokningsbæreevne

Pladerne, som der anvendes til samlingen, bliver også påvirket, hvorfor boltesamlingen også undersøges for:

- Bøjningspåvirket tværplade

Trækbæreevne

Trækbæreevnen kan bestemmes ved:

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

Hvor:



k_2	Kærvfaktor
f_{ub}	Boltematerialets trækbrudstyrke
A_s	Spændingsarealet
γ_{M2}	Partialkoefficient for samlinger

For trækpåvirkede benyttes altid spændingsareal, hvilket i dette tilfælde er:

$$A_s = 561 \text{ mm}^2$$

Da boltene ikke er undersænkende benyttes kærvfaktor:

$$k_2 = 0,9$$

Trækbæreevnen pr. bolt bestemmes til:

$$F_{t,Rd} = 374 \text{ kN}$$

Gennemlokningsbæreevne

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

Hvor:

d_m	Middelværdi af hjørnemål
t_p	Pladens tykkelse
f_u	Pladematerialets trækbrudstyrke
γ_{M2}	Partialkoefficient for samlinger

Gennemlokningsbæreevnen pr. bestemmes til:

$$B_{p,Rd} = 802 \text{ kN}$$

Som det fremgår, bliver gennemlokningsbæreevnes værdi høj. Disse skyldes, at andre krav nødvendiggør en stor bøjningsstivhed af tværpladen, som opnås ved at øge tykkelsen.

Beregningsmetode for bøjningspåvirket tværplade

Træksamlingen undersøges som et ækvivalent tværpladestød. Dette vil sige, at bjælkens flange og en del af tværpladen udgør et T-tværsnit. Der forekommer et



moment i tværpladen, som kan føre til brud af tværpladen eller til øgede boltekræfter.

Det vil sige, at der kan forekomme tre mulige brudfigurer:

- Flydning af tværpladen
- Svigt af boltene med flydning af tværpladen
- Svigt af boltene

I det følgende undersøges, hvilke af ovenstående brud vil forekomme for denne træksamling.

Den effektive længde

Den effektive længde, l_{eff} , tager hensyn til en række brudmønstre af tværpladen. Denne effektive længde afhænger af boltens placering i forhold til kanter, øvrige bolte og afstivninger.

m_x skal beregnes, da der er fradrag for flangetykkelse og svejsesøm.

Værdien m_x bestemmes:

$$m_x = 31,8 \text{ mm}$$

Den effektive længde for bolterækken bestemmes som den mindste værdi af:

$$l_{eff,cp} \begin{cases} 2\pi m_x = 200 \text{ mm} \\ \pi m_x + w = 250 \text{ mm} \\ \pi m_x + 2e_1 = 250 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l_{eff,nc} \begin{cases} 4m_x + 1,25 \cdot e_x = 178 \text{ mm} \\ e_1 + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x = 164 \text{ mm} \\ 0,5 \cdot b_p = 150 \text{ mm} \\ 0,5 \cdot w + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x = 164 \text{ mm} \end{cases}$$

Da $l_{eff,nc}$ er mindre end $l_{eff,cp}$ vælges:

$$l_{eff,nc} = 150 \text{ mm}$$

Modholdskræfter

Modholdskræfter kan dannes ved:

$$L_b \leq L_b *$$



Hvor l_b er givet ved tykkelsen af tværpladerne, tykkelsen af underlagsskiverne og den halve tykkelse af boltehovene såvel som møtrik.

$$l_b = 79,5 \text{ mm}$$

Ifølge DS/EN 1993-1-8, tabel 6.2, kan l_b^* bestemmes ved:

$$l_b^* = \frac{8,8 \text{ m}^3 \cdot A_s \cdot n_b}{l_{eff} \cdot t_p^3}$$

Hvor n_b er antallet af bolterækker, som svarer til 2 bolte pr. række.

$$l_b^* = 136 \text{ mm}$$

$$l_b < l_b^*$$

Det vil sige der dannes modholdskræfter.

Undersøgelse af trækbæreevne af bolt 1 og 2

Flydemomenter for tværpladen bestemmes ved:

$$M_{pl,Rd} = \frac{1}{4} \frac{l_{eff} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 5,6 \text{ kNm}$$

Trækbæreevnen ifølge brudform 1:

$$F_{T1,Rd} = \frac{4M_{pl,Rd}}{m} = 709 \text{ kN}$$

Trækbæreevnen ifølge brudform 2:

$$F_{T2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m_x + n} = 576 \text{ kN}$$

Trækbæreevnen ifølge brudform 3:

$$F_{T3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \cdot F_{t,Rd} = 748 \text{ kN}$$

Brudform 2 bliver afgørende. Det vil hermed sige, at der sker svigt af boltene med flydning af flangen ved et træk på 576 kN. To bolte indgår i dette snit, og trækbæreevnen pr. bolt bliver hermed 288 kN. Denne beregnede værdi er gældende for både bolt 1 og 2.

Den relative udnyttelse bestemmes:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{T2,Rd}} = 0,62 \quad OK!$$



Undersøgelse af trækbæreevne af bolt 3 og 4

Effektiv længde for bolt 1 og 2

$$m = 46 \text{ mm}$$

$$m_2 = 66 \text{ mm}$$

Ved bestemmelse af parametrene λ_1 og λ_2 , kan α bestemmes udefra figur 6.11 i DS/EN 1993-1-8.

$$\lambda_1 = 0,53$$

$$\lambda_2 = 0,76$$

Dermed kan α aflæses til:

$$\alpha = 5,25$$

$$l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 0,29 \text{ m}$$

$$l_{eff,nc} = \alpha \cdot m = 0,24 \text{ m}$$

Det vil sige:

$$l_{eff} = 0,24 \text{ m}$$

Flydemomenter for tværpladen bestemmes ved:

$$M_{pl,Rd} = \frac{1}{4} \frac{l_{eff} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 9,2 \text{ kNm}$$

Trækbæreevnen ifølge brudform 1:

$$F_{T1,Rd} = \frac{4M_{pl,Rd}}{m} = 791 \text{ kN}$$

Trækbæreevnen ifølge brudform 2:

$$F_{T2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m_x + n} = 561 \text{ kN}$$

Trækbæreevnen ifølge brudform 3:

$$F_{T3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \cdot F_{t,Rd} = 748 \text{ kN}$$



Brudform 2 bliver afgørende. Det vil hermed sige, at der sker svigt af boltene med flydning af flangen ved et træk på 560 kN. To bolte indgår i dette snit, og træk bæreevnen pr. bolt bliver hermed 280 kN. Denne beregnede værdi er gældende for både bolt 3 og 4.

Den relative udnyttelse bestemmes:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{T2,Rd}} = 0,64 \quad OK!$$

3.1.2 Boltesamling ved krop

Kropsamling

Forskydningskraften antages at blive optaget alene i samlingen ved kroppen, og her skal bæreevnen med hensyn til de to bolte og svejsesamlingen være tilstrækkelig. Forskydningskraften fordeles ligeligt mellem de to bolte, som udgør kropsamlingen.

Kraften pr. bolt bliver:

$$\frac{V_{Ed}}{2} = 70 \text{ kN}$$

Ved undersøgelse af boltesamling ved kroppen tages udgangspunkt i disse to bæreevner:

- Overklipningsbæreevne
- Hulrandsbæreevne

Overklipningsbæreevne

Samlingen udføres som en 1-snits forbindelse. Det forskydningspåvirkede snit går gennem skaftet, dertil benyttes:

$$\alpha_v = 0,6$$

Overklipningsbæreevne pr. bolt bestemmes ved:

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

Hvor:

α_v Reduktionsfaktor



A	Pladens tykkelse
f_{ub}	Boltematerialets trækbrudstyrke
γ_{M2}	Partialkoefficient for samlinger

$$F_{v,Rd} = 231 \text{ kN}$$

Den relative udnyttelse bestemmes:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = 0,3 \text{ OK!}$$

Hulrandsbæreevne

I ovenstående blev minimums- og aktuelle afstande bestemt. Med udgangspunkt i den aktuelle afstand (som overholder minimumsafstande), skal faktorerne α_b og k_1 bestemmes.

α_b og k_1 kan maksimalt antage værdier henholdsvis 1,0 og 2,5. Disse værdier er gældende, såfremt afstandene er større end eller lig med de optimale afstande:

$$e_1 \geq 3,00 \cdot d_0 \quad \wedge \quad p_1 \geq 3,75 \cdot d_0 \rightarrow \alpha_b = 1,0$$

$$e_2 \geq 1,50 \cdot d_0 \quad \wedge \quad p_2 \geq 3,00 \cdot d_0 \rightarrow k_1 = 2,5$$

Hvis disse afstande er derimod mindre end overstående, skal disse to faktorer reduceres.

$$e_1 = 61 \text{ mm} < 3,00 \cdot d_0 = 99 \text{ mm}$$

$$\alpha_{b1} = \frac{e_1}{3,00 \cdot d_0} = 0,64$$

$$p_1 = 195 \text{ mm} \geq 3,75 \cdot d_0 = 124 \text{ mm} \rightarrow \alpha_{b2} = 1,0$$

$$\text{Den mindste værdi vælges} < \begin{cases} \alpha_{b1} = 0,64 \\ \alpha_{b2} = 1,0 \\ \alpha_{b3} = \frac{f_{ub}}{f_u} = 2,44 \end{cases}$$

Det vil sige

$$\alpha_b = \alpha_{b1} = 0,64$$

$$e_2 = 75 \text{ mm} > 1,50 \cdot d_0 = 49,5 \text{ mm} \rightarrow k_1 = 2,5$$

$$p_2 = 150 \text{ mm} > 3,00 \cdot d_0 = 99 \text{ mm} \rightarrow k_1 = 2,5$$



Hulrandsbæreevne pr. bolt bestemmes ved:

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

Hvor:

k_1	Faktor vedrørende hul- og kantafstande i kraftens retning
α_b	P Faktor vedrørende hul- og kantafstande i kraftens retning
f_u	Pladematerialets trækbrudstyrke
d	Boltens diameter
t_p	Pladens tykkelse
γ_{M2}	Partialkoefficient for samlinger

Hulrandsbæreevne pr. bolt kan hermed bestemmes:

$$F_{b,Rd} = 364 \text{ kN}$$

Den relative udnyttelse:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = 0,19 \text{ OK!}$$

3.1.3 Svejsesamling

Samlingen beregnes efter DS/EN 1993-1-8. Den påførte spænding opdeles i komponenter vinkelret og parallelt med sømmens halssnit.

Svejsninger ved flange

Kantsømmene ved trækflangen påvirkes af trækraften, og ved trykflangen påvirkes den tilsvarende, blot med kraften i modsat retning. Beregninger vil hertil være identiske.

Den effektive længde bestemmes:

$$l_{eff} = b_p - 2 \cdot a_f$$

Hvor:

b_p	Bredden af pladen
a_f	a-mål for svejsning ved flangen



$$l_{eff} = 290 \text{ mm}$$

Arealet af halssnittet bestemmes ved:

$$A_w = 2 \cdot a_f \cdot l_{eff} = 2900 \text{ mm}^2$$

Spænding i kraftens retning:

$$\sigma_{\parallel} = \frac{F_{Ed}}{A_w} = 123 \text{ MPa}$$

Spændingskomponenter bestemmes:

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \sigma_{\parallel} = 87 \text{ MPa}$$

Følgende krav er gældende til effektive spændinger:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{\parallel}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

Hertil kan den regningsmæssige bæreevne bestemmes ved:

$$\sigma_{eff} = 174 \text{ MPa}$$

Hvilken skal være mindre end:

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

Ved stål kvalitet S275, vælges:

$$\beta_w = 0,85$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 357 \text{ MPa}$$

Bestemmelse af relativ udnyttelse:

$$\frac{174 \text{ MPa}}{357 \text{ MPa}} = 0,49 \text{ OK!}$$

Svejsning ved krop

Svejsninger ved kroppen udføres som kantsøm på begge sider af kroppen. Kantsømme ved kroppen påvirkes af forskydningskraften, som virker sømmenes længderetning. Sømmene påvirkes således kun af forskydningsspændinger parallelt med svejsesømmens akse.



Den effektive længde er det samme som kroppens fulde højde:

$$l_{eff} = h - 2 \cdot t_f = 262 \text{ mm}$$

Arealet af halssnittet:

$$A_w = 2 \cdot a_k \cdot l_{eff} = 1572 \text{ mm}^2$$

Spændingskomponent:

$$\tau_{\parallel} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = 88 \text{ MPa}$$

Den regningsmæssige bæreevne bestemmes:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3 \cdot \tau_{\parallel}^2} = 153 \text{ MPa}$$

Den relative udnyttelse bestemmes:

$$\frac{\tau_{\parallel}}{357 \text{ MPa}} = \frac{153 \text{ MPa}}{357 \text{ MPa}} = 43\% \text{ udnyttet, hvilket er OK!}$$



3.2 Dimensionering af hjørnesamling

Forudsætninger

- Pladens bredde 320 mm

Lastdata

De regningsmæssige snitkræfter der påvirker samlingen er:

$$M_d = 294 \text{ kNm}$$

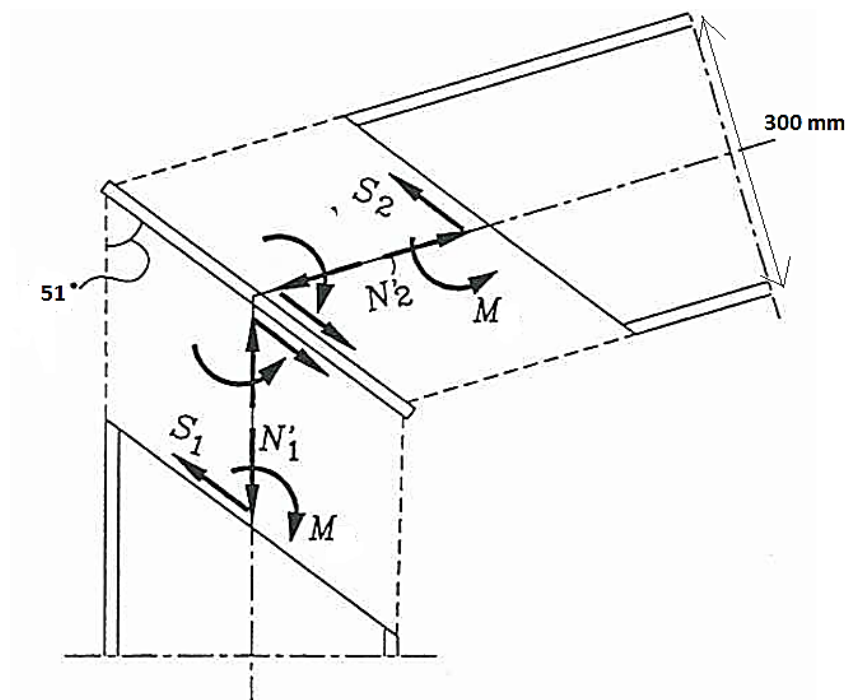
$$N_1 = 82 \text{ kN}$$

$$V_1 = 30 \text{ kN}$$

$$N_2 = 51 \text{ kN}$$

$$V_2 = 80 \text{ kN}$$

Snitkræfter



Figur 3.1 - Hjørnesamling

Snitkræfterne i snit ved skråpladens side bestemmes:

$$S_1 = \frac{V_1}{\sin(\alpha)} = 38,6 \text{ kN}$$



$$N'_1 = N_1 + \frac{V_1}{\tan(\alpha)} = 106,3 \text{ kN}$$

$$S_2 = \frac{V_2}{\sin(\alpha)} = 102,9 \text{ kN}$$

$$N'_2 = N_2 + \frac{V_2}{\tan(\alpha)} = 115,9 \text{ kN}$$

Moment og normalkraft

Moment og normalkraft regnes optaget alene af flangerne.

$$F_{T1} = -\frac{1}{2} \cdot N'_1 + \frac{M_d}{700\text{mm} - 12,7\text{mm}} = 375 \text{ kN}$$

$$F_{C1} = \frac{1}{2} \cdot N'_2 + \frac{M_d}{700\text{mm} - 19\text{mm}} = 490 \text{ kN}$$

Den maksimale spænding bestemmes til:

$$\sigma_{\max} = \frac{F_{C1}}{300\text{mm} \cdot 19\text{mm}} = 86 \text{ MPa} < f_{yd} = \frac{235 \text{ MPa}}{1,35} = 174 \text{ MPa}$$

Eftervisning af skråpladen

Kræfterne i skråpladen fra flangerne bestemmes til:

$$F'_{T1} = 2 \cdot F_{T1} \cdot \cos(\alpha) = 472 \text{ kN}$$

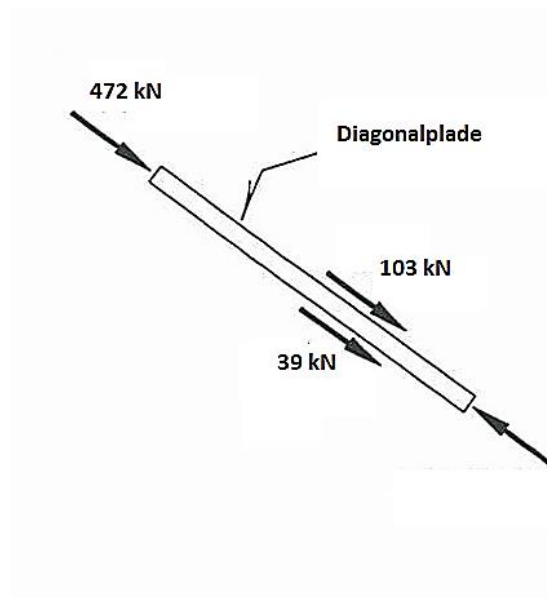
$$F'_{C1} = 2 \cdot F_{C1} \cdot \cos(\alpha) = 616 \text{ kN}$$

Det vil sige:

$$F'_{C1} - F'_{T1} = 145 \text{ kN}$$

Denne skal være opløst af snitkræfterne, som der tidligere blev bestemt.

$$S_1 + S_2 = 142 \text{ kN}$$



Figur 3.2 – Diagonalpladen med påvirkninger

Det kan hermed konkluderes, at skråpladen er i ligevægt.

3.2.1 Foldningsundersøgelse

Foldningskriteriet skal undersøges for at sikre, at diagonalpladen ikke folder på grund af trykket som forekommer på den.

Foldning kan undgås, hvis reglerne for grænseværdier for bredde- tykkeles forhold bliver opfyldt i tværsnitklasse 3.

Da kroppen fra riglen og rammebenet fastholder pladen midt på, hvorfor pladens bredde halveres:

$$b_{\frac{1}{2}p} = 160 \text{ mm}$$

Pladens nødvendige tykkelse bestemmes:

$$t_p = \frac{F_{c1'}}{b_p \cdot f_{yd}} = 11 \text{ mm}$$

Pladens tykkelse vælges til:

$$t_p = 12 \text{ mm}$$

Bredde- og tykkelsesforhold bestemmes:

$$\frac{160 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 13,3 < \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} \cdot 14 = 14$$



Foldningskriteriet for tværsnitsklasse 3 er hermed overholdt, det vil sige, at foldning af pladen ikke forekommer.

3.2.2 Eftervisning for svejsning

Der er valgt at udføre svejsninger i flangen med en fuld gennemsvejt stumpsøm. Dette er valgt på baggrund af de store trækpåvirkninger der er ved flangerne, som ville resultere i at skråpladen ville flække på grund af trækpåvirkninger.

Det er hermed ikke nødvendigt at eftervise stumpsømme-samlingen, idet svejsematerialet har mindst samme styrke som materialet i profilerne,

Hermed eftervises kun profilets krop svejst på diagonalpladen. Der anvendes kantsøm med a-mål på 4. Da profilets krop kun optager forskydningen, vil der i dette tilfælde kun være nødvendigt at undersøge og eftervise bæreevnen for forskydningskræften.

Forskydningskraften for samling ved diagonalafstivning bestemmes:

$$V_d = \frac{V_2 \cdot \sin(\beta_1)}{\sin(\beta_2)} = 122 \text{ kN}$$

Sømlængden bestemmes:

$$L_s = \frac{700\text{mm} - 2a}{\sin(\alpha)} = 890 \text{ mm}$$

Følgende skal eftervises:

$$\sigma_{eff} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 315 \text{ MPa}$$

De effektive spændinger bestemmes ved:

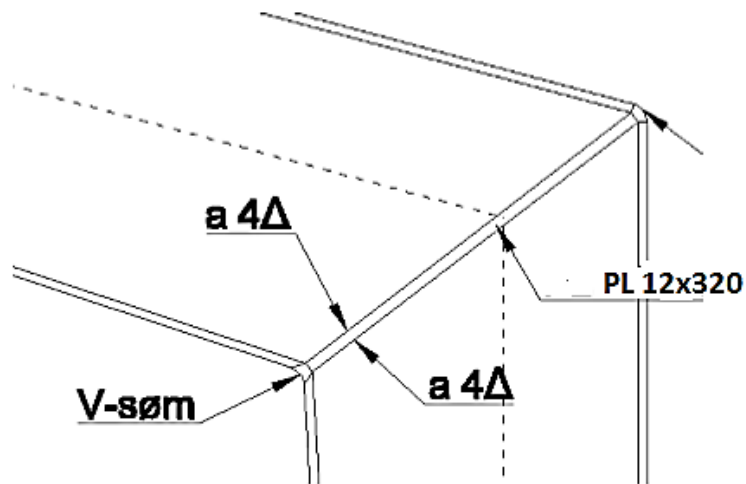
$$\sigma_{eff} = \sqrt{\tau_{ll}^2 \cdot 3}$$

Idet der er to sømsnit, bestemmes forskydningsspændingen i snittet ved:

$$\tau_{ll} = \frac{V_d}{2 \cdot L_s \cdot a} = 17 \text{ MPa}$$



$$\sigma_{eff} = 30 \text{ MPa} < 315 \text{ MPa OK!}$$



Figur 3.3 – Illustration af konstruktionen af rammehjørnet

Det kan hermed konstateres, at en diagonalplade 12x320 mm, med påsvejest rammeben og rigle, med fuld gennemsvæjst stumpsøm i flangerne og kantsøm med a-mål på 4 mm ved kroppen, er ok til samling af rammehjørnet.



4. Stabilitet af betonelementvægge

Det følgende kapitel omhandler eftervisning af stabilitet i bygværet, hvor hensigten er at sikre den fornødne stabilitet af bygningen. Dette gøres ved at sikre, at bygningen er stabil for de laster, der optræder på bygværket.

I dette afsnit fokuseres der udelukkende på eftervisning af vægelementernes stabilitet.

Der vil i de følgende beregninger blive redegjort for væggenes stabilitet i y-akse, hvor Y-aksen er på langs af bygningen i et x-y-koordinatsystem. Væggene bliver undersøgt for en vandret last, som forekommer fra vinden. Vinden på langs (tryk på gavlen) bliver optaget af vægelementer på langs samt vindgitteret i midten. Det vil sige, at vinden bliver fordelt ud på de tre punkter som skal optage vinden. I afsnittet dimensionering af vindgitter ses hvilke kræfter, vindgitter skal optage. Resten af kræfterne fra vinden skal vægelementer optage.

Ved vindlasttilfælde 2a forekommer det største tryk på væggene, og denne jævn fordelt last tages udgangspunkt i.

$$W_{LT2a} = 1,09 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Den jævntfordelte last bliver omregnes til en punktlast, som vægelementer skal optage.

Reaktionen bestemmes:

$$R_{v,d} = 1,5 \cdot (W_{LT2a} \cdot 10m \cdot 4,8m) = 78,5 \text{ kN}$$

Denne reaktion fordeles over alle stive vægfelter. Det vil sige, at den fordeles over 20 vægge uden udsparinger. Reaktionen for vægfelt 1Y er hermed;

$$R_{1Y} = 3,9 \text{ kN}$$

Udover den horisontale reaktion, belastet væggen også af stabiliserende kræfter, herunder væggenes egenlast.

Egenlast for vægelementerne blev bestemt i projektgrundlag til:

$$g_{vægele} = 7,42 \frac{kN}{m^2}$$

Denne omregnes til en regningsmæssig punktlast:

$$R_{1Y} = 256 \text{ kN}$$



Styrkeparametre

Betons trykstyrke:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Regningsmæssig trykstyrke værdier:

$$f_{cd} = 22,6 \text{ MPa}$$

4.1 Eftervisning af vægstabilitet

I denne afsnittet eftervises vægfeltet for væltning, glidning og knusning. Da punktlasten blev fordelt over 20 stive vægfelter, er det her kun nødvendigt at eftervise et vægfelt.

Som følge af de reaktioner etagedækkene viderefører til vægelementerne eftervises væggene for de stabile forhold, at der ikke sker væltning, knusning eller glidning. Lasterne, der bruges til eftervisningerne, er den vandrette kraft, der kommer som følge af reaktionerne fundet under den vandrette lastfordeling og egenlasten af vægelementerne.

Væltning: Det skal eftervises at væggene ikke vælter af den vandrette last. Dette gøres ved at sammenligne det væltende moment, som kommer af den vandrette last, med det stabiliserende moment, som kommer af væggens egenlast samt lasten i vægens bærelinje. Her skal det stabiliserende moment være større end det væltende moment.

Knusning: Det skal eftervises at væggene ikke knuser, hvor den effektive bredde skal bruges til udregningen af normalspændingen, som skal være mindre end den regningsmæssige trykstyrke af betonen.

Glidning: Det skal eftervises at væggene ikke vil glide grundet den vandrette last. Her bruges en friktionskoefficient på 0,5, som ganges på den samlede lodrette kraft. Resultatet heraf skal derved være større end den vandrette last, for at der forekommer glidning.

Væltningsundersøgelse

$$M_{vælt} = 38 \text{ kNm}$$

$$M_{stab} = 508 \text{ kNm}$$



$$M_{vælt} < M_{stab} \text{ OK!}$$

Det vil sige, at vægelementets egenlast er nok til at holde væggen på plads så den ikke vælter.

Glidningsundersøgelse

Glidning, også kaldet friktion, bestemmes ved følgende:

$$V_{glidning} = G_{vægele} \cdot \mu$$

Hvor:

$G_{vægele}$ Er egenvægten af vægelementet

μ Glidnings- /friktionskoefficient

Glidningsundersøgelse i skel mellem vægelement og underliggende dæk bestemmes:

$$V_{glidning,Rd} = G_{vægele} \cdot \mu = 128 \text{ kN} > R_{1Y} = 4 \text{ OK!}$$

Der forekommer ikke glidning af væggene.

Knusningsundersøgelse

Der eftervises, at væggene ikke knuses. Det vil sige, spændingen på bunden af væggene skal være mindre end betons trykspænding.

Den effektive bredde bestemmes:

$$b_{eff} = \frac{M_{stab} - M_{vælt}}{G} \cdot 2 = 3,67 \text{ m}$$

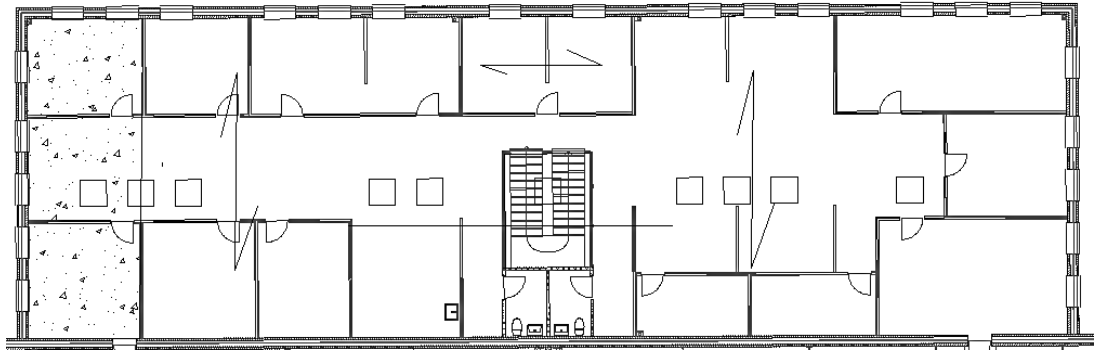
Spændingen bestemmes:

$$\sigma = \frac{G}{b_{eff} \cdot t_{væg}} = 0,17 \text{ MPa} < f_{cd} = 22,6 \text{ MPa OK!}$$



5. Etagedæk

I administrationsbygning er der en indskudt etage. På den indskudte etage, består etagedækket af præfabrikerede huldækelementer. Der er to forskellige spændretninger for huldækelementer. Disse kan ses i nedenstående figur.

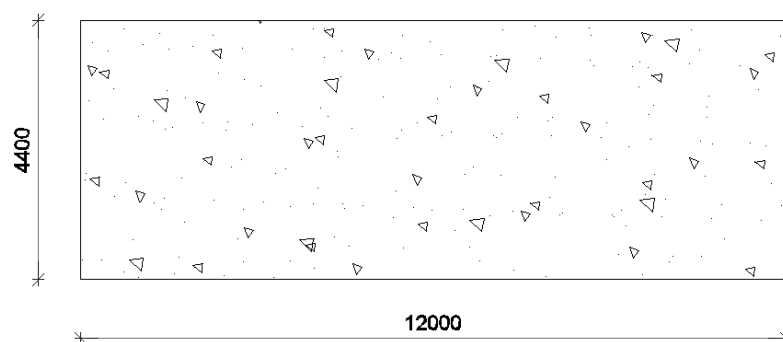


Figur 5.1 – Indskudt etage med spændretninger

Ved dimensionering af den indskudte etagedæk i administrationsbygning, er der valgt at se bort fra, at etagedækket består af præfabrikerede huldækelementer. Der vil til gengæld blive antaget, at etagedækket er støbt på stedet.

På ovenstående figur ses, hvilket område der vil blive undersøgt på. Ved undersøgelse af området, bliver der beregnet på in situ betonplade. I undersøgelse af etagedækket, bliver pladens geometri eftervist, bæreevnen, nødvendig armering og nedbøjning af pladen.

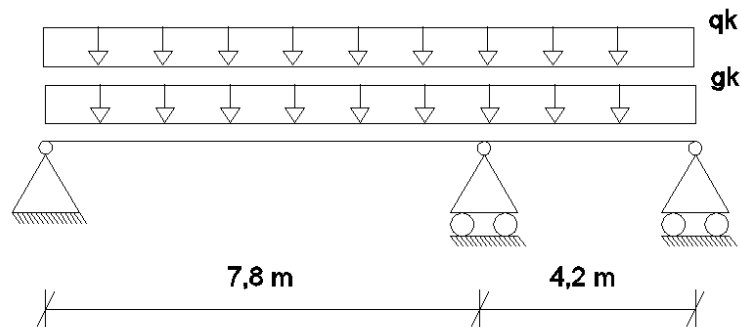
5.1 Dimensionering af betonplade



Figur 5.2 – Plan over betonplade

Betonpladen betragtes som en enkeltspændt plade som spænder over to fag, det vil sige en kontinuerlig betonplade. Pladen betragtes i princippet som en kontinuerlig bjælke med stor bredde i forhold til højden.

Da der er bøjning om flere akser, bliver der anvendt hovedarmering i to retninger, der virker vinkelret på hinanden.



Figur 5.3 – Statisk system for betonplade

Forudsætninger

- Beton C16
- Armering med $f_{yk} = 500$ MPa
- Normal kontrolklasse
- Passiv miljøklasse
- Pladetykkelse 250 mm
- Tolerancetillæg 10 mm

Lastdata

Pladen påvirkes både af egen- og nyttelast. Den indskudte etage har en nyttelast svarende til $q_k = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ jævnfør *nyttelastkategori B - Kontorer*. Med udgangspunkt i egenlasten er den specifikke tyngde for normalbeton inklusiv armering 25 kN/m^3 .

Den karakteriske egenlast er:

$$P_k = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,25 \text{ m} = 6,3 \text{ kN/m}^2$$

Minimumslasten på pladen svarer til egenlasten:

$$P_{min,d} = 0,9 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,25 \text{ m} = 5,6 \text{ kN/m}^2$$

Maksimumslasten svarer til egen- og nyttelasten, og den regningsmæssige maksimale last beregnes:

$$P_{max,d} = P_k \cdot 1,0 K_{FI} + q_k \cdot 1,5 \cdot K_{FI}$$



Hvor K_{FI} er 1,0, da det er konsekvensklasse CC2.

$$P_{max,d} = 6,3 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,0 \cdot 1,0 + 2,5 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 10 \frac{kN}{m^2}$$

Nedbøjningen for langtidstilstanden skønnes, at en femtedel af nyttelasten er udnyttet. Den kvasipermanente last er:

$$p_{kvasi} = g_k + \psi_2 \cdot q_k = 6,75 \frac{kN}{m^2}$$

Indspændingsgraden

Øvre grænse for indspændingsgraden i beregnes af:

$$i \leq \left\{ \frac{0,5}{0,64 P_{min,d}} \right\} = \left\{ \frac{0,5}{0,64 \cdot 5,6} \right\} = 0,56$$

Dvs. $i = 0,5$

Bestemmelse af momenter

Skitse ind her af 279

$$m_{0AB} = m_{0BC} = \frac{1}{8} \cdot p_{max,d} \cdot l^2 = 80 \frac{kNm}{m}$$

Løsning af to ligninger med to ubekendte:

$$m_B = i \cdot m_{AB} = 0,5 \cdot m_{AB}$$

$$m_{AB} = m_{0AB} - \frac{1}{2} m_B \rightarrow m_{AB} = 61 \text{ kN}$$

$$m_B = 0,5 \cdot 61 \text{ kN} = 32 \text{ kN}$$

Skøn af armering

Dæktag c:

For passiv miljøklasse, $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$

Forskrevet dæktag, $c = c_{min,dur} + \text{tolerancetillæg}$

$$c = 10 + 10 = 20 \text{ mm}$$

Armeringens effektive højde skønnes:

$$d \sim 250 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 6 \text{ mm} = 224 \text{ mm}$$



Referencehøjde z bestemmes:

$$z = 0,9 \cdot d = 202 \text{ mm}$$

Hovedarmering

$$A_{s,n\ddot{o}dvendig} = \frac{m_{AB}}{z \cdot f_{yd}} = 726 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Der vælges Ø 12/145 svarende til:

$$A_s = 780 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Kontrol af bæreevne

Den skønnede armering eftervises ved at eftervise pladens bæreevne i y- og x-retning:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{d \cdot f_{cd}} = 0,13 < \omega_{bal} = 0,5 \quad OK!$$

$$m_{R,AB} = \omega \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega \right) \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 68 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$m_{R,AB} = 68 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > m_{AB} = 61 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Bæreevnen er ok!

Tværarmering

Fordelingsarmeringen, også kaldes tværarmeringen, skal være mindst 20% af hovedarmeringen.

$$A_{s,n\ddot{o}dv.tvær} = 0,2 \cdot A_s = 156 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Der vælges Ø 8/300, svarende til:

$$A_{s,tvær} = 167 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Kontrol af armeringsafstande

$$s \leq \begin{cases} 2h = 400 \\ 250 \end{cases}$$



$$145 \text{ mm} \leq \begin{cases} 2h = 500 \text{ mm} \\ 250 \end{cases} \quad \text{OK!}$$

Armering over mellemunderstøtninger

Ved mellemunderstøtninger placeres en armering i oversiden. En oversidearmering ved mellemunderstøtning accepteres af 50% af den maksimalt nødvendig undersidearmering.

$$A_{s,n\ddot{o}dv.mellemundst.} = 0,5 \cdot A_s = 390 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Der vælges Ø 8/125, svarende til:

$$A_{s.mellemundst.} = 402 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Armering ved endeunderstøtninger

Ved en simpel understøtning placeres jævnfør DS/EN 1992-1-1 en oversidearmering på 25% af den maksimalt nødvendigt armering i undersiden.

$$A_{s,n\ddot{o}dv.ende} = 0,25 \cdot A_s = 195 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Der vælges Ø 8/250, svarende til:

$$A_{s.ende} = 201 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

5.1.1 Nedbøjning

$$m_{\infty} = M_{AB} \cdot \frac{p_{kvasi}}{p_{max,d}} = 41 \text{ kN}$$

$$\alpha \cdot \rho = 28 \cdot \frac{A_s}{d} = 0,1$$

Ved tabelopslag i teknisk ståbi aflæses følgende værdier i tabellen vedrørende sammenhæng mellem dimensionsløse størrelser ved bøjningsberegninger i anvendelsestilstanden.

$$\varphi_b = 0,158$$

$$\gamma = 1,791$$

$$\beta = 0,358$$

Spændingerne bestemmes:

$$\sigma_c = \frac{m_{\infty}}{\varphi_b \cdot d^2} = 5,2 \text{ MPa}$$



$$x = \beta \cdot d = 80 \text{ mm}$$

Nedbøjning kan hermed bestemmes ved følgende formel:

$$u \approx \frac{1}{10} \cdot \frac{\alpha \cdot \sigma_c}{E_s \cdot x} \cdot l_s^2 = 55 \text{ mm}$$

I projektgrundlagt blev de belyst, at nedbøjningsgrænsen der sikrer udseende og konstruktionens generelle anvendelighed er:

$$\frac{l}{250}$$

Hvilket vil i dette tilfælde svare til:

$$u_{max} = \frac{l_s}{250} = 32 \text{ mm}$$

Da beregninger af nedbøjninger er behæftet med stor usikkerhed, vil der i dette tilfælde accepteres en nedbøjning på 55 mm.



6. Geoteknik

Fundamentene og terrændækket i maskinhallen har til formål at videreføre laster fra overliggende konstruktionsdele til den bæredygtige jord. Fundamenter har yderligere til formål at forhindre konstruktionen i at blive løftet, hvilket kan forekomme med følge af vindsug på bygningen.

I denne geoteknisk afsnit, dimensioneres punktfundamenter til stålrammerne. Ved dimensionering af fundamenter undersøges både bæreevnen af sand og jord. Derudover foretages en dimensionering af armering til fundamenterne. Fundamentene skal dimensioneres således, at konstruktionen ikke beskadiges som følge af potentielle sætninger.

Følgende har til formål at beskrive de geotekniske forudsætninger på byggegrunden. Derudover vil der fremgå en beskrivelse af de gældende styrke- og deformationsparametre. Denne undersøgelse er klargjort med henblik på at danne et forudsætningsgrundlag for den senere dimensionering af de forskellige fundamenter i maskinhallen og administrationsbygningen.

For beregninger henvises til Bilagsmappe BS11.

6.1 Dimensionering af stålrammens punktfundament

I den kommende afsnit med dimensionering af punktfundament til stålrammen undersøges den dimensionsgivende lasttilfælde på fundamenterne.

Rumvægt af materialerne

Materiale	Betegnelse	Rumvægt [kN/m ³]
Beton	γ_{beton}	25
Isolering	$\gamma_{isolering}$	0
Sand	γ_{sand}	
- Over GVS		18
- Under GVS		20
Muld	γ_{muld}	13

Tabel 6.1 – Materialer og deres respektive rumvægt

Undersøgelse af bæreevne

Ved undersøgelse af stålrammens fundament, skal følgende kriterie være opfyldt:

$$V_d \leq R_d'$$

For enkelt- og sribefundamenter med vandret terræn og vandret fundamentflade bestemmes den lodrette bæreevne af:



$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot b' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c$$

Hvor:

R'	Formfaktoren for snelast
A'	Eksponeringsfaktor
b'	Termisk faktor
γ'	Den karakteristiske terrænværdi
q'	Effektivt overlejringstryk i FUK
s_γ, s_q, s_c	Dimensionsløse faktorer
i_γ, i_q, i_c	Dimensionsløse faktorer
d_q, d_c	Dybdefaktorer

Den lodrette effektive spænding i funderingsniveau, q' , skal bestemmes på den side af fundamentet, hvor den har den mindste værdi, da brudfiguren vil udvikle sig til denne side.

Bæreevneformlen kan reduceres alt afhængigt af hvorvidt der skal etableres fundamenter på sand eller ler.

6.1. Eftervisning af stålrammernes fundamenter

Maskinhallens 22 stålrammer skal understøttes af 2*x punktfundamenter, det vil sige to punktfundamenter for hver stålramme.

Stålrammens punktfundamenter belastet med en vertikal og horisontal kraft.

Den horisontale kraft

Der antages, at den horisontale trækraft bliver optaget af trækbåndet i terrændækket.

Den horisontale trykkrft på stålrammen skal eftervises for:

$$H_d < 0,9 \cdot V_{egv.gulv} \cdot 0,2$$

Det vil sige, der forekommer ingen friktion mellem stålrammen og terrændækket.

Den vertikale kraft

Fundamentet er centralt belastet, hvor det ikke er nødvendigt at regne med excentricitet da der kan ses bort fra den horisontale kraft jævnfør ovenstående afsnit.

Fundamentet påvirkes med en nedadrettet og opadrettet kraft, hvor den dimensionsgivende lastkombinationen for begge tilfælde fremgår i nedenstående tabel.

Lastkombination	V _d [kN]
Dominerende snelast (tryk)	166
Dominerende vind fra vest (sug)	88

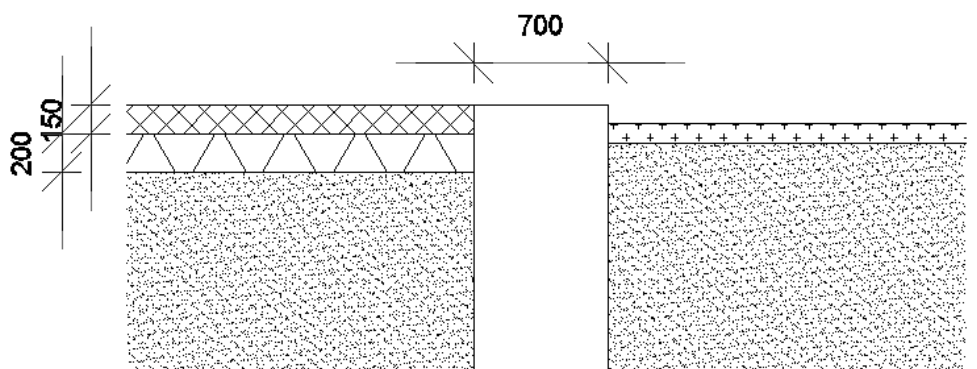
Tabel 6.2 – Dimensionsgivende kraft

Den opgivet regningsmæssige lodrette kraft i tabellen er med inklusiv egenvægten af fundamentet samt en del af facadeelementet.

Det er nødvendigt at undersøge 2 tilfælde for sålrammefundamenterne. Tilfælde 1 er for dominerende snelast, hvor fundamenternes skal eftervises for en nedadrettet kraft. Tilfælde 2 er med dominerende vind fra vest, hvor fundamentet skal undersøges for løft (vindsug).

Geometri

Fundamentets geometriske udformning vælges til at være kvadratisk. Det vil sige punktfundamentets længde og bredde er 700 mm.



Figur 6.1 – Snit gennem fundamentet

Drænede bæreevne for fundament på sand

Bæreevnen af fundamenter på sand (friktionsjord) bestemmes som hovedregel i drænet brudtilstand idet man sætter $c'=0$, det vil sige der ses bort fra kohæsive kræfter. Dermed kan den ovenstående brudbæreevneformel reduceres til:

$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot b' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q$$



Friktionsvinkel

Den karakteristiske plane friktionsvinkel for sand er opgivet i den geotekniske rapport til:

$$\varphi_k = 31^\circ$$

Den regningsmæssige plane friktionsvinkel for sand bestemmes til:

$$\varphi_d = \operatorname{atan}\left(\frac{\tan(\varphi_k)}{1,2}\right) = \operatorname{atan}\left(\frac{\tan(31^\circ)}{1,2}\right) = 26,6^\circ$$

Den regningsmæssige friktionsvinkel for sand er hermed 26,6 grader.

Fundamentets effektive bredde og længde er lig med den geometriske bredde, da $e=0$. Det vil sige:

$$b' = b = 0,7 \text{ m}$$

$$l' = l = 0,7 \text{ m}$$

Det effektive areal er:

$$A' = 0,49 \text{ m}^2$$

De dimensionsløse størrelser bestemmes:

$$N_q = \frac{1 + \sin(\varphi_d)}{1 - \sin(\varphi_d)} \cdot e^{\pi \cdot \tan(\varphi_d)} = 12,6$$

$$N_\gamma = \frac{1}{4} \left((N_q - 1) \cos(\varphi_d) \right)^{\frac{3}{2}} = 8,4$$

$$s_q = 1 + 0,2 \cdot \frac{b'}{l'} = 1,2$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{b'}{l'} = 0,6$$

Da der ses bort fra den horisontale kraft, gælder følgende:

$$i_q = 1,0$$



$$i_{\gamma} = i_q^2 = 1,0$$

Den effektive rumvægt under FUK bestemmes:

$$\gamma' = 20 \frac{kN}{m^3} - 10 \frac{kN}{m^3} = 10 \frac{kN}{m^3}$$

Den mindste værdi af det effektive lodrette overlejringsstryk anvendes.

$$q' = 22,7 \frac{kN}{m^2}$$

Alle de nu bestemte faktorer indsættes i bæreevneformel, og der kan dermed bestemmes bæreevnen af fundamentet.

$$R' = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot b' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \right) \cdot A' = 178 \text{ kN}$$

$$R' = 178 \text{ kN} > V_{d,tryk} = 166 \text{ kN}$$

Det er hermed eftervist, at dimensionen på fundamentet er tilstrækkeligt.

6.1.2 Dimensionering af armering

I fundamentets underkant vil der forekomme nogle spændinger, som resulterer i et moment. Den nødvendige armering vil bestemmes med udgangspunkt i den moment som vil forekomme i FUK.

Spændinger i jorden bestemmes:

$$\sigma_{jord} = \frac{V_d}{A} = 338 \frac{kN}{m^2}$$

Moment bestemmes:

$$M_d = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{jord} \cdot a^2 \cdot b = \frac{1}{2} \cdot 338 \frac{kN}{m^2} \cdot (0,275 \text{ m})^2 \cdot 0,7 \text{ m} = 9 \text{ kNm}$$

Armeringens effektive højde skønnes:

$$d \sim 0,9 \cdot h \sim 1,3 \text{ m}$$

De enhedsløse størrelser bestemmes:

$$\mu = \frac{m_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{9 \text{ kNm}}{0,7 \text{ m} \cdot 1,3^2 \cdot 20,7 \text{ MPa}} = 0,0$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0} = 0,0$$



Bestemmelse af armeringsareal

$$A_{s,nødv.} = \frac{\omega \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0 \cdot 1,3m \cdot 0,7m \cdot 20,7 MPa}{458 MPa} = 15,4mm^2$$

Armeringsvalg:

Der er valgt 5 Ø20 armeringsstænger, det vil sige armeringsareal er hermed:

$$A_s = 1570 mm^2$$

Kontrol

Der kontrolleres, om det er normaltarmeret beton. Armeringsgraden skal opfylde følgende grænseværdier:

$$\omega_{min} < \omega < \omega_{bal}$$

ω_{min} og ω_{bal} bestemmes til:

$$\omega_{min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,03$$

$$\omega_{bal} = 0,8 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0,50$$

Armeringsgraden for fundamentet bestemmes:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = 0,04$$

$$0,03 < 0,04 < 0,5 \text{ OK!}$$

Det vil sige, at bjælken er normaltarmeret.



6.2 Eftervisning af den indvendig søjles fundament

Der er valgt at tage udgangspunkt i den tredje indvendige søjle ved dimensionering af fundamenter til de indvendige søjler. De to første indvendige søjler påvirkes af kræfterne fra vindgitter (se afsnit – Dimensionering af vindgitter), hvori den tredje indvendige søjle bliver påvirket af variable laster såsom vind- og snelast, derudover bliver den også påvirket af egenlast fra taget samt søjlens egenvægt. Disse laster fremgiver nogle lodrette og vandrette reaktioner – både i form af tryk og træk (vindsug).

Reaktionerne, fundamentet bliver påvirket med i tryktilfælde er:

$$V_{d,tryk} = 218 \text{ kN}$$

$$H_{d,tryk} = 10,5 \text{ kN}$$

Reaktionerne, fundamentet bliver påvirket med i træktilfældet er:

$$V_{d,sug} = -34,5 \text{ kN}$$

$$H_{d,sug} = -21 \text{ kN}$$

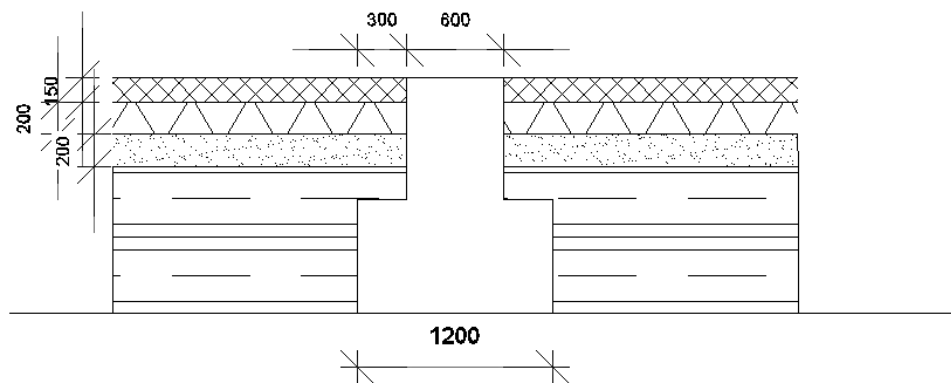
De vandrette kræfter antages at blive optaget i dækket i form af trækbånd. Tilbage står de lodrette reaktioner i tryk og træktilfælde som påvirker fundamentet. I følgende undersøges der på tilfælde:

Tilfælde 1 – Fundamentet undersøges når der er trykpåvirkninger

Tilfælde 2 – Fundamentet undersøges for trækpåvirkninger

Fundamentets udformning og det omkring liggende

Nedenstående figur illustrer udformning af fundamentet i.



Figur 6.2 – Snit gennem den indvendige søjles fundament

Fundamentet består af et skaft, hvis areal bestemmes:

$$A_{skaft} = 600mm \cdot 600mm = 0,36 m^2$$

Skaftets højde er 750 mm.

Under skaftet er der en fundaments blok, hvis areal er:

$$A_{blok} = 1200 mm \cdot 1200 mm = 1,44 m^2$$

Fundamentes højde er valgt til 700 mm.

Da der undersøges på en søjle som er inde i bygningen, vil materialeopdeling være den samme på begge side der fundamentet.

Det vil sige, at terrændækket består af 150 mm betondæk, 200 mm trykfast isolering og 200 mm sand. Det underliggende består af ler.

Lastdata

Udover de ovennævnte kræfter, fundamentet bliver påvirket af, er der nogle egenlaster fra materialer som påvirker fundamentet. Disse egenlaster fremgår i nedenstående tabel:

Betegnelse	Last kN
Betongulv	4,1
Fundamentskaft	6,5
Fundamentblok	25,2
Sand	3,7

I tilfælde 1, hvor fundamentet undersøges for trykpåvirkninger, vil nyttelasten også medregnes som trykpåvirkning. I projektgrundlag fremgår, at nyttelasten i maskinhallen sættes til:



$$q_k = 7,5 \frac{kN}{m^2}$$

Dimensionsgivende last

Der betragtes på de dominerende lastkombinationer for henholdsvis tryk og træk (sug). Lastkombinationerne findes i Bilagsmappe BS11.

Dimensionsgivende last

Dominerende snelast

$$\begin{aligned} V_{d1} &= V_{d,tryk} + \gamma_{Gj,sup} \cdot V_{gk} + \psi_{0,1} \cdot N_{qk} \\ &= 218 \text{ kN} + 1,0 \cdot (6,5 \text{ kN} + 4,1 \text{ kN} + 25,2 \text{ kN} + 3,7 \text{ kN}) + 0,8 \\ &\quad \cdot 8,1 \text{ kN} = 264 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dominerende vindlast, træk (sug)

$$\begin{aligned} V_{d2} &= V_{d,sug} + \gamma_{Gj,inf} \cdot V_{gk} \\ &= (-34,5 \text{ kN}) + 0,9 \cdot (6,5 \text{ kN} + 4,1 \text{ kN} + 25,2 \text{ kN} + 3,7 \text{ kN}) \\ &= 1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Positiv værdi af last af V_{d2} betyder at fundamentet ikke løftes, lasten V_{d1} bliver dermed den dimensionsgivende.

Bæreevne på ler

Ved dimensionering af den indvendige søjles fundament, er der valgt at undersøge bæreevnen på ler. Dette er valgt på trods af, at der ikke forekommer jordarten ler i de første par lag i jorden. Som tidligere nævnt, er den valgte geotekniske rapport ikke for byggegrunden, som projektet tilhører, dertil kan det i princippet forekomme ler i de første lag i jorden. Derudover ligger der også en øvelse i at kunne håndtere eftervisning af fundamenter på et bæredygtigt lag såsom ler.

En fundaments bæreevne på ler bestemmes i udrænet brudtilstand, hvor friktionsvinkel $\varphi = 0$.

Den regningsmæssige forskydningsstyrke bestemmes:

$$c_{ud} = \frac{c_{uk}}{\gamma_{cu}} = \frac{80 \text{ kN}}{1,8} = 44,4 \text{ kN/m}^2$$



6.2.1 Eftervisning af fundamentbæreevne på ler

Bæreevnen for fundamentet bestemmes ved følgende udtryk.

$$\frac{R'}{A'} = N_c \cdot c_{ud} \cdot S_c \cdot i_c + q'$$

Effektivt overlejringsstryk på ydre – og inderside af FUK bestemmes, hvor den mindste anvendes.

$$\begin{aligned} q' &= 0,15m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} + 0,20m \cdot 0,4 \frac{kN}{m^3} + 0,2 \cdot 18 \frac{kN}{m^3} + 0,7 \cdot 1,10m \cdot 20 \frac{kN}{m^3} \\ &= 21,4 \frac{kN}{m^2} \end{aligned}$$

Bæreevnefaktor vælges til:

$$N_c = 5,14$$

Formfaktor bestemmes:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{b'}{l'} = 1 + 0,2 \cdot \frac{1,2 m}{1,2 m} = 1,2$$

Hældningsfaktor bestemmes:

$$i_c = 1$$

Bæreevne bliver:

$$R' = \left(5,14 \cdot 44,4 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,2 \cdot 1 + 29,421,4 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot 1,44 m^2 = 426 kN$$

$$R' = 426 kN > V_{d,tryk} = 264 kN$$

Bæreevne for fundamentet er ok.



7. Konklusion

I dette projekt blev der udført en delvis projektering af maskinhallen samt administrationsbygning med udgangspunkt i de udleverede arkitekttegninger.

Stålprojektet omhandlede dimensionering af stålrammerne, som blev projekteres med en 2-charniers stålramme. Stålrammernes rigel blev dimensioneret til HEB300 profil, hvor rammebenene samt de indvendige søjler blev dimensioneret til IPE300 profil med påsvejste forstærkninger. Derudover omfatter stålprojektet også dimensionering af et vindgitter i hver ende af hallen, som skal kunne optage en vindlast på langs.

Udover dimensionering af den overordnede stålrammekonstruktion blev der foretaget en detailldimensionering af en samling i stålrammens rammehjørne. En anden samling som der også blev foretaget en undersøgelse på er samling i kippen.

I betonelementprojektet blev de præfabrikerede elementvægge eftervist for væltning, knusning og glidning.

I administrationsbygning blev etagedækket undersøgt og eftervist for dens bæreevne. Etagedækket blev regnet som kontinuerlig plade over to fag og med beton støbt på stedet. I virkeligheden er etagedækket ikke støbt in situ, men består af præfabrikerede huldækelementer som er samlet på stedet.

På baggrund af det overstående og de foretagende beregninger kan det konkluderes, at der er i projekteret og dimensioneret en maskinhal med tilhørende administrationsbygning, der opfylder de ønsker og krav, der er opstillet fra bygherrens side samt de gældende normer for laster og sikkerhed