Projektering af "Hvide Sande Missionshus"

- Design of "Hvide Sande Missionshus"



Udarbejdet i samarbejde med:



Forfatter:	Dennis Kaastrup Nielsen
	•
Semester:	Bachelorprojekt – 7. semester
Retning:	Bygge- og anlægskonstruktion
Chad	Aslbaus Universitat Cabieus
Sted:	Aalborg Universitet Esbjerg
Ducielative	Christian Denenf
Projektvejleder:	Christian Kompt



Titelblad

Titel (dansk):	Projektering af "Hvide Sande Missionshus"
Titel (english):	Design of "Hvide Sande Missionshus"
Forfatter:	Dennis Kaastrup Nielsen
Projektperiode:	7. december 2015 – 16. marts 2016
Sted:	Aalborg universitet, Esbjerg
Retning:	Byggeri og anlægskonstruktion, Diplomingeniør
Projektvejleder:	Christian Rompf, Ingeniørgruppen Vestjylland ApS
Samarbejdspartner:	Ingeniørgruppen Vestjylland

Sideantal:	181 sider (inklusiv appendiks)
Bilag:	75 sider
Tegningsmateriale	12 tegninger

Dennis Kaastrup Nielsen:	
-	

Dato:

Synopsis

Projektet omhandler en delvis projektering for byggeriet af "Hvide Sande Missionshus". Projektet for "Hvide Sande Missionshus" er et udbudsprojekt, som er udarbejdet i løbet projektperioden ved Ingeniørgruppen Vestjylland ApS.

Projekteringen omfatter dimensionering af en bærende stålrammekonstruktion samt dimensionering og eftervisning af samlinger på stålrammen. Herudover dimensioneres og eftervises betonpladerne og fundamentsbjælkerne i det selvbærende terrændæk. Fundering udføres med jernbetonpæle som dimensioneres og eftervises.



Forord

Dette bachelorprojekt er udarbejdet af Dennis Kaastrup Nielsen, studerende på 7. semester på bygge- og anlægskonstruktionslinjen ved Aalborg Universitet Esbjerg. Bachelor projektet er et afgangsprojekt for diplomingeniørretningen, og er skrevet i samarbejde med Ingeniørgruppen Vestjylland ApS i perioden 7. december 2015 til 16. marts 2016.

Projektet omhandler opførelsen af et nyt missionshus i Hvide Sande. Bygherre for projektet er Indre Mission, Hvide Sande. Projektet er et udbudsprojekt af Ingeniørgruppen Vestjylland ApS og har været udarbejdet løbet projektperioden. Ingeniørgruppen har været rådgivende part for projektet.

Projektet henvender sig til medstuderende, vejleder og andre med interesse inden for bygge- og anlægskonstruktion.

Der skal i forbindelse med udarbejdelsen af dette projekt rettes en stor tak til Ingeniørgruppen Vestjylland for et godt samarbejde. Der skal også rettes en stor tak til min projektvejleder Christian Rompf for god vejledning. Der skal også rettes en tak til mine kollegaer Thomas Lausen og Johannes Thorlund for at stille sig til rådighed ved spørgsmål i forbindelse med projektet. Arkitektfirmaet Bayarch skal også takkes for at have stillet tegningsmaterialet, som har dannet baggrund for projektet, til rådighed. Forsidebilledet er ligeledes fra Arkitektfirmaet Bayarch.

Læsevejledning

Projektering af "Hvide Sande Missionshus" er opdelt i to overordnede dele.

Den første del indeholder projektgrundlaget for konstruktionen. Derudover indeholder den også en præsentation og redegørelse for, hvilke eftervisninger der er nødvendige samt resultater for beregninger. En diskussion af anvendte metoder og valg af løsninger er udført for de 3 projekteringsdele, der indbefatter stålkonstruktionen, betonkonstruktionen og fundering.

Den anden del er appendiksdelen som indeholder lastopgørelse af karakteristiske laster samt beregninger for de forskellige projekteringsdele. Beregninger udført i programmet Mathcad og andre dokumentationer som FEM-beregninger og datablade er at finde i bilagsdelen i slutningen af rapporten.

Der henvises løbende til litteratur og websteder som via en fodnote angiver kilden med [xx] som henviser til en litteraturliste bagerst i rapporten. Henvisninger til andre afsnit,



appendiks, tegninger og bilag er benævnt med afsnittets navn eller nummer i *kursivskrift*.

Tegningsmappe med tegningsmateriale er vedlagt i bachelorprojektet. Tegningsmappen indeholder arkitekttegningerne som har dannet grundlag for projektet. Herudover er ingeniørtegninger til de dimensionerede elementer også vedlagt. Tegningsliste er vedlagt i tegningsmappe. Henvisninger til tegningsnumre gennem rapporten er iht. til tegningslisten.



Indholdsfortegnelse

1. Proje	ktgru	ındlag	. 3
1.1	Ind	ledning	. 3
1.2	Bes	krivelse af bygværket	. 3
1.3	Lov	givningsgrundlag	. 4
1.4	Kor	nstruktionsmaterialer	. 5
1.5	Las	ter på konstruktionen	6
2. Stål	lkons	struktion	. 7
3.1	Din	nensionering af stålramme	. 7
3.1.	.1	Lasttilfælde og lastkombinationer på stålrammerne	. 8
3.1.	.2	Bestemmelse af dimension på stålrammerne	10
3.1.	.3	Udfligning i rammehjørner	12
3.1.	.4	Anvendelsegrænsetilstand for stålrammen	15
3.1.	.5	Bestemmelse af tværsnitklasse i stålramme.	16
3.1.	.6	Bæreevne ved rammehjørne	17
3.1.	.7	Stabilitetsundersøgelse for stålramme	18
3.2	San	nlinger	20
3.2.	.1	Samling ved rammefod	20
3.2.	.2	Samling i rammehjørne	24
3.2.	.3	Samling mellem rammebjælker	28
3.3	Dis	kussion af stålkonstruktionen	31
3.4	Del	konklusion af stålkonstruktionen	32
3. Bet	onko	onstruktion	33
3.1	Din	nensionering af terrændæk	33
3.1.	.1	Bestemmelse af laster på betonpladen	35
3.1.	.1	Eftervisning af bærevne for betonplader	36
3.2	Din	nensionering af fundamentsbjælker	38
3.2.	.1	Bestemmelse af laster på fundamentsbjælken	39
3.2.	.2	Eftervisning af bæreevne for fundamentsbjælke	40
3.3	Dis	kussion af betonkonstruktionen	43



3.4	Del	konklusion af betonkonstruktionen	44
4. P	ælefun	dering	45
4.1	Val	g af pæletype	45
4.	.1.1	Nedbringningsmetode	46
4.2	Din	nensionering af pælefundamenter	46
4.	.2.1	Bestemmelse af laster på pæle	47
4.	.2.2	Eftervisning af bæreevne af pæle	47
4.3	Dis	kussion af pælefundering	53
4.4	Del	konklusion af pælefundering	54
5. K	Conklus	ion	55
5.1	Dar	nsk konklusion	55
5.2	Eng	lish conclusion	57



1. Projektgrundlag

I dette afsnit beskrives projektgrundlaget for "Hvide Sande Missionshus".

1.1 Indledning

Et udbudsprojekt som "Hvide Sande Missionshus" indeholder en række forskellige projekteringsområder som tæller, fundering, bærende konstruktioner og installationer. Da bachelorprojektets tidsramme har været begrænset, er der afgrænset fra nogle af disse områder. Der vælges at begrænse dette projekt til dimensioneringen af den bærende stålrammekonstruktion, hvor samlinger på stålrammen også dimensioneres og eftervises. Herudover dimensioneres et selvbærende terrændæk som er udført på et pælefundament hvor pælene hertil også dimensioneres.

Med den valgte afgrænsning er der arbejdet med følgende problemstillinger:

Hvilken dimension på stålrammerne er nødvendig for at overholde gældende krav til brud- og anvendelsesgrænsetilstanden?

Hvordan kan der ved hjælp af pælefundering sikres tilstrækkelig bæreevne i brud – og anvendelsesgrænsestilstanden?

Hvordan kan et selvbærende terrændæk udføres for at overholde gældende krav til brud- og anvendelsesgrænsetilstanden?

Ved udgangspunkt i ovenstående er projektet opdelt i følgende projekteringsdele:

- Stålkonstruktion
- Betonkonstruktioner
- Pælefundering

1.2 Beskrivelse af bygværket

Projektet omhandler opførelse af Hvide Sande Missionshus. Missionshuset er beliggende i Hvide Sande ved Nørregade. Byggegrundens beliggenhed ses på figur 1.





Figur 1 – Byggegrund for Hvide Sande Missionshus¹

Bygherre for dette projekt er Indre Mission i Hvide Sande, som gennem en arkitekt har udviklet et projektforslag til et nyt missionshus. Projektforslaget er uarbejdet af arkitektfirmaet Bayarch i Ringkøbing.

Hvide Sande Missionshus har et samlet etageetageareal på 472 m², som er vist på tegningsmaterialet fra arkitekten vedlagt i *tegningsmappen*. Bygningen indeholder en stor mødesal, klublokaler, opholdsrum, toiletter, køkken og depotrum. Til 1.salen er der udgang til en altan, denne altan vil dog ikke blive beregnet eller beskrevet yderligere i dette projekt.

Ved starten på dette projekt har arkitekten kun lavet et projektforslag uden specifikation af de bærende elementer konstruktionen. Derfor er der til dette projekt valgt en bærende konstruktion bestående af stålrammer på tværs af bygningen. Arkitektens forslag til missionshuset i dette projekt er vedlagt i *tegningsmappen*.

Der er på grunden udarbejdet en geoteknisk rapport, der beskriver et lag gytje på 1 m ca. 2,5 m under terræn, som er stærkt sætningsgivende. Til dette projekt er der herfor valgt at fundere med et pælefundament. Terrændækket er bestående af et selvbærende betondæk som ligger af på fundamentsbjælker.

1.3 Lovgivningsgrundlag

Projektet er udført iht. de beskrevne normer og standarter samt tilhørende nationale annekser beskrevet i dette afsnit.

- Eurocode 0 Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner DS/EN 1990
 - DS/EN 1990 DK NA:2013



• Eurocode 1 – Last på bærende konstruktioner DS/EN 1991

Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner – Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger - DS/EN 1991-1-1 DK NA:2013

Del 1-3: Generelle laster – Snelast - DS/EN 1991-1-3 DK NA:2015

Del 1-4: Generelle laster – Vindlast - DS/EN 1991-1-4 DK NA:2015

• Eurocode 2 – Betonkonstruktioner DS/EN 1992-1-1

Del 1-1: Betonkonstruktioner – Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner - DS/EN 1992-1-1 DK NA:2013

• Eurocode 3 – Stålkonstruktioner DS/EN 1993-1-1

Del 1-1: Stålkonstruktioner – Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner - DS/EN 1993-1-1 DK NA:2013

Del 1-8: Stålkonstruktioner – Samlinger - DS/EN 1993-1-8 DK NA:2013

- Eurocode 7 Geoteknik DS/EN 1997-1
 - DS/EN 1997-1 DK NA:2013

Sikkerhed

Hele konstruktionen udføres i CC2 middel konsekvensklasse. Dermed er $K_{FI} = 1,0$.

Referencer

En liste over anvendte referencer er angivet i litteraturlisten bagerst i projektet.

1.4 Konstruktionsmaterialer

Stålkonstruktion

IPE-profiler og opsvejste profiler:



- Stål S235 Efter DS/EN 10025-2
- Normal kontrolklasse $\gamma_3 = 1$
- $\gamma_{M0} = 1, 1 \gamma_3$
- $\gamma_{M1} = 1,2 \gamma_3$
- $\gamma_{M2} = 1,35 \gamma_3$
- Regningsmæssigstyrke $f_{yd} = 214$ MPa

Betonkonstruktion

Beton:

- Beton C35
- Aggressiv miljøklasse
- Normal kontrolklasse $\gamma_3 = 1$
- $\gamma_c = 1,45 \gamma_3$ (Armeret beton)
- Regningsmæssigstyrke $f_{cd} = 24,1$ MPa

Armering:

- $F_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- Normal kontrolklasse $\gamma_3 = 1$
- $\gamma_s = 1,2 \gamma_3$ (Slap armering)
- Regningsmæssigstyrke $f_{yd} = 417$ MPa

1.5 Laster på konstruktionen

Lastkombinationer

Ved eftervisning af konstruktioner i brudgrænsetilstanden anvendes formel 6.10b fra DS/EN 1990. For lastkombinationer henvises til tabel 4.4 i teknisk ståbi for en oversigt over de resulterende lastkombinationer.

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

Karakteristiske laster

De karakteristiske laster for konstruktionen er bestemt i *appendiks A1*. De karakteristiske laster der bestemmes for konstruktionen er:

- Egenlast
- Nyttelast
- Snelast
- Vindlast



2.Stålkonstruktion

Ved dimensionering af stålkonstruktionen vil bæreevnen for hele stålrammen eftervises. Samlingerne i stålrammen som eftervises inkluderer samling ved rammefod, samling i rammehjørne og samling mellem rammebjælker.

Da der i dette projekt har været begrænsninger med hensyn til tiden, er der valgt at afgrænse fra stålkonstruktioner, som normalt vil være nødvendigt ved opførelse af en bærende stålrammekonstruktion. Der er herfor afgrænset fra dimensionering af:

- Vindgitter/nedføringsgitter
- Gavlsøjler

Disse elementer er med til at sikre lastnedføring af vandrette laster på gavle.

Ved dimensionering af stålrammen anvendes programmet "FEM-Design 14 Educational version" fra StruSoft til bestemmelse af snitkræfter i rammen. Da stålrammerne i de enkelte modullinjer har forskellige rammehøjder, er der valgt at tage udgangspunkt i stålrammen med den største rammehøjde og største lastbredde, som svarende til stålrammen i modullinje 2 og 8 iht. *tegning nr. 5*.

3.1 Dimensionering af stålramme.

Ved dimensionering af stålrammerne er der valgt at udføre stålrammerne som 3 charniers rammer. Ved en 3 chaniers ramme vil begge rammehjørner være momentstive, mens der er chanier ved rammefoden og midt på rammebjælken. Det statiske system er vist på figuren under.



Figur 2 – Statiske system af stålramme i modullinje 2 og 8

3.1.1 Lasttilfælde og lastkombinationer på stålrammerne.

For dimensionering af stålrammen bestemmes den mest ugunstige lastkombination for stålrammen. Stålrammen dimensioneres for 2 forskellige lasttilfælde. Begge lasttilfælde er bestemt for stålrammerne i modul linje 2 og 8 iht. tegning nr. 5. Rammebenene er regnet med en højde på 7 m, hvilket er lidt på den sikre side da konstruktionen kun er 7 meter ved gavlene.

Lastbredden for hver stålramme er 3,6 m. Lasterne på rammen er fastlagt ud fra lasterne i appendiks A1. Egenlasten af selve stålrammen er ikke opgivet appendiks A1 og der vælges at medregne en egenlast fra et IPE-300 profil i følgende lasttilfælde.

Egenlast for IPE-300 profil.

$$g_{K,IPE300} = 0.41 \frac{kN}{m}$$

Lasttilfælde 1 er bestemt ved vind fra vest og med negativt indvendigt tryk og tryk på tag. Ved eftervisning af stålrammen i brudgrænsetilstanden bestemmes snitkræfterne for følgende lastkombinationer iht. Eurocode 1990:

Dominerende egenlast:

 $1,2 \cdot g_K$



Dominerende snelast:

$$1,0 \cdot g_K + 1,5 \cdot s_K + 0,45 \cdot v_k$$

Dominerende vindlast:

 $1,0 \cdot g_{K} + 1,5 \cdot v_{k}$

Karakteristiske laster på rammen i lasttilfælde 1 er beskrevet på figur 3:



Figur 3 - Karakteristiske linjelaster i lasttilfælde 1

Lasttilfælde 2 er bestemt ved vind fra vest med positivt indvendigt tryk og sug på tag. Ved eftervisning af stålrammen i brudgrænsetilstanden bestemmes snitkræfterne for følgende lastkombination:

Dominerende vindlast:

$$0,9 \cdot g_{K} + 1,5 \cdot v_{k}$$

Laster på rammen i lasttilfælde 2 er beskrevet på figur 4:



Figur 4 - Karakteristiske linjelaster i lasttilfælde 2

Udover de ovennævnte lasttilfælde kan der også forekomme flere dimensionsgivende lasttilfælde for rammerne. Eksempelvis vil rammerne i modullinjerne 1 og 9 blive udsat for et stort sug på taget ved vind fra nord eller syd, da udhænget af taget i gavlen giver en større vindlast på taget. Ved stålrammen i modullinje 5, hvor snelasten på grund af ophobning er størst, vil det også være relevant at bestemme et lasttilfælde. I dette projekt tages der kun udgangspunkt i de to lasttilfælde, som er beskrevet tidligere i dette afsnit.

3.1.2 Bestemmelse af dimension på stålrammerne

Ved anvendelse af programmet "FEM-Design 14 Educational version" fra StruSoft indsættes lasterne for lasttilfælde 1 og 2. Programmet kan ud fra de tidligere beskrevne lastkombinationer i *afsnit 3.1.1* bestemme de maksimale spændinger, som optræder i stålrammen. Da der anvendes stål i styrkeklasse S235 må spændingerne i rammen ikke overstige den regningsmæssige flydespænding som for S235 er svarende til:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{235 MPa}{1.1 \cdot 1.0} = 214 MPa$$

For at spændingerne i rammen kan bestemmes, vælges der en dimension på stålrammerne. Ved valg af IPE-30 profil vil de numeriske største spændinger kunne



aflæses på figur 5 og 6 som er bestemt ved hjælp af FEM-Design 14 Educational version" fra StruSoft for henholdsvis lastkombination 1 og 2.

Lasttilfælde 1

På figur 5 bestemmes de største numeriske spændinger for de 3 lastkombinationer beskrevet i *afsnit 3.1.1* for lasttilfælde 1. For en stålramme bestående af IPE-360 profil fås følgende spændinger:



Figur 5 - Spændinger i stålramme bestående af IPE-360 profil for lasttilfælde 1, (værdier er angivet i MPa)

Lasttilfælde 2

På figur 6 bestemmes de største numeriske spændinger for lastkombinationen beskrevet i *afsnit 3.1.1* for lasttilfælde 2. For en stålramme bestående af IPE-360 fås følgende spændinger:

195

166

52

125

186

-182

-154



Figur 6 - Spændinger i stålramme bestående af IPE-360 profil for lasttilfælde 2, (værdier er angivet i MPa)

Bestemmelse af dimension på stålrammen

På figur 5 og 6 kan aflæses at spændinger i rammehjørnerne er større end den regningsmæssige flydespænding for stålet. Fremfor at gå en dimension op på stålprofilet kan der ved hjælp af en udfligning i rammehjørnet opnås den nødvendige bæreevne for stålrammen.

3.1.3 Udfligning i rammehjørner.

For at sikre tilstrækkelig bæreevne i rammehjørner på stålrammen anvendes udfligninger. Udfligningen består af et opsvejst profil med lineært varierende højde at profilet. Kroppen på det opsvejste profil har tykkelse på 8 mm og flangerne har en tykkelse på 15 mm. Tværsnittet af det opsvejste profil er beskrevet på figur 7.



Figur 7 – Tværsnit af opsvejst profil i rammehjørne

Udfligningen på rammeben starter 2 m fra rammehjørne mens udfligning på rammebjælke starter 3 m fra rammehjørnet på figur 8 er rammehjørnet med udfligning beskrevet.





De numerisk største spændinger for stålrammen med udfligning i modullinje 2 og 8 er beskrevet for lasttilfælde 1 og 2 på figur 9 og 10.

Lasttilfælde 1:

Eurocode (NA: Danish) code: Max. of combinations - Bar stresses - Sigma x'(max/min) - Graph - [N/mm2]



rammehjørne for lasttilfælde 1 (værdier er angivet i MPa)

Lasttilfælde 2:

Eurocode (NA: Danish) code: Max. of combinations - Bar stresses - Sigma ×'(max/min) - Graph - [N/mm2]





3.1.4 Anvendelsegrænsetilstand for stålrammen.

For at sikre at stålrammens udbøjninger ikke er for store, skal de maksimale udbøjninger for stålrammen bestemmes. Udbøjninger for stålrammen opdeles i udbøjninger for rammesøjle og rammeben. Iht. DS/EN 1993-1-1 DK NA:2015 anbefalede værdier for største lodrette udbøjninger for tagkonstruktioner og vandrette udbøjninger for rammekonstruktioner bestemmes de maksimale tilladelige udbøjninger for stålrammen.

Rammeben:

$$u_{max} = \frac{h}{150}$$

Hvor:

Højden af rammeben i modullinje 2 og 8 er 7 m

Herved fås:

h

l

$$u_{max} = \frac{7000 \ mm}{150} = 47 \ mm$$

Rammebjælke:

$$u_{max} = \frac{l}{200}$$

Hvor:

Længden af rammebjælke i modullinje 2 og 8 er 14 m

Herved fås:

$$u_{max} = \frac{14000 \ mm}{200} = 70 \ mm$$

Udbøjninger for stålrammen bestemmes ved at anvende den karakteristiske egenlast og en karakteristisk variabel last. Det giver forskellige lastkombinationer, hvor udbøjninger ikke må overstige de tidligere fundne værdier for maksimale udbøjninger for rammeben og rammebjælke.

Udbøjningerne er bestemt ved hjælp af programmet FEM-Design 14 Educational version" fra StruSoft og de beregnede udbøjninger for de forskellige kombinationer er vedlagt i *bilag 2*.



Lasttilfælde 1.

Egenlast + snelast giver følgende udbøjninger:

Rammedel	Rammebjælke	Rammeben
Udbøjning	66 mm	10 mm
Tabal 1 Udba	ning on for kanaktonistick og	anlast og svalast

Tabel 1 - Udbøjninger for karakteristisk egenlast og snelast

Egenlast + vindlast giver følgende udbøjninger:

Rammedel	Rammebjælke	Rammeben	
Udbøjning 39 mm		35 mm	

Tabel 2 - Udbøjninger for karakteristisk egenlast og snelast

Lasttilfælde 2:

Da egenlasten virker til gunst ved sug på tag regnes udbøjninger i dette lasttilfælde kun med karakteristisk vindlast.

Vindlast med sug på tag giver følgende udbøjninger:

Rammedel	Rammebjælke	Rammeben
Udbøjning	49 mm	35 mm
T		

Tabel 3 – Udbøjninger for karakteristisk vindlast

Ovenstående udbøjninger for de forskellige lasttilfælde overholder de fastsatte krav til maksimale udbøjninger. Det skal dog bemærkes at tilstødende konstruktioner, som tværgående skillevægge, også skal sikres mod udbøjninger, således at der ikke sker skader på skillevæggene når stålrammen udsættes for variable laster. Derfor skal samlinger omkring stålrammen og skillevægge udformes således at disse flytninger kan opstå uden skader på tilstøende konstruktioner. Der vil i dette projekt ikke blive dimensioneret på samlinger mellem stålramme og skillevægge, hvorpå maksimale nedbøjninger af stålrammen i sådanne samlinger ikke bestemmes.

3.1.5 Bestemmelse af tværsnitklasse i stålramme.

For at kunne vide om det er den elastiske – eller plastiske bæreevne der må anvendes ved eftervisning af rammehjørnets brudbæreevne skal tværsnitsklassen fastlægges. Tværsnitsklassen bestemmes separat for kroppen og flangen på det opsvejste profil. På figur 11 er illustreret, hvor på stålrammen tværsnitsklasserne er bestemt.





Figur 11 – Punkter i rammen hvor tværsnitsklasse eftervises.

Beregninger ved eftervisning af tværsnitklasse er beskrevet i *appendiks A2.2.* Resultaterne fra beregninger viser at kroppen i rammehjørnet tilhører tværsnitklasse 2. Dvs. at snitkræfter skal regnes elastisk, mens tværsnitberegninger må regnes plastisk.

3.1.6 Bæreevne ved rammehjørne

Snitkræfter fra "FEM-Design 14 Educational version" fra StruSoft er bestemt for punktet A på figur 12. Rammehjørnets snitkræfter skal derfor bestemmes i punkterne C og E på figur 12.



Figur 12 – Skitse af rammehjørne med udfligning samt rammens centerlinjer (mål i mm)



Snitkræfter i punkt A bestemmes for lasttilfælde 1 med dominerende snelast som lastkombination. Ved aflæsning i *Bilag 1* bestemmes det numerisk største moment:

$$M_A = -202 \ kNm$$

Rammehjørnets bæreevne eftervises ved anvendelse af Navier's formel.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{W_{v,Rd}} \le 1$$

Beregninger er beskrevet i *Appendiks A2.3* hvor bæreevnen er bestemt til en udnyttelse på 41%.

$$\frac{56 \ kN}{2067 \ kN} + \frac{182 \ kNm}{474 \ kNm} = 0.41 \le 1$$

3.1.7 Stabilitetsundersøgelse for stålramme

Både rammebjælken og rammeben i stålrammen er bøjnings – og trykpåvirket. Ved denne påvirkning kan der opstå kipning af de trykkede flanger. Der eftervises i stabilitetsundersøgelsen, om hvorvidt der er behov for at indsætte kipningsafstivninger i stålrammen.

Stålrammerne er fastholdt mod kipning i yderflangen, hvorpå rammen skal eftervises for tilstrækkelig bæreevne ved bunden kipning. Kipning kan kun opstå når den frie flange udsættes for tryk, dvs. kipning kan opstå ved negativt moment i rammen.

Stabilitetsundersøgelsen for stålrammen er beregnet i *appendiks A2.4* for rammeben del *1*. Her eftervises stålrammen for lasttilfældet, hvor det største moment i rammen optræder jf. *Bilag 1*. Der udføres stabilitets undersøgelse for rammebjælke og rammeben. I rammebenet indsættes en afstivning ved starten af udfligningen, hvorpå rammebenets bæreevne eftervises for del 1 og 2 iht. figur 13. På rammebjælken indsættes der også en afstivning ved udfligningens start, hvorpå del 1 og 2 eftervises for tilstrækkelig bærevne. Figur 13 illustrerer de 4 rammedele som eftervises i beregninger for tilstrækkelig bærevne. Beregninger er udført i *appendiks A2.4* og *bilag 4*.





Figur 13 – Kipningsafstivninger i stålramme samt beskrivelse af rammedele som eftervises i beregninger.

For at der kan eftervises for tilstrækkelig bæreevne i hver rammedel skal følgende betingelse opfyldes:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_{y} \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1,0$$

Hvor:

N_{Ed}	Regningsmæssig normalkraft
N _{Rk}	Karakteristisk normalkraftbæreevne.
X_y	Reduktionsfaktor for bøjningsudknækning
k _{yy}	Interaktionsfaktor som tager hensyn til momentkurvens form
$M_{\rm v Ed}$	Regningsmæssig moment
$M_{v,Rk}$	Karakteristisk momentbæreevne
X_{LT}	Reduktionsfaktor kipning

Stabilitetsberegninger for stålrammen giver en udnyttelse på mellem 19 % og 93 % for de 4 dele af stålrammen jf. beregninger i Appendiks *A2.4.1* og *bilag 4*.



3.2 Samlinger

På stålrammen vil samlinger omkring rammefoden, rammehjørne og midt på rammebjælken dimensioneres. På figur 14 er der henvist til de 3 samlinger, som beregnes i dette afsnit.



Figur 14 – Samlinger på stålrammen

3.2.1 Samling ved rammefod

Ved rammefoden påsvejses rammebenet fodpladen som fastgøres til terrændækket med 2 stk. limankre. Da stålrammen er regnet med charnier ved rammefoden skal samlingen herved ikke optage noget moment. På figur 15 er samlingen beskrevet, hvor de dimensionsgivende laster også er beskrevet.





Figur 15 – Beskrivelse af samling ved rammefod med dimensionsgivende laster

Ved eftervisning af bæreevne for samlingen ved rammefod eftervises følgende:

- Svejsninger mellem rammeben og fodplade
- Fastgørelse i beton med 2 stk. limankre
- Limankrenes bæreevne
- Samling mellem gevindstængerne og fodplade samlet bæreevne
- Trykspændingen på betonen fra rammebenet

Beregninger for eftervisning af bæreevner for samling ved rammefoden er beskrevet i *appendiks A2.5.1*.

Eftervisning af svejsninger

For eftervisning af tilstrækkelig bæreevne for svejsninger skal det eftervises, at de effektive spændinger i svejsningen, som er udført med kantsøm med a-mål på 3 mm, overholder kravet:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 \cdot \tau_{\parallel}^2)} \le 0.9 \cdot \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}}$$

Hvor:

 σ_{\perp} Normalspændingen vinkelret på halssnittet τ_{\perp} Forskydningsspændingen i halssnittets plan vinkelret på



	svejsesømmens akse
$ au_{\parallel}$	Forskydningsspændingen i halssnittets plan parallelt med
	svejsesømmens akse
f_u	Karakteristiske trækstyrke
β_w	Korrelationsfaktor
γ_{m2}	Partialkoefficient for svejsesamlinger

Ved beregninger er bæreevnen eftervist til:

$$\sigma_{eff} = 42.9 MPa \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}} = 333.3 MPa$$

Herved er svejsesømmet bæreevne udnyttet med 13%.

Eftervisning af fastgørelse med 2 stk. limankre

Ved anvendelse af producentens bæreevne tabeller for limankre fastgjort med injektionsmasse (bilag 5), skal følgende krav til bæreevnen overholdes:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^{1,5} \le 1$$

Hvor:

N _{Rd}	Trækbæreevnen for limanker iht. til tabel i bilag 5
V_{Rd}	Tværbæreevnen for limanker iht. til tabel i bilag 5

Ved indsættelse af lasterne er 2 stk. limankre eftervist til at være udnyttet 77 %.

Eftervisning af bæreevne for gevindstænger

Ved eftervisningen af bæreevnen for gevindstængerne skal forskydningspåvirkede samlinger eftervises for:

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$$

Og

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

Hvor:

$F_{v,Rd}$	Gevindstangens overklipningsbæreevne
$F_{b,Rd}$	Hulrandsbæreevne for gevindstand



Trækpåvirkede samlinger skal eftervises for:

$$F_{t,Ed} \le F_{t,Rd}$$

Og

$$F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$$

Hvor:

F _{t,Rd}	Gevindstangens trækbæreevne
$B_{p,Rd}$	Gennemlokningsbæreevne for gevindstand

Herudover eftervises gevindstangen for kombineret træk og forskydning:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

Ved eftervisningen er følgende resultater beregnet:

Overklipnings bæreevne:

$$F_{v,Ed} \le F_{v,Rd} = 17 \ kN \le 48$$
 , 3 kN

Hulrandsbæreevne:

$$F_{v,ED} \le F_{b,Rd} = 17 \ kN \le 85,3 \ kN$$

Trækbæreevne:

$$F_{t,Ed} \le F_{t,Rd} = 17,5 \ kN \le 72,5 \ kN$$

Gennemlokningsbæreevnen:

$$F_{t,Ed} \le B_{p,Rd} = 17,5 \ kN \le 97,2 \ kN$$

Kombineret forskydning og trækpåvirkning af gevindstangen:

$$\frac{17 \ kN}{48,3 \ kN} + \frac{17,5 \ kN}{1,4 \cdot 72,5 \ kN} = 0,52 \le 1$$

Herved er bæreevnen for 2 stk. M16 limankre eftervist.

Eftervisning af samlingens bæreevne

I eftervisningen af den samlede bæreevne for gevindstænger og fodplade blev brudformen for samlingen bestemt til, at der ved brud vil opstå flydning i plade og



gevindstang. Den foretrukne brudform vil være ren flydning i plade, da der så vil opstå et varslet brud.

Samlingen kan optage en trækkraft som er beregnet til:

$$F_{ud} = 60,9 \, kN$$

Denne trækkraft er større end den regningsmæssige træklast ved rammefoden:

$$N_{Ed} = 35 \ kN < F_{ud} = 60,9 \ kN$$

Eftervisning af bæreevne ved tryk på fundament fra normalkraft

Trykket på betonen fra rammebenet skal eftervises for ikke at være større end trykbæreevnen af betonen. I beregninger er trykket fra rammebenet bestemt, hvorved det eftervist at være mindre end betonens regningsmæssige trykbæreevne:

$$\sigma_{Ed} = 4,8 MPa < f_{cd} = 24,1 MPa$$

Samlingens dimensioner

Ved beregninger er det eftervist at samlingen kan udføres med:

- Fodplade (400x200x8) mm
- Svejsninger udføres med kantsøm med a-mål på 3 mm, hele vejen rundt langs IPE-360 profilet.
- 2 stk. limankre fastgøres med injektionsmasse til betonen. M16 gevindstænger af kvaltiet 8.8. Sættedybde pr. gevindstang er 125 mm.

Tegning med beskrivelse af samling er på tegning nr. 7.

3.2.2 Samling i rammehjørne

Samlingen i rammehjørnet skal forbinde rammebjælken og rammebenet i en momentstiv samling. Rammehjørnesamlingen udføres med en diagonal afstivning. Diagonal afstivningen udføres som vist på figur 16 og har en bredde på 170 mm svarende til bredden på stålrammeprofilet.





Figur 16 – Rammehjørne med diagonalafstivning

Diagonalafstivningen svejses sammen med stålrammeprofilerne ved hjælp af kantsøm på kroppen og V-søm i flangerne. Diagonalafstivningen skal optage kræfterne fra underflangerne som illustreret på figur 17. Derudover eftervises forskydningsbæreevnen af rammehjørnet i snittet, som ikke er forstærket med en afstivning, dette snit er markeret på figur 17.





Figur 17 – Kræfter fra underflanger som optages i diagonalafstivningen, samt snit for eftervisning af forskydningsbæreevne

Svejsninger som udføres med kantsøm eftervises for tilstrækkelig bæreevne i forhold til at kunne overføre kræfter fra diagonalafstivningen til kroppen på stålrammeprofilet. Med hensyn til V-sømmene i hjørnerne som forbinder flangerne på rammeben og rammebjælke, er det ikke nødvendigt at eftervise denne type svejsning, da svejsematerialet mindst har samme styrke som materialet i stålrammeprofilerne.

Beregninger for eftervisning af bæreevner for samling i rammehjørne er beskrevet i *appendiks A2.5.2*.

Eftervisning af diagonal afstivning

Ved beregninger skal diagonalafstivningen optage en samlet kraft fra underflangerne svarende til:

$$F_d = 323,1 \, kN$$

Spændingen i diagonalpladen bestemmes og eftervises for ikke at være større end diagonalpladens regningsmæssige flydestyrke:

$$\sigma_d = 158,4 MPa < 214 MPa$$

For at sikre mod at der ikke opstår foldning, før der opstår flydning i pladen, eftervises pladen i beregninger for at være i tværsnitsklasse 1 eller 2.



Eftervisning af svejsning mellem diagonalplade og krop på stålrammeprofilerne

Svejsningen udføres med kantsøm med a-mål på 3 mm, som skal overholde følgende krav:

$$\sigma_{eff} \le \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}}$$

Ved beregninger er spændinger i svejsningen bestemt:

$$\sigma_{eff} = 116 MPa \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}} = 333,3 MPa$$

Eftervisning for bæreevne for forskydningsspændinger i rammehjørne

Den regningsmæssige forskydningsbæreevne bestemmes ved:

$$V_{Rd} = A_{krop} \cdot \frac{f_{\mathcal{Y}}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Hvor:

 A_{krop} Areal af kroppen på det opsvejste profil

I beregninger er forskydningsbæreevnen bestemt til:

$$V_{Rd} = 592 \ kN$$

Da den dimensionsgivende forskydningskraft aflæst i *bilag 1* er bestemt til 55 kN, kan bæreevnen for forskydningsspændinger eftervises ved:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{55 \ kN}{592 \ kN} = 0.09 \ \le 1$$

Samlingens dimensioner

I beregninger er det eftervist, at samlingen i rammehjørnet kan udføres med:

- Diagonalafstivning med tykkelse på 12 mm
- Svejsninger udføres med kantsøm med a-mål på 3 mm, langs kroppen på stålrammeprofilet
- Svejsninger i hjørnerne udføres med V-søm.



Tegning med beskrivelse af samling er på *tegning nr. 8*.

3.2.3 Samling mellem rammebjælker

Samlingen mellem rammebjælker skal sikre, at der kan overføres normal- og forskydningskræfter. Da stålrammen er regnet med charnier i denne samling, skal der herfor ikke optages noget moment i samlingen. Samlingen udføres med 2 bolte, der fastgører 2 stålplader, som er påsvejst i enderne på rammebjælkerne. Samlingen med dimsionsgivende laster er angivet på figur 18.



Figur 18 – Beskrivelse af samling midt på rammebjælken med dimensionsgivende laster

Ved eftervisning af bæreevne for samlingen ved rammefod eftervises følgende bæreevner:

- Svejsninger mellem rammebjælke og stålplade
- Boltenes bæreevne
- Bolt og pladesamlingens samlede bæreevne
- Trykspændingen på betonen fra rammebenet

Beregninger for eftervisning af bæreevner for samling ved rammefoden er beskrevet i *appendiks A2.5.3*.

Eftervisning af svejsninger mellem rammebjælke og stålplade

Svejsningen udføres med kantsøm med a-mål på 3 mm skal overholde følgende krav:



Dennis Kaastrup Nielsen 16-03-16

$$\sigma_{eff} \le \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}}$$

Ved beregninger er spændinger i svejsningen bestemt:

$$\sigma_{eff} = 15,3 \ MPa \le \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}} = 333,3 \ MPa$$

Bestemmelse af stålpladetykkelse

Stålpladens tykkelse er i beregninger bestemt til at skulle have min tykkelse på:

$$t_{min} = 4 mm$$

Der vælges at anvende stålpladetykkelse på 8 mm.

Eftervisning af bæreevne for bolte

Eftervisning af bolte skal opfylde de samme krav som gevindstængerne i samlingen ved rammefoden herfor er boltebæreevnen ved beregninger eftervist ved:

Overklipnings bæreevne:

$$F_{\nu,Ed} \le F_{\nu,Rd} = 5 \ kN \le 56,9 \ kN$$

Hulrandsbæreevne:

$$F_{v,ED} \le F_{b,Rd} = 5 \ kN \le 104,7 \ kN$$

Trækbæreevne:

$$F_{t,Ed} \le F_{t,Rd} = 33,3 \ kN \le 85,3 \ kN$$

Gennemlokningsbæreevnen:

$$F_{t,Ed} \le B_{p,Rd} = 33,3 \; kN \le 103,9 \; kN$$

Kombineret forskydning og trækpåvirkning af gevindstangen:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{5 \ kN}{56.9 \ kN} + \frac{33.3 \ kN}{1.4 \cdot 85.3 \ kN} = 0.37 \le 1$$

Herved er bæreevnen for en bolte eftervist til at være tilstrækkelig.



Undersøgelse af samlingens bæreevne

I eftervisningen af den samlede bæreevne for bolte og stålplade blev brudformen for samlingen bestemt til, at der ved brud vil opstå flydning i plade og bolt. Den foretrukne brudform vil være ren flydning i plade, da der så vil opstå et varslet brud.

Samlingen kan optage en trækkraft svarende til:

$$F_{ud} = 64,9 \ kN$$

Denne trækkraft er større end den regningsmæssige træklast ved samlingen mellem rammebjælkerne:

$$N_{Ed} = 15 \ kN < F_{ud} = 64,9 \ kN$$

Samlingens dimensioner

Ved beregninger er det eftervist at samlingen kan udføres med:

- Stålplade (400x200x8) mm
- Svejsninger udføres med kantsøm med a-mål på 3 mm, hele vejen rundt langs IPE-360 profilet.
- 2 stk. M16 bolte af kvaltiet 8.8 fastgør de to stålplader til hinanden.

Tegning med beskrivelse af samling er på *tegning nr. 9*.



3.3 Diskussion af stålkonstruktionen

Stålrammerne er dette projekt udført som en 3 charniers ramme med momentstive rammehjørner. Dette valg kan diskuteres da en 2. chaniers ramme eksempelvis også ville være en mulighed. Fordelen ved 2 chaniers rammer er at moment bliver fordelt mere jævnt i rammen, hvorpå 3 charniers rammen giver nogle store momenter i rammehjørnet. Løsningen for dette projekt med en 3 charniers ramme kan herved diskuteres værende optimal, da man måske kunne have nøjedes med nogle mindre udfligninger og så måske en større rammedimension ved en 2 charniers ramme.

For stålrammekonstruktionen er der kun valgt at tage udgangspunkt i to forskellige lastkombinationer. Men det er her relevant og sikre, at de dimensionsgivende lasttilfælde for stålrammen og diverse samlinger bliver bestemt. Da der i dette projekt kun er taget udgangspunkt i 2 lasttilfælde, er der sandsynlighed for at stålrammen og samlinger vil være underdimensionerede, i forhold til de lastpåvirkninger, stålkonstruktionen kan blive udsat for. Det er herfor altid nødvendigt at sikre sig at samtlige dimensionsgivende lasttilfælde fastlægges for stålkonstruktionen.

For stålrammebjælken er udnyttelsesgraden forholdsvis lille sammenlignet med rammebenet i brudgrænsetilstanden. Denne forskel skyldtes at udbøjningen af rammebjælken var dimensionsgivende for rammekonstruktionen. Ved beregning af udbøjninger på rammekonstruktionen opstod de største udbøjninger på rammebjælken, og der blev her beregnet en udbøjning på 66 mm.

Denne udbøjning skal der tages hensyn til ved samlinger mellem stålrammerne og tilstøende konstruktioner. Da der ikke er regnet på samlinger mellem stålrammen og tilstøende konstruktioner, kan det ikke udelukkes, at de 66 mm ville være for stor en udbøjning til at undgå skader på tilstøende konstruktioner. Herfor kan det diskuteres, hvorvidt udbøjningen er for stor på trods af, at den overholder de anbefalede krav om udbøjninger for tagkonstruktioner.

I forbindelse med udførelsen skal det også med i overvejelserne, hvorvidt det er muligt at transportere stålrammerne fra producenten til byggepladsen. For dette projekt er det oplagt at transportere hver stålramme i to dele, da samlingen mellem rammebjælkerne kan udføres med 2 bolte på byggepladsen. Det betyder, at hver halvdel af stålrammen består af et 7 meter langt rammeben og en 7 meter lang rammebjælke. Det giver nogle udfordringer med hensyn til transporten, som der i dette projekt ikke er taget hensyn til. Det kan herved diskuteres, hvorvidt andre opdelinger af rammen havde været mere fordelagtig med hensyn til transporten af stålrammerne.


3.4 Delkonklusion af stålkonstruktionen

For dette projekt er stålrammen og samlinger i stålrammen undersøgt og eftervist. Stålrammen vælges udført som en 3 charniers ramme med momentstive rammehjørner og charnier midt på rammebjælken samt ved rammeføder.

Stålrammens grundprofil udføres med en IPE-360 med stålkvalitet S235. Stålrammerne placeres med indbyrdes afstand på 3,6 m. I rammehjørnerne er udfligningen konstrueret med et opsvejst profil med pladetykkelse på 8 mm for kroppen og 15 mm for flangerne. Højden af det opsvejste profil i udfligningen varierer lineært fra 360 mm i udfligningens start og til 600 mm i rammehjørnet. Stålrammen er beskrevet på *tegning nr. 6*.

Stålrammen fastgøres til fundament med 2 stk. M16 limankre ved hver rammefod. I rammehjørnet er samlingen udført med en diagonal afstivning bestående af en 12 mm stålplade. På midten af rammebjælken er samlingen udført vha. 2 M16 bolte som sammenholder 2 8 mm plader. På *tegning nr. 7, 8 og 9* er de 3 samlinger beskrevet.



3. Betonkonstruktion

Ved dimensionering af betonkonstruktioner vil bæreevnen for de dobbelt spændte betonplader samt bæreevnen for fundamentsbjælker blive eftervist.

Opbygningen af det selvbærende terrændæk udføres ved, at terrændækket opdeles i betonplader over hele konstruktionen. Hver betonplade understøttes ved randen af fundamentsbjælker, som understøttes af pælefundamenter. Opbygningen af terrændækket udføres som beskrevet på figur 19, hvor pladedækket er den bærende betonplade, hvis bæreevne skal eftervises.



Figur 19- Opbygning af terrændæk (mål i mm)

Denne opbygning af gulvet er valgt for at sikre en gulvkonstruktion uden kuldebroer og for at undgå risikoen for, at et højt grundvandsspejl beskadiger isoleringen under terrændækket. Det høje grundvandspejl giver herfor et fugtigt miljø for betonen, hvorved betonen udføres i aggressiv miljøklasse.

3.1 Dimensionering af terrændæk

For dimensionering af terrændæk inddeles terrændækket i pladefelter. Herved udvælges de plader som vurderes til at være dimensionsgivende. Ved valg af dimensionsgivende betonplader vælges betonpladen med det største overflade areal, og yderligere en plade som har to sider som regnes som frie.

På figur 20 er de to pladefelter som eftervises markeret.



Figur 20 – Opdeling af pladefelter hvor skraverede plader eftervises.

Som beskrevet på figur 20 eftervises plade nr. P12 og P14, Den statiske model for hver plade beskrives.

Statisk model for P12

Den statiske model for P12 er beskrevet på figur 21, her bemærkes det, at 3 af siderne regnes som indspændte, mens side 2 regnes som fri.



Figur 21 – Statisk model for P12 (mål i mm)



Statisk model for P14

Den statiske model for P14 er beskrevet på figur 22, her bemærkes det at, 2 af siderne regnes som indspændte, mens side 2 og 3 regnes som fri.



Figur 22 – Statisk model for P14 (mål i mm)

3.1.1 Bestemmelse af laster på betonpladen

Pladen påvirkes både af egenlast- og nyttelast. Iht. *appendiks A1.2* er nyttelasten for mødesalen bestemt til 5 kN/m² konservativt betragtes alle plader at være påført denne nyttelast, da det er den største nyttelast betonpladen bliver påført. Herved er følgende karakteristiske laster på betonpladen iht. *appendiks A1*:

$$g_k = 7,95 \frac{kN}{m^2}$$
$$q_k = 5 \frac{kN}{m^2}$$

Minimumslasten på pladen er egenlasten alene:

$$p_{min,d} = g_k = 7,95 \frac{kN}{m^2}$$

Maksimumslasten på pladen er den regningsmæssige last i brudgrænsetilstanden:

$$p_{max,d} = g_k \cdot 1,0 + q_k \cdot 1,5 = 7,95 \ \frac{kN}{m^2} \cdot 1,0 + 5 \ \frac{kN}{m^2} \cdot 1,5 = 15,45 \ \frac{kN}{m^2}$$

Langtidslasten er den kvasipermanente last i anvendelsesgrænsetilstanden:

Kvasipermanent last bestemmes ved:



 $p_2 = g_k + \psi_2 \cdot q_k$

Hvor:

 ψ_2

Bestemmes til 0,5 for nyttelast kategori C.

Herved fås:

$$p_2 = 7,95 \ \frac{kN}{m^2} + 0,5 \cdot 5 \ \frac{kN}{m^2} = 10,45 \ \frac{kN}{m^2}$$

Korttidslasten er svarende til den last der overskrider den kvasipermanente last.

Korttidslasten:

$$p_1 = p_0 - p_2 = 12,95 \ \frac{kN}{m^2} - 10,45 \ \frac{kN}{m^2} = 2,5 \frac{kN}{m^2}$$

3.1.1 Eftervisning af bærevne for betonplader

Ved eftervisning af betonplade P12 og P14 eftervises begge for tilstrækkelig bæreevne i brud- og anvendelsesgrænsetilstanden. Beregninger for P12 er udført i *appendiks A3.2* og beregninger for P14 er udført i *bilag 6*. Betonpladen udføres som 200 mm tykplade og armeres i overside og underside.

Dimensionering af armering

Betonpladerne er eftervist for armering i overside og underside iht. tabel 4.

Armering	Retning	Dimension	Afstand c/c (mm)	Tværsnitsareal af armering (mm ²)
Underside	X	ø10	250	314
	у	ø14	125	1230
Overside	X	ø10	250	314
	у	ø14	250	616

Tabel 4 – Armering i betonplade

Tegning med beskrivelse af armering på betondækket er beskrevet på tegning nr. 12.

Reaktioner for betonpladen P12

Ved eftervisning i brudgrænsetilstanden er bæreevnen for betonpladen udnyttet 25 %. Reaktionerne for P12 er beskrevet på figur 23.





Figur 23 – Reaktioner i fra betonplade P12 (mål i mm)

Nedbøjninger for betonplader

I anvendelsesgrænsetilstanden skal pladens nedbøjninger eftervises for ikke at være så store, at der sker skade på tilstøende konstruktioner. Da der i bygningen er skillevægge, er dette krav nødvendigt at overholde. For sikring af tilstøende konstruktioner iht. DS/EN 1992-1-1 må nedbøjningen ikke overstige følgende betingelse:

$$u_{max} = \frac{l_y}{500} = \frac{3.9 \ m}{500} = 7.8 \ mm$$

For betonpladerne P12 og P14 er nedbøjninger langtidstilstanden i beregninger bestemt til:

P12:

$$u_{P12} = 6,5 mm < u_{max} = 7,8 mm$$

P14:

$$u_{P14} = 6,0 \ mm < u_{max} = 7,8 \ mm$$

Herved er nedbøjninger under kravet for sikring af tilstøende konstruktioner. Det skal bemærkes, at nedbøjninger er regnet ud fra antagelsen om, at der er revnet tværsnit overalt. Dette er en konservativ betragtning, da der i beregninger ikke tages hensyn til den øgede stivhed pga. urevnet tværsnit.

Revnevidder for P12

Pladens revnevidder er undersøgt for at sikre, at revner i betonpladen ikke fører til forringet holdbarhed. Ved store revnevidder er der chance for, at det kan føre til korrosion af armeringen. For P12 er revnevidderne bestemt til 0,04 og med krav på en maximal revnevidde for beton i aggressiv miljøklasse på 0,3, er revnevidden for pladen godkendt.



3.2 Dimensionering af fundamentsbjælker

I forrige afsnit blev reaktionerne fra betonpladerne bestemt. Disse reaktioner skal optages af fundamentsbjælkerne, som udføres med armerede betonbjælker. Fundamentsbjælkerne spænder mellem fundamentspælene. Ved dimensionering af fundamentsbjælkerne skal den dimensionsgivende fundamentsbjælke bestemmes. I *bilag 7* er lasterne på fundamentsbjælken i modullinje 4 og fundamentsbjælken mellem modullinje 7 og 8 bestemt. Her blev fundamentsbjælken i modullinje 4 bestemt til at være dimensionsgivende. På figur 24 er fundamentsbjælken markeret:



Figur 24- dimensionsgivende fundamentsbjælke til bæring af terrændæk (mål i mm)

Det statiske system for bjælken er beskrevet på figur 25. Understøtninger er svarende til fundamentspælene som er placeret langs bjælken.



Figur 25 – Statisk system for fundamentsbjælken i modullinje 4 (mål i mm)

3.2.1 Bestemmelse af laster på fundamentsbjælken

Lasterne fra terrændækket til fundamentsbjælken er svarende til reaktionerne fra betonpladerne, som blev bestemt i forrige afsnit. Men da der konservativt betragtes et lastopland svarende til det beskrevne på figur 26 bestemmes lasterne ud fra dette lastopland.



Figur 26 – Lastopland til fundamentsbjælke (mål i mm)

Beregninger af linjelaster er udført i appendiks A3.3.1.

Linjelasten fra egenlasten er bestemt til:

$$g_k = 59,49 \frac{kN}{m}$$

Den samlede karakteristiske nyttelast fra 1. etage og stueetage er bestemt til:

$$q_k = 36 \frac{kN}{m}$$

Maksimumslasten på bjælken er den regningsmæssige linjelast i brudgrænsetilstanden lastkombinationen med nyttelast som dominerende er dimensionsgivende:

$$p_{max,d} = g_k \cdot 1,0 + q_k \cdot 1,5 = 59,49 \frac{kN}{m} \cdot 1,0 + 36 \frac{kN}{m} \cdot 1,5 = 113,49 \frac{kN}{m}$$

Samlet karakteristisk last:

$$p_0 = g_k + q_k = 59,49 \frac{kN}{m} + 36 \frac{kN}{m} = 95,49 \frac{kN}{m}$$

Langtidslasten er den kvasipermanente last i anvendelsesgrænsetilstanden:



Kvasipermanent last bestemmes ved:

 $p_2 = g_k + \psi_2 \cdot q_k$

Hvor:

$$\psi_2$$
 Bestemmes til 0,5 for nyttelast kategori C

Herved fås:

$$p_2 = 59,49 \frac{kN}{m} + 0,5 \cdot 36 \frac{kN}{m} = 77,49 \frac{kN}{m^2}$$

Korttidslasten er svarende til den last der overskrider den kvasipermanente last.

Korttidslasten:

$$p_1 = p_0 - p_2 = 95,49 \ \frac{kN}{m} - 77,49 \ \frac{kN}{m^2} = 18 \frac{kN}{m}$$

3.2.2 Eftervisning af bæreevne for fundamentsbjælke

Fundamentsbjælkens bæreevne eftervises i brud- og anvendelsesgrænsetilstanden. Beregninger hertil er udført i *appendiks A3.3*.

Ved eftervisningen af fundamentsbjælken regnes bjælken sammenstøbt med betonpladen. Dette giver en større trykzone ved de positive momenter på bjælken. På figur 27 er fundamentbjælkens ydretværsnitsdimensioner beskrevet:



Figur 27 – Fundamentsbjælkens tværprofil (mål i mm)

Dimensionsgivende reaktioner og momenter

De regningsmæssige reaktioner og momenter i fundamentsbjælken i brudgrænsetilstanden er bestemt ved anvendelse af den plastiske metode. På figur 28 er momenter og reaktioner bestemt:



Figur 28 – Regningsmæssige reaktioner og momenter i brudgrænsetilstanden for fundamentsbjælken

Dimensionering af armering

Ved dimensionering er det eftervist 5 ø20 i underside og 2 ø20 i overside er tilstrækkelig. Til optagelse af forskydningskræfterne vælges at anvende bøjler af ø6 pr. 210 mm.



Figur 29 – Tværsnit af fundamentsbjælke med armering (mål i mm)

Ved understøtninger i enden på fundamentsbjælken har det ved beregning vist sig nødvendigt at anvende 3 bøjler langs den regningsmæssige forankringslængde. Herfor udføres armeringen ved understøtningen i enden af fundamentsbjælken som vist på figur 30:





Figur 30 – Armering i fundamentsbjælke ved understøtning i enden af fundamentsbjælken (mål i mm)

Nedbøjninger

I anvendelsesgrænsetilstanden skal fundamentsbjælkens nedbøjninger eftervises for ikke at skade tilstøende konstruktioner. Da der i bygningen er skillevægge, er dette krav nødvendigt at overholde. For sikring af tilstøende konstruktioner iht. DS/EN 1992-1-1 må nedbøjningen ikke overstige følgende betingelse:

$$u_{max} = \frac{l_y}{500} = \frac{3.9 \, m}{500} = 7.8 \, mm$$

For fundamentsbjælken er nedbøjninger for langtidstilstanden i beregninger bestemt til:

$$u = 5,7 mm < u_{max} = 7,8 mm$$

Herved er nedbøjninger under kravet for sikring af tilstøende konstruktioner. Det skal bemærkes, at nedbøjninger er regnet ud fra antagelsen om, at der er revnet tværsnit overalt. Dette er en konservativ betragtning, da der i beregninger ikke tages hensyn til den øgede stivhed pga. urevnet tværsnit.

Revnevidder

Fundamentbjælkens revnevidder er undersøgt for at sikre, at revner i bjælken ikke fører til forringet holdbarhed. Som beskrevet ved eftervisning af betonpladerne er der ved store revnevidder chance for, at det kan føre til korrosion af armeringen. For fundamentsbjælken er revnevidderne bestemt til 0,15, og med krav på en maximal revnevidde for beton i aggressiv miljøklasse på 0,3 er revnevidden for fundamentsbjælken godkendt.



3.3 Diskussion af betonkonstruktionen

Den valgte opbygning af terrændækket kan diskuteres, hvorvidt det er den bedste løsning. En alternative løsning kunne have været, at det bærerne betondæk var placeret ovenpå isoleringen. Denne løsning ville have dog have medført kuldebroer omkring fundamentspælene, men til gengæld ville egenlasten af hele gulvkonstruktionen mindskes og i sidste ende måske have betydet nogle mindre dimensioner på fundamentsbjælkerne og betonpladen.

Opdelingen af de bærende betonplader kan diskuteres værende optimalt. Det er en vurdering af, hvilken spændvidde der er den mest optimale, da små spændvidder kan reducere dimensioner på bjælker og plader. Til gengæld vil små dimensioner for betonpladen betyde langt flere bjælker, og derfor er dette en vurdering af, hvilken spændvidde der er den mest optimale i forhold til udnyttelsen af materialernes bæreevne.

Der er i beregninger ikke taget hensyn til, at der kan opstå opadrettede kræfter i form af et højt grundvandsspejl. Men da den bærende gulvkonstruktion er forholdsvis tung på grund af en samlet tykkelse af betonen på 300 mm for hele gulvkonstruktionen, og gulvkonstruktionen er placeret ved jordoverfladen vurderes vandtrykket ikke at spille en rolle mht. til opadrettede kræfter.



3.4 Delkonklusion af betonkonstruktionen

For betonkonstruktionen som indbefatter den selvbærende gulvkonstruktionen og fundamentsbjælker, er der eftervist for tilstrækkelig bæreevne iht. brud- og anvendelsesgrænsetilstanden.

Den selvbærende gulvkonstruktion er udført med en bærende betonplade med en tykkelse på 200 mm nederst. Oven på betonpladen er der 300 mm trykfastisolering og terrændæk på 100 mm. Gulvkonstruktionen består i alt af 20 betonplader, hvor de 2 største plader er eftervist for tilstrækkelig bæreevne. Pladerne er eftervist som dobbeltspændte plader, hvorpå pladerne er armeret i begge retninger.

Fundamentsbjælkerne spænder mellem fundamentspælene og optager lasterne fra gulvkonstruktionen. Bjælken med den største lastpåvirkning er eftervist for tilstrækkelig bæreevne. Bjælken er regnet sammenstøbt med betonpladen, og har sammen med betonpladen en samlet bjælkehøjde på 500 mm og en bredde på 300 mm. Fundamentsbjælken er armeret i over- og underside, og er regnet som en kontinuert bjælke. Fundamentsbjælken er udført med bøjle armering til optagelse af kræfter fra forskydning.



4. Pælefundering

Fundamentet udføres med et pælefundament. Grunden til at der ikke er valgt direkte fundering, er at der iht. den geotekniske rapport vedlagt i *bilag 8* er et gytjelag på op til 1,4 m, som er stærkt sætningsgivende. Gytjelaget starter ca. 2,2 m under terræn. Grundvandsspejlet er målt til at være 0,4 m under terræn. På figur 31 er jordlagene beskrevet iht. boring nr. 1 i den geotekniske rapport.



Figur 31- Jordlag på byggegrunden

Overside af gulvkonstruktionen bestemmes til at være i kote 1,0, hvor undersiden af gulvkonstruktionen er i kote 0,4 som beskrevet på figur 32. Der skal derfor afrømmes 0,4 m af jorden.



Figur 32 – Beskrivelse af gulvopbygningen på Missionshuset

4.1 Valg af pæletype

Ved fundering med pæle kan der vælges forskellige materialetyper. For dette projekt vælges der præfabrikerede jernbetonpæle. Dette vælges da præfabrikerede jernbetonpæle har en høj vertikal bæreevne og i forvejen er det mest anvendte i



Danmark. Der vælges en pæle dimension på 30x30 cm, da denne dimension passer med bredden på fundamentsbjælkerne.

4.1.1 Nedbringningsmetode

For nedbringningaf pælen i jorden kan der anvendes forskellige nedbringningsmetoder. For dette projekt anvendes metoden med ramning af pæle, da denne metode er den mest almindelige. Ved ramning af præfabrikerede betonpæle anvendes en ramhat mellem pæl og hammer for at beskytte pælen, således den ikke bliver beskadiget under ramningen.

Ved ramning af pæle kan der benyttes flere forskellige metoder. Den mest anvendte i Danmark er hydraulisk hammer, som virker ved at hydrauliske hamre løftes eller kastes op vha. hydrauliske stempler, hvorefter hammeren falder ned alene med påvirkning af tyngdekraften. Hydrauliske hamre er mere effektive end eksempelvis faldlodshamre, som er wire trukket og herfor blevet den mest anvendte i Danmark. Hammervægten på hydrauliske hamre er typisk mellem 40 kN og 90 kN.

4.2 Dimensionering af pælefundamenter

Ved dimensioneringen af pæle vælges der at tage udgangspunkt i dimensionsgivende lasttilfælde, som fundaments pælene udsættes for. Dvs. at pælen under fundamentsbjælken i punkt B vil optage de dimensionsgivende tryklaster. Derimod vil pæle under rammeben optage de dimensionsgivende laster for træklaster og tværlaster. På figur 33 er de dimensionsgivende pæle markeret.



Figur 33 - Dimensionsgivende fundamentspæle.



Alle fundamentspæle udføres ens og med samme rammedybde. Pælefundamenterne eftervises for tilstrækkelig bæreevne ved en rammedybde på 10 m. Der vælges en pæledimension på 30x30 cm, da denne dimension passer med bredden på fundamentsbjælkerne. Beregninger for eftervisning af pælefundamenter er udført i *appendiks A4*.

4.2.1 Bestemmelse af laster på pæle

Regningsmæssige laster for tryk-, træk- og tværlaster bestemmes:

Tryklasten er svarende til reaktionen i punkt B på fundamentsbjælken (se figur 28):

$$P_{trvk} = 471,4 \, kN$$

Træklasten er svarende til reaktionen ved rammefoden (Se bilag 1):

$$P_{træk} = 35 \ kN$$

Det skal dog noteres, at denne last er en konservativ betragtning da egenlasterne fra terrændæk og fundamentsbjælker ikke er modregnet.

Tværlasten er svarende til reaktionen ved rammefoden (Se bilag 1):

$$P_{tvær} = 34 \ kN$$

4.2.2 Eftervisning af bæreevne af pæle

Pælefundamenterne skal eftervises for tiltrækkelig bæreevne ved en række forskellige lastpåvirkninger. Det skal også undersøges, hvor mange slag der skal til for at nedramme pælen de ønskede 10 m.

Eftervisning af trykbæreevne for pælen

Den karakteristiske trykbæreevne bestemmes ved:

$$R_{ck} = R_b + \sum R_s$$

Hvor:

$$R_b$$
Spidsmodstanden $\sum R_s$ Summen af overflademodstandene i de forskellige jordlag

Den regningsmæssige bæreevne af en trykpæl bestemmes ved:

$$R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_t}$$

Aalborg Universitet Esbjerg Hvide Sande Missionshus



 γ_t

lvor:

Sættes til 1,3 for total/kombineret modstandsevne af trykpåvirkede pæl

Kræftpåvirkninger på pælen i den trykbelastede tilstand er vist på figur 34:



Figur 34 – Trykbelastet pæl

Beregninger for bestemmelse af trykbæreevnen for pælen er udført i *appendiks A4.2.2*. Her den samlede regningsmæssige bæreevne beregnet til:

$$R_{cd} = 599 \, kN$$

Eftervisning af trækbæreevne for pælen

Ved eftervisning af trækbbæreevnen undersøges 2 brudmekanismer:

- Udtrækning af selve pælen af jordmasse
- Udtrækning af pælen sammen med et jordvolumen omkring pælen.

Ved udtrækning af pælen vil overflademodstanden alene udgøre trækbæreevnen. Herfor kan den karakteristiske trækbæreevne bestemmes ved:

$$R_{td} = \sum R_s$$



Kræftpåvirkninger på pælen i den trækbelastede tilstand er vist på figur 35:



Figur 35 – Trækbelastet pæl

Beregninger for bestemmelse af trækbæreevnen for pælen er udført i *appendiks A4.2.3*. Her den samlede regningsmæssige trækbæreevne beregnet til:

$$R_{td} = 108,7 \ kN$$

Eftervisning af tværbæreevne for pælen

For eftervisning af tværbæreevnen vælges der at tage udgangspunkt i et valgt omdrejningspunkt, herpå kontrolleres dette punkt værende korrekt ved hjælp af moment ligevægt. Herefter kan den maksimale vandrette last H bestemmes. Det skal bemærkes at hele pælelængden ikke er medtaget i beregninger. Det er gjort for at undgå at få for store momenter i pælen. På figur 36 er det valgte omdrejningspunktet beskrevet og i *appendiks A4.2.4* er placering af omdrejningspunkt eftervist til at være ok.







Den maksimale tværlast H er ved beregninger bestemt til:

$$H_{max} = 75,88 \ kN$$

Det skal dog bemærkes at denne tværlast giver et moment i pælen. Herfor skal pælen sikres at have tilstrækkelig momentbæreevne i forhold til det moment den maksimale tværlast medfører. Der vælges dog at afgrænse fra at beregne pælens momentbæreevne i dette projekt.

Eftervisning af bæreevne i anvendelsesgrænsetilstand

I anvendelsesgrænsetilstanden eftervises der for at pælene ikke sætter sig. Disse sætninger kan opstå, hvis de sætningsgivende lag som i dette tilfælde er jordlaget med gytje sætter sig, hvilket påvirker pælen med en nedadrettet kraft, som kan give sætninger på pælen. Disse sætninger kan opstå, hvis der eksempelvis sker en påfyldning af jordmasser omkring pælene. Det skal dog bemærkes, at der i dette projekt ikke påfyldes nogle betydelig jordmængder, men det vælges alligevel at sikre pælens bæreevne med hensyn til sætninger ved eventulle ændringer i byggeprojektet.

På figur 37 er kræftpåvirkningerne anvendelsesgrænsetilstanden vist:



Figur 37- Pæl i anvendelsesgrænsetilstand med gytje som det sætningsgivende jordlag

Den regningsmæssige bæreevne i anvendelsesgrænsetilstanden bestemmes ved:

$$\frac{R_{b,ber} + R_{s,ber}}{\sqrt{\xi \cdot \gamma_R}}$$

Hvor:

 $R_{b,ber}$, $R_{s,ber}$ Pælens beregnede bæreevne der hidrører fra lagene under de sætningsgivende aflejringer

Den regningsmæssige bæreevne og lastpåvirkning i anvendelsesgrænsetilstanden beregnes i *appendiks A4.2.5*. Den regningsmæssige bæreevne i anvendelsesgrænsetilstanden er her beregnet til:

$$\frac{R_{b,ber} + R_{s,ber}}{\sqrt{\xi \cdot \gamma_R}} = 520,73 \ kN$$



Bestemmelse af antal rammeslag ved nedramning af pæle

Til beregning af antal rammeslag der skal bruges for nedramme pælen 10 m, er der taget udgangspunkt i danske rammeformel som udtrykkes ved:

$$\eta \cdot h \cdot G = R \cdot s + \frac{1}{2} \cdot R \cdot s_0$$

Hvor:

η	Effektivitetsfaktor
S	Nedsynkning af pæl pr. slag
h	Faldhøjden af hammeren som antages at være 0,5 m
G	Tyngde af faldhammer
<i>s</i> ₀	Den elastiske sammentrykning
R	Den dynamiske bæreevne

Beregninger til bestemmelse af antal rammeslag for 20 cm nedsynkning er bestemt i *appendiks A4.2.6*. Her er antal rammeslag for 20 cm nedsynkning bestemt til:

$$rammeslag \ pr. 20 \ cm = 25 \ slag$$

Dette antal slag er ok da et fornuftigt interval for antal rammeslag pr. 20 cm er mellem 5 og 30 slag.

Herved bestemmes det samlede antal rammeslag for at nedramme pælen 10 m:

$$\frac{10 m}{0.2 m} \cdot 25 slag = 1255 slag$$

Opsummering af resultater

Alle de beregnede bæreevne samt dimensionsgivende lastpåvirkninger i regningsmæssige tilstand er indsat i tabellen herunder:

	Last (kN)	Bæreevne (kN)	Udnyttelse (%)
Trykbelastning:	471	599	78,6
Trækbelastning:	35	109	32,1
Tværbelastning:	34	76	44,7
Anvendelsesgrænsetilstand:	482	521	92,5

Tabel 5- Opsummering af bæreevner og dimensionsgivende laster

Herved er en fundamentspæl i jernbeton med dimensionerne 30x30 cm med 10 m nedramning eftervist for tilstrækkelig bæreevne.



4.3 Diskussion af pælefundering

Funderingsmetoden med pælefundamenter er valgt, da det ikke var muligt at fundere direkte på et bæredygtigt jordlag uden, at der skulle udskiftes store mængder jord. Da pælefundamentet er en forholdsvis dyr løsning, kan det diskuteres om denne løsning er den mest rentable. Alternativt kunne der vælges en løsning, hvor den sætningsgivende jord afrømmes og udskiftes med et bæredygtigt jordlag, hvorved der kunne funderes direkte på jorden med et traditionelt stribe- eller punktfundament. Fordelen ved pælefundamenter er, at det ikke er nødvendigt med grundvandssænkning under udførslen. Da grundvandet står højt på byggegrunden og sandlagene over og under gytjelaget har en høj permeabilitet, vil der være risiko for at grundvandet på nabogrundene også falder. Det kan medføre utilsigtede sætninger under de eksisterende nabobygninger. Så herfor ville en eventuel grundvandssænkning i forbindelse med udskiftningen af gytjelaget også kræve nogle betragtelige udgifter til grundvandsænkingen for sikring af bygninger på nabogrunde.



4.4 Delkonklusion af pælefundering

Pælefunderingen udføres med jernbetonpæle med ydre dimensioner på 30x30 cm og en rammedybde på 10 m. På *tegning nr. 10* er placeringen af pælene beskrevet. Fundamentspælene støbes sammen med fundamentsbjælkerne. Herved fungerer pælene som understøtninger for fundamentsbjælkerne. Nedføring af pælene sker ved hjælp af nedramning med faldlodshammer, hvor det er beregnet at pælene skal nedrammes med mellem 1200 og 1300 rammeslag.



5. Konklusion

5.1 Dansk konklusion

I dette projekt blev der udført en delvis projektering for byggeriet af "Hvide Sande Missionshus". Under hensyn til projektbeskrivelserne fra arkitektfirmaet Bayarch og de geotekniske forhold, er der valgt at udføre en bærende konstruktion bestående af stålrammer. Funderingen er udført vha. af pælefundering som understøtter det selvbærende terrændæk samt stålrammer

Stålrammerne er placeret med en indbyrdes afstand på 3,6 m. Stålrammenerne udføres som en 3 charniers ramme bestående af et IPE-360 profil. I rammehjørnerne er stålrammen udført med udfligninger bestående af et opsvejst profil. Stålrammen er dimensioneret for to forskellige lasttilfælde. Her de største regningsmæssige laster fra de dimensionsgivende lastkombinationer bestemt. Det kan konkluderes at stålrammens bæreevne er eftervist i brud –og anvendelsesgrænsetilstanden.

På stålrammen er der udført 3 forskellige konstruktionssamlinger. Disse 3 samlinger er eftervist iht. til dimensionsgivende lastpåvirkninger. De tre konstruktionssamlinger tæller samlingen ved rammefoden, samling ved rammehjørne og samling mellem rammebjælkerne.

Grundet de dårlige geotekniske forhold er terrændækket udført som en selvbærende konstruktion. Terrændækket består af 200 mm tyk betonplade, som er eftervist som en dobbeltspændt plade. Armeringen i over- og underside i begge retninger er dimensioneret og eftervist. Det kan konkluderes at betonpladerne er eftervist for tilstrækkelig bæreevne i brud- og anvendelsesgrænsetilstand. I anvendelsesgrænsetilstanden er der udført kontrol af nedbøjninger og revner iht. til gældende krav og vejledninger.

Fundamentsbjælkerne til bæring af betonpladerne udføres som en jernbetonbjælke som sammenstøbes med betonpladen. Fundamentsbjælken har en samlet bjælke højde på 500 mm og en bredde på 300 mm. Bjælken er eftervist som en kontinuert bjælke, hvorpå armering i over- og underside samt forskydnings armering er dimensioneret og eftervist. Det kan konkluderes at fundamentsbjælkerne er dimensioneret og eftervist i brud- og anvendelsesgrænsetilstanden. I anvendelsesgrænsetilstanden er der udført kontrol af nedbøjninger og revner iht. til gældende krav og vejledninger.

Funderingen udføres som pælefundering bestående af jernbetonpæle med en ydre dimension på 30x30 cm og en nedramningsdybde på 10 m. Pælenes bæreevne er eftervist iht. til de beregnede lastpåvirkninger, som pælen påvirkes af. De geotekniske forhold er beskrevet ved boreprofilerne fra byggegrunden. Med hensyn til geotekniske forhold kan det konkluderes, at pælene er eftervist i brud – og anvendelsesgrænsetilstand iht. gældende krav og vejledninger.



Der er for de efterviste konstruktionsdele udarbejdet tegningsmateriale, som er vedlagt i tegningsmappen. Tegningsmaterialet indeholder plantegninger, konstruktionsbeskrivelse og detalje beskrivelser af de beregnede konstruktionsdele.

Overordnet set kan det konkluderes, at der i projektet er udført en delvis projektering af "Hvide Sande Missionshus". Projekteringen indbefatter eftervisning af den bærende stålrammekonstruktion, den selvbærende betonkonstruktion i terrændækket og pælefunderingen iht. gældende normer og vejledninger.



5.2 English conclusion

This project was carried out a partial design for the construction of "Hvide Sande Missionshus". The project has been done in respect to the descriptions from the architectural firm Bayarch and the geotechnical conditions, it was decided to perform a load-bearing structure composed of steel frames. The foundation is performed using pile foundation that supports the self-supporting slab and steel frames.

Steel frames are placed at a distance of 3.6 m of each other. The steel frame is carried out as a 3 charnier frame consisting of 360 IPE profile. The frame corners are reinforced with a larger profile height in the form of a welded profile. The steel frame is designed for two different load cases. Here the main design loads from the local design load combinations determined. It can be concluded that the steel frame carrying capacity has been demonstrated to sufficient carrying capacity in the ultimate limit state and the serviceability limit state.

There is performed 3 different structural joints on the steel frame. These three joints are demonstrated according to the local design load effects. The three structural joints count joint by frame stand, joint in frame corner and joint between the frame beams.

Due to the bad geotechnical conditions the slab is designed as a self- supporting structure. The slab consists of 200 mm thick concrete slab, which has been demonstrated as a double tensioned plate. The reinforcement of the top and bottom in both directions is dimensioned and demonstrated. It can be concluded that the concrete slabs carrying capacity has been demonstrated to sufficient carrying capacity in the ultimate limit state and the serviceability limit state. In the serviceability limit state, the deflections and cracks according to the current requirements and guidance is checked.

The foundation beams for supporting the concrete slabs is carried out as a reinforced concrete beam is cast together with the concrete slab. The foundation beam has a total beam height of 500 mm and a width of 300 mm. The beam has been demonstrated as a continuous beam on which the reinforcement in the top and bottom as well as the shear reinforcement is sized and demonstrated. It can be concluded that the foundation beams are designed and demonstrated to sufficient carrying capacity in the ultimate limit state and the serviceability limit state. In the serviceability limit state, the deflections and cracks according to the current requirements and guidance is checked.

The foundation conducted as pile foundation consisting of reinforced concrete piles with an outer dimension of 30x30 cm and a length of 10 m. Piles bearing capacity has been demonstrated according to calculated load effects as the pole is affected by. The geotechnical conditions described by the drilling from the construction site. With respect to geotechnical conditions it can be concluded that the piles are demonstrated in the ultimate limit state and the serviceability limit state, according to the current requirements and guidelines.



The structural parts described on drawings in the drawing folder. Drawing material contains floor plans, construction description and detail descriptions of the calculated construction parts.

Overall, it can be concluded that there is performed a partial design of "Hvide Sande Missionshus". The design includes the verification of the supporting steel frame construction, the self-supporting concrete structure in the terrain slab. and pile foundation according to current standards and guidelines.



Appendiks

til projektering af

"Hvide Sande Missionshus"





Indholdsfortegnelse

Appendiks A1 – Lastopgørelse	A3
A1.1 Bestemmelse af egenlast	A3
A1.2 Bestemmelse af nyttelast	A6
A1.3 Bestemmelse af snelast	A7
A1.4 Bestemmelse af vindlast	A10
A.1.4.1 Basisvindhastighed	A10
A.1.4.2 Peakhastighedstryk	A11
A.1.4.3 Formfaktorer	A12
A.1.4.4 Samlet vindtryk for vægge	A17
A.1.4.5 Samlet vindtryk for tag	A21
Appendiks A2 - Stålkonstruktion	A24
A2.1 Beregningsforudsætninger for stålkonstruktionen	A24
A2.2 Bestemmelse af tværsnitsklasse	A25
A2.2.1 Kroppen	A25
A2.2.2 Flangen	A27
A2.3 Bæreevne i rammehjørne	A27
A2.3.1 Eftervisning af bæreevne i rammehjørne	A29
A2.4 Stabilitetsundersøgelse for stålramme	A30
A2.4.1 Eftervisning af bæreevne for rammeben del 1	A31
A2.5 Eftervisning af samlinger på stålramme	A38
A2.5.1 Eftervisning af samling ved rammefod	A39
A2.5.2 Eftervisning af samling i rammehjørne	A50
A2.5.3 Eftervisning af samling mellem rammebjælker	A57
Appendiks A3 - Betonkonstruktion	A67
A3.1 Beregningsforudsætninger for betonkonstruktionen	A67
A3.2 Eftervisning af betonplade P12	A68
A3.2.1 Laster på betonplade	A69
A3.2.3 Armering i underside af betonplade	A71
A3.2.4 Eftervisning af bæreevne	A73



A3.2.5 Armering i overside af betonpladeA75
A3.2.6 Nedbøjninger af betonpladeA76
A3.2.7 Revnekontrol af betonpladeA80
A3.3 Eftervisning af fundamentsbjælkeA82
A3.3.1 Laster på fundamentsbjælkeA83
A3.3.2 Bestemmelse af momenter og reaktionerA85
A3.3.3 Armering i underside af fundamentsbjælkeA87
A3.3.4 Armering for indspændingsmomentet i overside af fundamentsbjælkenA90
A3.3.5 Forskydningsarmering i fundamentsbjælkenA92
A3.3.6 Nedbøjning af fundamentsbjælkeA97
A3.3.7 Revnekontrol af fundamentsbjælkeA101
Appendiks A4 – Pælefundering
A4.1 Beregningsforudsætninger for pælefunderingA103
A4.2 Eftervisning af pæleA103
A4.2.1 Dimensionsgivende lasterA104
A4.2.2 Eftervisning af trykbæreevnenA104
A4.2.3 Eftervisning af trækbæreevnenA109
A4.2.4 Eftervisning af tværbæreevnenA112
A4.2.5 AnvendelsesgrænsetilstandA115
A4.2.6 Bestemmelse af antal rammeslag ved nedramning af pæleA118



Appendiks A1 – Lastopgørelse

I dette appendiks bestemmes lasterne til projektering af "Hvide Sande Missionshus". De relevante laster for Hvide Sande Missionshus er egen last, nyttelast, snelast og vindlast. Lastarterne er opdelt i delafsnit svarende til:

- A1.1 Bestemmelse af egenlast
- A1.2 Bestemmelse af nyttelast
- A1.3 Bestemmelse af snelast
- A1.4 Bestemmelse af vindlast

A1.1 Bestemmelse af egenlast

I dette afsnit bestemmes egenlaster af konstruktionselementerne. Egenlaster for konstruktionselementerne er bestemt i nedenstående skemaer.

Materialer	Dimension (mm)	Tyngde/Densitet (kN/m ³)	Egenlast (kN/m ²)
Tagpap 2 lag	-	22,0	0,11
Krydsfinerplade	18	6,9	0,12
Lægter C18	45 x 45	3,8	0,01
Træåse C18	195 x 70	3,8	0,06
Isolering	195	0,4	0,08
Dampspære	-	0,0	0,00
Forskaling C18	45 x 45	3,8	0,02
Isolering	45	0,4	0,02
Troldtekt.	25	3,8	0,10
		Samlet Last:	0,52

Egenlast for tagkonstruktion

Tabel 1 - Egenlast for tagkonstruktion

Egenlast for ydervægskonstruktion

Materialer	Dimension	Tyngde/Densitet	Egenlast
	(mm)	(kN/m ³)	(kN/m ²)
Steni colour	6	19,2	0,12



Afstandslister	23 x 73	3,8	0,01
Vindplade OSB	15	6,9	0,10
Træåse C18	195 x 70	3,8	0,06
Isolering	195	0,4	0,07
dampspære	-	0,0	0,00
Forskaling C18	45 x 45	3,8	0,01
Isolering	45	0,4	0,02
Gipsplade	12,5	7,0	0,09
		Samlet Last:	<u>0,48</u>

Tabel 2 - Egenlast for ydervægskonstruktion

Egenlast for skillevægge

Materialer	Dimension (mm)	Tyngde/Densitet (kN/m ³)	Egenlast (kN/m ²)
Gipsplade	12,5	7,0	0,09
Lodposter C18	120 x 45	3,8	0,05
Isolering	120	0,4	0,05
Gipsplade	12,5	7,0	0,09
		Samlet Last:	0,28

Tabel 3 - Egenlast for skillevægge

Egenlast for etageadskillelse

Materialer	Dimension (mm)	Tyngde/Densitet (kN/m ³)	Egenlast (kN/m ²)
Parketgulv	22	6,9	0,15
Krydsfinerplade	18	6,9	0,12
Bjælkelag C18	295 x 45	3,8	0,08
Isolering	295	0,4	0,12
2 x gipsplade	25	7,0	0,18
		Samlet Last:	0,65

Tabel 4 - Egenlast for etageadskillelse

Egenlast for terrændæk



Materialer	Dimension (mm)	Tyngde/Densitet (kN/m ³)	Egenlast (kN/m ²)
Stentæppe, epoxy	10	15	0,15
Terrændæk	100	25	2,5
Trykfast isolering	300	1	0,3
Betonplade	200	25	5
		Samlet Last:	<u>7,95</u>

Tabel 5 - Egenlast for terrændæk



A1.2 Bestemmelse af nyttelast

Under beskrivelsen af bygværket i afsnit 1.1 oplyses, det at Missionshuset bl.a. skal huse en stor mødesal og klublokaler. For dette projekt vurderes det relevant kun at bestemme nyttelasten for mødesalen samt klublokaler, da de lokaler udgør størstedelen af bygningen og samtidigt har de største nyttelaster. Nyttelaster bestemmes iht. DS/EN 1991-1-1 Dk NA: 2013 for mødesal og klublokaler.

Mødesalen er et stort åbent rum uden faste siddepladser og rummet vurderes at kunne indeholde arealer med mulighed for fysisk aktivitet. Mødesalen tilhører nyttelast kategori C4 med tilhørende laster:

$$q_{k,C4} = 5 \ kN/m^2$$

og

 $Q_{k,C4} = 4 kN$

Klublokalerne betegnes som samlingsrum i nyttelast kategori C1 da lokalerne bl.a. anvendes til undervisning. Nyttelaster for klublokaler bestemmes til:

$$q_{k,C1} = 2,5 \ kN/m^2$$

og

 $Q_{k,C1} = 3 \ kN$


A1.3 Bestemmelse af snelast

Snelasten på taget bestemmes i dette afsnit. Da taget er udformet som et trugtag skal der også dimensioneres for ophobning på taget. Snelasterne bestemmes iht. DS/EN 1991-1-3 og tilhørende danske anneks DS/EN 1991-1-3 Dk NA: 2015.

Ved bestemmelse af snelaster er der gjort brug af følgende formel:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$$

Hvor:

μ_i	Formfaktor for snelast
C _e	Eksponeringsfaktor
C_t	Termisk faktor
S_K	Den karakteristiske terrænværdi

Den karakteristiske terrænværdi er sat til at være 1 kN/m², og den termiske faktor er bestemt til 1,0, da taget er isoleret er derfor lav termisk overførsel.

Eksponeringsfaktoren afhænger af omgivelsernes topografi og bygningens størrelse.

Eksponeringsfaktoren bestemmes ved:

$$C_e = C_{top} \cdot C_S$$

Hvor:

C_{top}	Omgivelsernes topografi
C_S	Faktor for størrelse af konstruktion

Ved aflæsning i tabel¹ bestemmes C_{top} til 1 og C_S bestemmes ud fra bygnings dimensioner. For denne bygning er $2h \le l_1$ og $C_S = 1$ hvis følgende betingelser er opfyldt.

$$C_s = 1$$
 når $L_2 \le 10h$

¹ [7] Tabel 5.1.a





Figur 1- Længde, bredde forhold

På bygningen i dette projekt er:

 $L_2 = 14 m$ og h = 7 m

Derved:

$$14 m \leq 70 m$$

Herved fås:

$$C_e = 1 \cdot 1 = 1$$

Formfaktoren for snelast tager hensyn til tagtype samt hældning på taget. Da taget er et trugtag med hældning på 10°.

Formfaktoren μ_1 kan aflæses til 0,8 for tage med hældning mellem $0^\circ \le \alpha \le 30^\circ$.

Ved indsættelse af værdier fås:

$$S = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{kN}{m^2} = 0.8 \frac{kN}{m^2}$$

Ophobning

Da tagets udformning giver anledning til ophobning bestemmes denne last vha. formfaktoren μ_2 , som for tage med hældning mellem $0^\circ \le \alpha \le 30^\circ$ kan bestemmes ved:

$$\mu_2 = 0.8 + 0.8 \cdot \frac{\alpha}{30}$$

Da $\alpha = 10$ ° fås:

$$\mu_2 = 0.8 + 0.8 \cdot \frac{\alpha}{30} = 1.07 \frac{kN}{m^2}$$

Snelaster for hele bygningen er illustreret på figur 2:





Figur 2 - Snelast på taget med ophobning





A1.4 Bestemmelse af vindlast

I dette afsnit bestemmes vindlasten på Hvide Sande Missionshus. Ved beregning af peakhastighedstrykket og formfaktorer kan lasten på de forskellige konstruktionsdele bestemmes. Beregninger udføres iht. DS/EN 1991-1-4 og tilhørende danske anneks DS/EN 1991-1-4 Dk NA: 2015.

A.1.4.1 Basisvindhastighed

Basisvindhastigheden anvendes ved beregning af peakhastighedestrykket og bestemmes ved følgende formel²:

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

Hvor:

v_b	Basisvindhastigheden
C_{dir}	Retningsfaktoren som er afhængig af vindretning
C _{season}	Årstidsfaktor som er 1,0 på permanente konstruktioner
$v_{b,0}$	Basisvindhastighedens grundværdi

Basisvindhastighedens grundværdi sættes til 24 m/s for hele Danmark på nær en randzone for bygninger der befinder sig mindre en 25 km fra Vesterhavet eller Ringkøbing Fjord. Basisvindhastigheden er 27 m/s ved kysten og aftager lineært til 24 m/s ved randzones ophør. På figur 3 er byggegrundens placering i forhold til Vesterhavet og Ringkøbing Fjord vist.

² [8] Afsnit 4.2





Figur 3 - Placering af byggegrund samt kystlinjer

Da byggegrunden for Hvide Sande Missionshus ligger geografisk tæt på kystlinjen anvendes en grundværdig på 27 m/s for basisvindhastigheden.

Basisvindhastigheden ved vind fra vest beregnes med en retningsfaktor på 1,0:

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 27 \frac{m}{s} = 27 \frac{m}{s}$$

Basisvindhastigheden ved vind fra nord, syd og øst beregnes med en retningsfaktor på 0,8:

$$v_b = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 27 \frac{m}{s} = 21.6 \frac{m}{s}$$

A.1.4.2 Peakhastighedstryk

Peakhastighedstrykket bestemmes ved følgende formel³:

$$q_p(z) = \left(1 + \frac{7}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}\right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \left(v_b \cdot k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right)^2$$

Hvor:

Ζ	Bygningens højde
Z_0	Ruhedslængden bestemt ud fra terrænkategori

³ [8] Afsnit 4.5



ρ	Luftens densitet regnet til 1,25 kg/m ³
v_b	Basisvindhastigheden
k _r	Terrænfaktor

Terrænfaktoren bestemmes ved formlen⁴:

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

Hvor:

 z_0 Ruhedslængden bestemt ud fra terrænkategori $z_{0,II}$ Ruhedslængden for terrænkategori II

Terræn kategori vælges ud fra terrænets ruhed i de forskellige vindretninger. For dette projekt vurderes terrænkategori at tilhøre kategori 1:

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

Peakhastighedstrykket bestemmes ved vind fra vest:

$$q_p(z) = \left(1 + \frac{7}{\ln\left(\frac{7}{0,01}\right)}\right) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{kN}{m^3} \cdot \left(27 \frac{m}{s} \cdot 0,17 \cdot \ln\left(\frac{7}{0,01}\right)\right)^2 = 1,17 \frac{kN}{m^2}$$

Peakhastighedstrykket bestemmes ved vind fra nord, syd og øst:

$$q_p(z) = \left(1 + \frac{7}{\ln\left(\frac{7}{0,01}\right)}\right) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{kN}{m^3} \cdot \left(21,6\frac{m}{s} \cdot 0,17 \cdot \ln\left(\frac{7}{0,01}\right)\right)^2 = 0,75 \frac{kN}{m^2}$$

A.1.4.3 Formfaktorer

Ved bestemmelse af formfaktorer for bygningen skal både de indvendige- samt udvendige formfaktorer bestemmes. Ved negative formfaktorer optræder vindlasten som sug og ved positive virker vinden som tryk.

Udvendige formfaktorer

Referencehøjden (Z_e) for vægge i vindsiden af bygningen med rektangulær grundplan, afhænger af h/b–forholdet og er den største værdig af h/b. Z_e er den største højde af

⁴ [8] afsnit 4.5.2



væggenes forskellige dele. Hvide Sande Missionshus' højde er mindre end bredden og figur 4 beskriver derved Z_e .



Figur 4 - Hastighedstrykprofil hvor $h \le b^5$

Bestemmelse af vindlast på vægge ved vind fra nord og syd

For at bestemme zonerne for formfaktorerne skal e-værdien fastlægges. Den mindste værdi af 2·h eller b anvendes som e-værdi. Længden af bygningen på tværs af vinden anvendes som b. Zone D er svarende til vind på væggen i luvside mens Zone E er væggen i læside.

$$2 \cdot h = 14 m < b = 30,7 m$$

 $e = 14 m$

Længden af zonerne bestemmes som vist på figur 5 da e<d hvor d er dybden af bygningen i forhold til vindretningen.

$$e = 14 m < d = 30,7 m$$



Figur 5 - Bredden af zonerne ved vind fra nord og syd

⁵ [8] Figur 7.4



Formfaktorerne for zonerne kan bestemmes ved beregning af h/d forholdet:

$$\frac{h}{d} = \frac{7 m}{30,7 m} = 0,23$$

Da h/d forholdet er under 0,25 kan formfaktorerne aflæses direkte⁶:

Zone	Α	В	С	D	E
h/d	C _{pe,10}	C _{pe,10}	C _{pe,10}	Cpe,10	Cpe,10
0,23	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
		F 0.1			

Tabel 6 - Formfaktorer ved vind nord og syd

Zone D er svarende til vind på væggen i luvside mens Zone E er væggen i læside.

Bestemmelse af vindlast på vægge ved vind fra vest og øst

Bestemmelse af e-værdien:

$$2 \cdot h = 14 \ m < b = 14 \ m$$
$$e = 14 \ m$$

Længden af zonerne bestemmes som vist på figur 6 da e \ge d, hvor d er dybden af bygningen i forhold til vindretningen.

$$e = 14 m \ge d = 14 m$$



Figur 6 - Bredden af zonerne ved vind fra vest og øst

Formfaktorerne for zonerne kan bestemmes ved beregning af h/d forholdet:

$$\frac{h}{d} = \frac{7 m}{14 m} = 0,5$$

⁶ [8] Tabel 7.1



Da h/d forholdet er mellem 1 og 0,25 kan formfaktorerne bestemmes ved lineær interpolation:

Zone	Α	В	D	E		
h/d	C _{pe,10}	C _{pe,10}	C _{pe,10}	C _{pe,10}		
0,23	-1,2	-0,8	0,73	-0,37		
Tabel 7 - Formfaktorer ved vind fra nord og syd						

Zone D er svarende til vind på væggen i luvside mens Zone E er væggen i læside.

Bestemmelse af vindlast på tag ved vind fra nord og syd

Tagkonstruktionen er et trugtag med hældning på 10°.



Figur 7 - Udgangspunkt for beregning vindlast på taget

Formfaktorernes zoner er vist på figur 8.



Figur 8 - Udgangspunkt for beregning af vindlast på taget ved vind fra nord og syd



Formfaktorerne for et trug tag med taghældning på 10° bestemmes i tabel 8, hvor der er interpoleret lineært for at bestemme mellemliggende værdier ved aflæsning af formfaktorer i tabeller⁷:

Hældning	Zoner for vindretning med vind fra nord og syd					
(α)	F G H I					
	Cpe,1	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,10	Cpe,10	
Tryk	0	0	0	0,1	0,1	
Sug	-2,65	-2,00	-0,85	-0,55	-0,65	

Tabel 8 - Formfaktorer for tag ved vind fra nord og syd

Bestemmelse af vindlast på tag ved vind fra vest og øst

Formfaktorernes zoner er vist på figur 9.



Figur 9 - Udgangspunkt for beregning af vindlast på taget ved vind fra vest og øst

Formfaktorerne for et trug tag med taghældning på 10° bestemmes i tabel 9, hvor der er interpoleret lineært for at bestemme formfaktorerne:

Hældning	Zoner for vindretning med vind fra nord og syd					
(α)	F G H I					
	C _{pe,1}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,10}		
Tryk	0	0	0	0		

⁷ [8] Tabel 7.4a



Tabalo	Formefalte	non for tao	und wind	frequence	00 404
Tabel 9 -	Formfakte	orer for tag	ved vind	fra vest	og øst

Indvendige formfaktorer

Indvendig vindlast antages at virke samtidigt med den udvendige vindlast, det er derfor nødvendigt at vurdere den mindst gunstige kombination for at finde den dimensgivende vindlast på en flade. Den indvendige vindlast' virkning i kombination med den udvendige vindlast er vist på figur 10.



Figur 10 - Kombination af indvendigt og udvendigt vindtryk

Formfaktorer for indvendig vindlast er afhængig af fordeling og størrelse på åbninger i bygningen. Hvis en flades areal af åbninger er mindst 2 gange arealet af åbninger i bygningens øvrige flader anses den for dominerende. Hvide Sande Missionshus har dog ikke en dominerende flade og iht. DS/EN-1-4 anbefalede formfaktorer for indvendigt vindtryk (C_{pi}) bestemmes det indvendige vindtryk til at være 0,2 og -0,3.

A.1.4.4 Samlet vindtryk for vægge

Ved beregning af den samlede vindlast på væggene opstilles der 4 forskellige scenarier. De 4 scenarier vil blive illustreret og den samlede vindlast for det givne scenarie vil blive beregnet. Ved beregning af det samlede vindtryk bestemmes nettoformfaktoren ved summering af den indvendige- og udvendige formfaktor for en given flade. Den største numeriske værdi, vil herved blive dimensionsgivende.

Den samlede vindlast for en flade bestemmes ved formlen:

$$Vindlast = q_p(Z) \cdot C_{p,netto}$$

Hvor:

$$q_p(Z)$$
 Peakhastighedstryk bestemt i *afsnit A.1.4.2*
 $C_{p.netto}$ Nettoformfaktor



Ved Zone D og E skal det dog bemærkes at vindlasten kan reduceres ved en korrelations faktor som multiplicerer 0,85 med det udvendige vindtryk i zone D og E. Denne korrelationsfaktor kan anvendes da h/d \leq 1. Korrelationsfaktoren tager hensyn til at vinden ikke virker med fuld kraft på væggene i luv- og læside på samme tid. I beregninger af vindlaster på vægge medregnes denne korrelationsfaktor, da de dimensionsgivende vindlaster for stålrammerne skal anvendes i dette projekt.⁸

Den samlede nettoformfaktor for en flade i zone D og E bestemmes ved formlen:

$$C_{p,netto} = C_{pi} \mp 0.85 \cdot C_{pe}$$

Hvor:

$C_{p,netto}$	Nettoformfaktor
C_{pi}	Indvendigt vindtryk
C_{pe}	Udvendigt vindtryk

Ved vind fra nord/syd og negativt indvendigt tryk (sug) bestemmes det samlede vindtryk:



Figur 11 - Nettoformfaktorer for Missionshuset ved vind fra nord/syd og negativt indvendigt vindtryk

⁸ [8] 7.2.2 (3) Note



Zone	А	В	С	D	E
Vindlast (kN/m ²)	-0,68	-0,38	-0,15	0,68	0

Tabel 10 - Vindlast for zoner i figur 11

Ved vind fra vest og negativt indvendigt tryk (sug) bestemmes det samlede vindtryk:



Figur 12 - Nettoformfaktorer for Missionshuset ved vind fra vest og negativt indvendigt vindtryk

Zone	А	В	D	E
Vindlast (kN/m ²)	-1,03	-0,56	1,08	-0,02

Tabel 11	-	Vindlast _.	for	zoner	i	figur	12
----------	---	-----------------------	-----	-------	---	-------	----

Ved vind fra nord/syd og positivt indvendigt tryk (tryk) bestemmes det samlede vindtryk:



Figur 13 - Nettoformfaktorer for Missionshuset ved vind fra nord/syd og positivt indvendigt vindtryk

Zone	А	В	С	D	Е
Vindlast (kN/m ²)	-1,05	-0,75	-0,53	0,30	-0,38

Tabel 12 - Vindlast for zoner i figur 13

Ved vind fra vest og positivt indvendigt tryk (tryk) bestemmes det samlede vindtryk:



Figur 14 - Nettoformfaktorer for Missionshuset ved vind fra vest og positivt indvendigt vindtryk



Zone	А	В	D	E
Vindlast (kN/m ²)	-1,61	-1,15	0,49	-0,60
	1	1	1	1

Tabel 13 - Vindlast for zoner i figur 14

A.1.4.5 Samlet vindtryk for tag

Formfaktorer for taget er der taget udgangspunkt i de største numeriske værdier, da der i nogle zoner for formfaktorer både kan være sug og tryk. Det betyder derfor, at der ved indvendigt negativt vindtryk kun bliver regnet med tryk for hele tagfladen, mens der ved positivt indvendigt tryk kun regnes med sug for hele tagfladen. De 4 scenarier bliver beskrevet og illustreret her under, hvorpå det samlede vindtryk bestemmes:

Ved vind fra nord/syd og negativt indvendigt tryk (sug) bestemmes det samlede vindtryk:



Figur 15 - Nettoformfaktorer for Missionshuset ved vind fra nord/syd og negativt indvendigt vindtryk

Zone	F	G	Н	Ι	J
Vindlast (kN/m ²)	0,23	0,23	0,23	0,3	0,3

Tabel 14 - Vindlast for zoner i figur 15

Ved vind fra vest og negativt indvendigt tryk (sug) bestemmes det samlede vindtryk:





Figur 16 - Nettoformfaktorer for Missionshuset ved vind fra vest og negativt indvendigt vindtryk

Zone	F	G	Н	Ι
Vindlast (kN/m ²)	0,35	0,35	0,35	0,35

Tabel 15 - Vindlast for zoner i figur 16

Ved vind fra nord/syd og positivt indvendigt tryk bestemmes det samlede vindtryk:



Figur 17 - Nettoformfaktorer for Missionshuset ved vind fra nord/syd og positivt indvendigt vindtryk



Zone	F	G	Н	Ι	J
Vindlast (kN/m ²)	-2,18	-1,65	-0,83	-0,6	-0,68

Tabel 16 - Vindlast for zoner i figur 17

Ved vind fra vest og positivt indvendigt tryk bestemmes det samlede vindtryk:



Figur 18 - Nettoformfaktorer for Missionshuset ved vind fra vest og positivt indvendigt vindtryk

Zone	F	G	Н	Ι
Vindlast (kN/m ²)	-3,11	-2,53	-1,15	-1,04

Tabel 17 - Vindlast for zoner i figur 18



Appendiks A2 - Stålkonstruktion

I dette appendiks udføres beregninger for stålkonstruktionen. Beregninger er udført for eftervisning af stålrammens bæreevne, herudover er eftervisninger af 3 samlinger på stålrammen også udført. Dette appendiks er opdelt i følgende afsnit:

- A2.1 Beregningsforudsætninger for stålkonstruktionen
- A2.2 Bestemmelse af tværsnitsklasse
- A2.3 Bæreevne i rammehjørne
- A2.4 Stabilitets undersøgelse for stålramme
- A2.5 Eftervisning af samlinger på stålrammen

A2.1 Beregningsforudsætninger for stålkonstruktionen

Beregninger for stålkonstruktionen er udført med følgende forudsætninger.

•	Kontrolklasse:	Normal
•	KUIIIUIKIASSE.	Normai

• Konsekvensklasse: CC2

Partialkoefficienter

For bestemmelse af regningsmæssige styrker for stålkonstruktionen er følgende partialkoefficienter bestemt iht. DS/EN 1993-1-1 NA.

- $\gamma_{M0} = 1, 1 \gamma_3$
- $\gamma_{M1} = 1,2 \gamma_3$
- $\gamma_{M2} = 1,35 \gamma_3$

Delpartialkoefficienten, γ_3 afhænger af kontrolklassen, i dette projekt er kontrolklassen bestemt normalkontrolklasse hvorpå $\gamma_3 = 1,0$.

Materialekvaliteter

For stålkonstruktionen anvendes følgende forudsætninger:

• Stål: \$23

- Svejsesømme: S235
- Boltekvalitet: 8,8



A2.2 Bestemmelse af tværsnitsklasse

Ved eftervisning af tværsnitsklasse eftervises kroppen og flangen separat. Der foretages eftervisning af kroppen i rammehjørnet som er bestående af et opsvejst profil. Derudover eftervises IPE-360 profilet for tilhørende tværsnitsklasse.

A2.2.1 Kroppen

Kroppens tværsnitklasse bestemmes for profilet 2 steder i rammen. I rammehjørnet hvor højden af profilet er svarende til 600 mm. Derudover eftervises tværsnitklassen umiddelbart før udfligningens start på profilet svarende til IPE-360 profil.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \, MPa}{1,1} = 214 \, MPa$$

Tværsnitklasse for krop i rammehjørne

Kroppen er bøjnings- og trykpåvirket og forholdet mellem den trykpåvirkede del af kroppen og den trækpåvirkede del bestemmes vha. af formlen:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{h-2t}{2} + \frac{N_{ed}}{2 \cdot d \cdot f_{yd}}\right)}{h-2t}$$

Hvor:

h	Højden af profilen
t	Tykkelse af flanger på profilet
N _{ed}	Største regningsmæssige normalkræft i rammehjørne aflæses
	i bilag 1
d	Tykkelse af kroppen på profilet
f_{yd}	Regningsmæssig flydespænding for stålet.

Herved fås:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{600\ mm - 2 \cdot 15\ mm}{2} + \frac{55 \cdot 10^3\ N}{2 \cdot 8\ mm \cdot 214\ MPa}\right)}{600\ mm - 2 \cdot 15\ mm} = 0,53$$

Ved aflæsning i tabel⁹ skal kroppen overholde følgende krav for at være tværsnitsklasse 2:

⁹ [2] Tabel 3.2



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

Herved fås:

$$\frac{600 \ mm - 2 \cdot 15 \ mm}{8 \ mm} = 71 \le \frac{456 \cdot 1}{(13 \cdot 0.53) - 1} = 77$$

Kroppen i rammehjørne er eftervist for tværsnitklasse 2.

Tværsnitklasse for krop i IPE-360 profil uden udfligning

Kroppen er bøjnings- og trykpåvirket og forholdet mellem den trykpåvirkede del af kroppen og den trækpåvirkede del bestemmes vha. af formlen:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{h-2t-2r}{2} + \frac{N_{ed}}{2 \cdot d \cdot f_{yd}}\right)}{h-2t-2r}$$

Hvor:

Herved fås:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{360\ mm - 2 \cdot 12,7\ mm - 2 \cdot 18\ mm}{2} + \frac{70 \cdot 10^3 N}{2 \cdot 8\ mm \cdot 214\ MPa}\right)}{360\ mm - 2 \cdot 12,7\ mm - 2 \cdot 18\ mm} = 0,57$$

Ved aflæsning i tabel¹⁰ skal kroppen overholde følgende krav for at være tværsnitsklasse 1:

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

Herved fås:

$$\frac{360 \ mm - 2 \cdot 12,7 \ mm - 2 \cdot 18 \ mm}{8 \ mm} = 37 \le \frac{396 \cdot 1}{(13 \cdot 0,57) - 1} = 62$$

10 [2] Tabel 3.2



Kroppen i IPE-360 profil er eftervist for tværsnitklasse 1.

A2.2.2 Flangen

Da flangerne blot ændrer tykkelse ved udfligning regnes der kun på den tyndeste flange som i dette tilfælde er IPE-360 profilet uden udfligning. Flangen regnes som udelukkende trykpåvirket.

Ved aflæsning i tabel¹¹ skal flangen overholde følgende krav for at være tværsnitsklasse 1:

$$\frac{c}{t} \le 9 \cdot \epsilon$$

Herved fås:

$$\frac{170 \ mm - 8 \ mm - 2 \cdot 18 \ mm}{2} = 4,96 \le 9 \cdot 1 = 9$$
12,7 mm

Flangen i hele stålrammen er eftervist for tværsnitklasse 1.

A2.3 Bæreevne i rammehjørne

Snitkræfter fra "FEM-Design 14 Educational version" fra StruSoft er bestemt for punktet A på figur 19. Rammehjørnets snitkræfter skal derfor bestemmes i punkterne C og E på figur 19.

¹¹ [2] Tabel 3.2





Figur 19 – Skitse af rammehjørne med udfligning samt rammens centerlinjer

Snitkræfter i punkt A bestemmes for lasttilfælde 1 med dominerende snelast. Ved aflæsning af snitkræfter *bilag 1* bestemmes det numerisk største moment:

$$M_A = -202 \ kNm$$

Normalkraft i rammebjælke:

$$N_{A,b\,ilpha lke} = -29 \, kN$$

Normalkraft i rammeben:

$$N_{A,ben} = -55 \ kN$$

Forskydningskraft i rammebjælke:

$$F_{A,b\,j \approx lke} = 55 \, kN$$

Forskydningskraft i rammeben:

$$N_{A,ben} = -29 \ kN$$

Snitkræfter i punkt B og C:

$$N_B = -55 \ kN - 2,14 \frac{kN}{m} \cdot 0,42 \ m = -56 \ kN$$



$$M_B = -202 \, kN + 29 \, kN \cdot 0.42 \, m - \frac{1}{2} \cdot 0.03 \, \frac{kN}{m} \cdot (0.42 \, m)^2 = -189 \, kNm$$
$$N_C = N_B$$

$$M_C = -189 \ kN + 56 \ kN \cdot 0,12 \ m = -182 \ kNm$$

Snitkræfter i punkt D og E:

 $N_D = -29 \ kN$ $M_D = -202 \ kN + 55 \ kN \cdot 0.42 \ m - \frac{1}{2} \cdot 7.35 \frac{kN}{m} \cdot (0.42 \ m)^2 = -180 \ kNm$ $N_E = N_D$ $M_E = -180 \ kN + 29 \ kN \cdot 0.12 \ m = -183 \ kNm$

A2.3.1 Eftervisning af bæreevne i rammehjørne

Ved anvendelse af Navier's formel skal bæreevnen i rammehjørnet eftervises for:

$$\frac{N_C}{N_{Rd}} + \frac{M_C}{W_{y,Rd}} \le 1$$

Og

$$\frac{N_E}{N_{Rd}} + \frac{M_E}{W_{y,Rd}} \le 1$$

N_{Rd} bestemmes:

$$N_{Rd} = A_{600} \cdot f_{yd}$$

Hvor:

$$N_{Rd}$$
Maksimal regningsmæssig normalkraft A_{600} Tværsnitsareal af opsvejst profil med højde på 600 mm.

$$N_{Rd} = ((2 \cdot 15 \, mm \cdot 170 \, mm) + (600 \, mm - 2 \cdot 15 \, mm) \cdot 8 \, mm) \cdot 214 \, MPa$$
$$= 2067 \, kN$$

M_{Rd} bestemmes:

$$M_{Rd} = W_{pl,600} \cdot f_{yd}$$

Aalborg Universitet Esbjerg Hvide Sande Missionshus



Hvor:

 M_{Rd} Maksimal regningsmæssig moment $W_{pl,600}$ Plastisk modstandsmoment for opsvejst profil med højde på600 mm.

Ved bestemmelse af modstandsmoment anvendes det plastiske modstandmoment da profilet i rammehjørnet tidligere er eftervist for min at være tværsnitsklasse 2. Derved må det plastiske modstandsmoment anvendes ved tværsnitsberegninger. Det plastiske modstandsmoment bestemmes ved:

$$W_{pl,600} = A_{flange} \cdot h + \frac{1}{4} \cdot A_{krop} \cdot h$$

Hvor:

$W_{pl,600}$	Plastisk modstandsmoment for opsvejst profil i rammehjørne
A _{flange}	Tværsnitsareal af flange
h	Højde af profil for opsvejst profil i rammehjørne
A_{krop}	Tværsnitsareal af krop

$$W_{pl,600} = (170 \ mm \cdot 15 \ mm) \cdot 600 \ mm + \frac{1}{4} \cdot ((600 \ mm - 2 \cdot 15 \ mm) \cdot 8 \ mm)$$
$$\cdot 600 \ mm = 2,214 \cdot 10^6 \ mm^3$$

$$M_{Rd} = 2,214 \cdot 10^6 \ mm^3 \cdot 214 \ MPa = 474 \ kNm$$

Indsætter i Navier's formel for punkt C:

$$\frac{56 \ kN}{2067 \ kN} + \frac{182 \ kNm}{474 \ kNm} = 0.41 \le 1$$

Indsætter i Navier's formel for punkt E:

$$\frac{29 \ kN}{2067 \ kN} + \frac{183 \ kNm}{474 \ kNm} = 0,40 \le 1$$

Dimension er OK.

A2.4 Stabilitetsundersøgelse for stålramme

Stålrammen opdeles 4 forskellige dele som eftervises for tilstrækkelig bæreevne. Opdeling af sålramme er beskrevet på figur 20. Eftervisning af rammeben del 1 beskrives i *afsnit A2.4.1* mens eftervisning af øvrige dele på rammen eftervises i *bilag 4*.



Figur 20 – Opdeling af stålramme ved stabilitets undersøgelse

A2.4.1 Eftervisning af bæreevne for rammeben del 1.

Rammeben del 1 består af IPE-360 profil og har en længde på 5 m. Snitkræfterne som rammebenet skal eftervises for er bestemt i *bilag 1*, og de dimensionsgivende kræfter er beskrevet på figur 21. Ved eftervisning af tværsnitsklasse i *afsnit A2.2* bestemmes profilet til at være tværsnitsklasse 1, hvorved den plastiske bæreevne må anvendes.



Figur 21 – Snitkræfter i rammeben



Karakteristiske materialedata for S235 stål¹²:

•	Flydespænding	$f_y = 235 MPa$
•	Elasticitetsmodul	$E = 0,21 \cdot 10^6 MPa$
•	Forskydningsmodul	$G = 0,081 \cdot 10^6 MPa$

Tværsnitskonstanter for IPE-360 profil¹³:

•	Højde	h = 360 mm
•	Bredde	b = 170 mm
•	Tykkelse flange	$t_f = 12,7 \ mm$
•	Tykkelse krop	$t_k = 8 mm$
•	Plastisk modstandsmoment	$W_{pl} = 1020 \cdot 10^3 mm^3$
•	Tværsnitsareal	$A = 7,27 \cdot 10^3 \ mm^2$
•	Inertimoment om stærk akse	$I_y = 162,7 \cdot 10^6 \ mm^4$
•	Inertimoment om svag akse	$I_z = 10,4 \cdot 10^6 \ mm^4$
•	Vridningsinertimoment	$I_v = 375 \cdot 10^3 mm^4$
•	Hvælvingsinertimoment	$I_w = 314 \cdot 10^9 mm^6$

Kipningsreduktionsfaktor

Kl faktor bestemmes:

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot l^2}{E \cdot I_w}} = \sqrt{\frac{0,081 \cdot 10^6 MPa \cdot 375 \cdot 10^3 mm^4 \cdot (5000 mm)^2}{0,21 \cdot 10^6 MPa \cdot 314 \cdot 10^9 mm^6}} = 3,39$$

Moment diagram:



Figur 22 – Momentdiagram ved for bestemmelse af μ

Ved bestemmer µ iht. figur 22:

 $\mu = 0$

¹² [1] – Tabel 6.2.1 ¹³ [1] – Tabel 6.3.2



Da yderflangen er fastholdt mod kipning af vægkonstruktionen, kan der kun opstå bunden kipning, hvorved hovedtilfælde 6 anvendes ved bestemmelse af M_{cr}^{14} .



L bunden kipning

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

Hvor h_t er afstanden mellem midt flange til midt flange.

Der interpoleres lineært i tabel for bestemmelse af m_6^{15} .

$$3 \rightarrow 13,2$$

 $m_6 = 3,39 \rightarrow 13,2 + \left(\frac{16.1 - 13,2}{4 - 3}\right) \cdot (3,39 - 3) = 14,34$
 $4 \rightarrow 16,1$

Bestemmer kritiske moment:

$$M_{cr} = m_6 \cdot \frac{E \cdot I_v}{l^2} \cdot h_t$$

= 14,34 \cdot $\frac{0,21 \cdot 10^6 MPa \cdot 10,4 \cdot 10^6 mm^4}{(5000 mm)^2} \cdot (360 mm - 12,7mm)$
= 435,12 kNm

Relative slankhedsforhold:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1020 \cdot 10^3 mm^3 \cdot 235 MPa}{435,12 \cdot 10^6 Nmm}} = 0,74$$

Kipningskurve for valset profil:

$$\frac{h}{b} = \frac{360 \ mm}{170 \ mm} = 2,12$$

Kipningskurve b anvendes¹⁶ og imperfektionsfaktoren bestemmes¹⁷:

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

Kipningsreduktionsfaktoren bestemmes¹⁸:

¹⁴ [1] – Tabel 6.37

¹⁵ [1] – Tabel 6.42

¹⁶ [12] Tabel 6.4

¹⁷ [12] Tabel 6.3

¹⁸ [12] Formel (6.56)



$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

Hvor:

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

= 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (0.74 - 0.2) + 0.74^2 = 0.87

Herved:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.87 + \sqrt{0.87^2 - 0.74^2}} = 0.76$$

Søjlereduktionsfaktor

Ved bestemmelse af søjlereduktionsfaktoren χ_y og interaktionsfaktoren k_{yy} regnes der med hele rammebenets knæklængde, som er defineret ved følgende udtryk:

$$l_s = \beta \cdot h$$

Der korrigeres for h på grund af udfligninger:



Figur 23 – h korrigeret



$$h_{korr} = l_0 + l_1 \cdot \frac{I_0}{I_1} + l_2 \cdot \frac{I_0}{I_2} + l_3 \cdot \frac{I_0}{I_3} + l_4 \cdot \frac{I_0}{I_4}$$

Hvor:

- I_0 er inertimoment for IPE-360 profilet
- I_1 er gennemsnits inertimoment l_1 osv.

Udfligningen opdeles i 4 dele per 500 mm. Beregninger af tværsnitskonstanter for udfligninger kan findes i *bilag 3*. Det gennemsnitlige inertimoment bestemmes for hver del af udfligningen og indsættes i formlen for h_{korr} .

$$\begin{aligned} h_{korr} &= 5000 \ mm + 500 \ mm \cdot \frac{162,7 \cdot 10^6 \ mm^4}{227,2 \cdot 10^6 \ mm^4} + 500 \ mm \cdot \frac{162,7 \cdot 10^6 \ mm^4}{335,3 \cdot 10^6 \ mm^4} \\ &+ 500 \ mm \cdot \frac{162,7 \cdot 10^6 \ mm^4}{468,4 \cdot 10^6 \ mm^4} + 500 \ mm \cdot \frac{162,7 \cdot 10^6 \ mm^4}{557,5 \cdot 10^6 \ mm^4} = 5,92 \ mm^4 \end{aligned}$$

B bestemmes ved hjælp af følgende figur:



Figur 24 – Diagram ved beregning af den kritiske søjlelængde

Bestemmelse af faktorer til aflæsning af figur 24.

$$k_{faktor} = \frac{I \cdot L}{l_0 \cdot h}$$

Da inertimomenterne på rammeben og rammebjælke er næsten identiske reduceres udtrykket og faktoren bestemmes:

$$k_{faktor} = \frac{L}{h} = \frac{14 \, m}{7 \, m} = 2$$

Forholdet mellem normalkræfterne μ :





Figur 25 – *Skitse over anvendte data fra bilag* 1 *til bestemmelse af* β

 β aflæses herved i figur 25 til:

$$\beta = 2,6$$

Bestemmer søjlens knæklængde:

$$l_s = \beta \cdot h_{korr} = 2,6 \cdot 5,92 \ m = 15,39 \ m$$

Eulerlasten bestemmes:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y,gns}}{l_s} = \frac{\pi^2 \cdot 0.21 \cdot 10^6 MPa \cdot 215 \cdot 10^6 mm^4}{15390 mm} = 1879 \, kN$$

Relative slankhedsforhold:

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{A_{gns} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{7,679 \cdot 10^3 mm^2 \cdot 235 MPa}{1879 \cdot 10^6 N}} = 0,98$$

Søjle kurve bestemmes iht. DS/EN 1993-1-1¹⁹.

¹⁹ [12] Tabel 6.2



$$\frac{h}{b} = \frac{360 \text{ mm}}{170 \text{ mm}} = 2,12 > 1,2$$
$$t_f = 15 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Herved vælges søjle kurve b og imperfektionsfaktoren bestemmes til²⁰:

$$\alpha = 0.34$$

Søjlereduktionsfaktoren:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}}$$

Hvor:

$$\Phi_y = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \alpha \cdot \left(\lambda_y - 0.2 \right)^2 \right) = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + 0.34 \cdot (0.98 - 0.2)^2 \right) = 1.11$$

Herved bestemmes søjlereduktionsfaktoren:

$$\chi_y = \frac{1}{1,11 + \sqrt{1,11^2 - 0,98^2}} = 0,61$$

Interaktionsfaktor

Interaktionsfaktoren k_{yy} tager hensyn til momentkurvens form og 2. ordenseffekter. Dvs. den momentforøgelse der opstår ved deformationer og plasticitet.

Interaktionsfaktoren bestemmes ved²¹:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot (1 + (\lambda_y - 0.2)) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{A_{gns} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m1}}}$$

Hvor C_{my} er afhængig af momentkurvens variation som er beskrevet på følgende figur 26^{22} .

²⁰ [12] Tabel 6.1

²¹ [12] Tabel B.1

²² [12] Tabel B.1



Momentdiagram	Område	C _{my} og C _{mz} og C _{mLT}	
		jævnt fordelt last	punktlast
ΜψΜ	-1≤ψ≤1	$0,6 + 0,4\psi \ge 0,4$	

Figur 26- Det valgte Momentdiagram ved bestemmelse af Cmy

 $C_{mv} = 0.6 + 0.4 \cdot \psi$

Hvor $\psi = 0$ da momentet ved rammefoden er 0:

 $\psi = 0$

Herved bestemmes interaktionsfaktoren:

$$k_{yy} = 0.6 \cdot (1 + (0.98 - 0.2)) \cdot \frac{70 \cdot 10^3 N}{0.61 \cdot \frac{7.679 \cdot 10^3 mm^2 \cdot 235 MPa}{1.2}} = 0.64$$

Bæreevneeftervisning af rammeben del 1.

For eftervisning af tiltrækkelig bæreevne skal følgende ulighed opfyldes:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}}}{\gamma_{m1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m1}}} \le 1,0$$

Herved fås:

$$\frac{\frac{70 \cdot 10^{3} N}{0,61 \cdot 7,27 \cdot 10^{3} mm^{2} \cdot 235 MPa}}{1,2} + 0,64 \cdot \frac{144 \cdot 10^{6} N}{0,76 \cdot 1020 \cdot 10^{3} mm^{3} \cdot 235 MPa}{1,2} = 0,93$$
$$\leq 1,0$$

Herved er stabiliteten for rammeben del 1 eftervist til at være ok.

A2.5 Eftervisning af samlinger på stålramme

De tre samlinger på stålrammen som skal dimensioneres og eftervises er beskrevet på figur 27.





Figur 27 – Samlinger på stålrammen

Beregninger for de 3 samlinger udføres i følgende afsnit:

- A2.5.1 Samling ved rammefod
- A2.5.2 Samling ved rammehjørne
- A2.5.3 Samling mellem rammebjælker

A2.5.1 Eftervisning af samling ved rammefod

Samlingen er udført som vist på figur 28.





Figur 28 – Skitse af samling ved rammefod

De dimensionsgivende regningsmæssige laster er beskrevet på figur 28, snitkræfterne ved rammefoden kan aflæses i *bilag 1*. Den negative normalkraft er svarende til den trækkraft som samlingen skal optage.

$$N_{Ed} = 35 \, kN$$
$$V_{Ed} = 34 \, kN$$

Eftervisning af svejsning mellem rammeben og fodplade

Svejsningen vælges udført med kantsøm med et a-mål på 3 mm og rammebenet påsvejses fodpladen langs kroppen og flangen iht. *tegning nr 7*.

$$a = 3 mm$$

Sømlængden for kroppen på IPE-360 profilet:

$$L_{s,krop} = 2 \cdot (360 \ mm - 2 \cdot 12,7 \ mm - 2 \cdot 18 \ mm) = 597 \ mm$$

Spændinger i svejsesøm fra forskydning:

$$\tau_{\parallel} = \frac{V_{Ed}}{a \cdot L_{s,krop}} = \frac{34 \cdot 10^3 N}{3 mm \cdot 597 mm} = 19,0 MPa$$



Spændinger i svejsesøm fra normalkraft ved træk i rammefoden:

$$\sigma_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{a \cdot L_{s,krop} \cdot \sqrt{2}} = \frac{35 \cdot 10^3 N}{3 mm \cdot 597 mm \cdot \sqrt{2}} = 13,8 MPa$$
$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp}$$

For normalspændingen vinkelret på halssnittet gælder at:

$$\sigma_{\perp} = 13,6 MPa \le 0.9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{m2}} = 0.9 \cdot \frac{360 MPa}{1.35} = 240 MPa$$

Den effektive spænding bestemmes:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 \cdot \tau_{\parallel}^2)} = \sqrt{(13.8 MPa)^2 + 3 \cdot ((13.8 MPa)^2 \cdot (19.0 MPa)^2)}$$

= 42.9 MPa

For den effektive spænding gælder at:

$$\sigma_{eff} \le \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}}$$

Hvor β_w for svejsesømme af stålkvalitet S235 sættes til 0,8.²³

$$\sigma_{eff} = 42,9 MPa \le \frac{360 MPa}{0.8 \cdot 1.35} = 333,3 MPa$$

Det er herved eftervist at kantsøm med a-mål på 3 mm, er tilstrækkelig alene ved at påsvejse kroppen af IPE-360 profilet på fodpladen. Det vælges dog også at påsvejse flangerne til fodpladen da rammefoden også kan blive udsat for laster fra vindgitteret.

Eftervisning af fastgørelse i beton vha. 2 stk. limankre

For at sikre en tilstrækkelig fastgørelse til betonen iht. til de lastpåvirkninger i form af tværkraft samt udtrækning af bolten. Injektionsmassen anvendes til fastgørelse af gevindstangen til betonen. Styrken af injektionsmassen bestemmes ved hjælp af producentens anvisninger for bæreevne. I *bilag 5* er vedlagt en bæreevne tabel for den valgte injektionsmasse.

Vælger M16 gevindstang med en sættedybde på 125 mm. I tabellen vedlagt i *bilag 5* aflæses bæreevnen for træk og forskydning for en gevindstang:

²³ [2] Tabel 9.4



 $N_{Rd} = 32,4 \ kN$ $V_{Rd} = 32,6 \ kN$

Disse værdier er svarende til bæreevnen for en enkelt gevindstang, da der i samlingen ved rammefoden anvendes 2 stk. M16 gevindstænger ganges bæreevnen med 2.

$$N_{Rd} = 32,4 \ kN \cdot 2 = 64,8 \ kN$$

 $V_{Rd} = 32,6 \ kN \cdot 2 = 65,2 \ kN$

For tilstrækkelig bæreevne gælder at:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^{1,5} \le 1$$

Indsætter værdier:

$$\left(\frac{35 \ kN}{64,8 \ kN}\right)^{1,5} + \left(\frac{34 \ kN}{65,2 \ kN}\right)^{1,5} = 0,77 \le 1$$

Hermed er bæreevnen for 2 stk. M16 limankre eftervist tilstrækkelig.

Bestemmelse af hul- og kantafstande på fodpladen

Samlingen udføres som vist på figur 29.



Figur 29- Skitse af fodplade med hulafstande (mål er i mm)


Da der er valgt at anvende M16 gevindstænger bestemmes minimums afstande²⁴:

Huldiameter i fodpladen for M16 gevindstang:

$$d_0 = 16 mm + 2 mm = 18 mm$$

Minimums kantafstande:

$$e_1 = e_2 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 18 \ mm = 21,6 \ mm$$

Minimums hulafstande:

$$p_2 = 2,4 \cdot d_0 = 2,4 \cdot 18 \ mm = 43,2 \ mm$$

Vælger hul – og kantafstand til:

$$e_1 = 200 mm$$

 $e_2 = 48 mm$
 $p_2 = 104 mm$



Figur 30 – Valgte hul- og kantafstande (mål i mm)

Herved er alle minimumsafstande overholdt.

²⁴ [13] Tabel 3.3



Eftervisning af bæreevne for gevindstænger

Bæreevne af gevindstænger eftervises på samme måde som ved en almindelig bolte.

Træk- og forskydningskræfter for hver gevindstand er svarende til:

$$F_{t,Ed} = \frac{N_{Ed}}{2} = \frac{35 \ kN}{2} = 17,5 \ kN$$

Og

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{2} = \frac{34 \ kN}{2} = 17 \ kN$$

Forskydningspåvirkede samlinger i kategori A²⁵ skal eftervises for:

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$$

Og

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

Hvor:

$F_{v,Rd}$	Gevindstangens overklipningsbæreevne
$F_{b,Rd}$	Hulrandsbæreevne for gevindstand

Trækpåvirkede samlinger i kategori D²⁶ skal eftervises for:

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$$

Og

$$F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$$

Hvor:

 $F_{t,Rd}$ Gevindstangens trækbæreevne $B_{p,Rd}$ Gennemlokningsbæreevne for gevindstand

Gevindstangen eftervises også for kombineret træk- og forskydningskræfter:

$$\frac{F_{\nu,Ed}}{F_{\nu,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \le 1$$

²⁵ [13] Tabel 3.2

²⁶ [13] Tabel 3.2



Fodpladen udføres med en tykkelse på 8 mm. Følgende data for M16 gevindstænger anvendes ved eftervisning af bæreevne for gevindstænger:

- Boltklasse 8.8
- Skåret gevind
- F_{ub} 800 MPa
- A_s 160 mm²
- S 24 mm

Bestemmer gevindstangens overklipnings bæreevne:

$$F_{\nu,Rd} = 0.85 \cdot \frac{\alpha_{\nu} \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

Ganger de 0,85 på udtrykket for at tage hensyn til, at der regnes med skåret gevind²⁷.

For bolteklasse 8.8 bestemmes faktoren $\alpha_v til^{28}$:

$$\alpha_{v} = 0.6$$

$$F_{v,Rd} = 0.85 \cdot \frac{0.6 \cdot 160 \ mm^{2} \cdot 800 \ MPa}{1.35} = 48 \ 3 \ kN$$

Bestemmer hulrandsbæreevne for gevindstang:

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

Bestemmer k₁²⁹:

$$k_{1} = \min\left[2,5; \frac{2,8 \cdot e_{2}}{d_{0}} - 1,7\right] = \min\left[2,5; \frac{2,8 \cdot 48 \ mm}{18 \ mm} - 1,7\right] = \min\left[2,5;5,8\right] = 2,5$$

$$\alpha_{b} = \min\left[1,0; \frac{f_{ub}}{f_{u}}; \frac{e_{1}}{3 \cdot d_{0}}\right]$$

$$= \min\left[1,0; \frac{800 \ MPa}{360 \ MPa}; \frac{200 \ mm}{3 \cdot 18 \ mm}\right] = \min[1,0;2,2;3,7] = 1$$

²⁷ [13] Kap. 3.6.1 (3)

²⁸ [13] Tabel 3.4

²⁹ [13] Tabel 3.4



$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 1 \cdot 360 \, MPa \cdot 16 \, mm \cdot 8 \, mm}{1,35} = 85,3 \, kN$$

Gevindstangens trækbæreevne:

$$F_{t,Rd} = 0.85 \cdot \frac{k_2 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

Ganger de 0,85 på udtrykket for at tage hensyn til, at der regnes med skåret gevind.

Kærvfaktoren k2 bestemmes³⁰:

$$k_2 = 0.9$$

$$F_{t,Rd} = 0.85 \cdot \frac{0.9 \cdot 160 \ mm^2 \cdot 800 \ MPa}{1.35} = 72.5 \ kN$$

Gennemlokningsbæreevnen for møtrikken på gevindstangen:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Bestemmer d_m:

$$d_m = 1,077 \cdot s = 1,077 \cdot 24 \ mm = 24,2 \ mm$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 24.2 \ mm \cdot 8 \ mm \cdot 360 \ MPa}{1.35} = 97.2 \ kN$$

Eftervisning af bæreevne for gevindstang:

Overklipnings bæreevne:

$$F_{v,Ed} \le F_{v,Rd} = 17 \ kN \le 48$$
, 3 kN

Hulrandsbæreevne:

³⁰ [13] Tabel 3.4



$$F_{v,ED} \le F_{b,Rd} = 17 \ kN \le 85,3 \ kN$$

Trækbæreevne:

$$F_{t,Ed} \le F_{t,Rd} = 17,5 \ kN \le 72,5 \ kN$$

Gennemlokningsbæreevnen:

$$F_{t,Ed} \le B_{p,Rd} = 17,5 \ kN \le 97,2 \ kN$$

Kombineret forskydning og trækpåvirkning af gevindstangen:

$$\frac{17 \ kN}{48 \ , 3 \ kN} + \frac{17,5 \ kN}{1,4 \cdot 72,5 \ kN} = 0,52 \le 1$$

Herved er bæreevnen for en gevindstang eftervist til at være tilstrækkelig.

Undersøgelse af samlingens bæreevne

Dette anvendes for at tjekke, hvor samlingen vil flyde. Undersøgelsen udføres ved at lave et snit som vist på figur 31. Hvor kræfterne herved kan bestemmes.



Figur 31 – Statisk system for snit i samling ved rammefod (mål i mm)

Bestemmelse af m_d:

$$M_d = \frac{1}{4} \cdot l_{plade} \cdot t^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Hvor:



Moment i pladen ved kroppen af IPE-360 profilet Længden af fodpladen svarende til 400 mm l_{plade} Tykkelsen af fodpladen

Herved bliver momentet:

 M_d

t

$$M_d = \frac{1}{4} \cdot 400 \ mm \cdot (8 \ mm)^2 \cdot \frac{235 \ MPa}{1,1} = 1,37 \ kNm$$

Bestemmer faktoren λ som er forholdet mellem længden fra kanten af pladen til gevindstangen og længden mellem gevindstangen og kroppen på IPE-360 profilet. Afstandene er angivet på figur 31:

$$\lambda = \frac{n}{m} = \frac{48 \ mm}{48 \ mm} = 1$$

Bestemmer faktoren β :

$$\beta = \frac{4 \cdot M_d}{m \cdot F_{td}}$$

Hvor F_{td} er svarende til den samlede trækstyrke af de 2 gevindstænger, i dette tilfælde er det udtrækningsstyrken af injektionsmassen, der er den mindste og derved den dimensgivende:

$$F_{td} = F_{t,Rd} \cdot 2 = 32,4 \ kN \cdot 2 = 64,8 \ kN$$
$$\beta = \frac{4 \cdot 1,37 \ kNm}{0,048 \ m \cdot 64,8 \ kN} = 1,76$$

Bestemmer brudmåden:

Hvis følgende betingelse er opfyldt, vil der opstå flydning i plade og bolt ved brud:

$$\frac{2 \cdot \lambda}{1 + 2 \cdot \lambda} < \beta < 2$$

Værdier indsættes:

$$\frac{2 \cdot 1}{1 + 2 \cdot 1} = 0,67 < \beta = 1,76 < 2$$

Herved kan det konstateres at der ved brud opstår flydning i både plade og gevindstang. Bestemmer F_{ud} fra figur 31 i tilfældet med flydning i både plade og gevindstang³¹.

³¹ [2] side 301



$$\frac{F_{ud}}{F_{td}} = \beta \cdot \frac{1}{2+2\cdot\lambda} + \frac{\lambda}{1+\lambda}$$

Omskriver formel og bestemmer F_{ud} :

$$F_{ud} = \left(\beta \cdot \frac{1}{2 + 2 \cdot \lambda} + \frac{\lambda}{1 + \lambda}\right) \cdot F_{td} = \left(1,76 \cdot \frac{1}{2 + 2 \cdot 1} + \frac{1}{1 + 1}\right) \cdot 64,8 \ kN = 60,9 \ kN$$

Brudbæreevnen for samlingen mellem gevindstang og fodplade er eftervist ved:

$$N_{Ed} = 35 \ kN < F_{ud} = 60,9 \ kN$$

Eftervisning af bæreevne ved tryk på fundament fra normalkraft

Trykket fra rammebenet fordeler sig ned igennem fodpladen, hvorpå trykspændinger skal eftervises for ikke at være for store i forhold til betonens regningsmæssige trykbæreevne. Her har fodpladens tykkelse betydning for, hvor stort et tryk areal betonen påvirkes med. Dvs. at en tyk fodplade fordeler trykket bedre end en tynd fodplade. I beregninger antages trykket fra normalkraften at blive ført til fundamentet via kroppen på rammebenet.



Figur 32 – Trykfordeling under kroppen på rammebenet

Bestemmer længden c som er vist på figur 32.

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

Hvor:



С	Længden af trykspredningen som vist på figur 32.
t	Tykkelsen af fodpladen
f_{cd}	Regningsmæssig trykstyrke af betonen

Bestemmer trykstyrken af beton svarende til C35:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35 MPa}{1,45} = 24,1 MPa$$

Herved bestemmes længden c³²:

$$c = \sqrt{\frac{(8 \ mm)^2 \cdot 235 \ MPa}{3 \cdot 17,2 \ MPa \cdot 1,1}} = 16 \ mm$$

Herved bliver det samlede trykareal på betonen ved tryk udelukkende fra kroppen af rammebenet.

$$A_{trvk} = 360 \ mm \cdot (16 \ mm \cdot 2 + 8 \ mm) = 1,459 \cdot 10^4 \ mm^3$$

Normaltrykkraft i rammefod:

$$N_{Ed} = 70 \ kN$$

Hvorved trykspændingen på betonen bestemmes:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_{trvk}} = \frac{70 \cdot 10^3 N}{1,459 \cdot 10^4 mm^3} = 4,8 MPa$$

Trykbæreevnen for betonen under rammefoden er eftervist ved opfyldelse af følgende betingelse:

$$\sigma_{Ed} = 4,8 MPa < f_{cd} = 24,1 MPa$$

A2.5.2 Eftervisning af samling i rammehjørne

Samlingen i rammehjørne udføres med en diagonal afstivning, hvor spændinger i diagonal afstivning bestemmes. Derudover skal kantsømme for svejsninger mellem kroppen på stålrammeprofilerne og diagonalafstivninger eftervises for tilstrækkelige. På figur 33 er samlingen beskrevet.

³² [2] Side 331





Figur 33 - Rammehjørne med diagonalafstivning

Eftervisning af diagonal afstivning

Diagonal afstivningen skal optage kræfterne fra underflangen på rammeben og rammebjælke som vist på figur 34.



Figur 34 – Kræfter i underflange som diagonalen skal optage med tilhørende beskrivelser til beregninger



Kræfter i underflangerne bestemmes ved at anvende de tidligere fundne laster i punkt C og E som blev bestemt i *afsnit A2.3*.

Punkt C i rammebenet:

- $M_{Ed,C} = -182 \text{ kNm}$
- $N_{Ed,c} = -56 \text{ kN}$

Punkt E i rammebjælke:

- $M_{Ed,E} = -182 \text{ kNm}$
- $N_{Ed,E} = -56 \text{ kN}$

Bestemmer areal og inertimoment om den stærke akse ved rammehjørne:

$$A_{600} = 2 \cdot 170 \ mm \cdot 15 \ mm + 8 \ mm \cdot (600 \ mm - 2 \cdot 15 \ mm) = 9,66 \cdot 10^3 \ mm^2$$

$$I_{y,600} = \frac{1}{12} \cdot 8 \ mm \cdot (600 \ mm - 2 \cdot 15 \ mm)^3 + \frac{1}{6} \cdot 170 \ mm \cdot (15 \ mm)^3 + 2$$
$$\cdot 170 \ mm \cdot 15 \ mm \cdot \left(\frac{600 \ mm}{2} - \frac{15 \ mm}{2}\right)^2 = 5,599 \cdot 10^8 \cdot mm^4$$

Ved beregning af spændinger og kræfter i flangerne henvises til figur 34 for beskrivelse af de anvendte mål og vinkler i beregninger.

Spænding i underflange på rammeben bestemmes:

$$\sigma_{1} = \left(\frac{N_{Ed,C}}{A_{600}} + \frac{M_{Ed,C}}{I_{y,600}} \cdot \frac{h}{2}\right) \cdot \frac{1}{\cos(v_{ben})}$$
$$= \left(\frac{-56 \cdot 10^{3}N}{9,66 \ mm^{2}} + \frac{-182 \cdot 10^{6} \ Nmm}{5,599 \cdot 10^{8} \cdot mm^{4}} \cdot \frac{600 \ mm}{2}\right) \cdot \frac{1}{\cos(9^{\circ})}$$
$$= -104,6 \ MPa$$

Kraften i underflangen på rammeben bestemmes:

$$F_1 = \sigma_1 \cdot 170 \ mm \cdot 15 \ mm = \ 266,74 \ kN$$

Kraft til diagonal fra underflange i rammeben:

$$F_{1,d} = F_1 \cdot \cos(v_{ben,d}) = 266,74 \, kN \cdot \cos(54^\circ) = 156,8 \, kN$$

Spænding i underflange på rammebjælke bestemmes:



$$\sigma_{2} = \left(\frac{N_{Ed,E}}{A_{600}} + \frac{M_{Ed,E}}{I_{y,600}} \cdot \frac{h}{2}\right) \cdot \frac{1}{\cos(v_{bj \approx lke})}$$
$$= \left(\frac{-29 \cdot 10^{3} N}{9,66 mm^{2}} + \frac{-183 \cdot 10^{6} Nmm}{5,599 \cdot 10^{8} \cdot mm^{4}} \cdot \frac{600 mm}{2}\right) \cdot \frac{1}{\cos(5^{\circ})}$$
$$= -101,4 MPa$$

Kraften i underflangen på rammebjælke bestemmes:

$$F_2 = \sigma_2 \cdot 170 \ mm \cdot 15 \ mm = \ 258,7 \ kN$$

Kraft til diagonal fra underflange i rammebjælke:

$$F_{2,d} = F_2 \cdot \cos(v_{bj \approx lke,d}) = 258,7 \ kN \cdot \cos(50^\circ) = 166,3 \ kN$$

Samlet kraft til diagonal fra begge underflanger:

$$F_d = F_{1,d} + F_{2,d} = 323,1 \ kN$$

Vælger at anvende en diagonalplade med en tykkelse på 12 mm og bredde på 170 mm svarende til stålrammeprofilets bredde. Spændingen i diagonalen kan bestemmes ved at dividere kræften med tværsnitsarealet af diagonalen:

$$\sigma_d = \frac{F_d}{A_{diag}} = \frac{323, 1 \cdot 10^3 N}{12 \ mm \cdot 170 \ mm} = 158, 4 \ MPa$$

Da diagonalpladen udføres i stålstyrke S235 må den regningsmæssige flydespænding ikke overskrides:

$$\sigma_d = 158,4 MPa < \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{235 MPa}{1,1} = 214 MPa$$

Diagonalpladens stabilitet eftervises ved at kontrollere at diagonalpladen tværsnitklasse. Ved tværsnitsklasse 1 og 2 opstår der ikke foldning diagonalpladen, hvorimod tværsnitklasse 3 og 4 skal der tages hensyn til at der kan opstå foldning før pladens flydespænding opnås.

Eftervisning af tværsnitsklassen for diagonalpladen bestemmes af breddetykkelsesforholdet³³. Pladens bredde ved bestemmelse af tværsnitsklasse er skitseret på figur 35.

³³ [2] Tabel 3.2





Figur 35 – Diagonalpladens bredde ved eftervisning tværsnitsklasse (mål i mm)

Bredde-tykkelsesforholdet bliver herved:

$$\frac{B_d}{t_d} = \frac{81 \, mm}{12 \, mm} = 6.8$$

For at diagonalpladen tilhører tværsnitklasse 1 eller 2 skal følgende betingelse være opfyldt³⁴:

$$\frac{B_d}{t_d} = 6.8 \le 10 \cdot \varepsilon = 10$$

Dvs. at det ikke er nødvendigt at reducere bæreevnen pga. af foldning og herved er en diagonal afstivning med en tykkelse på 12 mm og bredde på 170 mm i styrkeklasse S235 eftervist for tilstrækkelig bæreevne.

Eftervisning af svejsninger mellem diagonalplade og krop på stålrammeprofilerne

Svejsninger mellem diagonalpladen og stålrammeprofilets krop skal overføre de tidligere bestemte kræfter som diagonalpladen optager fra flangerne af stålrammen. Svejsninger udføres med kantsøm som har et a-mål på 3 mm. Længden af svejsninger er skitseret på figur 36.

³⁴ [2] Tabel 3.2





Figur 36 – Længde af svejsesømme (mål i mm)

Bestemmelse af forskydningsspændinger i svejsning:

$$\tau_{\parallel} = \frac{F_D}{a \cdot 2 \cdot L_{s,krop}} = \frac{323,1 \cdot 10^3 N}{3 mm \cdot 2 \cdot 800 mm} = 67 MPa$$

Den effektive spænding bliver herved:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3 \cdot \tau_{\parallel}^2} = \sqrt{3 \cdot (67 MPa)^2} = 116 MPa$$

For den effektive spænding gælder at:

$$\sigma_{eff} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}}$$

Hvor β_w for svejsesømme af stålkvalitet S235 sættes til 0,8.³⁵

$$\sigma_{eff} = 116 MPa \le \frac{360 MPa}{0.8 \cdot 1.35} = 333.3 MPa$$

Det er herved eftervist at kantsøm med a-mål på 3 mm er tilstrækkelig.

Eftervisning for bæreevne for forskydningsspændinger i rammehjørne

Forskydningskræfterne i rammehjørnet optages af kroppen på stålrammeprofilet. Forskydningsbæreevnen af rammeprofilet skal herved bestemmes. På figur 37 er snittet hvorpå forskydningskraften for rammehjørnet eftervises:

³⁵ [2] Tabel 9.4





Figur 37 – Snit ved eftervisning af forskydningsbæreevne

I bilag 1 aflæses den numerisk største forskydningskraft i rammehjørnet til:

$$V_{Ed} = 55 \ kN$$

Tværsnitsarealet af kroppen på stålrammeprofilet:

$$A_{krop} = 600 \ mm \cdot 8 \ mm = 4.8 \ \cdot 10^3 \ mm^2$$

Den regningsmæssige forskydningsbæreevne bestemmes i rammehjørne bestemmes ved³⁶:

$$V_{Rd} = A_{krop} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Der er her tale om den plastiske forskydningsbæreevne af forskydningsarealet når der ikke er tale om begyndende foldning dvs. følgende udtryk skal opfyldes:

$$\lambda_w \leq 0.83$$

Tværsnitdelens relative slankhedsforhold bestemmes ved:

$$\lambda_w = \frac{h_{krop}}{37,4\cdot\varepsilon\cdot t\cdot\sqrt{k_\tau}}$$

Hvor:

å stålrammeprofilet i rammehjørnet
aleparameter bestemmes $til^{37} = 1$
på stålrammeprofilet i rammehjørnet
icienten bestemmes til ³⁸ = $5,34$

³⁶ [2] Kap. 3.4.5

³⁷ [2] Tabel 3.2

³⁸ [2] Tabel 7.1



Herved bestemmes det relative slankhedsforhold:

$$\lambda_{w} = \frac{600mm - 2 \cdot 15 mm}{37.4 \cdot 1 \cdot 8 mm \cdot \sqrt{5.34}} = 0.82$$

Da:

$$\lambda_w = 0.82 \le 0.83$$

Bestemmes den regningsmæssige forskydningsbæreevne ved:

$$V_{Rd} = A_{krop} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 4.8 \cdot 10^3 \ mm^2 \cdot \frac{235 \ MPa}{\sqrt{3} \cdot 1.1} = 592 \ kN$$

Ved eftervisning af forskydningsbæreevnen skal følgende betingelse overholdes:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{55 \ kN}{592 \ kN} = 0,09 \ \le 1$$

Herved er forskydningsbæreevnen for rammehjørnet overholdt.

A2.5.3 Eftervisning af samling mellem rammebjælker Samlingen er udført som vist på figur 38.



Figur 38 – Beskrivelse af samling mellem rammebjælker

De dimensionsgivende regningsmæssige laster er beskrevet på figur 38 snitkræfterne i samlingen mellem rammebjælker kan aflæses i *bilag 1*. Anvender konservativt den største normal- og forskydningskraft for de forskellige lastkombinationer.

$$N_{Ed} = 15 \ kN$$



 $V_{Ed} = 10 \ kN$

Eftervisning af svejsninger mellem rammebjælke og stålplade

Forskydningskraften regnes optaget af svejsninger på kroppen af stålrammebjælken.

Svejsningen vælges udført med kantsøm med et a-mål på 3 mm.

$$a = 3 mm$$

Sømlængden for kroppen på IPE-360 profilet:

$$L_{s,krop} = 2 \cdot (360 \ mm - 2 \cdot 12,7 \ mm - 2 \cdot 18 \ mm) = 597 \ mm$$

Spændinger i svejsesøm fra forskydning:

$$\tau_{\parallel} = \frac{V_{Ed}}{a \cdot L_{s,krop}} = \frac{10 \cdot 10^3 N}{3 \, mm \cdot 597 \, mm} = 5,6 \, MPa$$

Trækkraften regnes også optaget af svejsninger på kroppen af stålrammebjælken.

Spændinger i svejsesøm fra normalkraft ved træk i samlingen mellem rammebjælker:

$$\sigma_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{a \cdot L_{s,krop} \cdot \sqrt{2}} = \frac{15 \cdot 10^3 N}{3 mm \cdot 597 mm \cdot \sqrt{2}} = 5,9 MPa$$
$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp}$$

For normalspændingen vinkelret på halssnittet gælder at:

$$\sigma_{\perp} = 5,9 \ MPa \le 0,9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{m2}} = 0,9 \cdot \frac{360 \ MPa}{1,35} = 240 \ MPa$$

Den effektive spænding bestemmes:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 \cdot \tau_{\parallel}^2)} = \sqrt{(5,9 MPa)^2 + 3 \cdot ((5,9 MPa)^2 \cdot (5,6 MPa)^2)}$$

= 15,3 MPa

For den effektive spænding gælder at:

$$\sigma_{eff} \le \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}}$$

Hvor β_w for svejsesømme af stålkvalitet S235 sættes til 0,8.³⁹

³⁹ [2] Tabel 9.4



$$\sigma_{eff} = 15,3 MPa \le \frac{360 MPa}{0.8 \cdot 1.35} = 333,3 MPa$$

Det er herved eftervist at kantsøm med a-mål på 3 mm, er tilstrækkelig alene ved at påsvejse kroppen af IPE-360 profilet på stålpladen. Det vælges dog også at påsvejse flangerne til stålpladen.

Bestemmelse af stålpladetykkelse

For bestemmelse af den mindst tilladelige tykkelse af stålpladen opstilles et statisk system for samlingen som beskrevet på figur 39.



Figur 39- Statisk system for snit i samling mellem rammebjælker (mål i mm)

På figur 39 tages udgangspunkt i at:

$$F_{ud} = N_{Ed} = 15 \ kN$$

For bestemmelse af momentet M_d opstilles en momentligevægt for pladedel m hvorpå momentet kan bestemmes:

$$\frac{F_{ud}}{2} \cdot m = 2 \cdot M_d \to M_d = \frac{1}{4} \cdot F_{ud} \cdot m$$

Herved:

$$M_d = \frac{1}{4} \cdot 15 \cdot 10^3 \, N \cdot 48 \, mm = 0,16 \, kNm$$



For bestemmelse af minimums tykkelse af stålpladen omskrives følgende formel, som anvendes ved bestemmelse af flydemoment i pladen:

$$M_{d} = \frac{1}{4} \cdot L_{plade} \cdot t^{2} \cdot \frac{f_{y}}{\gamma_{M0}} \rightarrow t_{min} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{d} \cdot \gamma_{M0}}{L_{plade} \cdot f_{y}}}$$

Hvor dimensioner længden af pladen er beskrevet på figur 40.



Figur 40 – Stålpladens dimensioner (mål i mm)

Herved fås:

$$t_{min} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,16 \cdot 10^6 Nmm \cdot 1,1}{400 mm \cdot 235 MPa}} = 4 mm$$

Vælger tykkelse på pladen til 8 mm, hvorpå det faktiske brudmoment for den valgte tykkelse bestemmes:

$$M_{d} = \frac{1}{4} \cdot L_{plade} \cdot t^{2} \cdot \frac{f_{y}}{\gamma_{M0}} = \frac{1}{4} \cdot 200 \ mm \cdot (8 \ mm)^{2} \cdot \frac{235 \ MPa}{1,1} = 1.4 \ kNm$$

Eftervisning af bæreevne for bolte

Samlingen udføres med 2 bolte, hvor bæreevne af bolte eftervises for træk- og forskydningskræfter

Bestemmelse af trækkraft pr bolt:

$$F_{t,Ed} = \frac{N_{Ed} + F_{cd}}{2}$$



Hvor F_{cd} bestemmes ved momentligevægt for pladedel n iht. til figur 39:

$$\frac{F_{cd}}{2} \cdot n = M_d \to F_{cd} = 2 \cdot \frac{M_d}{n} = 2 \cdot \frac{1.4 \ kNm}{48 \ mm} = 51.6 \ kN$$

Trækraft pr bolt:

$$F_{t,Ed} = \frac{15 \ kN + 51,6 \ kN}{2} = 33,3 \ kN$$

Bestemmelse af forskydningskraft pr bolt:

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{2} = \frac{10 \ kN}{2} = 5 \ kN$$

Forskydningspåvirkede samlinger i kategori A⁴⁰ skal eftervises for:

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$$

Og

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

Hvor:

F _{v,Rd}	Boltens overklipningsbæreevne
F _{b,Rd}	Hulrandsbæreevne for bolten

Trækpåvirkede samlinger i kategori D⁴¹ skal eftervises for:

 $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$

Og

 $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$

Hvor:

F _{t,Rd}	Boltens trækbæreevne
$B_{p,Rd}$	Gennemlokningsbæreevne for Bolt

Bolten eftervises også for kombineret træk- og forskydningskræfter:

 ⁴⁰ [13] Tabel 3.2
 ⁴¹ [13] Tabel 3.2



$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \le 1$$

Stålpladen udføres med en tykkelse på 8 mm. M16 bolte anvendes i samlingen. Følgende data for bolte anvendes ved eftervisning af bæreevne for bolte:

- Boltklasse 8.8
- rullet gevind
- F_{ub} 800 MPa
- A_s 160 mm²
- S 24 mm

Bestemmer boltens overklipnings bæreevne:

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

For bolteklasse 8.8 bestemmes faktoren $\alpha_v til^{42}$:

$$\alpha_{v} = 0.6$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot 160 \ mm^{2} \cdot 800 \ MPa}{1.35} = 56 \ .9 \ kN$$

Bestemmer hulrandsbæreevne for bolten:

Dimensionen på stålpladen er identisk med fodpladen fra samlingen ved rammefod, og hullerne i pladen til bolte placeres som ved fodpladen. Herved er hul- og kantafstande som anvendes for denne samling beskrevet på figur 30 i *afsnit A2.5.1*.

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

Bestemmer k₁⁴³:

$$k_1 = \min\left[2,5; \frac{2,8 \cdot e_2}{d_0} - 1,7\right] = \min\left[2,5; \frac{2,8 \cdot 48 \ mm}{18 \ mm} - 1,7\right] = \min\left[2,5; 5,8\right] = 2,5$$

⁴² [13] Tabel 3.4

⁴³ [13] Tabel 3.4



$$\alpha_b = \min\left[1,0; \frac{f_{ub}}{f_u}; \frac{e_1}{3 \cdot d_0}\right]$$

= min $\left[1,0; \frac{800 MPa}{360 MPa}; \frac{200 mm}{3 \cdot 18 mm}\right]$ = min $[1,0; 2,2; 3,7] = 1$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 1 \cdot 360 \, MPa \cdot 16 \, mm \cdot 8 \, mm}{1,35} = 104,7 \, kN$$

Boltens trækbæreevne:

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

Kærvfaktoren k₂ bestemmes⁴⁴:

 $k_2 = 0.9$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot 160 \ mm^2 \cdot 800 \ MPa}{1.35} = 85.3 \ kN$$

Gennemlokningsbæreevnen for møtrikken på bolten:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Bestemmer d_m:

$$d_m = 1,077 \cdot s = 1,077 \cdot 24 \ mm = 24,2 \ mm$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 24.2 \ mm \cdot 8 \ mm \cdot 360 \ MPa}{1.35} = 103.9 \ kN$$

Eftervisning af bæreevne for bolt:

Overklipnings bæreevne:

44 [13] Tabel 3.4

Aalborg Universitet Esbjerg Hvide Sande Missionshus



$$F_{v,Ed} \le F_{v,Rd} = 5 \ kN \le 56,9 \ kN$$

Hulrandsbæreevne:

$$F_{v,ED} \le F_{b,Rd} = 5 \ kN \le 104,7 \ kN$$

Trækbæreevne:

$$F_{t.Ed} \le F_{t.Rd} = 33,3 \ kN \le 85,3 \ kN$$

Gennemlokningsbæreevnen:

$$F_{t,Ed} \le B_{p,Rd} = 33,3 \ kN \le 103,9 \ kN$$

Kombineret forskydning og trækpåvirkning af bolte:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{5 \ kN}{56.9 \ kN} + \frac{33.3 \ kN}{1.4 \cdot 85.3 \ kN} = 0.37 \le 1$$

Herved er bæreevnen for en bolte eftervist til at være tilstrækkelig.

Undersøgelse af samlingens bæreevne

Dette anvendes for at tjekke hvor samlingen vil flyde. Undersøgelsen udføres ved at lave et snit som vist på figur 41. Hvor kræfterne herved kan bestemmes.



Figur 41 – Statisk system for snit i samling ved samling mellem rammebjælker (mål i mm)

Momentet M_d er tidligere bestemt til:



$$M_d = 1,4 \ kNm$$

Bestemmer faktoren λ som er forholdet mellem længden fra kanten af pladen til gevindstangen og længden mellem gevindstangen og kroppen på IPE-360 profilet. Afstandene er angivet på figur 41:

$$\lambda = \frac{n}{m} = \frac{48 \ mm}{48 \ mm} = 1$$

Bestemmer faktoren β:

$$\beta = \frac{4 \cdot M_d}{m \cdot F_{td}}$$

Hvor F_{td} er svarende til den samlede trækstyrke af de 2 bolte, i dette tilfælde er det udtrækningsstyrken af injektionsmassen, der er den mindste og derved den dimensgivende og herved bliver:

$$F_{td} = F_{t,Ed} \cdot 2 = 33,3 \ kN \cdot 2 = 66,6 \ kN$$
$$\beta = \frac{4 \cdot 1,4 \ kNm}{0,048 \ mm \cdot 66,6 \ kN} = 1,9$$

Bestemmer brudmåden:

Hvis følgende betingelse er opfyldt, vil der opstå flydning i plade og bolt ved brud:

$$\frac{2 \cdot \lambda}{1 + 2 \cdot \lambda} < \beta < 2$$

Værdier indsættes:

$$\frac{2 \cdot 1}{1 + 2 \cdot 1} = 0,67 < \beta = 1,9 < 2$$

Herved kan det konstateres at der ved brud opstår flydning i både plade og bolt. Bestemmer F_{ud} fra figur 41 i tilfældet med flydning i både plade og gevindstang⁴⁵.

$$\frac{F_{ud}}{F_{td}} = \beta \cdot \frac{1}{2 + 2 \cdot \lambda} + \frac{\lambda}{1 + \lambda}$$

Omskriver formel og bestemmer F_{ud} :

$$F_{ud} = \left(\beta \cdot \frac{1}{2+2\cdot\lambda} + \frac{\lambda}{1+\lambda}\right) \cdot F_{td} = \left(1,9 \cdot \frac{1}{2+2\cdot1} + \frac{1}{1+1}\right) \cdot 66,6 \ kN = 64,9 \ kN$$

⁴⁵ [2] side 301



Brudbæreevnen for samlingen mellem bolt og stålplade er eftervist ved opfyldelse af følgende betingelse:

$$N_{Ed} = 15 \ kN < F_{ud} = 64,9 \ kN$$



Appendiks A3 - Betonkonstruktion

I dette appendiks udføres beregninger for betonkonstruktioner. Beregninger er udført for eftervisning af en betonplade og fundamentsbjælke. Dette appendiks er opdelt i følgende afsnit:

- A3.1 Beregningsforudsætninger for betonkonstruktion
- A3.2 Eftervisning af betonplade P12
- A3.3 Eftervisning af fundamentsbjælke

A3.1 Beregningsforudsætninger for betonkonstruktionen

Beregninger for betonkonstruktionen er udført med følgende forudsætninger.

- Kontrolklasse: Normal
- Konsekvensklasse: CC2

Partialkoefficienter

For bestemmelse af regningsmæssige styrker for betonen og armering er følgende partialkoefficienter bestemt iht. DS/EN 1992-1-1 NA⁴⁶.

- $\gamma_c = 1,45 \gamma_3$ (Armeret beton)
- $\gamma_s = 1,2 \gamma_3$ (Slap armering)

Delpartialkoefficienten, γ_3 afhænger af kontrolklassen, i dette projekt er kontrolklassen bestemt normalkontrolklasse hvorpå $\gamma_3 = 1,0$.

Materialekvaliteter

For betonkonstruktionen anvendes følgende forudsætninger:

- Beton: C35
- Armering: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Da grundvandspejlet befinder sig ca. 0,3 m under terræn iht. geoteknisk rapport vedlagt i *bilag* 8 vurderes miljøklassen til at være aggressiv miljøklasse hvor minimumværdien for betonens $f_{ck}=35$ MPa⁴⁷.

⁴⁶ [11]

^{47 [3]} Tabel 1.6



Styrkeparametre

Forudsætninger for armering:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,2} = 417 \text{ MPa}$$
$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{417 \text{ MPa}}{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}} = 0,002$$

Forudsætninger for beton:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35 MPa}{1,45} = 24,1 MPa$$

middelværdi for trækstyrke, $f_{ctm} = 2,2 MPa$

Den regningsmæssige minimumsarmeringsgrad bestemmes⁴⁸:

$$\omega_{min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.26 \cdot \frac{2.2 MPa}{500 MPa} \cdot \frac{417 MPa}{24.1 MPa} = 0.029$$

Den regningsmæssige balancerede armeringsgrad bestemmes⁴⁹:

$$\omega_{bal} = 0.8 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0.8 \cdot \frac{0.35}{0.35 + 0.002} = 0.8$$

A3.2 Eftervisning af betonplade P12

Den statiske model for P12 er beskrevet på figur 42, her bemærkes det at alle sider regnes som indspændte på nær side 2. Ved beregninger er fremgangsmåden som beskrevet i kap 10.5. i bogen betonkonstruktioner anvendt⁵⁰.

⁴⁸ [3] Side 68

⁴⁹ [3] Tabel 4.3

⁵⁰ [3] Kap 10.5





Figur 42 – Statisk model for P12 (mål i mm)

 $l_x = 7,2 m$ $l_y = 3,9 m$

Betonpladens tykkelse:

$$h = 200 \, mm$$

A3.2.1 Laster på betonplade

Betonpladen belastes af egenlast og nyttelast. De karakteristiske værdier for lasterne er aflæst i *afsnit A1*:

$$g_k = 7,95 \ \frac{kN}{m^2}$$
$$q_k = 5 \ \frac{kN}{m^2}$$

Minimumslasten på pladen er egenlasten alene:

$$p_{min,d} = g_k = 7,95 \frac{kN}{m^2}$$

Maksimumslasten på pladen er den regningsmæssige last i brudgrænsetilstanden:



$$p_{max,d} = g_k \cdot 1,0 + q_k \cdot 1,5 = 7,95 \ \frac{kN}{m^2} \cdot 1,0 + 5 \ \frac{kN}{m^2} \cdot 1,5 = 15,45 \ \frac{kN}{m^2}$$

Indspændingsgraden

Øvre grænse for indspændingsgraden bestemmes ved:

$$i \le \min\left[0,5; \frac{0,64 \cdot p_{\min,d}}{p_{\max,d} - 0,64 \cdot p_{\min,d}}\right] = \min\left[0,5; \frac{0,64 \cdot 7,95\frac{kN}{m^2}}{15,45\frac{kN}{m^2} - 0,64 \cdot 7,95\frac{kN}{m^2}}\right]$$
$$= 0,49$$

Indspændingsmomenterne

Indspændingsmomenterne opstilles ved:

$$m_1 = i_1 \cdot m_x$$
$$m_2 = i_2 \cdot m_y$$
$$m_3 = i_3 \cdot m_x$$
$$m_4 = i_4 \cdot m_y$$

Ved simple understøtninger er i = 0:

$$m_1 = 0,49 \cdot m_x$$
$$m_2 = 0 \cdot m_y$$
$$m_3 = 0,49 \cdot m_x$$
$$m_4 = 0,49 \cdot m_y$$

Beregninger af de simple momenter:

$$m_{x0} = m_x + \frac{1}{2} \cdot (i_1 \cdot m_x + i_3 \cdot m_x) = m_x + \frac{1}{2} \cdot (0.49 \cdot m_x + 0.49 \cdot m_x) = 1.49 \cdot m_x$$
$$m_{y0} = m_y + \frac{1}{2} \cdot (i_2 \cdot m_y + i_4 \cdot m_y) = m_y + \frac{1}{2} \cdot (0 \cdot m_y + 0.49 \cdot m_y) = 1.25 \cdot m_y$$

Sammenhæng mellem m_x og m_y:

$$\left(1+4\cdot\frac{l_y}{l_x}\right)\cdot m_{x0} + \left(1+4\cdot\frac{l_x}{l_y}\right)\cdot m_{y0} = \frac{1}{2}\cdot p_{maks,d}\cdot l_x\cdot l_y$$

Indsætter værdier:



$$\left(1 + 4 \cdot \frac{3,9 \ m}{7,2 \ m}\right) \cdot 1,49 \cdot m_x + \left(1 + 4 \cdot \frac{7,2 \ m}{3,9 \ m}\right) \cdot 1,25 \cdot m_y$$
$$= \frac{1}{2} \cdot 15,45 \ \frac{kN}{m^2} \cdot 7,2 \ m \cdot 3,9 \ m$$

Reducerer udtrykket:

$$4,72 \cdot m_x + 10,48 \cdot m_y = 216,92 \ kN$$

Forholdet mellem m_x og m_y skønnes til:

$$m_x = m_y \cdot \left(\frac{l_y}{l_x}\right)^2 = m_y \cdot \left(\frac{3.9 \ m}{7.2 \ m}\right)^2 = 0.293 \cdot m_y$$

Vælger m_x til:

$$m_x = 0,29 \cdot m_y$$

Bestemmer momenter fra forholdet mellem m_x og m_y:

$$4,72 \cdot 0,29 \cdot m_y + 10,48 \cdot m_y = 216,92 \rightarrow m_y = 18,31 \frac{kNm}{m}$$
$$4,72 \cdot m_x + 10,48 \cdot 18,31 = 216,92 \rightarrow m_x = 5,30 \frac{kNm}{m}$$

A3.2.3 Armering i underside af betonplade

Skøn af armering

Dæklaget c:

For aggressiv miljøklasse skal dæklaget min være⁵¹:

c = 30 mm + tolerancetillæg

Tolerancetillægget vælges normalt ikke mindre end 5 mm i normal kontrolklasse.

c = 30 mm + 5 mm = 35 mm

Hovedarmering parallelt med y-aksen:

Armeringens effektive højde skønnes:

⁵¹ [1] Side 174



$$d_y = h - c - 10 \ mm = 200 \ mm - 35 \ mm - 10 \ mm = 155 \ mm$$

Bestemmelse af de enhedsløse faktorer hvor bredden b = 1 m:

$$\mu_y = \frac{m_y}{b \cdot d_y^2 \cdot f_{cd}} = \frac{18,31 \, kNm}{1m \cdot (155 \, mm)^2 \cdot 24,1MPa} = 0,032$$
$$\omega_y = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_y} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,032} = 0,032$$

Hovedarmering parallelt med x-aksen:

Armeringens effektive højde skønnes:

 $d_x = h - c - 10 \ mm - 10 \ mm = 200 \ mm - 35 \ mm - 10 \ mm - 10 \ mm = 145 \ mm$

Bestemmelse af de enhedsløse faktorer hvor bredden b = 1 m:

$$\mu_x = \frac{m_x}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{cd}} = \frac{5,30 \text{ kNm}}{1m \cdot (145 \text{ mm})^2 \cdot 24,1MPa} = 0,010$$
$$\omega_x = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_x} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,010} = 0,010$$

Bestemmelse af armeringsareal

Bestemmer nødvendigt armeringsareal:

$$A_{sx} = \frac{\omega_x \cdot d_x \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.01 \cdot 145 \ mm \cdot 1 \ m \cdot 24.1 \ MPa}{417 \ MPa} = 263 \ mm^2$$
$$A_{sy} = \frac{\omega_y \cdot d_y \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.032 \cdot 155 \ mm \cdot 1 \ m \cdot 24.1 \ MPa}{417 \ MPa} = 413 \ mm^2$$

Bestemmer armering for pladen:

$$A_{sx} = \emptyset 10 \ pr. 250 \ mm = 314 \ mm^2$$

 $A_{sy} = \emptyset 14 \ pr. 125 \ mm = 1230 \ mm^2$

Kontrol af armeringsafstande⁵²:

⁵² [3] side 69



 $s = 250 \le \min[2 \cdot h; 250 \ mm] = \min[2 \cdot 200 \ mm; 250 \ mm]$ = $\min[400 \ mm; 250 \ mm]$

Herved er krav til afstand mellem armeringstænger overholdt.

A3.2.4 Eftervisning af bæreevne

Den skønnede armering eftervises for at være tilstrækkelig i x- og y-retningen på pladen.

Efterviser for tilstrækkelig bæreevne i x-retningen:

$$d_x = h - c - 14 mm - 5 mm = 200 mm - 35 mm - 14 mm - 5 mm = 146 mm$$

$$\omega_x = \frac{A_{sx} \cdot f_{yd}}{b \cdot d_x \cdot f_{cd}} = \frac{314 \ mm^2 \cdot 417 \ MPa}{1 \ m \cdot 146 \ mm \cdot 24,1 \ MPa} = 0,037$$

$$M_{Rx} = \omega_x \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega_x\right) \cdot b \cdot d_x^2 \cdot f_{cd}$$

= 0,037 \cdot $\left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,037\right) \cdot 1m \cdot (146 \ mm)^2 \cdot 24,1 \ MPa = 18,8 \ kNm$

For tilstrækkelige bæreevne i x-retningen skal følgende krav opfyldes:

$$M_{Rx} = 18,8 \ kNm > m_x = 5,3 \ kNm$$

Herved er bæreevnen eftervist tilstrækkelig i x-retningen.

Efterviser for tilstrækkelig bæreevne i y-retningen:

$$d_y = h - c - 7 mm = 200 mm - 35 mm - 7 mm = 158 mm$$

$$\omega_{y} = \frac{A_{sy} \cdot f_{yd}}{b \cdot d_{y} \cdot f_{cd}} = \frac{1230 \ mm^{2} \cdot 417 \ MPa}{1 \ m \cdot 158 \ mm \cdot 24,1 \ MPa} = 0,134$$

$$m_{Ry} = \omega_y \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega_y\right) \cdot b \cdot d_y^2 \cdot f_{cd}$$

= 0,134 \cdot $\left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,134\right) \cdot 1m \cdot (158 \ mm)^2 \cdot 24,1 \ MPa = 75,5 \ kNm$

For tilstrækkelige bæreevne i x-retningen skal følgende krav opfyldes:

$$m_{Ry} = 75,5 \ kNm > m_y = 18,31 \ kNm$$

Bestemmelse af bæreevne p_{Rd} :



$$\begin{pmatrix} 1+4 \cdot \frac{l_y}{l_x} \end{pmatrix} \cdot m_{x0} + \begin{pmatrix} 1+4 \cdot \frac{l_x}{l_y} \end{pmatrix} \cdot m_{y0} = \frac{1}{2} \cdot p_{Rd} \cdot l_x \cdot l_y \\ \begin{pmatrix} 1+4 \cdot \frac{5,9 \ m}{3,9 \ m} \end{pmatrix} \cdot 1,49 \cdot 18,8 \frac{kNm}{m} + \begin{pmatrix} 1+4 \cdot \frac{7,2 \ m}{3,9 \ m} \end{pmatrix} \cdot 1,25 \cdot 75,5 \frac{kNm}{m} \\ = \frac{1}{2} \cdot p_{Rd} \cdot 7,2 \ m \cdot 3,9 \ m \rightarrow p_{Rd} = 62,69 \ \frac{kN}{m^2} \\ p_{Rd} = 62,69 \ \frac{kN}{m^2} > p_{max,d} = 15,45 \ \frac{kN}{m^2}$$

Det er herved eftervist at pladens bæreevne er større end den maksimale last som påvirker pladen.

Reaktioner svarende til bæreevnen

 $\binom{r_1}{r_3} = \frac{1}{2} \cdot p_{Rd} \cdot l_x - 4 \cdot m_{Ry0} \cdot \frac{l_x}{l_y^2} \pm \frac{m_1 - m_3}{l_x}$ $\binom{r_1}{r_3} = \frac{1}{2} \cdot 62,69 \frac{kN}{m^2} \cdot 7,2 \ m - 4 \cdot 1,25 \cdot 75,5 \frac{kNm}{m} \cdot \frac{7,2 \ m}{(3,9 \ m)^2} \pm \frac{9,21 \ kNm - 9,21 \ kNm}{7,2 \ m}$ $\binom{r_1}{r_3} = 46,89 \frac{kN}{m}$ $\binom{r_2}{r_4} = \frac{1}{2} \cdot p_{Rd} \cdot l_y - 4 \cdot m_{Rx0} \cdot \frac{l_y}{l_x^2} \pm \frac{m_2 - m_4}{l_y}$ $\binom{r_2}{r_4} = \frac{1}{2} \cdot 62,69 \frac{kN}{m^2} \cdot 3,9 \ m - 4 \cdot 1,49 \cdot 18,8 \frac{kNm}{m} \cdot \frac{3,9 \ m}{(7,2 \ m)^2} \pm \frac{0 - 37,09 \ kNm}{3,9 \ m}$ $\binom{r_2}{r_4} = \frac{104,3 \frac{kN}{m}}{123,34 \frac{kN}{m}}$ $F = \frac{1}{2} \cdot (m_{Rx0} + m_{Ry0}) = \frac{1}{2} \cdot (1,49 \cdot 18,8 \frac{kNm}{m} + 1,25 \cdot 75,5 \frac{kNm}{m}) = 61,18 \ kN$

Reaktioner svarende til laster

$$\frac{p_{max,d}}{p_{Rd}} = \frac{15,45 \ \frac{kN}{m^2}}{62,69 \ \frac{kN}{m^2}} = 0,25$$



$$r_{1} = 38.28 \frac{kN}{m} \cdot 0,25 = 11,56 \frac{kN}{m}$$

$$r_{2} = 89,46 \frac{kN}{m} \cdot 0,25 = 25,71 \frac{kN}{m}$$

$$r_{3} = 38.28 \frac{kN}{m} \cdot 0,25 = 11,56 \frac{kN}{m}$$

$$r_{4} = 89,46 \frac{kN}{m} \cdot 0,25 = 30,40 \frac{kN}{m}$$

$$F = 61,18 \ kN \cdot 0,25 = 15,08 \ kN$$

Udførelse af kontrol

For kontrol af de beregnede reaktioner skal summen af reaktioner være lige summen af pladens totallast

Pladens totallast:

$$p_{max,d} \cdot l_x \cdot l_y = 15,45 \ \frac{kN}{m^2} \cdot 7,2 \ m \cdot 3,9 \ m = 433,8 \ kN$$

Sum af reaktioner:

$$(r_1 + r_3) \cdot l_y + (r_2 + r_4) \cdot l_x - 4 \cdot F$$

$$\left(11,56 \frac{kN}{m} + 11,56 \frac{kN}{m}\right) \cdot 3,9 m + \left(25,71 \frac{kN}{m} + 30,40 \frac{kN}{m}\right) \cdot 7,2 m - 4 \cdot 15,08 kN$$

$$= 433,8 kN$$

Herved er summen af reaktioner lig med summen af pladens totallast og kontrollen er derfor ok.

A3.2.5 Armering i overside af betonplade

Ved understøtninger skal pladen armeres i oversiden. Pladerne armeres i oversiden over mellemunderstøtninger svarende til 50 % af armeringen i undersiden. Ved understøtninger i enden armeres pladerne svarende til 25 % af armering i undersiden. Udstrækningen af armering i oversiden skal mindst være 1/5 af spændvidden for betonpladen. På figur 43 er krav til overside armering beskrevet.





Figur 43 – Beskrivelse af armering i overside⁵³

Minimum oversidearmering for x-retningen:

 $A_{sx,o} = A_{sx} \cdot 0.5 = 314 \ mm^2 \cdot 0.5 = 157 \ mm^2$

Minimum oversidearmering for y-retningen:

$$A_{sy,o} = A_{sy} \cdot 0.5 = 1230 \ mm^2 \cdot 0.5 = 615 \ mm^2$$

Vælger overside armeringen til samme dimension som underside armeringen. Dette valg er taget med henblik på, at det under udførelsen er en fordel med hensyn til at undgå fejl, derfor er her valgt minimere antallet af forskellige dimensioner på armeringen. Det giver et armeringsareal i oversiden af betonpladen på:

Oversidearmering for x-retning:

$$ø10 \ pr. \ 250 \ mm = 314 \ mm^2$$

Oversidearmering for y-retning:

A3.2.6 Nedbøjninger af betonplade

Nedbøjninger for pladen skal overholde krav til udseende og anvendelig for betonkonstruktioner. De maksimale udbøjninger for at kunne overholde dette er bestemt til⁵⁴:

$$u_{max,1} = \frac{l}{250} = \frac{3.9 \, m}{250} = 15.6 \, mm$$

For sikring af tilstøende konstruktioner er kravet bestemt til⁵⁵:

⁵³ [3] Figur 10.8

⁵⁴ [10] Kap 7.4.1 (4)

⁵⁵ [10] Kap 7.4.1 (5)

$$u_{max,2} = \frac{l}{500} = \frac{3.9 \ m}{500} = 7.8 \ mm$$

Lastbestemmelse ved beregning af nedbøjninger Permanent last:

 $g_k = 7,95 \frac{kN}{m^2}$

Nyttelast:

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

Samlet karakteristisk last:

$$p_0 = g_k + q_k = 7,95 \frac{kN}{m^2} + 5 \frac{kN}{m^2} = 12,95 \frac{kN}{m^2}$$

Langtidslasten bestemmes af den kvasipermanente last:

Kvasipermanent last:

$$p_2 = g_k + \psi_2 \cdot q_k$$

Hvor:

$$\psi_2$$
 Bestemmes til 0,5⁵⁶

Herved fås:

$$p_2 = 7,95 \ \frac{kN}{m^2} + 0.5 \cdot 5 \ \frac{kN}{m^2} = 10,45 \ \frac{kN}{m^2}$$

Korttidslasten er svarende til den last der overskrider den kvasipermanente last.

Korttidslasten:

$$p_1 = p_0 - p_2 = 12,95 \ \frac{kN}{m^2} - 10,45 \ \frac{kN}{m^2} = 2,5 \frac{kN}{m^2}$$

Pladens nedbøjning bestemmes for længden i y-aksens retning, da denne afstand har det mindste spænd. Pladens nedbøjning bestemmes ved:

⁵⁶ [1] Tabel 4.6



$$u = \frac{1}{10} \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_c}{E_s \cdot x} \cdot l^2$$

Armeringsforhold for betonpladen:

$$f = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1230 \ mm^2}{1000 \ mm \cdot 158 \ mm} = 0,008$$

Nedbøjninger i korttidstilstand

De dimensionsløse størrelser bestemmes:

$$\beta = \alpha \cdot f \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha \cdot f} \cdot 1} \right)$$

Hvor:

α

Bestemmes til 5,9 ⁵⁷ for betonens styrkeklasse $f_{ck} = 35$ MPa

Herved:

$$\beta = 5,9 \cdot 0,008 \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{5,9 \cdot 0,008}} - 1\right) = 0,26$$
$$\varphi_b = \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \beta\right) = \frac{1}{2} \cdot 0,26 \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot 0,26\right) = 0,119$$
$$\gamma = \frac{1 - \beta}{\beta} = \frac{1 - 0,26}{0,26} = 2,84$$

 $x = \beta \cdot d = 0,26 \cdot 158 \ mm = 41,2 \ mm$

Maksimale moment:

$$m_{max} = m_y \cdot \frac{p_1}{p_{max,d}} = 18,31 \ kNm \cdot \frac{2,5 \frac{kN}{m^2}}{15,45 \frac{kN}{m^2}} = 2,96 \frac{kNm}{m}$$

Bestemmer kantspænding for beton:

⁵⁷ [3] Tabel 4.1


$$\sigma_c = \frac{m_{max}}{\varphi_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,96 \cdot 10^3 \frac{Nmm}{mm}}{0,119 \cdot 1 \ m \ \cdot (146 \ mm)^2} = 1,00 \ MPa$$

Bestemmer armeringsspænding:

$$\sigma_s = \alpha \cdot \gamma \cdot \sigma_c = 5.9 \cdot 2.84 \cdot 1.00 MPa = 16.70 MPa$$

Den maksimale udbøjning i korttidstilstanden bestemmes:

$$u_1 = \frac{1}{10} \cdot 5.9 \cdot \frac{1.00 \, MPa}{2 \cdot 10^5 MPa \cdot 41.2 \, mm} \cdot (3900 \, mm)^2 = 1.09 \, mm$$

Nedbøjninger i langtidstilstand

α

De dimensionsløse størrelser bestemmes:

$$\beta = \alpha \cdot f \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha \cdot f} \cdot 1} \right)$$

Hvor:

Bestemmes til 23 ⁵⁸ for betonens styrkeklasse
$$f_{ck} = 35$$
 MPa

Herved:

$$\beta = 23 \cdot 0,008 \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{23 \cdot 0,008}} - 1\right) = 0,45$$
$$\varphi_b = \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \beta\right) = \frac{1}{2} \cdot 0,45 \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot 0,45\right) = 0,19$$
$$\gamma = \frac{1 - \beta}{\beta} = \frac{1 - 0,45}{0,45} = 1,24$$

$$x = \beta \cdot d = 0.45 \cdot 158 \ mm = 70.4 \ mm$$

Maksimale moment:

$$m_{max} = m_y \cdot \frac{p_2}{p_{max,d}} = 18,31 \ kNm \cdot \frac{10,45 \ \frac{kN}{m^2}}{15,45 \ \frac{kN}{m^2}} = 12,38 \ \frac{kNm}{m}$$

⁵⁸ [3] Tabel 4.1



Bestemmer kantspænding for beton:

$$\sigma_c = \frac{m_{max}}{\varphi_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{12,38 \cdot 10^3 \ \frac{Nmm}{mm}}{0,19 \cdot 1000 \ mm \ \cdot (158 \ mm)^2} = 2,62 \ MPa$$

Bestemmer armeringsspænding:

$$\sigma_s = \alpha \cdot \gamma \cdot \sigma_c = 23 \cdot 1,24 \cdot 2,62 MPa = 74,84 MPa$$

Den maksimale udbøjning i langtidstilstanden bestemmes:

$$u_2 = \frac{1}{10} \cdot 23 \cdot \frac{2,62 MPa}{2 \cdot 10^5 MPa \cdot 70,4 mm} \cdot (3900 m)^2 = 6,5 mm$$

Den maksimale udbøjning i langtidstilstand er herved:

$$u_2 = 6,5 mm < u_{max,1} = 15,6 mm$$

 $u_2 = 6,5 mm < u_{max,2} = 7,8 mm$

Herved er udbøjning iht. til at sikre tilstøende konstruktioner overholdt.

A3.2.7 Revnekontrol af betonplade

For at sikre at der i betonpladen ikke opstår revner, der kan forårsage vandgennemtræning og korrodere armeringen udføres revnekontrol. Ved udførsel af revnekontrol, kontrolleres revnevidden iht. gældende krav for betonkonstruktioner i aggressiv miljøklasse. Revnekontrollen udføres for langtidslasten.

Den effektive højde bestemmes som den mindste af følgende:

$$h_{c,eff} = min \begin{cases} 2,5 \cdot (h-d) \\ \frac{h}{2} \\ \frac{h-x}{3} \end{cases} = \begin{cases} 2,5 \cdot (500 \ mm - 426 \ mm = 185 \ mm \\ \frac{500 \ mm}{2} = 250 \ mm \end{cases} = 185 \ mm$$

Hvor x er højden af trykzonen for betonen:

$$300 \ mm \cdot x \cdot \frac{1}{2} \cdot x = 23 \cdot 1230 \ mm^2 \cdot (158 \ mm - x) \rightarrow x = 70 \ mm$$

Indsætter værdier:



$$h_{c,eff} = min \begin{cases} 2,5 \cdot (200 \ mm - 158 \ mm) \\ \frac{200 \ mm}{2} \\ 20 \ mm \frac{200 - 70}{3} \end{cases} = min \begin{cases} 105 \ mm \\ 100 \ mm = 43 \ mm \\ 43 \ mm \end{cases}$$

Det effektive betonareal bestemmes:

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 43 \ mm \cdot 1000 \ mm = 4,33 \cdot 10^4 \ mm^2$$

Den maksimale revneafstand bestemmes:

$$s_{r,max} = 29 \cdot \sqrt[3]{c_1} + 0.17 \cdot \frac{A_{c,eff}}{A_s} \cdot \emptyset = 29 \cdot \sqrt[3]{35}mm + 0.17 \cdot \frac{4.33 \cdot 10^4 mm^2}{1230 mm^2} \cdot 14 mm$$
$$= 179 mm$$

Tøjnings differencen bestemmes ved:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = max \begin{cases} \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{k_t}{E_s} \cdot \left(\frac{A_{c,eff}}{A_s} + \alpha\right) \cdot f_{ctm} \\ 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \end{cases}$$

Hvor:

$$k_t$$
 Ved langtidslast bestemmes denne faktor til 0,4⁵⁹

Indsætter værdier:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = max \begin{cases} \frac{74,8 MPa}{2 \cdot 10^5 MPa} - \frac{0,4}{2 \cdot 10^5 MPa} \cdot \left(\frac{4,33 \cdot 10^4 mm^2}{1230 mm^2} + 23\right) \cdot 3,2 MPa = 1,533 \cdot 10^{-6} \\ 0,6 \cdot \frac{74,8 MPa}{2 \cdot 10^5 MPa} = 2,245 \cdot 10^{-4} \end{cases}$$
$$= 2,25 \cdot 10^{-4}$$

Herved kan revnevidden bestemmes:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 179 \ mm \cdot 2,25 \cdot 10^{-4} = 0,04 \ mm$$

Denne revnevidde betragtes at være ok, da den maksimale revnevidde for beton i aggressiv miljøklasse er bestemt til 0,3 mm⁶⁰.

 ⁵⁹ [3] side 107
 ⁶⁰ [3] Tabel 1.8



A3.3 Eftervisning af fundamentsbjælke.

Fundamentsbjælkerne udføres som armerede betonbjælker. Der tages udgangspunkt i den fundamentsbjælke, som optager de største laster. På figur 44 er fundamentsbjælkerne til bæring af betonpladerne beskrevet. Her vælges fundamentsbjælken i modullinje 4 som den dimensionsgivende.



Figur 44- Dimensionsgivende fundamentsbjælke til bæring af terrændæk (mål i mm)

Det statiske system for den dimensionsgivende fundamentsbjælke er beskrevet på figur 45.



Figur 45 – *Statisk system for fundamentsbjælken i modullinje* 4 (mål i mm)

Da fundamentsbjælken sammenstøbes med betonpladerne, kan betonpladen medregnes i bjælkehøjde. Det betyder at bjælken regnes som en T-bjælke. Flangebredden af Tbjælken, som kan medregnes, skal overholde kravene, som er beskrevet på figur 46.





Figur 46 – Maksimal flangebredde for T-bjælke⁶¹

Ved eftervisning af fundamentsbjælken bæreevne vælges der at regne med en samlet flangebredde for bjælken på 900 mm. Da tykkelsen på betonpladen er 200 mm, kan det eftervises at den maksimale flangebredde ikke er oversteget.

 $b_{eff} = 900 \ mm \le 16 \cdot h_f = 16 \cdot 200 \ mm = 3200 \ mm$

Den samlede højde af fundamentsbjælken vælges til 500 mm, hvorpå fundamentsbjælken's ydre tværprofil er beskrevet på figur 47.



Figur 47 – Fundamentsbjælkens tværprofil (mål i mm)

Tværsnitsmål for fundamentsbjælke:

h = 500 mm $h_f = 200 mm$ $b_w = 300 mm$ $b_{eff} = 900 mm$

A3.3.1 Laster på fundamentsbjælke

Fundamentsbjælken optager karakteristiske linjelaster i form af egenlast og nyttelast der bestemt i *bilag 7* til:

61 [3] Figur 10.5



$$g_k = 57,24 \frac{kN}{m}$$

Og

$$q_k = 36 \frac{kN}{m}$$

Den angivne egenlast er ikke inklusiv fundamentsbjælkens egenlast som er svarende til:

$$25\frac{kN}{m^3} \cdot 0,3 \ m \cdot 0,3 \ m = 2,25\frac{kN}{m}$$

Herved bliver den endelige egenlast:

$$g_k = 2,25\frac{kN}{m} + 57,24\frac{kN}{m} = 59,49\frac{kN}{m}$$

Maksimumslasten på bjælken er den regningsmæssige linjelast i brudgrænsetilstanden. Lastkombinationen med nyttelast som dominerende er dimensionsgivende:

$$p_{max,d} = g_k \cdot 1,0 + q_k \cdot 1,5 = 59,49 \frac{kN}{m} \cdot 1,0 + 36 \frac{kN}{m} \cdot 1,5 = 113,49 \frac{kN}{m}$$

Samlet karakteristisk last:

$$p_0 = g_k + q_k = 59,49 \frac{kN}{m} + 36 \frac{kN}{m} = 95,49 \frac{kN}{m}$$

Langtidslasten er den kvasipermanente last i anvendelsesgrænsetilstanden:

Kvasipermanent last bestemmes ved:

$$p_2 = g_k + \psi_2 \cdot q_k$$

Hvor:

$$\psi_2$$
 Bestemmes til 0,5 for nyttelast kategori C.

Herved fås:

$$p_2 = 59,49 \frac{kN}{m} + 0,5 \cdot 36 \frac{kN}{m} = 77,49 \frac{kN}{m}$$

Korttidslasten er svarende til den last der overskrider den kvasipermanente last.

Korttidslasten:

$$p_1 = p_0 - p_2 = 95,49 \ \frac{kN}{m} - 77,49 \ \frac{kN}{m^2} = 18 \ \frac{kN}{m}$$



A3.3.2 Bestemmelse af momenter og reaktioner

De maksimale momenter bestemmes for bjælkedel AB og BC da bjælken er symmetrisk omkring punkt C. Indspændingsmomentet ved understøtning B og C bestemmes også. Til bestemmelse af momenter anvendes den plastiske metode, som er beskrevet i kap 10.1 i bogen betonkonstruktioner. Fundamentsbjælken regnes kontinuert og momenterne bestemmes fra lasterne i brudgrænsetilstanden.



Figur 48 – Statisk system for fundamentsbjælken med regningsmæssig last i brudgrænsetilstanden

Simple momenter:

$$M_{0,AB} = \frac{1}{8} \cdot p_{max,d} \cdot (l_{AB})^2 = \frac{1}{8} \cdot 113,5 \frac{kN}{m} \cdot (3,9 m)^2 = 215,8 \ kNm$$
$$M_{0,BC} = \frac{1}{8} \cdot p_{max,d} \cdot (l_{BC})^2 = \frac{1}{8} \cdot 113,5 \frac{kN}{m} \cdot (2,96 m)^2 = 124,3 \ kNm$$

Indspændingsmomenter:

Vælger indspændingsmomenter som skal være mellem 1/3 og 2 gange det maksimale moment i tilstøende fag. Vælger indspændingsmomenter til 1/3:

$$M_B = \frac{1}{3} \cdot M_{0,AB} = \frac{1}{3} \cdot 215,8 \ kNm = 71,9 \ kNm$$
$$M_C = \frac{1}{3} \cdot M_{0,BC} = \frac{1}{3} \cdot 124,3 \ kNm = 41,4 \ kNm$$
$$M_D = M_B$$

Maksimum momenter:

$$M_{max,AB} = M_{0,AB} - \frac{1}{2} \cdot M_B = 215,8 \ kNm - \frac{1}{2} \cdot 71,9 \ kNm = 179,8 \ kNm$$



$$M_{max,BC} = M_{0,BC} - \frac{1}{2} \cdot (M_B + M_C) = 124,3 \ kNm - \frac{1}{2} \cdot (71,9 \ kNm + 41,4 \ kNm)$$

= 67,6 kNm

$$M_{max,CD} = M_{max,BC}$$

Kontrol af valgte indspændingsmomenter:

$$\frac{1}{3} \cdot M_{max,AB} < M_B < 2 \cdot M_{max,BC}$$

$$\frac{1}{3} \cdot 179,8 \ kNm = 59,9 \ kNm < 71,9 \ kNm < 2 \cdot 67,6 \ kNm = 135,2 \ kNm \rightarrow OK!$$

$$\frac{1}{3} \cdot M_{max,BC} < M_C < 2 \cdot M_{max,CD}$$

$$\frac{1}{3} \cdot 67,6 \ kNm = 22,5 \ kNm < 41,4 \ kNm < 2 \cdot 67,6 \ kNm = 135,2 \ kNm \rightarrow OK!$$

Reaktioner:

$$\begin{split} V_{A,højre} &= \frac{1}{2} \cdot p_{max,d} \cdot l_{AB} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{1}{2} \cdot 113,5 \frac{kN}{m} \cdot 3,9 \ m + \frac{0 - 71,9 \ kNm}{3,9 \ m} \\ &= 202,9 \ kN \\ R_A &= V_{A,højre} = 202,9 \ kN \\ V_{B,venstre} &= -\left(\frac{1}{2} \cdot p_{max,d} \cdot l_{AB} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}\right) \\ &= -\left(\frac{1}{2} \cdot 113,5 \frac{kN}{m} \cdot 3,9 \ m + \frac{71,9 \ kNm - 0}{3,9 \ m}\right) = -239,7 \ kN \\ V_{B,højre} &= \frac{1}{2} \cdot p_{max,d} \cdot l_{BC} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 113,5 \frac{kN}{m} \cdot 2,96 \ m + \frac{71,9 \ kNm - 41,4 \ kNm}{2,96 \ m} = 231,6 \ kN \\ R_B &= -V_{B,venstre} + V_{B,højre} = 471,4 \ kN \\ V_{C,venstre} &= -\left(\frac{1}{2} \cdot p_{max,d} \cdot l_{BC} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}\right) \\ &= -\left(\frac{1}{2} \cdot 113,5 \frac{kN}{m} \cdot 2,96 \ m + \frac{41,4 \ kNm - 71,9 \ kNm}{2,96 \ m}\right) = -157,7 \ kN \end{split}$$



$$\begin{split} V_{C,højre} &= \frac{1}{2} \cdot p_{max,d} \cdot l_{CD} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 113,5 \frac{kN}{m} \cdot 2,96 \ m + \frac{41,4 \ kNm - 71,9 \ kNm}{2,96 \ m} = 157,7 \ kN \\ R_C &= -V_{C,venstre} + V_{C,højre} = 315,4 \ kN \\ R_D &= R_B \\ R_E &= R_A \end{split}$$

Regningsmæssige reaktioner og momenter i brudgrænsetilstanden for fundamentbjælken i modullinje 4:



Figur 49 – Regningsmæssige Reaktioner og momenter i brudgrænsetilstanden for fundamentsbjælken

A3.3.3 Armering i underside af fundamentsbjælke

Det største positive moment opstår i bjælkedelen mellem punkt A og B. Herfor er dette moment dimensionsgivende ved bestemmelse af nødvendig mængde armering i underside af fundamentsbjælken.

For bestemmelse af nødvendig armering skønnes den effektive højde:

$$d = 0.8 \cdot h = 0.8 \cdot 500 \ mm = 400 \ mm$$

De dimensionsløse størrelser bestemmes:

$$\mu = \frac{M_{max,AB}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{179.8 \cdot 10^6 Nmm}{900 mm \cdot (400 mm)^2 \cdot 24.1 MPa} = 0.052$$
$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.052} = 0.053$$



Nødvendigt armeringsareal bestemmes:

$$A_{s} = \frac{\omega \cdot b_{eff} \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,053 \cdot 900 \ mm \cdot 400 \ mm \cdot 24,1 \ MPa}{417 \ MPa} = 1108 \ mm^{2}$$

Anvender 5 ø20 med et tværsnitsareal på:

$$A_s = 1570 \ mm^2$$
$$\phi = 20 \ mm$$

Dæklag og armeringsafstande bestemmes, hvor en kornstørrelse på max 32 mm og bøjlearmering på 6 mm forudsættes.



Figur 50 – Placering af armering og beskrivelse af afstande som bestemmes iht. til gældende krav (mål i mm)

Minimums dæklag for armering:

For aggressiv miljøklasse skal dæklaget min være⁶²:

c = 30 mm + tolerancetillæg

Tolerancetillægget vælges normalt ikke mindre end 5 mm i normal kontrolklasse.

⁶² [1] Side 174



$$c = 30 mm + 5 mm = 35 mm$$

Dæklaget for længde armeringen:

 $c_1 = c + \phi_t = 35 mm + 6 mm = 41 mm$

Minimums indbyrdes afstand mellem armeringstænger:

$$a = d_a + 5 mm = 32 mm + 5mm = 37 mm$$

Placeringen af længde armeringen udføres som vist på figur 51:



Figur 51 – Placering af længdearmering i underside af fundamentsbjælken (mål i mm)

Den effektive højde bestemmes ved at fratrække afstanden fra underkanten af bjælken til midten af begge lag med armeringsstænger. På figur 52 er afstandene beskrevet:



Figur 52 – Afstande til midten af længde armeringen

Bestemmer afstande beskrevet på figur X:

 $c_{s1} = 41 mm + \frac{1}{2} \cdot 20 mm = 51 mm$ $c_{s2} = 37 mm + 20 mm = 57 mm$

Bestemmer afstand som skal fratrækkes højden af bjælken for at bestemme den effektive højde:



$$c_s = \frac{3 \cdot c_{s1} + 2 \cdot (c_{s1} + c_{s2})}{5} = \frac{3 \cdot 51 \ mm + 2 \cdot (51 \ mm + 57 \ mm)}{5} = 74 \ mm$$

Bestemmer den effektivehøjde:

$$d = h - c_s = 500 \ mm - 74 \ mm = 426 \ mm$$

Bestemmer armeringsgraden:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_{eff} \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{1570 \ mm^2 \cdot 417 \ MPa}{900 \ mm \cdot 426 \ mm \cdot 24,1 \ MPa} = 0,071$$

Bæreevnen for fundamentsbjælken bestemmes:

$$M_{R,AB} = \omega \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega\right) \cdot b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

= 0,071 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,071\right) \cdot 900 mm \cdot (426 mm)^2 \cdot 24,1 MPa
= 268,8 kNm

For tilstrækkelig bæreevne for bjælkedel AB eftervises:

$$M_{R,AB} = 268,8 \ kNm > M_{max,AB} = 179,8 \ kNm$$

Herved er momentbæreevnen for bjælkedel AB og DE eftervist.

Eftervisnings af normalarmeret tværsnit:

$$\omega_{min} = 0.029 \le \omega = 0.071 \le \omega_{bal} = 0.8$$

Tværsnittet er herved normalarmeret.

A3.3.4 Armering for indspændingsmomentet i overside af fundamentsbjælken

Det negative moment ved understøtningerne resulterer i trækkræfter i oversiden af fundamentsbjælken. Det betyder, at det er nødvendigt med armering i oversiden af fundamentsbjælken. Det største negative moment forekommer ved understøtning B, som herved er det dimensionsgivende moment ved dimensionering af overside armering.

For bestemmelse af nødvendig armering skønnes den effektive højde:

$$d = 0.9 \cdot h = 0.9 \cdot 500 \ mm = 450 \ mm$$

De dimensionsløse størrelser bestemmes:



$$\mu = \frac{M_B}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{71.9 \cdot 10^6 Nmm}{300 mm \cdot (450 mm)^2 \cdot 24.1 MPa} = 0.049$$
$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.049} = 0.05$$

Nødvendigt armeringsareal bestemmes:

$$A_{s} = \frac{\omega \cdot b_{w} \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,05 \cdot 300 \ mm \cdot 450 \ mm \cdot 24,1 \ MPa}{417 \ MPa} = 394 \ mm^{2}$$

Der vælges at anvende samme dimension på armeringen, som ved armeringen i underside, så vælger herfor 2 ø20 med et tværsnitsareal på:

$$A_{\rm s} = 628 \, mm$$

Dæklag og armeringsafstande er tilsvarende de tidligere bestemte under dimensionering af undersidearmering:

$$\phi_t = 6 mm$$

$$\phi = 20 mm$$

$$c = 35 mm$$

$$c_1 = 41 mm$$

$$a = 37 mm$$

Placeringen af længde armeringen i overside udføres som vist på figur 53:



Figur 53 – Placering af længdearmering i overside af fundamentsbjælken (mål i mm)



Den effektive højde bestemmes:

$$d = h - c_1 - \frac{1}{2} \cdot \phi = 500 \ mm - 41 \ mm - \frac{1}{2} \cdot 20 \ mm = 449 \ mm$$

Bestemmer armeringsgraden:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_w \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{628 \ mm^2 \cdot 417 \ MPa}{300 \ mm \cdot 449 \ mm \cdot 24,1 \ MPa} = 0,08$$

Bæreevnen for fundamentsbjælken ved indspændingsmomentet i punkt B bestemmes:

$$M_{R,B} = \omega \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega\right) \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

= 0,08 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,08\right) \cdot 300 mm \cdot (449 mm)^2 \cdot 24,1 MPa
= 112,8 kNm

For tilstrækkelig momentbæreevne ved indspænding i punkt B og D eftervises:

$$M_{R,B} = 268,8 \ kNm > M_B = 71,9 \ kNm$$

Herved er momentbæreevnen for indspændingsmomentet i punkt B og D eftervist.

Eftervisnings af normalarmeret tværsnit:

$$\omega_{min}=0.029\leq\omega=0.071\leq\omega_{bal}=0.8$$

Tværsnittet er herved normalarmeret.

A3.3.5 Forskydningsarmering i fundamentsbjælken

I tværsnittet opstår der forskydningskræfter. For at undgå revner i betonen pga. forskydning anvendes tværarmering. Tværarmering udføres som bøjler der kan optage forskydningskræfter. Den største reaktion er tidligere bestemt i punkt B på fundamentsbjælken og forskydningsarmeringen dimensioneres for dette punkt.

For eftervisning af forskydningsarmering gælder følgende:

$$\sigma_c < v_v \cdot f_{cd}$$

Den plastiske regningsmæssige styrke beregnes og effektivitetsfaktoren bestemmes til⁶³:

^{63 [3]} Tabel 5.1



 $v_v = 0,53$

$$v_v \cdot f_{cd} = 0,53 \cdot 24,1 MPa = 12,8 MPa$$

Bestemmer den dimensionsgivende forskydningskraft som optræder ved understøtning B:

$$V_{Ed} = 0.5 \cdot R_B = 0.5 \cdot 471.4 \ kN = 235.7 \ kN$$

Bestemmer den indre momentarm:

$$z = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega\right) \cdot d = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,071\right) \cdot 426 \ mm = 411 \ mm$$

Forskydningsspændingen bestemmes:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z} = \frac{235,7 \cdot 10^3 N}{300 \ mm \cdot 411 \ mm} = 1,91 \ MPa$$

Hældningen af det skrå betontryk vælges i intervallet⁶⁴:

$$1 \le cot\theta \le 2,5$$

Der vælges:

$$\cot \theta = 2,5$$

Betonspænding bestemmes:

$$\sigma_{c} = \tau_{Ed} \cdot \left(\cot\theta + \frac{1}{\cot\theta} \right) = 1,91 MPa \cdot \left(2,5 + \frac{1}{2,5} \right) = 5,54 MPa$$
$$\sigma_{c} = 5,54 MPa < v_{v} \cdot f_{cd} = 12,8 MPa$$

Herved er forskydningsdimensioneringen eftervist for, at det skrå betontryk er mindre end den plastiske regningsmæssige styrke.

Anvender ø6 bøjler med et tværsnitsareal:

$$A_{sw} = 56 \ mm^2$$

Afstanden l fra understøtningen bestemmes:

$$l = \cot \theta \cdot z = 2,5 \cdot 437 \ mm = 1,027 \ m$$

Den maksimale bøjleafstand bestemmes og er den mindste af følgende 2 værdier:

⁶⁴ [3] Side 146



$$s \leq \begin{cases} 0,75d \\ 15,9 \frac{A_{sw}}{b_w} \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{f_{ck}}} = \begin{cases} 0,75 \cdot 426 \ mm = 320 \ mm \\ 15,9 \frac{56 \ mm^2}{300 \ mm} \cdot \frac{500 \ MPa}{\sqrt{35} MPa} = 251 \ mm \end{cases}$$

Maksimal bøjleafstand bestemmes til 210 mm:

$$s = 210 mm$$

Forskydningsspændingen bestemmes:

$$\tau_{min,d} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s \cdot b_w} \cdot \cot\theta = \frac{56 \ mm^2 \cdot 235 \ MPa}{210 \ mm \cdot 300 \ mm} \cdot 2,5 = 0,93 \ MPa$$

Denne spænding er i afstanden l_1 fra midten af bjælkedel AB.

Bestemmer l₁:

$$l_1 = \frac{1}{2} \cdot l_{AB} \cdot \frac{\tau_{min,d}}{\tau_{Ed}} = \frac{1}{2} \cdot 3,9 \ m \cdot \frac{0,93 \ MPa}{1,91 \ MPa} = 0,94 \ m$$

Bøjleafstanden s kan anvendes over strækningen:

$$l_1 + l = 0,94 m + 1,09 m = 1,97m$$

Bøjleafstanden S kan anvendes for hele strækning hvis:

$$l_1 + l = 1,97 m > \frac{l_{AB}}{2} = \frac{3,9 m}{2} = 1,95 m$$

Dvs. bøjleafstanden på 210 mm kan anvendes for hele fundamentsbjælken.

Forankring

For at sikre mod spaltning af betonen fra det skrå betontryk ved ende understøtninger bestemmes forankringslængden, hvorpå nødvendigt mængde bøjlearmering for forankringslængden bestemmes. Ved enden af forankringen er der valgt et større dæklag for at tilgodese arbejdet ved udførslen, da armeringslængden kan være en udfordring at tilpasse 100 %. Understøtningen ved punkt A på fundamentsbjælken er på figur 54 beskrevet:





Figur 54 – Understøningen i punkt A. bøjlearmering ikke vist (mål i mm)

Armeringsarealet for længdearmeringen er tidligere bestemt til:

$$A_{\rm s} = 1570 \ mm^2$$

Fundamentsbjælken forankres for reaktionen i punkt A og E, som er de to ende understøtninger.

$$V_{Ed} = R_A = R_B = 202,9 \ kN$$

Med en trækkraft i armeringen ved den valgte revnevinkel $\cot\theta = 2,5$ bestemmes trækkraften i armeringen ved vederlagets forkant:

$$F_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot V_{Ed} \cdot \cot \theta = \frac{1}{2} \cdot 202,9 \ kN \cdot 2,5 = 253,6 \ kN$$

Spændingen i armeringen bestemmes:

$$\sigma_s = \frac{F_{Ed}}{A_s} = \frac{253.6 \cdot 10^3 N}{1570 \ mm^2} = 161.6 \ MPa$$

Ved tabelopslag⁶⁵ bestemmes forankringslængden $\frac{l_b}{a}$:

$$\frac{l_b}{\emptyset} = 35$$

Basisforankringslængden bestemmes:

$$l_{b,rqd} = \frac{l_b}{\emptyset} \cdot \emptyset \cdot \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = 35 \cdot 20 \ mm \cdot \frac{201,3 \ MPa}{417 \ MPa} = 338 \ mm$$

Her kan det konstateres at basisforankringslængden er for lang i forhold til den beskrevne forankringslængde på 250 mm ved punkt A (Figur 54). Løsning til dette er at prøve at reducere forankringslængden iht. de beskrevne reduktionsfaktorer i kap 3.1.1 i betonkonstruktioner⁶⁶. I dette tilfælde vælges dog at undersøge om det er nødvendigt

^{65 [3]} Tabel 3.1

^{66 [3]} Kap 3.1.1



med en forankringsstyrke, der er svarende til flydespændingen på armeringen. Med udgangspunkt i figur 55 bestemmes den nødvendige forankringsstyrke for armeringen i punkt A på fundamentsbjælken.





Bestemmer det maksimale vederlagstryk for bjælken:

$$f_s = \frac{\nu \cdot f_{cd}}{1 + \frac{V_{Ed}}{F_{Ed}}}$$

Hvor:

v

Effektivitetsfaktor bestemmes til 0,8 for knudepunkter⁶⁸

Indsætter herefter værdier:

$$f_s = \frac{0.8 \cdot 24.1 \, MPa}{1 + \frac{202.9 \, kN}{253.6 \, kN}} = 10.7 \, MPa$$

Bestemmer det aktuelle vederlagstryk:

$$r_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b \cdot l_s} = \frac{202,9 \cdot 10^3 N}{300 \ mm \cdot 300 \ mm} = 2,25 \ MPa$$

Bestemmer kraften som kan optages af armeringen:

⁶⁷ [15] Kap 7.2

⁶⁸ [15] Formel 7.4



$$F_{Rd} = \frac{l_b}{l_{b,rqd}} \cdot A_s \cdot f_{yd} = \frac{250 \text{ mm}}{338 \text{ mm}} \cdot 1570 \text{ mm} \cdot 417 \text{ MPa} = 482,2 \text{ kN}$$

For tilstrækkelig forankringskraft eftervises:

$$F_{Rd} = 482,2 \ kN > F_{Ed} = 253,6 \ kN$$

Herved er forankringen ved understøtningen i punkt A og E for fundamentsbjælken tilstrækkelig.

For tværarmering med dimension på ø6 og længdearmering bestående af ø20 aflæses der ved tabelopslag, at der skal anvendes 3 stk. bøjler i løbet af den regningsmæssige forankringslængde.

Fundamentsbjælken med armering ved understøtning A er vist på figur 56.



Figur 56 – Armering i fundamentsbjælke ved understøtning i punkt A.

A3.3.6 Nedbøjning af fundamentsbjælke

Nedbøjninger for fundamentsbjælken skal overholde kravet til udseende og anvendelighed for betonkonstruktioner. Som beskrevet tidligere i dette appendiks er kravene hertil:

$$u_{max,1} = \frac{l}{250} = \frac{3,9 \, m}{250} = 15,6 \, mm$$



For sikring af tilstøende konstruktioner er kravet bestemt til⁶⁹:

$$u_{max,2} = \frac{l}{500} = \frac{3.9 \ m}{500} = 7.8 \ mm$$

Lastbestemmelse ved beregning af nedbøjninger

Ved bestemmelse af nedbøjninger anvendes lasterne fra korttidslasten og langtidslasten (kvasipermanente last). Linjelasterne hertil er bestemt i *afsnit A3.3.1*.

Karakteristisk last:

$$p_0 = 95,49 \frac{kN}{m}$$

Korttidslast:

$$p_1 = 18 \frac{kN}{m}$$

Langtidslast:

$$p_2 = 77,49 \frac{kN}{m}$$

Last i brudtilstand:

$$p_{max,d} = 113,49 \frac{kN}{m}$$

Fundamentbjælkens nedbøjning bestemmes ved:

$$u = \frac{1}{10} \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_c}{E_s \cdot x} \cdot l^2$$

Armeringsforhold for fundamentsbjælken:

$$f = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1570 \ mm^2}{900 \ m \cdot 426 \ mm} = 0,004$$

Nedbøjninger i korttidstilstand

De dimensionsløse størrelser bestemmes:

⁶⁹ [10] Kap 7.4.1 (5)



$$\beta = \alpha \cdot f \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha \cdot f} \cdot 1} \right)$$

Hvor:

Bestemmes til 5,9 ⁷⁰ for betonens styrkeklasse $f_{ck} = 35$ MPa

Herved:

$$\beta = 5,9 \cdot 0,004 \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{5,9 \cdot 0,004}} - 1\right) = 0,197$$
$$\varphi_b = \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \beta\right) = \frac{1}{2} \cdot 0,197 \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot 0,197\right) = 0,092$$
$$\gamma = \frac{1 - \beta}{\beta} = \frac{1 - 0,197}{0,197} = 4,08$$

 $x=\beta\cdot d=0,197\cdot 426\ mm=84\ mm$

Maksimale moment:

$$m_{max} = M_{max,AB} \cdot \frac{p_1}{p_{max,d}} = 179,8 \ kNm \cdot \frac{18\frac{kN}{m}}{113,49\frac{kN}{m}} = 28,52\frac{kN}{m}$$

Bestemmer kantspænding for beton:

$$\sigma_{c} = \frac{m_{max}}{\varphi_{b} \cdot b \cdot d^{2}} = \frac{28,52 \cdot \frac{kN}{m}}{0,092 \cdot 900 \ mm \ \cdot (426 \ mm)^{2}} = 1,90 \ MPa$$

Bestemmer armeringsspænding:

$$\sigma_s = \alpha \cdot \gamma \cdot \sigma_c = 5.9 \cdot 4.08 \cdot 1.90 MPa = 45.63 MPa$$

Den maksimale udbøjning i korttidstilstanden bestemmes:

$$u_1 = \frac{1}{10} \cdot 5.9 \cdot \frac{1.90 \, MPa}{2 \cdot 10^5 MPa \cdot 84 \, mm} \cdot (3900 \, m)^2 = 1.09 \, mm$$

⁷⁰ [3] Tabel 4.1



Nedbøjninger i langtidstilstand

De dimensionsløse størrelser bestemmes:

$$\beta = \alpha \cdot f \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha \cdot f} \cdot 1} \right)$$

Hvor:

α

Bestemmes til 23^{71} for betonens styrkeklasse $f_{ck} = 35$ MPa

Herved:

$$\beta = 23 \cdot 0,004 \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{23 \cdot 0,004}} - 1\right) = 0,35$$
$$\varphi_b = \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \beta\right) = \frac{1}{2} \cdot 0,35 \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot 0,35\right) = 0,16$$
$$\gamma = \frac{1 - \beta}{\beta} = \frac{1 - 0,35}{0,35} = 1,86$$

$$x = \beta \cdot d = 0,35 \cdot 426 \ mm = 149 \ mm$$

Maksimale moment:

$$m_{max} = M_{max,AB} \cdot \frac{p_2}{p_{max,d}} = 179,8 \ kNm \cdot \frac{77,49 \ \frac{kN}{m^2}}{113,49 \ \frac{kN}{m^2}} = 122,76 \ \frac{kN}{m}$$

Bestemmer kantspænding for beton:

$$\sigma_c = \frac{m_{max}}{\varphi_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{122,76\frac{kN}{m}}{0,16 \cdot 900 \ mm \ \cdot \ (426 \ mm)^2} = 4,86 \ MPa$$

Bestemmer armeringsspænding:

$$\sigma_s = \alpha \cdot \gamma \cdot \sigma_c = 23 \cdot 1,86 \cdot 4,86 MPa = 207,78 MPa$$

Den maksimale udbøjning i langtidstilstanden bestemmes:

$$u_2 = \frac{1}{10} \cdot 23 \cdot \frac{4,86 MPa}{2 \cdot 10^5 MPa \cdot 149 mm} \cdot (3,9 m)^2 = 5,7 mm$$

⁷¹ [3] Tabel 4.1



Den maksimale udbøjning i langtidstilstand er herved:

$$u_2 = 5,7 mm < u_{max,1} = 15,6 mm$$

 $u_2 = 5,7 mm < u_{max,2} = 7,8 mm$

Herved er udbøjning iht. til at sikre tilstøende konstruktioner godkendt.

A3.3.7 Revnekontrol af fundamentsbjælke

For at sikre at der i fundamentsbjælken ikke opstår revner der bl.a. kan være skadende for armeringen udføres revnekontrol. Ved udførsel af revnekontrol, hvor revnevidden bestemmes, kontrolleres revnevidden iht. gældende krav for betonkonstruktioner i aggressiv miljøklasse. Revnekontrollen udføres for langtidslasten.

Den effektive højde bestemmes som den mindste af følgende:

$$h_{c,eff} = min \begin{cases} 2,5 \cdot (h-d) \\ \frac{h}{2} \end{cases} = \begin{cases} 2,5 \cdot (500 \ mm - 426 \ mm = 185 \ mm \\ \frac{500 \ mm}{2} = 250 \ mm \end{cases} = 185 \ mm$$

Det effektive betonareal bestemmes:

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b_w = 185 \ mm \cdot 300 \ mm = 5,55 \cdot 10^5 \ mm^2$$

Den maksimale revneafstand bestemmes:

$$s_{r,max} = 29 \cdot \sqrt[3]{c_1} + 0.17 \cdot \frac{A_{c,eff}}{A_s} \cdot \emptyset = 29 \cdot \sqrt[3]{41}mm + 0.17 \cdot \frac{5.55 \cdot 10^5 mm^2}{1570 mm^2} \cdot 20 mm$$
$$= 220.2 mm$$

Tøjnings differencen bestemmes ved:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = max \begin{cases} \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{k_t}{E_s} \cdot \left(\frac{A_{c,eff}}{A_s} + \alpha\right) \cdot f_{ctm} \\ 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \end{cases}$$

Hvor:

 k_t Ved langtidslast bestemmes denne faktor til 0,4

Indsætter værdier:



$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = max \begin{cases} \frac{207,8 MPa}{2 \cdot 10^5 MPa} - \frac{0,4}{2 \cdot 10^5 MPa} \cdot \left(\frac{5,55 \cdot 10^5 mm^2}{1570 mm^2} + 23\right) \cdot 3,2 MPa = 6,654 \cdot 10^{-4} \\ 0,6 \cdot \frac{207,8 MPa}{2 \cdot 10^5 MPa} = 6,233 \cdot 10^{-4} \end{cases}$$
$$= 6,654 \cdot 10^{-4}$$

Herved kan revnevidden bestemmes:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 220,2 \ mm \cdot 6,654 \cdot 10^{-4} = 0,15 \ mm$$

Denne revnevidde betragtes at være ok, da den maksimale revnevidde for beton i aggressiv miljøklasse er bestemt til $0,3 \text{ mm}^{72}$.

⁷² [3] Tabel 1.8



Appendiks A4 – Pælefundering

I dette appendiks udføres beregninger for pælefundering. Eftervisninger er udført for forskellige lasttilfælde. Dette appendiks er opdelt i følgende afsnit:

- A4.1 Beregningsforudsætninger ved fundering
- A4.2 Eftervisning af pæle

A4.1 Beregningsforudsætninger for pælefundering

De geotekniske beregninger er udført iht. de geotekniske boringer, der er udført på grunden, boringerne er vedlagt i *bilag* 8. Da der kun er opgivet begrænsede materialeparametre for jordtyperne på boreprofilerne, er der valgt at tage udgangspunkt i nogle jorddata fra en anden geoteknisk rapport, som er udarbejdet for et andet projekt i Hvide Sande. Udsnit med data for jordtyperne fra denne geoteknisk rapport er vedlagt i *bilag* 9. Følgende materialeparametre er anvendt ved beregninger:

Jordart	γ/γ' (kN/m ³)	Ф _{к,р} і (°)	c _{u,k} (kN/m ²)	φ' _{k,pl} (°)	c' _k (kN/m ²)	E _{oed} /Q (MN/m ² /%)
Sand	17/10	33	-	33	-	10 MN/m ²
Gvtie	14/4	-	40	14	-	30 %
Fyldsand	18/10	37	-	37	-	50 MN/m ²

Figur 57 – Materiale parametre til beregninger fra geoteknisk rapport (bilag 9)

Partialkoefficienter

Ved beregninger af jordens regningsmæssige bærrevner anvendes følgende partialkoefficienter bestemt iht. DS/EN 1997-1 DK NA: 2013:

- $\gamma_t = 1,3$ (Total/kombineret modstandsevne af trykpåvirkede pæl)
- $\gamma_{s:t} = 1,3$ (Overflade af trækpåvirkede pæle)
- $\gamma_{\varphi} = 1,2$ (Regningsmæssig friktionsvinkel)

A4.2 Eftervisning af pæle

Alle pæle udføres med samme pæle dimension og samme rammedybde. Herfor er der valgt at tage udgangspunkt i de dimensionsgivende laster, som kan optræde i de forskellige lasttilfælde. På figur 58 er vist, hvilke pæle de dimensionsgivende laster optræder på:





Figur 58 - Dimensionsgivende pæle for de forskellige lasttilfælde

A4.2.1 Dimensionsgivende laster

Regningsmæssige laster for tryk-, træk- og tværlaster bestemmes:

Tryklasten er svarende til reaktionen i punkt B på fundamentsbjælken (se figur 49):

$$P_{tryk} = 471,4 \, kN$$

Træklasten er svarende til reaktionen ved rammefoden (Se bilag 1):

$$P_{træk} = 35 \ kN$$

Det skal dog noteres, at denne last er en konservativ betragtning, da egenlasterne fra terrændæk og fundamentsbjælker ikke er modregnet.

Tværlasten er svarende til reaktionen ved rammefoden (Se bilag 1):

$$P_{tvær} = 34 \ kN$$

A4.2.2 Eftervisning af trykbæreevnen

Pælens trykbæreevne er sammensat af bidrag fra spidsmodstanden af pælen og friktionen mellem siderne på pælen og jorden også kaldet overflademodstanden. Den karakteristiske brudbæreevne af pælen er svarende til følgende udtryk:

$$R_{ck} = R_b + \sum R_s$$



Hvor:

 R_b Spidsmodstanden $\sum R_s$ Summen af overflademodstandene i de forskellige jordlag

Den regningsmæssige bæreevne af en trykpæl bestemmes ved:

$$R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_t}$$

Hvor

Sættes til 1,3 for total/kombineret modstandsevne af γ_t trykpåvirkede pæl⁷³

Da de øverste 0,4 m afrømmes for at kunne støbe betonpladen med underkanten i kote 0,4, skal pæles nedrammes fra denne kote.



Figur 59 – Trykbelastet pæl

Spidsmodstanden for pælen

Spidsmodstanden for aksialt belastede pæle, hvor spidsen er i sand som vist på figur 59 bestemmes ved⁷⁴:

$$R_b = 2 \cdot A_b \cdot q'_b \cdot N_q$$

⁷³ [18] Tabel A.3-2
⁷⁴ [16] Side 381



Hvor:

A_b	Pælespidsens tværsnitsareal
q_b'	Effektive overlejringstryk i pælespidsens niveau
N_q	Bæreevne faktor svarende til jordens karakteristiske plane
-	friktionsvinkel

Pælespidsens tværsnit bestemmes:

$$A_b = 0.3 \ m \cdot 0.3 \ m = 0.09 \ m^2$$

Det effektive overlejringstryk bestemmes:

$$q'_{b} = 1,8 \ m \cdot 10 \frac{kN}{m^{3}} + 1,2 \ m \cdot 4 \frac{kN}{m^{3}} + 7 \ m \cdot 10 \frac{kN}{m^{3}} = 92,8 \frac{kN}{m^{2}}$$

Bæreevnefaktoren bestemmes ved⁷⁵:

$$N_q = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \cdot e^{\pi \cdot \tan(\varphi)}$$

Hvor den plane friktionsvinkel for sandlaget iht. til figur 57 er:

$$\varphi_{pl,k} = 33^{\circ}$$

Herved:

$$N_q = \frac{1 + \sin(33^\circ)}{1 - \sin(33^\circ)} \cdot e^{\pi \cdot \tan(33^\circ)} = 26,1$$

Spidsmodstanden bestemmes:

$$R_b = 2 \cdot 0,09 \ m^2 \cdot 92,8 \frac{kN}{m^2} \cdot 26,1 = 435,8 \ kN$$

Overflademodstanden for pælen i sand

Overflademodstanden for et aksialt belastede pæle i sand bestemmes ved⁷⁶:

$$R_s = A_s \cdot q'_s \cdot N_m$$

Hvor:

A_s	Overfladearealet af pælen i det betragtede sandlag
q'_s	Det effektive overlejringsjordtryk i midten af det betragtede

⁷⁵ [16] Side 224 ⁷⁶ [16] Side 381



sandlag

 N_m

Dimensionsløs faktor for rammede trykpæle sættes til 0,6 hvis ikke andet er bestemt

Lag 1:

Bestemmer overfladearealet af pæl:

$$A_s = 4 \cdot 0,3 \ m \cdot 1,8 \ m = 2,16 \ m^2$$

Bestemmer det effektive overlejringstryk:

$$q'_s = 1,8 \ m \cdot 10 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,5 = 9 \frac{kN}{m^2}$$

Bestemmer overflademodstanden for lag 1:

$$R_s = 2,16 \ m^2 \cdot 9 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,6 = 11,7 \ kN$$

Lag 3:

Bestemmer overfladearealet af pæl:

$$A_s = 4 \cdot 0,3 \ m \cdot 7 \ m = 8,4 \ m^2$$

Bestemmer det effektive overlejringstryk:

$$q'_{s} = 1,8 \ m \cdot 10 \frac{kN}{m^{3}} + 1,2 \ m \cdot 4 \frac{kN}{m^{3}} + 0,5 \cdot 7 \ m \cdot 10 \frac{kN}{m^{3}} = 57,8 \frac{kN}{m^{2}}$$

Bestemmer overflademodstanden for lag 3:

$$R_s = 8,4 \ m^2 \cdot 57,8 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,6 = 291,3 \ kN$$

Overflademodstanden for pælen i gytje

Overflademodstanden for aksialt belastede pæle i vandmættet gytje bestemmes ved⁷⁷:

$$R_s = A_s \cdot c_u \cdot m \cdot r$$

Hvor:

C _u	Gytjens karakteristiske udrænede forskydningsstyrke
m	Materialefaktor som sættes til 1,0 for beton

⁷⁷ [16] side 377



r

Regenerationsfaktor som er forholdet mellem gytjens forskydningsstyrke på det aktuelle tidspunkt efter pæleramningen og gytjens forskydningsstyrke i intakt tilstand.

<u>Lag 2:</u>

Bestemmer overfladearealet af pæl:

$$A_s = 4 \cdot 0,3 \ m \cdot 1,2 \ m = 1,44 \ m^2$$

Bestemmelse af regenerationsfaktoren for gytjen:

Som beskrevet i den geotekniske er rapport i *bilag 9* er den udrænede forskydningsstyrke svarende til:

$$c_u = 0,7 \cdot c_v$$

I figur 57 aflæses den udrænede forskydningstyrke til $c_u = 40 \ kN/m^2$ og herved bestemmes vingestyrken til:

$$c_v = \frac{c_u}{0.7} = \frac{40 \ kN/m^2}{0.7} = 57.2 \ kN/m^2$$

For vingestyrke mellem $40 \frac{kN}{m^2} \le c_v < 100 \frac{kN}{m^2}$ bestemmes regenerations faktoren ved⁷⁸:

$$r \cdot c_v = 40 \frac{kN}{m^2} \to r = \frac{40 \frac{kN}{m^2}}{57,2 \frac{kN}{m^2}} = 0.7$$

Bestemmer overflademodstanden for lag 2:

$$R_s = 1,44 \ m^2 \cdot 40 \ \frac{kN}{m^2} \cdot 1 \cdot 0,7 = 40,28 \ kN$$

Trykbæreevne af pæl

Spidsmodstanden og overflademodstanden er bestemt til:

$$R_b = 435,8 \ kN$$
$$\sum R_s = 11,7 \ kN + 40,28 \ kN + 291,3 \ kN = 345,3 \ kN$$

⁷⁸ [16] Side 379



Herved bestemmes den regningsmæssige trykbæreevne af pælen:

$$R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_t} = \frac{435,8 \ kN + 345,3 \ kN}{1,3} = 599 \ kN$$

For kontrol af tilstrækkelig trykbæreevne eftervises det at:

$$P_{trvk} = 471,4 \ kN < R_{cd} = 599 \ kN$$

Herved er trykbæreevnen for en pæl tilstrækkelig.

A4.2.3 Eftervisning af trækbæreevnen

Ved beregning af trækbæreevnen af en trækbelastet pæl er det nødvendigt at undersøge 2 brudmekanismer:

- Udtrækning af selve pælen af jordmasse
- Udtrækning af pælen sammen med et jordvolumen omkring pælen.



Figur 60 – Trækbelastet pæl

Trækbæreevne ved udtrækning af pæl

Ved udtrækning af selve pælen vil overflademodstanden alene udgøre trækbæreevnen. Herfor kan den karakteristiske trækbæreevne bestemmes ved:

$$R=\sum R_s$$



Overflademodstanden fra jordlagene er tidligere bestemt ved beregningerne ved eftervisning af trykbæreevnen. Det skal dog bemærkes, at det for sandlagene skal regnes med en anden faktor N_m da bæreevnen eftervises for træk. Faktoren bestemmes for træk til⁷⁹:

$$N_m = 0,2$$

Lag 1:

Bestemmer overflademodstanden for lag 1:

$$R_s = A_s \cdot q'_s \cdot N_m = 2,16 \ m^2 \cdot 9 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,2 = 3,9 \ kN$$

Lag 2:

Overflademodstanden for gytjelaget er svarende til den tidligere bestemte ved eftervisning af trykbæreevnen af en pæl:

$$R_s = 40,28 \ kN$$

Lag 3:

Bestemmer overflademodstanden for lag 3:

$$R_s = 8,4 \ m^2 \cdot 57,8 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,2 = 97,1 \ kN$$

Den samlede regningsmæssige udtrækningsbæreevne ved udtrækning af pæl bestemmes ved:

$$R_{td} = \frac{R}{\gamma_t}$$

Hvor

 $\gamma_{s;t}$

Sættes til 1,3 for overflade af trækpåvirkede pæle⁸⁰

Herved:

$$R_{td} = \frac{3.9 \ kN + 40.28 \ kN + 97.1 \ kN}{1.3} = 108.7 \ kN$$

For kontrol af tilstrækkelig trækbæreevne eftervises det at:

$$P_{træk} = 35 \ kN < R_{td} = 108,7 \ kN$$

⁷⁹ [16] side 377

⁸⁰ [18] Tabel A.3-2



Herved er trækbæreevnen for en pæl tilstrækkelig.

Trækbæreevne ved udtrækning af pæl med et jordvolumen

Det skal eftervises at tyngden af jordvolumerne i den viste kegle på figur 61 er større end trækkraften:



Figur 61 – kegleformede jordvolume

Volumerne af de forskellige lag bestemmes ved formel for beregning af keglestub:

$$V_{kegle} = \frac{1}{3} \cdot H \cdot \pi \cdot (R^2 + r^2 + R \cdot r)$$

Hvor:

$$H = 7 m$$

 $R = 7 m \cdot \frac{1}{2} + 0,15 m = 3,65 m$
 $r = 0,15 m$

Masse af keglestub i det nederste sandlag:

$$\rho_{sand} = \frac{1}{3} \cdot 7 \, m \cdot \pi \cdot ((3,65 \, m)^2 + (0,15 \, m)^2 + 3,65 \, m \cdot 0,15 \, m) \cdot 17 \, \frac{kN}{m^3} = 1731 \, kN$$

Herved kan det konstateres, at tyngden alene ved det nederste sandlag er større end trækkraften:

$$P_{træk} = 35 \ kN < \rho_{sand} = 1731 \ kN$$



A4.2.4 Eftervisning af tværbæreevnen

Ved eftervisning af tværbæreevnen skal det sikres, at de vandrette kræfter, som afleveres via rammefoden til pælen, kan optages i pælene. Det er dog ikke nødvendigt, at en pæl skal optage hele den vandrette last, da de vandrette laster via fundamentsmentsbjælken kan føres til flere pæle.

Beregningen udføres ved at skønne en placering af omdrejningspunktet, hvorefter det kontrolleres at dette skøn er ok. Såfremt dette ikke er tilfældet korrigeres omdrejningspunktet. Det skal også sikres, at den valgte pæl kan optage det beregnede moment. For disse beregninger anvendes kun 5,4 m af pælen til bestemmelse af momentet for at undgå, at pælen skal optage et stort moment. På figur 62 er omdrejningspunktet markeret i kote -4,2.



Figur 62 – Omdrejningspunkt på den tværbelastede pæl

Jordtrykkene på pælens sider bestemmes i afstandene vist på figur 62. Der antages at jordtrykkene varierer lineært mellem laggrænserne. Jordtrykket for hvert lag bestemmes af følgende formel:

$$e = \gamma \cdot D \cdot B \cdot K_a^D$$

Hvor:

γ	Effektive rumvægt af jordmaterialet
D	Dybde fra terræn overkant
В	Bredden af pælen
K_q^D	Jordtrykkoefficient som bestemmes ved aflæsning af
	diagram ⁸¹

Materiale parametre fastlægges for jordlagene:

⁸¹ [19] Side 6



Jordlag	$\gamma' (kN/m^3)$	$\phi_{\text{pl,d}}(^{\text{o}})$
Sand	10	28,4
Ler	4	11,7
Sand	10	28,4

Tabel 18 – Materiale parametre

De regningsmæssige friktionsvinkler bestemmes ved:

$$\varphi_{pl,d} = \operatorname{atan}\left(\frac{\operatorname{tan}(\varphi_{pl,k})}{\gamma_{\varphi}}\right)$$

Hvor:

 γ_{φ} Partialkoefficient for friktionsvinkel 1,2⁸²

Jordtrykskoefficienter for dybderne i jorden bestemmes ved:

	D (m)	D/B	K_q^D
Laggrænse 1	1,8	6	9
Laggrænse 2	3,0	10	2
Omdrejningspunkt	4,6	15,3	11
fodpunkt	5,4	18	12

Tabel 19 – Beregningsparametre

Enhedsjordtrykkene bestemmes:

$$e_{1} = 10 \frac{kN}{m^{3}} \cdot 1,8 \ m \cdot 0,3 \ m \cdot 9 = 48,6 \frac{kN}{m}$$

$$e_{2} = \left(10 \frac{kN}{m^{3}} \cdot 1,8 \ m + 2 \frac{kN}{m^{3}} \cdot 1,2 \ m\right) \cdot 0,3 \ m \cdot 2 = 13,7 \frac{kN}{m}$$

$$e_{3} = \left(10 \frac{kN}{m^{3}} \cdot 1,8 \ m + 2 \frac{kN}{m^{3}} \cdot 1,2 \ m + 10 \frac{kN}{m^{3}} \cdot 1,6 \ m\right) \cdot 0,3 \ m \cdot 11 = 128,0 \frac{kN}{m}$$

$$e_{3} = \left(10 \frac{kN}{m^{3}} \cdot 1,8 \ m + 2 \frac{kN}{m^{3}} \cdot 1,2 \ m + 10 \frac{kN}{m^{3}} \cdot 1,6 \ m + 10 \frac{kN}{m^{3}} \cdot 0,8 \ m\right) \cdot 0,3 \ m \cdot 12$$

$$= 168,5 \frac{kN}{m}$$

For kontrol af om omdrejningspunktet er placeret korrekt, tages der moment om angrebspunktet H. Jordtryksresultanterne og afstanden bestemmes til punktet H bestemmes. På figur 63 er jordtryksresultanterne bestemt og i tabel 20 er momenterne bestemt:

⁸² [18] Tabel A.3-2





Figur 63 – Tværbelastet pæl med jordtrykresultanterne

Jordtrykresultant (kN)	Arm (m)	Moment
$E_1 = \frac{1}{2} \cdot 48,6 \cdot 1,8 = 43,74$	$1,8 \cdot \frac{2}{3} = 1,2$	(KINII) 52, 48
$E_2 = 13,68 \cdot (1,8 + 1,6) = 43,74$	$1,8 + (1,2 + 1,6) \cdot \frac{1}{2} = 3,2$	122, 57
$E_3 = (48,6 - 13,68) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,2$ = 43 , 74	$1,8 + \frac{1}{3} \cdot 1,2 = 2,2$	46, 09
$E_4 = (128,04 - 13,68) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,6$ = 91 , 49	$1,8 + 1,2 + \frac{2}{3} \cdot 1,6 = 4,07$	372,05
$E_5 = -128,04 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,8 = -51,22$	$1,8 + 1,2 + 1,6 + \frac{1}{3} \cdot 0,8 = 4,87$	-249,25
$E_6 = -168,48 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,8 = -67,39$	$1,8 + 1,2 + 1,6 + \frac{2}{3} \cdot 0,8$ $= 5,13$	-345,95
	$\sum M$	1,99

Jordtrykresultanterne bestemmes i følgende tabel:

Tabel 20 – Bestemmelse af momenter

Da summen af momenterne ikke er nul, er der ikke momentligevægt, herfor bestemmes det, hvor meget der skal korrigeres i omdrejningspunktet:

$$\Delta h = \frac{\Delta M}{e_3 \cdot (d_2 + d_3) \cdot 2} = \frac{1,99 \, kNm}{128,0 \frac{kN}{m} \cdot (4,6 \, m) \cdot 2} = 2 \, mm$$

Da korrektionen er så lille betragtes det nuværende rotationspunkt at være ok.


For eftervisning af hvor stor en kraft, der kan optages i angrebspunktet H, laves der en vandret projektion af de beregnede styrker for jordlagene:

$$H_{max} = E_1 + E_2 + E_3 + E_4 + E_5 + E_6$$

= 43,74 kN + 38,3 kN + 20,95 kN + 91,49 kN - 51,22 - 67,39 kN
= 75,88 kN

Dvs. at pælen kan optage en vandret last på op til 75,88 kN så længe at pælen momentbæreevne ikke overskrides. Momentbæreevnen for en pæl skal beregnes ud fra de opgivne data fra producenten. Denne beregning afgrænses der fra i dette projekt.

A4.2.5 Anvendelsesgrænsetilstand

For eftervisning af bæreevne i anvendelsestilstanden skal følgende betingelse opfyldes⁸³:

$$F_{c,d} + F_{neg} \le \frac{R_{b,ber} + R_{s,ber}}{\sqrt{\xi \cdot \gamma_R}}$$

Hvor:

F _{c,d}	Pælens regningsmæssige aksiale tryklast i brudgrænsetilstanden med kvadratroden af
	partialkoefficienten for lastkombination STR/GEO uden
	bidrag fra negativ overfladelast
F _{neg}	Pælens regningsmæssige negative overflademodstand partialkoefficient $\gamma_R = 1$ og korrelationsfaktor $\xi = 1,0$ bestemt som den mindste værdi af overflademodstanden over undersiden af de sætningsgivende lag eller den sætningsgivende last
$R_{b,ber}, R_{s,ber}$	Pælens beregnede bæreevne der hidrører fra lagene under de sætningsgivende aflejringer
ξ	Korrelationsfaktor
γ_R	Partialkoefficient

⁸³ [18] Anneks L (11)



Dimensionsgivende laster

Bestemmer lasten i anvendelsesgrænsetilstanden. Den regningsmæssige dimensionsgivende tryklast er tidligere bestemt til:

$$P_{tryk} = 471,4 \ kN$$

Denne kraft blev bestemt ved dimensionering af fundamentsbjælken, som blev bestemt ud fra den regningsmæssige linjelast i brudtilstanden:

$$p_{max,d} = g_k \cdot 1,0 + q_k \cdot 1,5 = 59,49 \frac{kN}{m} \cdot 1,0 + 36 \frac{kN}{m} \cdot 1,5 = 113,49 \frac{kN}{m}$$

Den regningsmæssige last i anvendelsesgrænsetilstanden bestemmes ved at anvende kvadratroden af partialkoefficienterne:

$$p_{anv} = g_k \cdot 1,0 + q_k \cdot \sqrt{1,5} = 59,49 \frac{kN}{m} \cdot 1,0 + 36 \frac{kN}{m} \cdot \sqrt{1,5} = 103,58 \frac{kN}{m}$$

Bestemmer pælens regningsmæssige tryklast i anvendelses tilstanden:

$$F_{c,d} = \frac{p_{anv}}{p_{max,d}} \cdot P_{tryk} = \frac{103,58 \frac{kN}{m}}{113,49 \frac{kN}{m}} \cdot 471,4 \ kN = 429,88 \ kN$$

Bestemmer overflademodstanden fra jordlagene over det sætningsgivende lag, som i dette tilfælde er gytjen og det øverste sandlag. Overflademodstanden af disse lag er tidligere bestemt i *afsnit A4.2.2* og herved kan overflademodstanden fra de sætningsgivende lag bestemmes:

$$F_{neg,1} = \frac{\sum R_s}{1,0} = \frac{40,28 \, kN + 11,7 \, kN}{1,0} = 51,9 \, kN$$

Den sætningsgivende last fra jordmængderne bestemmes ved beregnings af jordvolume for keglestub:





Figur 64 – Keglestub med sætningsgivende jordmasser

Volume af jordlagene bestemmes ved:

$$V_{kegle} = \frac{1}{3} \cdot H \cdot \pi \cdot (R^2 + r^2 + R \cdot r)$$

Masse af jord legemer:

$$V_{tørv} = \frac{1}{3} \cdot 1,2 \ m \cdot \pi \cdot ((0,85m)^2 + (0,15m)^2 + 0,85m \cdot 0,15m) = 1,01 \ m^3$$

$$P_{tørv} = 1,01 \ m^3 \cdot 4 \frac{kN}{m^3} = 4,29 \ kN$$

$$V_{sand} = \frac{1}{3} \cdot 1,2 \ m \cdot \pi \cdot ((1,75m)^2 + (0,15m)^2 + 1,75m \cdot 0,15m) = 38,65 \ m^3$$

$$P_{sand} = 38,65 \ m^3 \cdot 10 \frac{kN}{m^3} = 386,49 \ kN$$

$$F_{neg,2} = P_{tørv} + P_{sand} = 4,29 \ kN + 386,49 \ kN = 390,88 \ kN$$

Da:

$$F_{neg,1} = 51,9 \ kN < F_{neg,2} = 390,88 \ kN$$

Herved er:



$$F_{neg} = F_{neg,1} = 51,9 \, kN$$

Regningsmæssige bæreevne

Spidsmodstand er tidligere bestemt til:

$$R_{b,ber} = 435,8 \, kN$$

Overflademodstanden for ikke sætningsgivende lag i dette tilfælde det nederste sandlag, som tidligere er bestemt til:

$$R_{s,ber} = 97,1 \, kN$$

Korrelationsfaktor bestemmes⁸⁴:

$$\xi = 1,5$$

Partialkoefficient bestemmes:

 $\gamma_R = 1,3$

Herved kan bæreevnen for pælen i anvendelsesgrænsetilstanden eftervises:

$$F_{c,d} + F_{neg} = 429,88 \ kN + 51,9 \ kN = 481,82 \ kN$$
$$\frac{R_{b,ber} + R_{s,ber}}{\sqrt{\xi \cdot \gamma_R}} = \frac{435,8 \ kN + 97,1 \ kN}{\sqrt{1,5 \cdot 1,3}} = 520,73 \ kN$$
$$F_{c,d} + F_{neg} = 481,82 \ kN \le \frac{R_{b,ber} + R_{s,ber}}{\sqrt{\xi \cdot \gamma_R}} = 520,73 \ kN$$

Herved er bæreevnen i anvendelsesgrænsetilstanden eftervist.

A4.2.6 Bestemmelse af antal rammeslag ved nedramning af pæle Den danske rammeformel udtrykkes ved:

$$\eta \cdot h \cdot G = R \cdot s + \frac{1}{2} \cdot R \cdot s_0$$

Den elastiske sammentrykning er bestemt ved:

⁸⁴ [18] A3.2.2



$$s_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot \eta \cdot h \cdot G \cdot l_p}{A_b \cdot E}}$$

Den dynamiske bæreevne for pæle bestemmes ved:

$$R = \frac{1}{\xi} \cdot \frac{\eta}{s \cdot 0, 5 \cdot s_0}$$

Hvor:

ξ	Korrektionsfaktor der bestemmes til 1,5 ⁸⁵
η	Effektivitetsfaktor
S	Nedsynkning af pæl pr. slag
h	Faldhøjden som antages at være 0,5 m
l_p	Pælens længde 10 m
G	Tyngde af faldhammer som bestemmes til 50 kN
A_b	Pælens tværsnitsareal
E	Elasticitetsmodul for beton som er 20.10^6 kN/m ²

Bestemmer effektivitetsfaktoren ved:

$$\eta = \eta_0 \cdot (1 - \mu \cdot \tan(\theta))$$

Hvor:

${\eta}_0$	Bestemmes til 0,7 da der ikke tages direkte målinger
μ	Bestemmes til 0,4 da der ikke tages direkte målinger ⁸⁶
θ	Ved lodret ramning er vinklen 0

Herved:

$$\eta = 0.7 \cdot (0.4 \cdot \tan(0)) = 0.7$$

Til bestemmelse af den elastiske sammentrykning bestemmes:

$$A_b = 0,3 \ m \cdot 0,3 \ m = 0,09 \ m^2$$

 $E = 20 \cdot 10^6 \frac{kN}{m^2}$

Den elastiske sammentrykning bliver herved:

⁸⁵ [18] A.3.2.3 ⁸⁶ [16] Side 372



$$s_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 0.7 \cdot 0.5 \ m \cdot 50 \ kN \cdot 10 \ m}{0.09 \ m^2 \cdot 20 \cdot 10^6 \frac{kN}{m^2}}} = 13.9 \ mm$$

Den karakteristiske trykbæreevne er tidligere bestemt til:

$$R = R_{ck} = 781,1 \, kN$$

Nedsynkning pr. rammeslag bestemmes:

$$R = \frac{1}{\xi} \cdot \frac{\eta}{s \cdot 0.5 \cdot s_0} \to s = \frac{\eta \cdot h \cdot G}{\xi \cdot R} - \frac{1}{2} \cdot s_0 = \frac{0.7 \cdot 1000 \ mm \cdot 50 \ kN}{1.5 \cdot 781.1 \ kN} - \frac{1}{2} \cdot 13.9 \ mm$$
$$= 8.0 \ mm$$

Antal rammeslag pr. 20 cm bestemmes:

$$\frac{200 mm}{8,0 mm} = 25 slag$$

Dette antal slag er ok, da et fornuftigt interval for antal rammeslag pr. 20 cm er mellem 30 og 5 slag.

Det giver samlet antal rammeslag for nedramning af en 10 m pæl:

$$\frac{10 m}{0.2 m} \cdot 25 \, slag = 1255 \, slag$$

Dette antal slag er under de vejledende maksslag for 30x30 cm² pæle på 1500-2000 slag.⁸⁷

⁸⁷ [16] Side 360

Dennis Kaastrup Nielsen 16-03-16





til projektering af

"Hvide Sande Missionshus"



Aalborg Universitet Esbjerg Hvide Sande Missionshus



Indholdsfortegnelse

- Bilag 1 Snitkræfter i stålramme
- Bilag 2 Udbøjninger på stålramme
- Bilag 3 Tværsnitsberegninger for udfligning i stålramme
- Bilag 4 Eftervisning af stabilitet for stålramme
- Bilag 5 Bæreevne af limankre
- Bilag 6 Eftervisning af betonplade P14
- Bilag 7 Lastbestemmelse på fundamentsbjælker
- Bilag 8 Geotekniske rapport for byggegrunden
- Bilag 9 Geotekniske data fra Fjordengen 3.



Bilag 1 – Snitkræfter i stålramme

Beregnede snitkræfter fra programmet "FEM-Design 14 Educational version" fra StruSoft.



LT1 dominerende egenlast

Moment



Momentkurve for stålramme ved dominerende egenlast, tal er angivet i kNm



Normalkræfter for stålramme ved dominerende egenlast, tal er angivet i kN



Forskydningskraft







A2.1.2 LT1 dominerende snelast

Moment Errocode (W4: Darish) code: 1st order theory - Load combinations - Dominerende snelast - Bars, MY - Graph - [Win]

Momentkurve for stålramme ved dominerende snelast, tal er angivet i kNm

Normalkraft





Forskydningskraft

Eurocode (NA: Danish) code: 1st order theory - Load combinations - Dominerende snelast - Bars, Tz' - Graph - [KN]





LT1 dominerende vindlast

Moment

Eurocode (NA: Danish) code: 1st order theory - Load combinations - Dominerende vindlast - Bars, My' - Graph - [kNm]



Momentkurve for stålramme ved dominerende vindlast, tal er angivet i kNm



Normalkræfter for stålramme ved dominerende vindlast, tal er angivet i kN



Forskydningskraft

Eurocode (NA: Danish) code: 1st order theory - Load combinations - Dominerende vindlast - Bars, Tz' - Graph - [kN]



Forskydningskræfter for stålramme ved dominerende vindlast, tal er angivet i kN



LT2 dominerende vindlast

Moment



Momentkurve for stålramme ved dominerende vindlast, tal er angivet i kNm

Normalkraft

Eurocode (NA: Danish) code: 1st order theory - Load combinations - Dominerende vindlast - Bars, N - Graph - [kN]





Forskydningskraft

Eurocode (NA: Danish) code: 1st order theory - Load combinations - Dominerende vindlast - Bars, Tz' - Graph - [kN]



Forskydningskræfter for stålramme ved dominerende vindlast, tal er angivet i kN



Bilag 2 – Udbøjninger på stålramme

Beregnede udbøjninger fra programmet "FEM-Design 14 Educational version" fra StruSoft.



Anvendelsesgrænsetilstand karakteristisk egenlast + snelast i lasttilfælde 1

Udbøjninger





Lodrette og vandrette udbøjninger på stålrammen ved karakteristisk egenlast og snelast ved lasttilfælde 1.



Anvendelsesgrænsetilstand karakteristisk egenlast + vindlast ved lasttilfælde 1

Udbøjninger



Lodrette og vandrette udbøjninger på stålrammen ved karakteristisk egenlast og vindlast ved lasttilfælde 1.



A2.1.7 Anvendelsesgrænsetilstand ved karakteristisk vindlast ved lasttilfælde 2

Udbøjninger





Figur 1 – Lodrette og vandrette udbøjninger på stålrammen ved karakteristisk vindlast ved lasttilfælde 2.



Dennis Kaastrup Nielsen 16-03-16

Bilag 3 – Tværsnitsberegninger for udfligning i stålramme

Tværsnitskonstanter for Stålramme.

IPE-360 profil.

 $L_{0.ben} := 5m$ $L_{0.bjælke} := 4m$

h := 360mm b := 170mm $t_f := 12.7mm$ $t_k := 8mm$ $I_y := 162.7 \cdot 10^6 mm^4$ $A_s := 7.27 \cdot 10^3 mm^2$

Rammeben:



$$h_{gns} \coloneqq \frac{h_{udf} \cdot L_{udf,ben} + h \cdot L_{0,ben}}{L_{udf,ben} + L_{0,ben}} = 0.394 \text{ m}$$

$$A_{udf} \coloneqq (h_{udf} - 2 \cdot t_{f,udf}) \cdot t_{k,udf} + 2t_{f,udf} \cdot b = 8.7 \times 10^{3} \cdot \text{mm}^{2}$$

$$A_{gns,ben} \coloneqq \frac{A_{udf} \cdot L_{udf,ben} + A_{s} \cdot L_{0,ben}}{L_{udf,ben} + L_{0,ben}} = 7.679 \times 10^{3} \cdot \text{mm}^{2}$$

$$I_{y,gns,udf} \coloneqq \frac{t_{k,udf} \cdot (h_{udf} - 2 \cdot t_{f,udf})^{3}}{12} + \frac{b \cdot t_{f,udf}^{3}}{6} + 2 \cdot t_{f,udf} \cdot b \cdot \left(\frac{h_{udf}}{2} - \frac{t_{k,udf}}{2}\right)^{2}$$

$$I_{y,gns,udf} = 3.449 \times 10^{8} \text{ mm}^{4}$$

$$I_{y.gns.ben} := \frac{I_{y.gns.udf} \cdot L_{udf.ben} + I_{y} \cdot L_{0.ben}}{L_{udf.ben} + L_{0.ben}} = 2.148 \times 10^{8} \cdot mm^{4}$$

$$I_{z.udf} \coloneqq \frac{1}{12} \cdot \left(h_{udf} - 2 \cdot t_{f.udf}\right) \cdot t_{k.udf}^3 + \frac{1}{6} \cdot t_{f.udf} \cdot b^3 = 1.23 \times 10^7 \cdot mm^4$$

Rammebjælke:

Gennemsnits værdier for hele rammebjælken:

 $L_{udf.bjælke} := 3m$

 $h_{udf.max} = 0.6 \, m$

 $h_{udf.min} = 0.36 \, m$

 $t_{f.udf} = 0.015 \,\mathrm{m}$

 $t_{k.udf} = 8 \times 10^{-3} \,\mathrm{m}$



$$h_{udf} = 0.48 \,\mathrm{m}$$

$$h_{gns.bjælke} \coloneqq \frac{h_{udf} \cdot L_{udf.bjælke} + h \cdot L_{0.bjælke}}{L_{udf.bjælke} + L_{0.bjælke}} = 0.411 \text{ m}$$

$$A_{udf} = 8.7 \times 10^{3} \cdot \text{mm}^{2}$$

$$A_{gns.bjælke} \coloneqq \frac{A_{udf} \cdot L_{udf.bjælke} + A_{s} \cdot L_{0.bjælke}}{L_{udf.bjælke} + L_{0.bjælke}} = 7.883 \times 10^{3} \cdot \text{mm}^{2}$$

$$I_{z.udf} = 1.23 \times 10^{7} \cdot \text{mm}^{4}$$

$$I_{y.gns.udf} = 3.449 \times 10^{8} \cdot \text{mm}^{4}$$

$$I_{y.gns.bjælke} := \frac{I_{y.gns.udf} \cdot L_{udf.bjælke} + I_{y} \cdot L_{0.bjælke}}{L_{udf.bjælke} + L_{0.bjælke}} = 2.408 \times 10^{8} \cdot mm^{4}$$

Gennemsnitsværdier for 4 dele af udfligning. (gældende for både rammeben og rammebjælke.)

Gennemsnits værdier for hele L.1:

$$L_{1} \coloneqq 500 \text{ mm}$$

$$h_{L1.max} \coloneqq 436 \text{ mm}$$

$$h_{L1.min} \coloneqq 360 \text{ mm}$$

$$h_{L1} \coloneqq \frac{h_{L1.max} + h_{L1.min}}{2} = 398 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y.L1.gns} \coloneqq \frac{1}{12} \cdot t_{k.udf} \cdot (h_{L1} - 2 \cdot t_{f.udf})^{3} + \frac{1}{6} \cdot b \cdot t_{f.udf}^{3} + 2 \cdot t_{f.udf} \cdot b \cdot \left(\frac{h_{L1}}{2} - \frac{t_{k.udf}}{2}\right)^{2}$$

$$I_{y.L1.gns} = 2.272 \times 10^{8} \text{ mm}^{4}$$

Gennemsnits værdier for hele L.2:

$$L_2 := 500 \text{mm}$$

$$h_{L2.max} := 512 \text{mm}$$

$$h_{L2.min} := 436 \text{mm}$$

$$h_{L2} := \frac{h_{L2.max} + h_{L2.min}}{2} = 474 \cdot mm$$

$$I_{y.L2.gns} \coloneqq \frac{t_{k.udf} \cdot \left(h_{L2} - 2 \cdot t_{f.udf}\right)^3}{12} + \frac{b \cdot t_{f.udf}^3}{6} + 2 \cdot t_{f.udf} \cdot b \cdot \left(\frac{h_{L2}}{2} - \frac{t_{k.udf}}{2}\right)^2$$
$$I_{y.L2.gns} = 3.353 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Gennemsnits værdier for hele L.3:

 $L_3 := 500 \text{mm}$ $h_{\text{L3.max}} := 588 \text{mm}$

 $h_{L3.min} := 512mm$

$$\begin{split} h_{L3} &\coloneqq \frac{h_{L3.max} + h_{L3.min}}{2} = 550 \cdot mm \\ I_{y.L3.gns} &\coloneqq \frac{1}{12} \cdot t_{k.udf} \cdot \left(h_{L3} - 2 \cdot t_{f.udf}\right)^3 + \frac{1}{6} \cdot b \cdot t_{f.udf}^3 + 2 \cdot t_{f.udf} \cdot b \cdot \left(\frac{h_{L3}}{2} - \frac{t_{k.udf}}{2}\right)^2 \\ I_{y.L3.gns} &= 4.684 \times 10^8 \, mm^4 \end{split}$$

Gennemsnits værdier for hele L.4:

 $L_4 := 500 mm$ $h_{L4.max} := 600 mm$ $h_{L4.min} := 588 mm$

$$h_{L4} \coloneqq \frac{h_{L4.max} + h_{L4.min}}{2} = 594 \cdot mm$$
$$I_{y.L4.gns} \coloneqq \frac{1}{12} \cdot t_{k.udf} \cdot \left(h_{L4} - 2 \cdot t_{f.udf}\right)^3 + \frac{1}{6} \cdot b \cdot t_{f.udf}^3 + 2 \cdot t_{f.udf} \cdot b \cdot \left(\frac{h_{L4}}{2} - \frac{t_{k.udf}}{2}\right)^2$$

 $I_{y.L4.gns} = 5.575 \times 10^8 \, mm^4$



Dennis Kaastrup Nielsen 16-03-16

Bilag 4 – Eftervisning af stabilitet for stålramme

Eftervisning af rammeben del 2

Bestemmer gennemsnithøjde for profiltværsnit:

h := $\frac{600 \text{mm} + 360 \text{mm}}{2} = 480 \cdot \text{mm}$ Længde af udfligning: $l_{udf} := 2m$ Tværsnitsdata for udfligning: b := 170mm $t_f := 15mm$ $t_k := 8mm$ $h_k := h - 2 \cdot t_f = 450 \cdot mm$ $h_t := h - t_f = 465 \cdot mm$ $A_{udf} := 8.7 \times 10^3 \text{ mm}^2$ $I_{v.udf} := 3.449 \times 10^8 \text{ mm}^4$ (Beregninger af tværsnitsdata for udfligning kan ses i bilag 3.) $I_{z.udf} \coloneqq 12.3 \times 10^6 \text{ mm}^4$ $f_v := 235 MPa$ $G_s := 0.081 \cdot 10^6 MPa$ forskydningsmodul $E := 0.21 \cdot 10^6 MPa$ $W_{pl.udf} \coloneqq t_k \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f\right)^2 + b \cdot t_f \cdot \left(h - t_f\right) = 1.591 \times 10^6 \cdot mm^3$ k := 1.15 for opsvejst profil $I_{v.udf} := 1.15 \cdot \frac{1}{3} \cdot \left(2 \cdot b \cdot t_f^3 + h \cdot t_k^3 \right) = 534083 \cdot mm^4$ $I_{w.udf} := 4 \cdot t_{f'} \left(\frac{h + t_{f}}{2}\right)^{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{b}{2}\right)^{3} = 7.524 \times 10^{11} \cdot mm^{6}$

Kipningsreduktionsfaktor

$$kl := \sqrt{\frac{G_{s} \cdot I_{v.udf} \cdot I_{udf}^{2}}{E \cdot I_{w.udf}}} = 1.047$$

Moment diagram:



Der tages udgangspunkt i m6. hvor µ bestemmes:

$$\mu := \frac{144}{202} = 0.713$$

Der interpoleres mellem 3 og 4 i tabel til m6 for at bestemme m6:

x1 := 1
x1 := 1
x :=
$$\mu$$

x2 := 0.5
y2 := 6.86
y := y1 + $\frac{y2 - y1}{x2 - x1} \cdot (x - x1) = 6.145$
m₆ := y
M_{cr} := m₆ $\cdot \frac{(E \cdot I_{z.udf})}{1 - 2} \cdot h_t = 1.845 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$

Relativt slankhedsforhold:

ludf

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_{pl.udf} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.45$$

Kipningskurve for opsvejst profil profil:

$$\frac{h}{b} = 2.824$$

Kipningskurve d anvendes og imperfektionsfaktor bestemmes ved hjælp af tabel 6.3 i DS/EN 1993

$$\begin{aligned} \alpha_{\text{LT}} &\coloneqq 0.76 \\ \Phi_{\text{LT}} &\coloneqq \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha_{\text{LT}} \cdot \left(\lambda_{\text{LT}} - 0.2 \right) + \left(\lambda_{\text{LT}} \right)^2 \right] = 0.696 \end{aligned}$$

Kipningsreduktionsfaktor:

$$\mathbf{X}_{\text{LT}} \coloneqq \frac{1}{\Phi_{\text{LT}} + \sqrt{\left[\left(\Phi_{\text{LT}}\right)^2 - \left(\lambda_{\text{LT}}\right)^2\right]}} = 0.815$$

Søjlereduktionsfaktor

Ved bestemmelse af søjlereduktionsfaktor og interaktionsfaktor regnes der med hele rammebens længde. (D -..... . . .

0	(Beregninger af tværsnitsdata for
1 - 0.1	dele af rammeben kan ses i bilag
$I_s = \beta \cdot h$	3.)

- $l_0 := 5m$ $I_0 := 162.7 \cdot 10^6 mm^4$
- $I_1 := 0.5m$ $I_1 := 2.272 \times 10^8 \text{ mm}^4$ $I_2 := 0.5m$ $I_2 := 3.353 \times 10^8 \text{ mm}^4$
- $I_3 := 0.5m$ $I_3 := 4.684 \times 10^8 \text{ mm}^4$
- $I_4 := 0.5m$ $I_4 := 5.575 \times 10^8 mm^4$

$$h_{kor} := l_0 + l_1 \cdot \frac{I_0}{I_1} + l_2 \cdot \frac{I_0}{I_2} + l_3 \cdot \frac{I_0}{I_3} + l_4 \cdot \frac{I_0}{I_4} = 5.92 \,\mathrm{m}$$

Bestemmer s faktor:

$$\frac{14m}{7m} = 2$$

Forholdet mellem normalkræfter i de to rammeben:

$$\mu_1 \coloneqq \frac{63kN}{70kN} = 0.9 \qquad \text{Aflæses i Bilag 1}.$$

Gennemsnits tværsnitsdata for hele rammebenet: (Beregninger af tværsnitsdata for hele rammebenet kan ses i bilag 3.)

$$I_{y.gns} := 2.148 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

 $A_{gns} := 7.679 \times 10^3 \text{ mm}^2$

β aflæses til:

$$\beta \coloneqq 2.6$$





Søjlelængden:

 $l_s := \beta \cdot h_{kor} = 15.393 \text{ m}$

Eulerlasten bliver herved:

$$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y.gns}}{{l_s}^2} = 1.879 \times 10^3 \cdot kN$$

Relativt slankedhedsforhold:

$$\lambda_{y} := \sqrt{\frac{A_{gns} \cdot f_{y}}{N_{cr}}} = 0.98$$

Søjlekurve bestemmes ved hjælp af tabel 6.2 DS/EN 1993-1-1 2007 regner med opsvejst profil og tykkelse af flange på under 40 mm

$$\frac{h}{b} = 2.824 \qquad \qquad \alpha_y \coloneqq 0.34$$

Reduktionsfaktor:

$$\Phi_{\mathbf{y}} \coloneqq \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha_{\mathbf{y}} \cdot \left(\lambda_{\mathbf{y}} - 0.2 \right) + \lambda_{\mathbf{y}}^2 \right] = 1.113$$
$$\mathbf{X}_{\mathbf{y}} \coloneqq \frac{1}{\Phi_{\mathbf{y}} + \sqrt{\Phi_{\mathbf{y}}^2 - \lambda_{\mathbf{y}}^2}} = 0.61$$

Interaktionsfaktor

Bestemmer den ækvivalente konstant moment C_{my} er afhængig af momentkurvens variation og bestemmes ved hjælp af tabel B.3 DS/EN 1993

 $N_{ed} := 70kN$ $M_{ed} := 202kN \cdot m$

$$\psi \coloneqq 0 \qquad \qquad \gamma_{m1} \coloneqq 1.2$$

 $C_{my} \coloneqq 0.6 + 0.4 \cdot \psi$

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left[1 + (\lambda_y - 0.2) \cdot \frac{N_{ed}}{X_y \cdot \frac{A_{gns} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}} \right] = 0.636$$

Bæreevneeftervisning af rammeben:



Eftervisning af rammebjælke del 1

Længde af bjælke:

$$\begin{split} & l_{360} \coloneqq 5m \\ & \text{Tværsnitsdata for rammebjælke bestående af IPE-360 profil:} \\ & h \coloneqq 360mm \qquad b \coloneqq 170mm \\ & t_{f} \coloneqq 360mm \qquad b \coloneqq 170mm \\ & t_{f} \coloneqq 12.7mm \qquad h_{k} \coloneqq h - 2 \cdot t_{f} = 334.6 \cdot mm \\ & t_{k} \coloneqq 8mm \qquad h_{t} \coloneqq h - t_{f} = 347.3 \cdot mm \\ & t_{k} \coloneqq 8mm \qquad h_{t} \coloneqq h - t_{f} = 347.3 \cdot mm \\ & f_{y} \coloneqq 235MPa \\ & W_{pl.360} \coloneqq 1020 \cdot 10^{3}mm^{3} \\ & I_{y.360} \coloneqq 1020 \cdot 10^{6} \cdot mm^{4} \qquad G_{s} \coloneqq 0.081 \cdot 10^{6}MPa \quad \text{forskydningsmodul} \\ & A_{360} \coloneqq 7.27 \cdot 10^{3}mm^{2} \\ & I_{z.360} \coloneqq 10.4 \cdot 10^{6}mm^{4} \qquad E \coloneqq 0.21 \cdot 10^{6}MPa \\ & I_{v.360} \coloneqq 375 \cdot 10^{3}mm^{6} \end{split}$$

Kipningsreduktionsfaktor

kl :=
$$\sqrt{\frac{G_{s} \cdot I_{v.360} \cdot I_{360}^{2}}{E \cdot I_{w.360}}} = 3.394$$

Moment diagram:



Der tages udgangspunkt i m6. hvor µ bestemmes:

 $\mu := 0$

Der interpoleres mellem 3 og 4 i tabel til m6 for at bestemme m6:

Interpolation

x1 := 3 x := k1 y := y1 + $\frac{y2 - y1}{x2 - x1} \cdot (x - x1) = 14.341$ m₆ := y (E·I_{z.360})

$$M_{cr} := m_6 \cdot \frac{(E \cdot I_{Z.360})}{I_{360}^2} \cdot h_t = 435.116 \cdot kN \cdot m$$

Relativt slankhedsforhold:

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_{pl.360} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.742$$

Kipningskurve for valset profil:

$$\frac{h}{b} = 2.118$$

Kipningskurve b anvendes og imperfektionsfaktor bestemmes ved hjælp af figur 6.3 i DS/EN 1993.

$$\begin{split} & \alpha_{\text{LT}} \coloneqq 0.34 \\ & \Phi_{\text{LT}} \coloneqq \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha_{\text{LT}} \cdot \left(\lambda_{\text{LT}} - 0.2 \right) + \left(\lambda_{\text{LT}} \right)^2 \right] = 0.868 \end{split}$$

kipningsreduktionsfaktor:

$$\mathbf{X}_{LT} \coloneqq \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\left[\left(\Phi_{LT}\right)^2 - \left(\lambda_{LT}\right)^2\right]}} = 0.759$$

Søjlereduktionsfaktor

Ved bestemmelse af søjlereduktionsfaktor og interaktionsfaktor regnes der med hele rammebens længde.


(Beregninger af tværsnitsdata for dele af rammebjælke kan ses i bilag 3.)

c

$$l_s = \beta \cdot h$$

 $l_0 := 4m$ $I_0 := 162.7 \cdot 10^6 mm^4$

$$I_1 := 0.75 \text{m}$$
 $I_1 := 2.272 \times 10^8 \text{ mm}^4$

$$l_2 := 0.75 \text{m}$$
 $I_2 := 3.353 \times 10^8 \text{ mm}^4$

$$l_3 := 0.75 \text{m}$$
 $I_3 := 4.684 \times 10^8 \text{mm}^4$

$$I_4 := 0.75 \text{m}$$
 $I_4 := 5.575 \times 10^6 \text{mm}^4$

$$h_{kor} := l_0 + l_1 \cdot \frac{l_0}{l_1} + l_2 \cdot \frac{l_0}{l_2} + l_3 \cdot \frac{l_0}{l_3} + l_4 \cdot \frac{l_0}{l_4} = 5.38 \,\mathrm{m}$$

Bestemmer s faktor:

$$\frac{14m}{7m} = 2$$

Gennemsnits tværsnitsdata for hele rammebjælken: (Beregninger af tværsnitsdata for hele rammebenet kan ses i bilag 3.)

$$h_{gns} := 0.411m$$

 $I_{y.gns} := 2.408 \times 10^8 mm^4$
 $A_{gns} := 7.883 \times 10^3 mm^2$

Da denne kurve repræsenterer en rammebjælke som spænder fra rammeben til rammeben. I dette tilfælde er der midt på rammebjælken et charnier og derfor ikke svarer til den model som grafen beskriver. β vælges derfor til 1.



Søjlekurve bestemmes ved hjælp af tabel 6.2 DS/EN 1993-1-1 2007 regner med opsvejst profil og tykkelse af flange på under 40 mm

$$\frac{h_{gns}}{b} = 2.418 \qquad \qquad \alpha_y := 0.34$$

Reduktionsfaktor:

$$\Phi_{\mathbf{y}} \coloneqq \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha_{\mathbf{y}} \cdot \left(\lambda_{\mathbf{y}} - 0.2 \right) + \lambda_{\mathbf{y}}^2 \right] = 0.575$$
$$\overline{\mathbf{X}_{\mathbf{y}}} \coloneqq \frac{1}{\Phi_{\mathbf{y}} + \sqrt{\Phi_{\mathbf{y}}^2 - \lambda_{\mathbf{y}}^2}} = 0.954$$

Interaktionsfaktor

Bestemmer den ækvivalente konstant moment C_{my} er afhængig af momentkurvens variation og bestemmes ved hjælp af tabel B.3 DS/EN 1993

$$N_{ed} := 29kN$$
 $M_{ed} := 202kN \cdot m$

 $\psi \coloneqq 0 \qquad \qquad \gamma_{m1} \coloneqq 1.2$

 $C_{my} \coloneqq 0.2 + 0.4 \cdot \psi$

$$\mathbf{k}_{yy} \coloneqq \mathbf{C}_{my} \cdot \left[1 + \left(\lambda_y - 0.2 \right) \cdot \frac{\mathbf{N}_{ed}}{\mathbf{X}_y \cdot \frac{\mathbf{A}_{gns} \cdot \mathbf{f}_y}{\gamma_{m1}}} \right] = 0.201$$

Bæreevneeftervisning af rammebjælke

$$\frac{\frac{N_{ed}}{X_{y} \cdot \frac{A_{360} \cdot f_{y}}{\gamma_{m1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{ed}}{X_{LT} \cdot \frac{W_{pl.360} \cdot f_{y}}{\gamma_{m1}}} = 0.288$$

Eftervisnings af rammebjælke del 2.

Bestemmer gennemsnithøjde for profiltværsnit:

h :=
$$\frac{600 \text{mm} + 360 \text{mm}}{2} = 480 \cdot \text{mm}$$

Længde af udfligning:

$$l_{udf} = 3m$$

Tværsnitskonstanter for udfligning:

$$\begin{split} t_{f} &:= 15 mm \qquad b := 170 mm \\ t_{k} &:= 8 mm \qquad h_{k} := h - 2 \cdot t_{f} = 450 \cdot mm \\ f_{y} &:= 235 MPa \qquad h_{t} := h - t_{f} = 465 \cdot mm \\ &A_{udf} := 8.7 \cdot 10^{3} mm^{2} \\ &I_{y.udf} := 3.449 \times 10^{8} mm^{4} \qquad (Beregninger af tværsnitsdata for udfligning kan ses i bilag 3.) \\ &I_{z.udf} := 12.30 \cdot 10^{6} mm^{4} \\ &G_{s} := 0.081 \cdot 10^{6} MPa \qquad forskydningsmodul \\ &E := 0.21 \cdot 10^{6} MPa \\ &W_{pl.udf} := t_{k'} \left(\frac{h}{2} - t_{f}\right)^{2} + b \cdot t_{f'} (h - t_{f}) = 1.591 \times 10^{6} \cdot mm^{3} \\ &k := 1.15 \qquad for opsvejst profil \\ &I_{v.udf} := 1.15 \cdot \frac{1}{3} \cdot \left(2 \cdot b \cdot t_{f}^{-3} + h \cdot t_{k}^{-3}\right) = 534083 \cdot mm^{4} \\ &I_{w.udf} := 4 \cdot t_{f'} \left(\frac{h + t_{f'}}{2}\right)^{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{b}{2}\right)^{3} = 7.524 \times 10^{11} \cdot mm^{6} \end{split}$$

Kipningsreduktionsfaktor

$$kl := \sqrt{\frac{G_{s} \cdot I_{v.udf} \cdot l_{udf}^{2}}{E \cdot I_{w.udf}}} = 1.57$$

Moment diagram:

µM = -75 kNm

Der tages udgangspunkt i m6. hvor µ bestemmes:

$$\mu := \frac{75}{202} = 0.371$$

Der interpoleres lineært 3 gange for at bestemme m6 i tabel:

Interpolation

x1a := 0.5y1a := 6.86 $xa := \mu$ yax2a := 0y2a := 9.73 $ya := y1a + \frac{y2a - y1a}{x2a - x1a} \cdot (xa - x1a) = 7.599$ x1b := 7.599y1b := 7.84 $xb := \mu$ yb

x2b := 0 y2b := 11

 $yb := y1b + \frac{y2b - y1b}{x2b - x1b} \cdot (xb - x1b) = 10.846$

x1 := 1 y1 := ya

$$\mathbf{x} := \mathbf{k}\mathbf{l}$$
 y

x2 := 2
y2 := yb
y := y1 +
$$\frac{y2 - y1}{x2 - x1} \cdot (x - x1) = 9.449$$

$$M_{cr} := m_6 \cdot \frac{\left(E \cdot I_{z.udf}\right)}{l_{udf}^2} \cdot h_t = 1.261 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$$

Relativt slankhedsforhold:

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_{pl.udf} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.544$$

Kipningskurve for opsvejst profil profil:

$$\frac{h}{b} = 2.824$$

Kipningskurve d anvendes og imperfektionsfaktor bestemmes ved hjælp af tabel 6.3 i DS/EN 1993.

$$\begin{split} & \alpha_{LT} \coloneqq 0.76 \\ & \Phi_{LT} \coloneqq \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot \left(\lambda_{LT} - 0.2 \right) + \left(\lambda_{LT} \right)^2 \right] = 0.779 \end{split}$$

kipningsreduktionsfaktor:

$$\mathbf{X}_{\text{LT}} \coloneqq \frac{1}{\Phi_{\text{LT}} + \sqrt{\left[\left(\Phi_{\text{LT}}\right)^2 - \left(\lambda_{\text{LT}}\right)^2\right]}} = 0.748$$

Søjlereduktionsfaktor

Ved bestemmelse af søjlereduktionsfaktor og Interaktionsfaktoren regnes der med hele rammebenets længde:



Gennemsnits tværsnitsdata for hele rammebenet.

(Beregeninger af tværsnitsdata for hele rammebenet kan ses i bilag 3.)

$$l_s = \beta \cdot h$$

 $l_0 := 4m$ $I_0 := 162.7 \cdot 10^6 mm^4$

$$I_1 := 0.75 \text{m}$$
 $I_1 := 2.272 \times 10^8 \text{ mm}^4$

$$l_{2} := 0.75m \qquad I_{2} := 3.353 \times 10^{8} \text{ mm}^{4}$$

$$l_{3} := 0.75m \qquad I_{3} := 4.684 \times 10^{8} \text{ mm}^{4}$$

$$l_{4} := 0.75m \qquad I_{4} := 5.575 \times 10^{8} \text{ mm}^{4}$$

$$h_{kor} := l_{0} + l_{1} \cdot \frac{I_{0}}{I_{1}} + l_{2} \cdot \frac{I_{0}}{I_{2}} + l_{3} \cdot \frac{I_{0}}{I_{3}} + l_{4} \cdot \frac{I_{0}}{I_{4}} = 5.38 \text{ m}$$
Bestemmer s factor:

Bestemmer s faktor:

$$\frac{14m}{7m} = 2$$

Gennemsnits tværsnitsdata for hele rammebjælken: (Beregninger af tværsnitsdata for hele rammebenet kan ses i bilag 3.)

$$h_{gns} := 0.411m$$

 $I_{y.gns} := 2.408 \times 10^8 mm^4$
 $A_{gns} := 7.883 \times 10^3 mm^2$

Da denne kurve repræsenterer en rammebjælke som spænder fra rammeben til rammeben. I dette tilfælde er der midt på rammebjæll svarer til den model sor til 1.

$$\beta \coloneqq 1$$

Søjlelængden:

$$l_s := \beta \cdot h_{kor} = 5.38 \text{ m}$$

Eulerlasten bliver herve

$$N_{cr} \coloneqq \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y.gns}}{{l_s}^2} = 1.724 \times 10^4 \cdot kN$$

Relativt slankedhedsfor

$$\lambda_{\rm y} := \sqrt{\frac{A_{\rm gns} \cdot f_{\rm y}}{N_{\rm cr}}} = 0.328$$

Søjlekurve bestemmes ved hjælp af tabel 6.2 DS/EN 1993-1-1 2007 regner med opsvejst profil og tykkelse af flange på under 40 mm

$$\frac{h_{gns}}{b} = 2.418 \qquad \alpha_y := 0.34$$

Reduktionsfaktor:

$$\Phi_{\mathbf{y}} \coloneqq \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha_{\mathbf{y}} \cdot \left(\lambda_{\mathbf{y}} - 0.2 \right) + \lambda_{\mathbf{y}}^{2} \right] = 0.575$$
$$\mathbf{X}_{\mathbf{y}} \coloneqq \frac{1}{\Phi_{\mathbf{y}} + \sqrt{\Phi_{\mathbf{y}}^{2} - \lambda_{\mathbf{y}}^{2}}} = 0.954$$

Interaktionsfaktor

Bestemmer den ækvivalente konstant moment C_{my} er afhængig af momentkurvens variation og bestemmes ved hjælp af tabel B.3 DS/EN 1993

$$N_{ed} := 29kN$$
 $M_{ed} := 202kN \cdot m$

 $\psi \coloneqq 0 \qquad \qquad \gamma_{m1} \coloneqq 1.2$

 $C_{my} \coloneqq 0.2 + 0.4 \cdot \psi$

$$\mathbf{k}_{yy} \coloneqq \mathbf{C}_{my} \cdot \left[1 + \left(\lambda_y - 0.2 \right) \cdot \frac{\mathbf{N}_{ed}}{\mathbf{X}_y \cdot \frac{\mathbf{A}_{gns} \cdot \mathbf{f}_y}{\gamma_{m1}}} \right] = 0.201$$

Bæreevneeftervisning af rammebjælke





Dennis Kaastrup Nielsen 16-03-16

Bilag 5 – Bæreevne af limankre

Teknisk ark nr. 316a CEEXPANDET





Туре	Montage										Bæreevne*			
Gevindstang	h _{nom}	d _o	h ₁	h _{ef}		T _{inst}	h _{min}	S _{min}	C _{min}	N _{Rd}	V _{Rd}			
Gevind sættedybde	Sættedybde (minimum) mm	Bor- diameter mm	Bor- dybde (Min.) mm	Effektiv forankrings- dybde mm	Forbrug pr. hui ml	Til- spændings- moment Nm	Minimum materiale- tykkelse mm	Minimum indbyrdes afstand mm	Minimum kant- afstand mm	Direkte træk Regningmæssig aksial bæreevne kN●	Tværtræk Regningsmæssig for- skydningsbæreevne kN [◊]			
M8- 65	65	10	65	65	4,0	10	100	35	35	9,0	7,6 (8,2)			
M8- 80	80	10	80	80	4,9	10	110	40	40	11,4	7,6 (8,2)			
M8- 95	95	10	95	95	5,8	10	125	48	48	12,6 (13,7)	7,9 (8,2)			
M10- 80	80	12	80	80	6,3	20	110	40	40	13,8	12,1 (13,0)			
M10- 90	90	12	90	90	7,1	20	120	45	45	15,9	12,1 (13,0)			
M10-110	110	12	110	110	8,7	20	140	55	55	20,0	12,1 (13,0)			
M12- 95	95	14	95	95	9,4	40	125	48	48	21,9	17,5 (18,9)			
M12-110	110	14	110	110	10,8	40	140	55	55	25,4	17,5 (18,9)			
M12-140	140	14	140	140	13,8	40	170	70	70	29,3 (32,3)	17,5 (18,9)			
M16-125	125	18	125	125	17,0	80	160	65	65	32,4	32,6 (35,2)			
M16-160	160	18	160	160	21,8	80	192	80	80	43,1	32,6 (35,2)			
M16-190	190	18	190	190	25,9	80	220	95	95	52,2	32,6 (35,2)			
M20-170	170	22	170	170	32,1	150	210	85	85	44,4	50,9 (55,0)			
M20-200	200	22	200	200	37,7	150	240	100	100	52,8	50,9 (55,0)			
M20-240	240	22	240	240	45,3	150	280	120	120	63,8	50,9 (55,0)			
M24-210	210	26	210	210	51,6	200	258	105	105	69,6	73,4 (79,2)			
M24-240	240	26	240	240	59,0	200	288	120	120	79,1	73,4 (79,2)			
M24-285	285	26	285	285	70,0	200	335	143	143	93,4	73,4 (79,2)			

Samtlige regningsmæssige bæreevner forudsætter brug af oliefri gevindstænger med følgende styrker:

El-galvaniseret: Minimum 5.8 stål i henhold til ISO 898 Varm-galvaniseret: Minimum 5.8 stål i henhold til ISO 898

Varm-galvaniseret: Minimu Rustfri: Minimu

0

Minimum klasse A4-70 i henhold til EN ISO 3506 (1.4401, 1.4529 (HCR))

Regningsmæssig aksial bæreevne gælder for et enkelt anker i beton C20/25 uden indflydelse af kant- og/eller indbyrdes afstand:
 C ≥ 1.5 h, og S ≥ 3 h.

 $C \ge 1,5~h_{e^1}~og~S \ge 3~h_{e^1}$ $\Psi_{re,N}=1$ (Normal armering i henhold til ETAG 001, Annex C - 5.2.2.4).

Tal i () gælder kun ved brug af gevindstænger i 8.8 stål.

Regningsmæssig forskydningsbæreevne gælder for et enkelt anker i beton C20/25 uden indflydelse af kantafstand og/eller indbyrdes afstand:

 $C \ge 10 h_{ef} \text{ og } S \ge 3 h_{ef}^{-}$. Tal i () gælder kun ved brug af rustfri gevindstænger i klasse A4-70.

Kombineret bæreevne skal verificeres i tilfælde af samtidig direkte træk og forskydning: $\left(\frac{N_{sd}}{N_{Rd,c}}\right)^{1.5} + \left(\frac{V_{sd}}{V_{Rd,c}}\right)^{1.5} \le 1,0$

Partialkoefficient for materiale (γ_n) er indeholdt i angivne regningsmæssige bæreevner i henhold til ankerets ETA-godkendelse. Partialkoefficient for laster skal påføres i henhold til gældende Eurocode og/eller Dansk Standard. Max. anbefalet tilladelig bæreevne: N_{Rd} , V_{Rd} divideret med γ_r . Ved manglende oplysninger om fastsættelse af γ_r anbefaler Expandet at γ_r sættes til minimum 1,5.

Ved beregning af regningsmæssige bæreevner for et enkelt anker og ankergrupper brug Expandets Beregningsprogram, der giver mulighed for fastsættelse af regningsmæssige bæreevner ved specifikke kant- og indbyrdes afstande i henhold til ETAG 001, Annex C - Design Metode A. Kan downloades fra www.expandet.dk.

Vigtigt: Læs Expandets "Principper for Fastgørelse" for generel information om befæstigelse, samt oplysninger om ansvarsbegrænsning. (Kan downloades på www.expandet.dk)

TAB	EL FOR HÆRDETIDER -	ESI:
Temperatur	Forarbejdningstid*	Hærdetid
>-5 til 0°C		24 timer
> 0 til 5°C	18 minutter	180 minutter
6 til 10°C	11 minutter	65 minutter
11 til 15°C	7 minutter	50 minutter
16 til 20°C	5 minutter	40 minutter
21 til 25°C	4 minutter	32 minutter
26 til 30°C	3 minutter	27 minutter
31 til 35°C	2 minutter	23 minutter



Patronen skal minimum have en temperatur på +5°C

EXPANDET SCREW ANCHORS A/S • Svendebuen 2-6 • DK-3230 • Phone: (+45) 70 22 79 79 • Fax (+45) 70 22 79 89 • expandet@expandet.dk • www.expandet.dk • VERSION: 12.001

STYRENFRI INJEKTIONSMASSE - ESI





a,v

Regningsmæssige bæreevner for ENKELT anker ved minimum kant afstand (C_{min}) til én side (Fig 1) ⁽¹

Expan	Expandet Injektionsmasse ESI med gevindstang (Min. 5.8 eller A4-70)																			
Gevindstang diameter				M8			M10			M12		M16		M20			M24			
h	Sættedybde	mm	65	80	95	80	90	110	95	110	140	125	160	190	170	200	240	210	240	285
C _{min}	Minimum kantafstand	mm	35	40	48	40	45	55	48	55	70	65	80	95	85	100	120	105	120	143
N _{Rd,c}	Direkte træk	kN	4,9	6,1	7,4	7,4	8,5	10,7	11,8	13,6	17,7	17,6	23,0	27,8	23,7	28,2	34,1	37,1	42,2	49,9
V _{Rd,c}	Forskydning	kN	3,0	3,7	4,9	3,9	4,7	6,3	5,3	6,6	9,4	8,6	11,9	15,4	13,4	17,1	22,5	19,3	23,6	30,6
S _{07.V} ⁽²	Karakterisktisk indbyrdes afstand for V _{Rd,c} ⁽²	mm	105	120	144	120	135	165	144	165	210	195	240	285	255	300	360	315	360	429
S _{cr,N}	Karakterisktisk indbyrdes afstand for N _{Rd,c}	mm	195	240	285	240	270	330	285	330	420	375	480	570	510	600	720	630	720	855
h _{min}	Minimum betontykkelse	mm	100	110	125	110	120	140	125	140	170	160	192	220	210	240	280	258	288	335

	Regningsmæssige bæreevner for ENKELT anker ved minimum kant afstand (C _{min}) til begge sider (Fig 2) (1																			
Expan	Expandet Injektionsmasse ESI med gevindstang (Min. 5.8 eller A4-70)																			
Gevind	Gevindstang diameter M8 M10 M12 M16 M20 M24																			
h	Sættedybde	mm	65	80	95	80	90	110	95	110	140	125	160	190	170	200	240	210	240	285
C _{min}	Minimum kantafstand	mm	35	40	48	40	45	55	48	55	70	65	80	95	85	100	120	105	120	143
N _{Rd.c}	Direkte træk	kN	2,5	3,0	3,7	3,7	4,3	5,4	5,9	6,8	8,9	8,8	11,5	13,9	11,9	14,1	17,0	18,6	21,1	25,0
V _{Rd.c}	Forskydning	kN	3,0	3,7	4,9	3,9	4,7	6,3	5 <mark>,</mark> 3	6,6	9,4	8,9	12,2	15,8	14,1	17,9	23,6	20,1	24,5	31,8
S _{cr.V} ⁽²	Karakterisktisk indbyrdes afstand for V _{Rd,c} ⁽²	mm	105	120	144	120	135	165	144	165	210	195	240	285	255	300	360	315	360	429
S _{cr.N}	Karakterisktisk indbyrdes afstand for N _{Rd,c}	mm	1 9 5	240	<mark>285</mark>	240	270	<mark>330</mark>	<mark>285</mark>	<mark>330</mark>	420	375	480	<mark>570</mark>	510	600	720	630	720	855
h _{min}	Minimum betontykkelse	mm	100	110	125	110	120	125	125	140	170	160	192	220	210	240	280	258	288	335

1) Regningsmæssige bæreevner gælder for et enkelt anker ved minimum kantafstand i beton C 20/25 forudsat at karakteristisk indbyrdes afstand Scr,N overholders. Bæreevne beregning for forskydning i henhold til ETAG 001, Annex C - August 2012.

2) Karakteristisk indbyrdes afstand S_{cr,v} må kun anvendes hvis ankeret kun er påvirket af forskydning.

Brug Expandets Beregningsprogram for beregning af bæreevner for et enkelt anker eller ankergrupper i henhold til ETAG 001. Programmet kan downloades på www.expandet.dk.

Hvis f	forskydr egnings	ningsk mæs	traften il sige bær	kke er m eevner V	od kante / _{Rd,c}) kan	en C _{min} (h I denne g	vilket a øges me	ntages i d faktore	ovenstå en Ψα,V	ende	
α,V	0ª	10°	20°	30°	45°	50°	60°	70°	80°	$\ge 90^{\circ}$	
Ψα,V	1,00	1,01	l 1,05	1,13	1,31	1,40	1,64	1,97	2,32	2,50	
Faktor fo	Faktor for øget betonstyrke ved forskydningspåvirkning af anker Cmin										
Betonsty	rke (EN 20	06-1)	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60		
Betonfak	tor (fb	(V)	1	1,1	1,22	1,34	1,41	1,48	1,55		

Kombineret bæreevne skal verificeres i tilfælde af samtidig direkte træk og forskydning: $\left(\frac{N_{sd}}{N_{Rd,c}}\right)^{1.5} + \left(\frac{V_{sd}}{V_{Rd,c}}\right)^{2.5} \le 1,0$

Vær opmærksom på gevindstangens regningsmæssige bæreevner for stål ikke overskrides: Minimum af følgende er dimensionsgivende:

Direkte træk: Minimum af: $N_{_{Rd,c}} \; eller \; N_{_{Rd,s}}$

Forskydning: Minimum af:
$$(V_{Rd,c} \times f_{b,V} \times \Psi_{a,V})$$
 eller $V_{Rd,s}$

(Regningsmæssig værdier for stål se næste side)

EXPANDET SCREW ANCHORS A/S • Svendebuen 2-6 • DK-3230 • Phone: (+45) 70 22 79 79 • Fax (+45) 70 22 79 89 • expandet@expandet.dk • www.expandet.dk • VERSION: 12.001

STYRENFRI INJEKTIONSMASSE - ESI

	Regningsmæssig forskydningsbæreevne (stål) og bøjningsmoment for Gevindstang, EG, VG og Rustfri A4 [◊]																				
Gevino	Gevindstang: El-galvaniseret, varm-galvaniseret og Rustfri Ae																				
	M8 M10 M12 M16 M20									M24											
h	Sættedybde	mm	65	80	95	80	90	110	95	110	140	125	160	190	170	200	240	210	240	285	
V _{Rd, s}	(5.8 stål)	kN		7,6			12,0			17,5			32,6			50,9			73,4		
M _{Rd}	(5.8 stål)	Nm		15,2			31,2		54,4			138,4			269,6			467,2			
V _{Rd, s}	(8.8 stål)	kN		11,6			18,5		26,9			50,2			78,4			-	112,9		
M _{Rd}	(8.8 stål)	Nm		24,0			48,0		84,0			212,8			415,2				718,4		
V _{Rd, s}	(10.9 stål)	kN		12,6			20,1			29,2		54,4			84,9			122,4			
M _{Rd}	(10.9 stål)	Nm		26,0			52,0			90,6		230,6		450,0			778,0				
V _{Rd, s}	(A4-70 og HCR 1,4529)	kN		8,2			13,0			18,9		35,2		55,0			79				
M _{ed}	(A4-70 og HCR 1.4529)	Nm		20,8			41,6			73,6		186,4		_	363,2				628,8		
V _{Rd_s}	(A4-80)	kN		11,6			18,5		26,9		50,2			78,4			112,9				
M _{Rd}	(A4-80)	Nm		24,0			48,0			84,0			212,8			415,2			718,4		

Regningsmæssig forskydningsbæreevne (stål) og regningsmæssig bøjningsmoment indeholder partialkoefficient for materiale (γ_{ms}) i henhold til ankerets ETA-godkendelse.

Brug Expandets Beregningsprogram for beregning af bæreevner for et enkelt anker og ankergrupper i tilfælde af montager påvirket af bøjning grundet enten afstandsmontage eller ikke bærende underlag i henhold til ETAG 001, Annex C – Design Metode A. Kan downloades gratis fra www.expandet.dk.

Kemisk resistens for Expandet Styrenfri Injektionsmasse - ESI											
Stof/ opløsning	Resistent	Delvist resistent	Ikke resistent								
Kaliumhydroxid opløsning (10%) PH = 13,2	\checkmark										
Saltsyre (10% til 20%) Max 35° C	√										
Svolsyre (30% til 50%) Max 35° C	\checkmark										
Citronsyre	√										
Salpetersyre	\checkmark										
Eddikesyre			×								
Motor olie	√										
Benzin		(√)									
Diesel		(√)									
Smøreolie	\checkmark										
Soda (50%)	√										
Acetone			×								
Toluene			x								
Benzylalkohol			×								
Ethanol			×								
Natriumhypoklorit lav opløsning		(√)									
Petroleum (Max 25°)	√										
Vand	\checkmark										
Varmt vand (Max 75°)	√										
Saltvand	√										
Methanol	√										
Klor (Svømmehal: atmosfære og vand)	√										
Svovlholdning atmosfære (SO ₂ 0,67%)	√										

√: Resistent op til 75° C hvis andet ikke er specificeret

(v): Resistent overfor spild og midlertidig kontakt hvor der renses/rengøres efterfølgende

×: Ikke resistent

0

Elektisk ledeevne

ESI i hærdet tilstand er ikke elektrisk ledende

Volt	Elektrisk modstand (Ωcm)
500	5,1 x 10 ⁹
1000	5.4 x 10 ⁹
2000	5.3 x 10 ⁹
4000	5,0 x 10 ⁹

EXPANDET SCREW ANCHORS A/S • Svendebuen 2-6 • DK-3230 • Phone: (+45) 70 22 79 79 • Fax (+45) 70 22 79 89 • expandet@expandet.dk • www.expandet.dk • VERSION: 12.001

EXPANDET 🗘 (

Teknisk ark nr. 316a

Til montage af

i beton

gevindstænger m.m.

STYRENFRI INJEKTIONSMASSE - ESI

Sådan gør du:







Tryk en stribe på ca. 10-15 cm Injektionsmasse ud **før brug** for korrekt blandingsforhold.



Stik mixerrøret ind i bunden af hullet. Pump Injektionsmassen ud, mens mixerrøret langsomt trækkes ud, og hullet fyldes med korrekt mængde



5

3

4

Pres ankerstangen ind med en drejende bevægelse til specificeret sættedybde. Lidt masse skal løbe ud af hullet for at sikre optimal fyldning. Overhold hærdetiden - se patronen eller skernaet på en af de næste sider.

OBS: Anvend altid gevindstænger der er fri for olie!





Fordele:

Ekspansionsfri montage.

Reduceret bordiameter på M20 og M24 - økonomisk gevinst. Kan bruges tæt på kant og med kort indbyrdes afstand.

ETA godkendt sammen med gevindstænger i el-galvaniseret stål: 5.8, 8.8 og 10.9 stål, samt Rustfri A4: A4-70, A4-80 og HCR (1.4529)

Bæreevner for 3 sættedybder.

Brand klassificeret. Lav mal-kode.

Kan beregnes i Expandets Beregningsprogram, som kan downloades gratis fra www.expandet.dk.



Forudsætning:

Temperatur interval (monteret tilstand): - 40 °C til + 50 °C (+80 °C) (Maximum langtids temp.: + 50 °C ; Maximum korttids temp.: +80 °C) Korttids temp. kan defineres som udsving inden for et døgn og ikke konstant påvirkning.

Bæreevner gælder for montage i tør eller våd hærdet beton – den dækker ikke montage i vandfyldte huller. I tilfælde af vandfyldte huller skal disse tømmes inden montage. Rengøring skal være udført i tør tilstand. Anvendte gevindstænger skal være fri for olie og snavs.

Materialer:

Expandet Styrenfri Injektionsmasse ESI er en to-komponent injektionsmasse der leveres i 300 ml og 345 ml patron.

El- og varmgalvaniseret Gevindstænger i henhold til ISO 898.

Rustfri Gevindstænger i henhold til ISO 3506.

(Møtrik og skive skal have samme styrke som gevindstænger).

Godkendelser:

Expandet Styrenfri Injektionsmasse ESI er CE-mærket og har Europæisk Teknisk Godkendelse (ETA) i Option 7:

- El-galvaniseret (ETA-05/0272)

- Rustfri A4 og HCR (1.4529)(ETA-05/0273)

Expandet Styrenfri Injektionsmasse ESI er brandtestet -F30 til F120- i henhold til DIN EN 1363 (ISO 834)







Bilag 6 – Eftervisning af betonplade P14

Eftervisning af P14

Styrker og partialkoefficenter:

$$\begin{split} \mathbf{f}_{ck} &\coloneqq 35 \text{MPa} & \mathbf{f}_{ctm} &\coloneqq 3.2 \text{MPa} \\ \mathbf{f}_{yk} &\coloneqq 500 \text{MPa} & \boldsymbol{\varepsilon}_{cu3} &\coloneqq 0.35 \\ \mathbf{E}_s &\coloneqq 200 \cdot 10^3 \text{MPa} & \\ \gamma_s &\coloneqq 1.2 & \gamma_c &\coloneqq 1.45 \\ \mathbf{f}_{yd} &\coloneqq \frac{\mathbf{f}_{yk}}{\gamma_s} = 416.667 \cdot \text{MPa} & \mathbf{f}_{cd} &\coloneqq \frac{\mathbf{f}_{ck}}{\gamma_c} = 24.138 \cdot \text{MPa} \\ \boldsymbol{\varepsilon}_{yd} &\coloneqq \frac{\mathbf{f}_{yd}}{\mathbf{E}_s} \cdot 100 = 0.208 \end{split}$$

Armeringsgrader bestemmes:

$$\omega_{\min} \coloneqq 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.029$$
$$\omega_{bal} \coloneqq 0.8 \cdot \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = 0.501$$

Last data:

Pladen både af egen- og nyttelast.

Pladetykkelse: t_{beton} := 200mm

Dimensioner:

 $l_x := 6000 \text{mm}$ $l_y := 3900 \text{mm}$

Minimumslasten svarer til egenlasten af terrændæk og gulvbelængning.

$$p_{min.d} := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot t_{beton} + 2.95 \frac{kN}{m^2} = 7.95 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

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

$$q_k := 5 \frac{kN}{m^2}$$
 nyttelast

$$\mathbf{p}_{\text{maks.d}} \coloneqq \mathbf{p}_{\text{min.d}} \cdot 1.0 + \mathbf{q}_{\text{k}} \cdot 1.5 = 15.45 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

P14:



Indspændningsgraden

Øvre grænse for indspændingsgraden beregnes af den fundne værdi dog maks 0,5:

$$i := \frac{0.64 \cdot p_{\min.d}}{p_{\max.d} - 0.64 \cdot p_{\min.d}} = 0.491$$

Indspændningsmomenterne

Dimensionering af jernbetonplade P12

$$\begin{split} i_1 &:= i \quad i_2 := 0 \quad i_3 := 0 \quad i_4 := i \qquad \text{Simple understøtninger gælder i=0} \\ m_1 &= i_1 \cdot m_x \\ m_2 &= i_2 \cdot m_y \\ m_3 &= i_3 \cdot m_x \\ m_4 &= i_4 \cdot m_y \end{split}$$

Beregninger de simple momenter i x- og y-retningen.

$$\begin{split} \mathbf{m}_{x0} &= \mathbf{m}_{x} + \frac{1}{2} \cdot \left(i_{1} \cdot \mathbf{m}_{x} + i_{3} \cdot \mathbf{m}_{x} \right) \text{ solve}, \mathbf{m}_{x0} \rightarrow 1.245512449334105375 \cdot \mathbf{m}_{x} \\ \mathbf{m}_{y0} &= \mathbf{m}_{y} + \frac{1}{2} \cdot \left(i_{2} \cdot \mathbf{m}_{y} + i_{4} \cdot \mathbf{m}_{y} \right) \text{ solve}, \mathbf{m}_{y0} \rightarrow 1.245512449334105375 \cdot \mathbf{m}_{y} \\ \mathbf{x} &:= 1.25 \\ \mathbf{y} &:= 1.25 \end{split}$$

Sammenhæng mellem $m_x \text{ og } m_y$:

$$\left(1 + 4\frac{l_y}{l_x}\right) \cdot m_{x0} + \left(1 + 4 \cdot \frac{l_x}{l_y}\right) \cdot m_{y0} = \frac{1}{2} \cdot p_{maks.d} \cdot l_x \cdot l_y$$

Indsætter værdier:

$$\left(1+4\frac{l_y}{l_x}\right)\cdot 1.25 \cdot m_x + \left(1+4\cdot\frac{l_x}{l_y}\right)\cdot 1.25 \cdot m_y = \frac{1}{2}\cdot p_{\text{maks.d}}\cdot l_x\cdot l_y$$

Reducerer udtrykket:

$$\begin{pmatrix} 1 + 4 \frac{l_y}{l_x} \end{pmatrix} \cdot x \cdot m_x = a \text{ solve}, a \rightarrow 4.5 \cdot m_x$$

$$\begin{pmatrix} 1 + 4 \cdot \frac{l_x}{l_y} \end{pmatrix} \cdot y \cdot m_y = b \text{ solve}, b \rightarrow 8.9423076923076923077 \cdot m_y$$

$$\frac{1}{2} \cdot p_{\text{maks.d}} \cdot l_x \cdot l_y = 180.765 \cdot \text{kN}$$

 $4.5 \cdot m_x + 8.94 \cdot m_y = 180.765 \text{ kN}$

Forholdet mellem m_x og m_y:

Skøn:

$$m_{x} = m_{y} \cdot \left(\frac{l_{y}}{l_{x}}\right)^{2} \text{ solve}, m_{x} \rightarrow \frac{169 \cdot m_{y}}{400} \qquad \frac{169}{400} = 0.422$$
$$m_{x} = 0.422 \cdot m_{y}$$

Vælger m_x til:

$$m_x = 0.4 \cdot m_y$$

Momenterne bestemmes ud fra forholdet mellem m_x og m_y:

$$4.5 \cdot 0.4 \cdot m_y + 8.94 \cdot m_y = 180.765 \text{ kN solve}, m_y \rightarrow 16.831005586592178771 \cdot \text{kN}$$

```
m_V := 16.83 \text{ kN} \cdot \text{m}
```

 $4.5 \cdot m_{\chi} + 8.94 \cdot 16.83 = 180.765 \text{ solve}, m_{\chi} \rightarrow 6.7344$

 $m_x := 6.73 \text{kN} \cdot \text{m}$

 $\mathbf{m}_{x0} \coloneqq \mathbf{x} \cdot \mathbf{m}_x = 8.412 \cdot \mathbf{kN} \cdot \mathbf{m} \qquad \mathbf{m}_{y0} \coloneqq \mathbf{y} \cdot \mathbf{m}_y = 21.038 \cdot \mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}$

Skøn af armering:

Dæklag c:

For agressiv miljøklasse miljøklasse $C_{min.dur} := 30 mm$

Foreskrevet dæklag:	$C = C_{min.dur} + tolerancetillæg$	tolerancetillæg skal min
	$C_0 := C_{\min.dur} + 5mm = 35 \cdot mm$	være 5 mm i normal kk.

Hovedarmering langs x-aksen:

Armerings effektive højde skønnes:

 $d_{x} := t_{beton} - C_{0} - 10mm - 10mm = 145 \cdot mm$

De enhedsløse størrelser bestemmes.

b := 1m

$$\mu_{\rm X} := \frac{{\rm m}_{\rm X}}{{\rm b} \cdot {\rm d}_{\rm X}^2 \cdot {\rm f}_{\rm cd}} = 0.013$$

$$\boldsymbol{\omega}_{X}\coloneqq 1-\sqrt{1-2{\cdot}\boldsymbol{\mu}_{X}}=0.013$$

Hovedarmering langs med y-aksen:

Armerings effektive højde skønnes:

$$d_y := t_{beton} - C_0 - 10mm = 155 \cdot mm$$

De enhedsløse størrelser bestemmes.

b = 1 m

$$\begin{split} \mu_{\mathbf{y}} &\coloneqq \frac{\mathbf{m}_{\mathbf{y}}}{\mathbf{b} \cdot \mathbf{d}_{\mathbf{y}}^{2} \cdot \mathbf{f}_{\mathbf{cd}}} = 0.029\\ \omega_{\mathbf{y}} &\coloneqq 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{\mathbf{y}}} = 0.029 \end{split}$$

Bestemmelse af armeringsareal:

$$A_{sx.min} \coloneqq \frac{\omega_x \cdot d_x \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 112.142 \cdot mm^2$$
$$A_{sy.min} \coloneqq \frac{\omega_y \cdot d_y \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 264.489 \cdot mm^2$$

Armeringsvalg:

$$A_{sx} := 314 \text{mm}^2$$
 4 Ø10 pr. meter
 $A_{sy} := 1230 \text{mm}^2$ 8 Ø14 pr. meter

Kontrol af armeringsafstande:

armeringsafstand må maks være 250 mm:

 $t_{beton} \cdot 2 = 400 \cdot mm$ 250mm

Kontrol af bæreevne:

Den skønnede armering eftervises ved eftervisning af pladebæreevne i y- og x-retning:

$$d_{x1} := t_{beton} - C_0 - 14mm - 5mm = 146 \cdot mm$$

$$m_{Rx} > m_x = 1$$
 bk $m_x = 6.73 \cdot kN \cdot m$

Bestemmelse af bæreevne P_{Rd}:

$$l_y = 3.9 \text{ m}$$
 $l_x = 6 \text{ m}$ $m_x = 6.73 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ $m_y = 16.83 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Given

$$\left(1+4\cdot\frac{l_y}{l_x}\right)\cdot x\cdot\frac{m_{Rx}}{m} + \left(1+4\cdot\frac{l_x}{l_y}\right)\cdot y\cdot\frac{m_{Ry}}{m} = \frac{1}{2}\cdot p_{Rd}\cdot l_x\cdot l_y$$

$$Find(p_{Rd}) \rightarrow \frac{0.064941242904397916667 \cdot J}{m \cdot mm^2} = 64.941 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$p_{Rd} \coloneqq 64.941 \frac{kN}{m^2} \qquad p_{Rd} > p_{maks.d} = 1 \qquad p_{maks.d} = 15.45 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Reaktioner svarende til bæreevnen p_{Rd}

$$r_{1.maks} \coloneqq \frac{1}{2} \cdot p_{Rd} \cdot l_{x} - 4 \frac{y \cdot m_{Ry}}{m} \cdot \frac{l_{x}}{l_{v}^{2}} + \frac{m}{l_{x}} = 47.374 \cdot \frac{kN}{m}$$
$$r_{3.maks} \coloneqq \frac{1}{2} \cdot p_{Rd} \cdot l_{x} - 4 \frac{y \cdot m_{Ry}}{m} \cdot \frac{l_{x}}{l_{y}^{2}} - \frac{m_{1} - m_{3}}{m} = 44.306 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\mathbf{r}_{2.maks} := \frac{1}{2} \cdot \mathbf{p}_{Rd} \cdot \mathbf{l}_{y} - 4 \frac{\mathbf{x} \cdot \mathbf{m}_{Rx}}{m} \cdot \frac{\mathbf{l}_{y}}{\mathbf{l}_{x}^{2}} + \frac{\frac{\mathbf{m}_{2} - \mathbf{m}_{4}}{m}}{\mathbf{l}_{y}} = 106.97 \cdot \frac{\mathbf{kN}}{\mathbf{m}}$$

$$\mathbf{r}_{4.maks} := \frac{1}{2} \cdot \mathbf{p}_{Rd} \cdot \mathbf{l}_{y} - 4 \frac{\mathbf{m}_{Rx} \cdot \mathbf{x}}{m} \cdot \frac{\mathbf{l}_{y}}{\mathbf{l}_{x}^{2}} - \frac{\frac{\mathbf{m}_{2} - \mathbf{m}_{4}}{m}}{\mathbf{l}_{y}} = 125.99 \cdot \frac{\mathbf{k}N}{m}$$

$$F_0 := \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{x \cdot m_{Rx}}{m} + \frac{y \cdot m_{Ry}}{m} \right) = 58.926 \cdot kN$$

Reaktioner svarende til regningsmæssig last p_d :

$$X := \frac{p_{maks.d}}{p_{Rd}} = 0.238$$

$$r_1 := r_{1.maks} \cdot X = 11.271 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$r_2 := r_{2.maks} \cdot X = 25.449 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$r_3 := r_{3.maks} \cdot X = 10.541 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$r_4 := r_{4.maks} \cdot X = 29.974 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$F_1 := F_0 \cdot X = 14.019 \cdot kN$$

Udførelse af kontrol:

Der udføres kontrol idet pladens totallast skal være lig med summen af reaktioner.

Pladens totallast:

 $p_{maks.d} \cdot l_x \cdot l_y = 361.53 \cdot kN$

summen af reaktioner:

$$(r_1 + r_3) \cdot l_y + (r_2 + r_4) \cdot l_x - 4 \cdot F_1 = 361.529 \cdot kN$$

Oversidearmering:

Plader armeres i overside svarende til 50 % af armeringen i undersiden ved indspændte understøtninger. Ved simple understøtninger armeres overside med 25 %. (side 277 bb)

Minimum overside armering for x-retningen bestemmes:

$$A_{sx.o} := A_{sx} \cdot 0.5 = 157 \cdot mm^2$$

Minimum overside armering for y-retningen bestemmes

$$A_{sy.o} := A_{sy} \cdot 0.5 = 615 \cdot mm^2$$

Vælger at armere med samme dimension som i underside af betonpladen da minimumsarmering for tværsnittet skal overholdes. Normalt vil det være ok at armere med ca 0.5*underside armering.

Herved fås:

$$A_{sx.o} = 314 \text{mm}^2$$
 Vælger ø 10 pr. 250 mm
 $A_{sx.o} = 616 \text{mm}^2$ Vælger ø 14 pr. 250 mm

Nedbøjning

$$u_{\text{max.1}} := \frac{l_y}{250} = 15.6 \cdot \text{mm}$$

 $u_{\text{max.2}} := \frac{l_y}{500} = 7.8 \cdot \text{mm}$

Ved beregninger anvendes karakteristiske værdier for permanet last og nyttelast:

Permanent last:

$$g_k := p_{min.d} = 7.95 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Nyttelast:

Nyttelast:

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

Samlet karakteristisk last:

$$p_0 := g_k + q_k = 12.95 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Beregninger tager udgangspunkt i kort og langtidstilstand.

$$\Psi_2\coloneqq 0.5$$

Kvasipermanent last:

$$\mathbf{p}_2 \coloneqq \mathbf{g}_k + \Psi_2 \cdot \mathbf{q}_k = 10.45 \cdot \frac{\mathbf{kN}}{\mathbf{m}^2}$$

korttidslast er defineret som den last der overskrider kvasipermanente last:

$$p_1 := p_0 - p_2 = 2.5 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Pladens nedbøjning undersøges for armering parallel med længden I_y , hvor pladens nedbøjning kan beregnes af:

$$\mathbf{u} = \frac{1}{10} \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{c}}{\mathbf{E}_{s} \cdot \mathbf{x}_{a}} \cdot \mathbf{1}^{2}$$

Bjælkens armeringsforhold:

$$f := \frac{A_{sy}}{b \cdot d_{y1}} = 0.008$$

Korttidstilstand:

Værdien α aflæses ud fra styrkeklasse af betonen:

$$\begin{split} \mathbf{f}_{ck} &= 35 \cdot \text{MPa} & \boldsymbol{\alpha}_k \coloneqq 5.9 \\ \beta_k &\coloneqq \boldsymbol{\alpha}_k \cdot \mathbf{f} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{2}{\left(\boldsymbol{\alpha}_k \cdot \mathbf{f} \right)}} - 1 \right] = 0.261 \end{split}$$

$$\varphi_{\mathbf{b},\mathbf{k}} \coloneqq \frac{1}{2} \cdot \beta_{\mathbf{k}} \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \beta_{\mathbf{k}}\right) = 0.119$$
$$\gamma_{\mathbf{k}} \coloneqq \frac{1 - \beta_{\mathbf{k}}}{\beta_{\mathbf{k}}} = 2.837$$

$$x_k := \beta_k \cdot d_{y1} = 0.041 \text{ m}$$

Maksimal moment:

$$m_{\max.k} := m_y \cdot \frac{p_1}{p_{\max.d}} = 2.723 \cdot kN \cdot m$$

Kantspænding for beton:

$$\sigma_{c.k} := \frac{m_{max.k}}{\varphi_{b.k} \cdot b \cdot d_{y1}^{2}} = 0.917 \cdot MPa$$

Armeringspænding:

$$\sigma_{s,k} := \alpha_k \cdot \gamma_k \cdot \sigma_{c,k} = 15.346 \cdot MPa$$
$$u_1 := \frac{1}{10} \cdot \alpha_k \cdot \frac{\sigma_{c,k}}{E_s \cdot x_k} \cdot l_y^2 = 0.999 \cdot mm$$
$$u_1 < u_{max,1} = 1$$

$$u_1 < u_{max.2} = 1$$

Langtidstilstand:

Værdien α aflæses ud fra en styrkeklasse af betoten:

$$f_{ck} = 35 \cdot MPa \qquad \alpha_{l} \coloneqq 23$$
$$\beta_{l} \coloneqq \alpha_{l} \cdot f \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{2}{(\alpha_{l} \cdot f)}} - 1 \right] = 0.446$$
$$\varphi_{b,l} \coloneqq \frac{1}{2} \cdot \beta_{l} \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \beta_{l} \right) = 0.19$$
$$\gamma_{l} \coloneqq \frac{1 - \beta_{l}}{\beta_{l}} = 1.244$$

 $x_l\coloneqq \beta_l{\cdot}d_{y1}=0.07\,m$

Maksimal moment:

$$m_{\max.1} := m_y \cdot \frac{p_2}{p_{\max.d}} = 11.383 \cdot kN \cdot m$$

Kantspænding for beton:

$$\sigma_{c.l} \coloneqq \frac{m_{max.l}}{\varphi_{b.l} \cdot b \cdot d_{yl}^2} = 2.404 \cdot MPa$$

Armeringspænding:

$$\sigma_{s,l} := \alpha_l \cdot \gamma_l \cdot \sigma_{c,l} = 68.792 \cdot MPa$$

$$u_{2} \coloneqq \frac{1}{10} \cdot \alpha_{l} \cdot \frac{\sigma_{c.l}}{E_{s} \cdot x_{l}} \cdot l_{y}^{2} = 5.972 \cdot \text{mm}$$

$$u_{2} < u_{\text{max},1} = 1$$





Dennis Kaastrup Nielsen 16-03-16

Bilag 7 – Lastbestemmelse på fundamentsbjælker



Bestemmelse af laster på fundamentsbjælker

Ved bestemmelse af den dimensionsgivende fundamentsbjælke anvendes de bestemte laster fra *appendiks A1*. Fundamentsbjælken i modullinje 4 og fundamentsbjælken imellem modullinje 7 og 8 bestemmes de regningsmæssige laster til. På figur 1 er fundamentsbjælkerne markeret.



Figur 1- fundamentsbjælker der lastbestemmes

Fundamentsbjælke i modullinje 4.

Denne fundamentsbjælke skal optage lasterne fra terrændækket.



Figur 2- Lastopland til fundamentsbjælke (mål i mm)



Lastbredde:

$$L = 7,2 m$$

Flade laster på terrændæk:

$$g_k = 7,95 \frac{kN}{m^2}$$
$$q_k = 5 \frac{kN}{m^2}$$

Samlede linjelaster:

$$g_{k} = g_{k} \cdot L = 7,95 \frac{kN}{m^{2}} \cdot 7,2 \ m = 57,24 \frac{kN}{m}$$
$$q_{k} = q_{k} \cdot L = 5 \frac{kN}{m^{2}} \cdot 7,2 \ m = 36 \frac{kN}{m}$$

Regningsmæssig linjelast i brudgrænsetilstanden ved dominerende nyttelast:

$$p_d = g_k \cdot 1 + q_k \cdot 1,5 = 57,24 \frac{kN}{m} \cdot 1 + 36 \frac{kN}{m} \cdot 1,5 = 111,24 \frac{kN}{m}$$

Fundamentsbjælke ved modullinje 7.

Denne fundamentsbjælke skal optage laster terrændækket samt 1. etage som via en bærende skillevæg fører lasterne til fundamentsbjælken.

Laster fra etageadskillelse:

Lastoplandet fra loftkonstruktionen som via den bærende skillevæg føres til fundamentet er beskrevet på figur X.



Figur 3 – Lastopland til fundamentsbjælke fra etageadskillelsen mellem stue- og 1. etage (mål i mm)

Lastbredde:

 $L_{1.etage} = 3 m$

Flade laster på etageadskillelse:

$$g_{k,1.etage} = 0,65 \frac{kN}{m^2}$$
$$q_{k,1.etage} = 2,5 \frac{kN}{m^2}$$

Laster fra skillevæg:

Højde:

$$h_{v \approx g} = 3 m$$

Laster fra skillevæg:

$$g_{k,væg} = 0,28 \frac{kN}{m^2}$$

Laster fra terrændæk:

Lasterne fra stueetagen til fundamentsbjælken er beskrevet på figur X.





Figur 4 – Lastopland fra fundamentsbjælke i stueetage (mål i mm)

Lastbredde:

$$L_{stue} = 5,4 m$$

Flade laster på terrændæk:

$$g_{k,stue} = 7,95 \frac{kN}{m^2}$$
$$q_{k,stue} = 5 \frac{kN}{m^2}$$

Samlede linjelaster:

$$g_{k} = g_{k,1.etage} \cdot L_{1.etage} + g_{k,væg} \cdot h_{væg} + g_{k,stue} \cdot L_{stue}$$

$$g_{k} = 0,65 \frac{kN}{m^{2}} \cdot 3 m + 0,28 \frac{kN}{m^{2}} \cdot 3 m + 7,95 \frac{kN}{m^{2}} \cdot 5,4 m = 45,72 \frac{kN}{m}$$

$$q_{k} = q_{k,1.etage} \cdot L_{1.etage} + q_{k,stue} \cdot L_{stue}$$

$$q_{k} = 2,5 \frac{kN}{m^{2}} \cdot 3 m + 5 \frac{kN}{m^{2}} \cdot 5,4 m = 34,5 \frac{kN}{m}$$

Regningsmæssig linjelast i brudgrænsetilstanden ved dominerende nyttelast:

$$p_d = g_k \cdot 1 + q_k \cdot 1,5 = 45,72 \frac{kN}{m} \cdot 1 + 34,5 \frac{kN}{m} \cdot 1,5 = 97,47 \frac{kN}{m}$$



Dennis Kaastrup Nielsen 16-03-16

Bilag 8 – Geoteknisk rapport for byggegrunden
















Dybde	Forsøgsresultater	Kote	Geologi	Pravo	Nr.	Jordart Karakterisering	
	DVR90 +0,85						
°]			P	Ý		FYLD: MULD, sandet, brunt	1
		t	1	1		FYLD: SAND, mellem, gulbrunt SAND, mellem, svagt tørveholdigt, gråbrunt	
		+ 。					
1							
-		1				SAND, meilem, gråt	
2-		+ -1					
	w						
	VV=95.		2~	Ē	25	GYTJE, fedt, med skaller, olivengråt Br Pg	1
з-		+ -2	μ ~	-	- 30	GYTJE - "- Br Pg	
		ł	L بہ (ز:)	1		SAND, mest mellem, siltet, med skaller, mørkt gråt	
4 -		† -3					
		ł				SAND, mest mellem, lyst gråt	
5			-	-			
		ł					
		ļ.	5				
6			1				
		t					
			5				
7							
-		1					
8-		+ -:					
-							
[و		† -'	в				
					1		
	O 10 20 30 W(%)						
5				_			
13:54:4							
11/2015				_			
0 - 11/1	Sag : 140761 Hvide Sande, Nørreg	ad	e	_			=
2 NOE						Boring: 107	
orse -	Boring udført : 02-11-2015 Go	dke	ndt	:		Bilag : 107 s, 1/1	
Sector	GEOCONSULT					Boreprofil	
32		-	-	-			_





Dybde	Forsøgsresultater	Kote	Geolog	Prøve	, ĽN	Jordart Karakterisering	Inne
	DVR90 +0,87						-
0						∽FYLD: MULD, sandet, brunt FYLD: SAND, mellem, muldblandet, mørkt gråbrunt	-
1-		+ •				SAND, mellem, gråt	
		1					
2 -	N V=90	,	<u> </u>		25	GYTJE, fedt, enkelte fine slirer af skaller, Br P	g
з -		-2	، در در ک		- 30	Olivengrat GYTJE - " - Br P SAND, fint - mellem, siltet, SKALLER, mørkt gråt	9
		-3					
+						SAND, mellem, lyst gråt	
5 -		+ ₄					
7 -		-6					
8 -		-7					
9]		- - 					
	O 10 20 30 W(%)						
2015 13:55:26							
2.0 - 11/11/2	Sag : 140761 Hvide Sande, Nørre	gad	e	1		x	_
* - PSTGDK	Boring udført : 02-11-2015 Go	odker	ndt :	:		Boring : 110 Bilag : 110 s. 1/1	1
BRegiste	GEOCONSULT Boreprofil						

PUNKT	ТК	GK	NV		ossg	J		USSG	J	MSSGJ		VSP		Γ	
Nr.	Kote	Kote	%	Kote	mut	mug	Kote	mut	mug	meter	Kote	mut	mua	+	r -
1	0,8	1,2	84	-1.4	2,2	1,4	-2,6	3,4	3,8	1.2	0.4	0.4	0.8	+	t
101	0,9	1,2	77	-1,3	2,2	1,3	-2,4	3,3	3,6	1,1	0,2	0,7	1,0	t	t
102	0,8	1,2	82	-1,6	2.4	1.6	-2.3	31	35	07				F	F
103	0,9	1,2	82	-1,5	2.4	1.5	-2.5	3.4	3.7	1.0		-		+	⊢
104	0,9	1,2	103	-1,3	2.2	1.3	-2.2	3.1	3.4	0.9		-	_	+	⊢
105	0,8	1,2	91	-1.4	2,2	1.4	-2,3	3.1	3.5	0.9		_		⊢	⊢
106	0,9	1,2	88	-1,5	2,4	1.5	-2.5	3.4	3.7	1.0				+	⊢
107	0,9	1,2	90	-1,5	2,4	1.5	-2.4	3.3	3.6	0.9			_	+	⊢
108	0,8	1,2	83	-1.3	2,1	1,3	-2,3	3.1	3.5	1.0				+	H
109	0,8	1,2	74	-1,3	2,1	1.3	-2.3	3.1	3.5	10		_		+	H
110	0,9	1,2	83	-1,2	2,1	1,2	-2,2	3.1	3.4	1.0	-				H
111	0,8	1,2	87	-1,3	2,1	1,3	-2,3	3,1	3,5	1,0		-			
MAX	0,9	1,2	103	-1,2	2.4	1.6	-2.2	34	38	12	0.4	07	1.0	Γ	
GNS	0,8	1,2	85	-1.4	2.2	1.4	-2.4	3.2	3.6	10	0.3	0.5	1,0		
MIN	0,8	1,2	74	-1,6	2,1	1,2	-2,6	3,1	3,4	0.7	0.2	0.4	0.8	ertale	
IK GK NV OSSGJ USSGJ MSSGJ VSP	Fremti Naturli Oversi Undersi Mægti Højest	nkote dig gu igt van de sta side st ghed s e måit	på bor lvkote dindho erkt sa ærkt s ærkt s tærkt é vano	etidspu - ej fas old (wna etnings ætning sætnin Ispejl, i	unkt stlagt/c ai) sgiven gsgiver gsgive under	oplyst de jord nde jor ende jo borear	lag dlag irdlag bejdet	- nove	mber	2015				ller delvist egnet genindbygnings	mning
mut mug Koter er a Dybder er	meter meter ngivet I angivet	under under meter,	terrær gulve og refe	ererer til	l syster	n DVR	90	1070						get over CSBL helt ell	angsom vandstrøn

±5

Bilag 9 – Geotekniske data fra Fjordengen 3

Der er pejlet i de nedsatte pejlerør umiddelbart efter borearbejdets afslutning, hvor grundvandsspejlet (GVS) blev registreret 0,5 á 0,6 m u. t. Grundvandsspejlet har på pejlingstidspunktet ikke stabiliseret sig endeligt.

Grundvandsspejlet må påregnes at være afhængigt af årstid og nedbør, samt vandstanden i Ringkøbing Fjord.

Det anbefales at pejle regelmæssigt i boringerne indtil udgravningsarbejdet påbegyndes.

For en mere detaljeret beskrivelse af jordbunds- og vandspejlsforholdene henvises til boreprofilerne i bilag 1.

4 Funderingsforhold

4.1 Generelt

1.18

I nedenstående tabel 4.1 er for det aktuelle projekt angivet det vurderede niveau for overside bæredygtige lag, OSBL, sammen med afrømningsniveau for gulve, AFRN:

Boring	Terræn	OS	BL	AFF	2N
Nr.	Kote (m)	Dybde (m u. t.)	Kote (m)	Dybde (m u. t.)	Kote (m)
B1	+9,9	>6,0	<+3,9	0,2	+9,7
B2	+9,8	>6,0	<+3,8	0,2	+9,6
83	+9,9	>7,0	<+2,9	0,2	+9,7
B4	+10,0	>7,0	<+3,0	0,2	+9,8

Tabel 4.1 – Overside bæredygtige lag, OSBL, og afrømningsniveau for gulve, AFRN, for det aktuelle projekt.

Det skal sikres, at der overalt funderes i mindst frostfri dybde under fremtidigt terræn, hvilket er 0,9 meter for opvarmede konstruktioner og 1,2 meter for uopvarmede konstruktioner.

Dimensioneringen skal udføres i såvel brudgrænsetilstanden (bæreevne) som anvendelsesgrænsetilstanden (sætninger), og skal omfatte såvel korttids- som langtidstilstanden og i henhold til EC7 samt det danske nationale anneks.

I anvendelsesgrænsetilstanden anvendes en trykspredning 2:1 (lodret:vandret) under fundamenter.

For de trufne aflejringer under AFRN og indbygget velkomprimeret sandfyld kan der ved dimensionering af fundamenter påregnes følgende karakteristiske styrke- og deformationsparametre samt rumvægte:

Jordart	γ/γ' (kN/m ³)	φ _{k,pl} (°)	c _{u,k} (kN/m ²)	φ' _{k,pl} (°)	c′ _k (kN/m²)	E _{oed} /Q (MN/m ² /%)
Sand	17/10	33	3 7 /	33		10 MN/m ²
Gytje	14/4		40	14		30 %
Fyldsand	18/10	37		37		50 MN/m ²

Værdierne er fastlagt på grundlag af målinger, erfaringer og skøn. Der kan regnes $c_u = 0.7 \cdot c_v$ for gytje.

President and the second secon	kbrunt ikelte organiskholdige pletter,
1 FYLD: SANDMULD, møi 1 FYLD: SANDMULD, møi 2014.10.16 2 1 SAND, fint - mellem, er 1 SAND, mellem, lysbrunt 2 SAND, mellem, lysbrunt 2 SAND, mellem, lysbrunt 3 SAND, mellem, lysbrunt 2 SAND, mellem, enkelte 6 SAND, mellem, enkelte	kbrunt kelte organiskholdige pletter,
1 2014.10.16 +9 2 SAND, fint - mellem, er lysbrunt - rødbrunt 1 3 SAND, mellem, lysbrung 2 4 SAND 3 SAND, mellem, lysbrung 4 SAND 5 SAND, mellem, enkelte 6 SAND, mellem, enkelte	kelte organiskholdige pletter,
A SAND, mellem, lysbrun, A SAND A SAND A SAND SAND, mellem, enkelte SAND, mellem, enkelte	
+8 - 4 SAND SAND, mellem, enkelte	gråt
SAND, mellem, enkelte	
SAND, mellem, enkelte	gruskorn, lysgråt
	gruskorn, gråt
- +7 00 - 7 SAND	1
8 SAND	F
W=70% +6 y - 9 GYTJE, siltet, enkelte sar	ndslirer, planterester,
10 SAND, fint - mellem, sta	erkt gytjeholdigt, mørkgråt p
+5 - 11 SAND, mellem, lysgråt	F
W=69% 12 GYTJE, enkelte planteres	ter, enkelte skalrester, silter, p
J mørkgråt 13 SAND, fint - mellem, gråt	P
+3	
<u> </u>	
Pejlerør: 1:	
Boremetode: Tørboring uder Koordinatsystem:	Plan
Sag: 14-182 Fjordengen 3, Hvide Sande	
Boret af: JYSK GVS Dato: 2014.10.16 Bedømt af: DGU-Nr.:	Boring: B2
Udarb. af: EL Kontrol: KK Godkendt: TC Dato:	Bilag: 1 S. 1/1
CHRISTENSEN/KROMANN APS	Boreprofil

C

Litteraturliste

Bøger,	Notater, Normer mv.
[1]	Teknisk ståbi 22. udgave, Nyt Teknisk Forlag
[2]	Stålkonstruktioner 1. udgave efter DS/EN 1993-1-1, Nyt Teknisk Forlag
[3]	Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1,2. udgave, Nyt Teknisk Forlag
[4]	DS/EN 1990
[5]	DS/EN 1990 DK NA: 2013
[6]	DS/EN 1991-1-1 DK NA: 2013
[7]	DS/EN 1991-1-3 DK NA: 2015
[8]	DS/EN 1991-1-4
[9]	DS/EN 1991-1-4 DK NA: 2015
[10]	DS/EN 1992-1-1
[11]	DS/EN 1992-1-1 DK NA: 2013
[12]	DS/EN 1993-1-1
[13]	DS/EN 1993-1-1 DK NA: 2013
[14]	DS/EN 1993-1-8
[15]	Kompendium i betonberegninger BK201, af Henning H. Laustsen
[16]	Lærebog i geoteknik 2. udgave, Polyteknisk forlag
[17]	DS/EN 1997-1
[18]	DS/EN 1997-1 DK NA: 2013
[19]	Notat om tværbelastede pæle, af Sven Krabbenhøft

Websteder

[20] Krak.dk