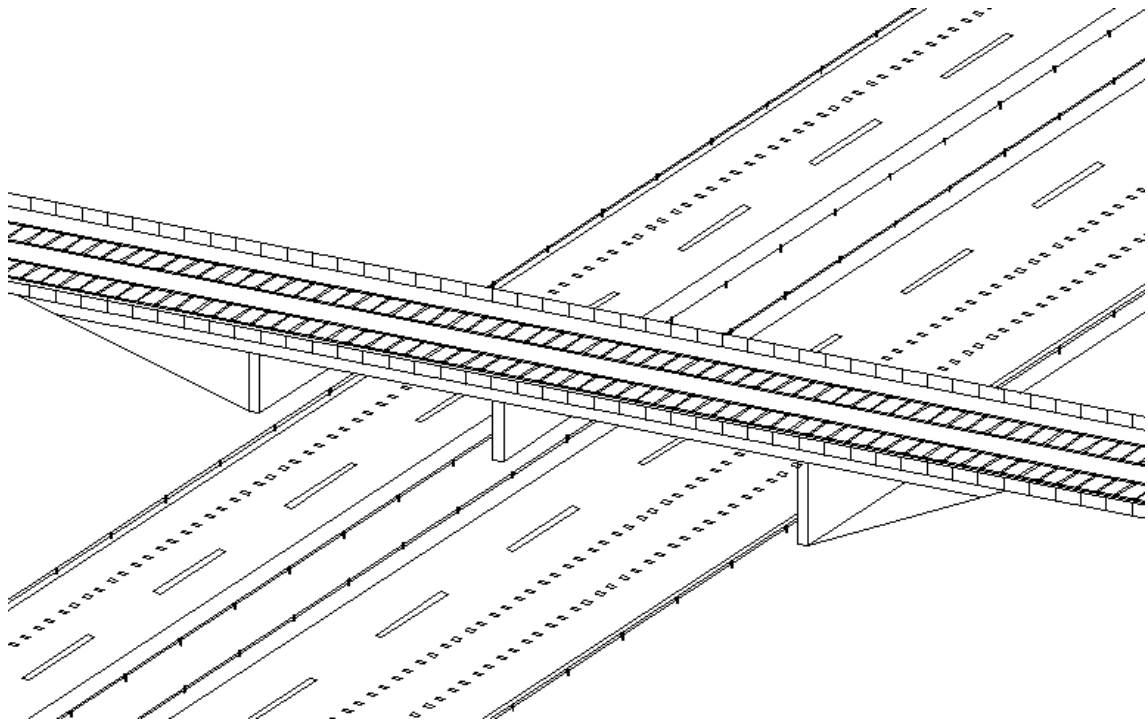


# Projektering af Letbanebro over Djurslandmotorvejen

---

Statiske beregninger



Bachelorprojekt

Diana Mogensen

Aalborg Universitet Esbjerg

Den 7. januar 2016



**AALBORG UNIVERSITY**  
STUDENT REPORT

## Titelblad

**Titel:** Projektering af Letbanebro over Djurslandmotorvejen  
**Tema:** Bachelorprojekt  
**Uddannelse:** Diplomingeniøruddannelsen i Byggeri og anlæg  
**Speciale:** Bygge- og anlægskonstruktion  
**Institution:** Aalborg Universitet Esbjerg  
**Forfatter:** Diana Mogensen  
**Projektperiode:** 15/10/2015 – 7/1/2016  
**Vejleder:** Lisbet T. Pedersen, COWI Esbjerg

### Aflevering:

7. januar 2016

### Udarbejdet af:



Diana Mogensen

### Sideantal:

73

### Synopsis

Projektet omhandler projekteringen af en Letbanebro over Djurslandmotorvejen. Rapporten er opstillet som en statisk dokumentation for bærende konstruktioner, og indeholder således projektgrundlag samt eftervisning af letbanebroens bærende konstruktioner.

Projektgrundlaget eksplicerer de forudsætninger, der ligger til grund for de statiske beregninger. Herunder fastlæggelse af laster og lastkombinationer for de forskellige grænsetilstande. Desuden er der i grundlaget forklaret, hvad der ligger til grund for valg af udformning inklusive materialer og statisk system.

I de statiske beregninger fremgår eftervisningen af konstruktionen for brud og anvendelse. Til bestemmelse af de optrædende snitkræfter og deformationer for udvalgte lastkombinationer er der anvendt håndberegninger og et simpelt bjælkeanalyse program - WinBeam.

## Forord

Dette bachelorprojekt er udarbejdet af studerende Diana Mogensen ved Institut for Byggeri og Anlæg, Aalborg Universitet Esbjerg. Projektforløbet strækker sig fra d. 15. oktober 2015 til d. 7. januar 2016.

Baggrunden for rapporten er tidligere semestres tillærte færdigheder, herunder erfaringer gjort under praktikopholdet hos COWI, som også bistår som vejleder på projektet. COWI har endvidere stillet tegningsmateriale, samt rapport over de geotekniske forhold til rådighed.

Rapporten tager udgangspunkt i behovet for en underføring af Djurslandmotorvejen i forbindelse med etableringen af Aarhus Letbane. Der er i forbindelse med udarbejdelsen af rapporten søgt information fra diverse informationskilder – både elektroniske og skriftlige.

## Læsevejledning

I forlængelse af Projektgrundlaget følger de statiske beregninger. Denne projektdel indeholder de statiske beregninger til dokumentation af sikkerheden og anvendelsen af konstruktionen. Startende med en overordnet beskrivelse af det konstruktive system samt en redegørelse af konstruktionens lastnedføring. Herefter følger de statiske beregninger for udvalgte konstruktionsdele og samlinger. De enkelte konstruktionsdele, har hver et afsnit der indledningsvist redegør for laster, reaktioner og snitkræfter for samtlige dimensioneringstilfælde. Herefter følger eftervisningen i de forskellige dimensioneringstilstande. Rapporten indeholder desuden en dimensionering af pælefundamentet.

Vedlagte appendiks er anvendt ved udarbejdelsen af denne projektdel, hvilket bl.a. indeholder diverse WinBeam udskrifter. Der henvises til appendiks i løbet af rapporten. Ydermere vil der kunne gøres gavn af vedlagte tegningsmappe, for at kunne hjælpe læseren med at danne et illustrativt indblik af konstruktionen og de beregnede resultater.

# Indhold

<b>1.</b>	<b>BESKRIVELSE AF KONSTRUKTIVT SYSTEM OG STATISK VIRKEMÅDE .....</b>	<b>5</b>
1.1	OVERORDNET BESKRIVELSE AF KONSTRUKTIVT SYSTEM OG UNDERSTØTNINGSBETINGELSER.....	5
1.2	STATISKE SYSTEMER - KONSTRUKTIONSDELE .....	5
1.2.1	<i>Brodæk</i> .....	5
1.2.2	<i>Bropiller</i> .....	6
1.3	LODRET LASTNEDFØRING .....	6
1.4	VANDRET LASTNEDFØRING .....	7
<b>2.</b>	<b>OVERBYGNING.....</b>	<b>9</b>
2.1	LASTER, REAKTIONER OG SNITKRÆFTER .....	9
2.2	FORUDSÆTNINGER .....	11
2.2.1	<i>Sikkerhed</i> .....	11
2.2.2	<i>Materialedata</i> .....	11
2.3	BRUDUNDERSØGELSE (ULS).....	12
2.4	BRUD, UDMATTELSE (FLS) .....	17
2.5	BRUD, ULYKKELAST (ALS).....	19
2.5.1	<i>Eftervisning</i> .....	20
2.6	ANVENDELSESGRÆNSETILSTANDEN (SLS).....	22
2.6.1	<i>Spændingskontrol</i> .....	22
2.6.2	<i>Nedbøjningskontrol</i> .....	25
2.6.3	<i>Revnekontrol</i> .....	27
<b>3.</b>	<b>BROPILLE .....</b>	<b>29</b>
3.1	SNITKRÆFTER .....	29
3.1.1	<i>Laster</i> .....	29
3.2	FORUDSÆTNINGER .....	31
3.2.1	<i>Sikkerhed</i> .....	31
3.2.2	<i>Materialedata</i> .....	32
3.3	BRUDUNDERSØGELSE (ULS).....	32
3.3.1	<i>Bøjning om svag akse</i> .....	32
3.3.2	<i>Bøjning om stærk akse</i> .....	37
3.3.3	<i>Toakset bøjning</i> .....	40
3.4	ANVENDELSESGRÆNSETILSTANDEN (SLS).....	41
3.4.1	<i>Spændingskontrol</i> .....	41
3.4.2	<i>Udbøjningskontrol</i> .....	41
3.4.3	<i>Revnekontrol</i> .....	42
<b>4.</b>	<b>FUNDAMENTSBJÆLKE.....</b>	<b>44</b>
4.1	SNITKRÆFTER .....	44
4.1.1	<i>Laster</i> .....	44
4.2	FORUDSÆTNINGER .....	46
4.2.1	<i>Materialedata</i> .....	46
4.3	BRUDUNDERSØGELSE (ULS).....	47
4.3.1	<i>Bæreevner</i> .....	47
4.3.2	<i>Eftervisning</i> .....	51

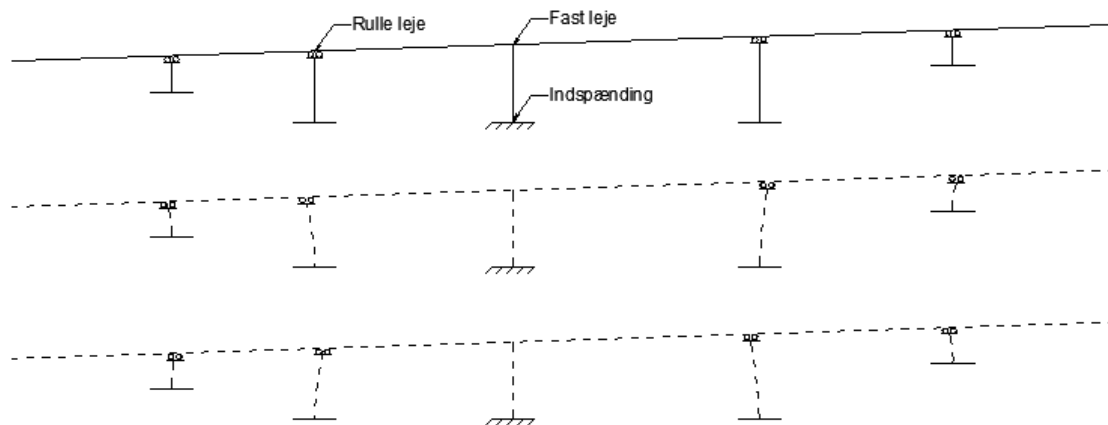
4.4	ANVENDELSESGRÆNSETILSTANDEN (SLS).....	52
4.4.1	<i>Spændingskontrol</i> .....	52
4.4.2	<i>Nedbøjningskontrol</i> .....	52
4.4.3	<i>Revnekontrol</i> .....	53
<b>5.</b>	<b>SAMLINGER</b> .....	<b>56</b>
5.1	BROPILLE MOD OVERBYGNING .....	56
5.1.1	<i>Valg af lejer</i> .....	56
5.1.2	<i>Lejetryk</i> .....	57
5.2	BROPILLE MOD FUNDAMENT .....	60
5.2.1	<i>Eftervisning</i> .....	61
<b>6.</b>	<b>PÆLEFUNDERING</b> .....	<b>63</b>
6.1	FORUDSÆTNINGER .....	63
6.1.1	<i>Pæletype</i> .....	63
6.1.2	<i>Lastdata</i> .....	63
6.2	BRUDGRÆNSETILSTAND - ULS .....	65
6.3	ANVENDELSESGRÆNSETILSTAND - SLS.....	69
<b>7.</b>	<b>OPSUMMERING</b> .....	<b>73</b>

# 1. Beskrivelse af konstruktivt system og statisk virkemåde

I dette afsnit redegøres for det konstruktive system og den statiske virkemåde. Dette tæller en overordnet beskrivelse af konstruktionen herunder understøtningsforhold efterfulgt af en beskrivelse af enkelte konstruktionsdele henholdsvis brodæk og bropiller. Afsnittet afsluttes med en redegørelse af konstruktionens lodrette og vandrette lastnedføring.

## 1.1 Overordnet beskrivelse af konstruktivt system og understøtningsbetingelser

Broen er en firefagspladebro kontinuerlig over understøtningerne. Alle 5 bropiller udføres som rektangulære vægge af varierende højde. Bropillerne understøttes af fundamenter, som understøttes af pæle. Brodækket er simpelt understøttet af stållejer på bropillerne. For den midterste bropille vil stållejet være et fastleje, mens det for øvrige vil være rullelejer. Som beskrevet i grundlaget sikrer dette en hensigtsmæssig lastfordeling, idet den centrale pilles store belastning vil have en gunstig virkning ift. stabilitet, mens rullelejerne sikrer at konstruktionen kan bevæge sig uhindret. På figur 1-1 ses dilatationen af brodækket for henholdsvis længdeudvidelse og forkortelse for det valgte statiske system.



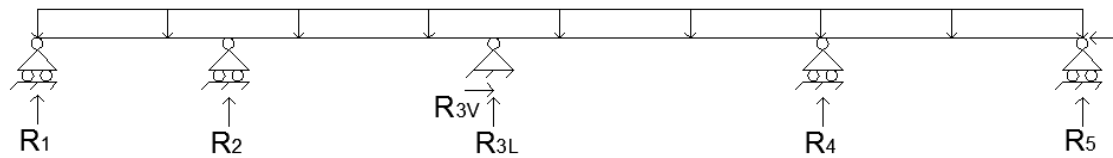
Figur 1-1 - Statisk system og dilatation af brodæk

## 1.2 Statiske systemer - konstruktionsdele

De statiske systemer for de enkelte konstruktionsdele og de optrædende reaktioner beskrives i følgende.

### 1.2.1 Brodæk

Brodækkets statiske system ses af figur 1-2. Brodækket vil have en lodret reaktion ved hver bropille og en vandret reaktion i den centrale.

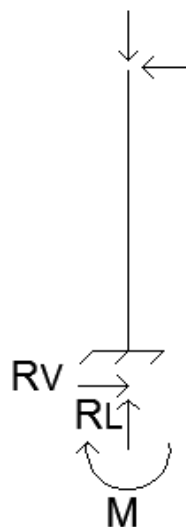


Figur 1-2 - Statisk system for brodæk

Brodækket er en statisk ubestemt konstruktion, idet der er flere reaktioner end ligevægtsligninger. De 6 reaktioner medfører, at konstruktionen er 3 gange statisk ubestemt.

### 1.2.2 Bropiller

Bropillernes statiske system ses af figur 1-3. Bropillerne er statisk bestemte konstruktioner. Selvom brodækket kun overfører lodret last til de yderste piller, skal understøtningen ved fundamentet også kunne optage vandret last som følge af imperfektioner og anden vandret belastning på bropillen.



Figur 1-3 - Statisk system for bropiller

## 1.3 Lodret lastnedføring

I dette afsnit redegøres for den lodrette lastnedføring fra brodæk gennem bropiller til fundament.

Brodækkets belastning for den valgte lastkombination udgøres af egenlast samt toglasten fra LM 71. Da broen er symmetrisk og centralt belastet for udvalgte lastgruppe,

lægges lasten på de to spor sammen og betragtes som en samlet linje/punktlast midt på brodækket. Det samme gør sig gældende for egenlasten.

Lastværdierne fremgår af grundlaget, hvor det også ses, at egenlasten af beton samt ballast er opgivet som rumvægt, hvorfor værdien multipliceres med arealet af henholdsvis brotværsnit og ballast. Arealerne er bestemt i AutoCad.

### Egenlast

$$g_k = g_{\text{beton}} \cdot A_{\text{beton}} + g_{\text{ballast}} \cdot A_{\text{ballast}} + 2 \cdot g_{\text{betonsveller}} + 2 \cdot g_{\text{skinner}} + 2 \cdot g_{\text{elinstallationer}} + 2 \cdot g_{\text{rækværk}} + g_{\text{andet}}$$

$$g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 8,09 \text{ m}^2 + 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 3,15 \text{ m}^2 + 2 \cdot 3,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2 \cdot 1,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2 \cdot 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2 \cdot 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 270 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_d = \gamma_{Gj, \text{sup}} \cdot K_{FI} \cdot g_k$$

$$g_d = 1,0 \cdot 1,1 \cdot 270 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 297 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Toglast LM71

$$Q_{vk} = 2 \cdot 250 \text{ kN}$$

$$Q_{vd} = \gamma_Q \cdot K_{Fi} \cdot \alpha \cdot \Phi \cdot Q_{vk} = 1,40 \cdot 1,1 \cdot 0,75 \cdot 1,2 \cdot 500 \text{ kN} = 693 \text{ kN}$$

$$q_{vk} = 2 \cdot 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{vd} = \gamma_Q \cdot K_{Fi} \cdot \alpha \cdot \Phi \cdot q_{vk} = 1,40 \cdot 1,1 \cdot 0,75 \cdot 1,2 \cdot 160 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 221,76 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Den lodrette last vil fordele sig over de 5 bropiller, som vil føre lasten til fundamenterne. Pga. dårlige jordbundsforhold understøttes brofundamenter af pæle som vha. af deres overflade- og spidsmodstand overfører lasten til jordbunden.

## 1.4 Vandret lastnedføring

Brodækkets vandrette belastning udgøres af bremse- og accelerationskræfter langs med skinnerne og sidestødkræfter på tværs hermed, idet vindlasten og temperaturpåvirkningen er udeladt i eftervisningen. Som nævnt i grundlaget forudsættes det, at halvdelen af bremse- og accelerationskræfterne optages af tilstødende skråning.

### Bremse- og accelerationskræfter

$$q_{lak} = \frac{1}{2} \cdot \frac{Q_{lak}}{l} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1000 \text{ kN}}{75 \text{ m}} = 6,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{lad} = \gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot K_{Fi} \cdot \alpha \cdot q_{lak} = 1,4 \cdot 1,0 \cdot 1,1 \cdot 0,75 \cdot 6,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 7,68 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{lbk} = \frac{1}{2} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{lbd} = \gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot K_{Fi} \cdot \alpha \cdot q_{lbk} = 1,4 \cdot 1,0 \cdot 1,1 \cdot 0,75 \cdot 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 10,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Sidestød

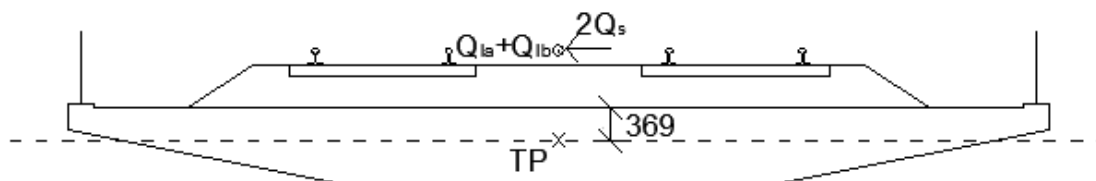
$$Q_{sk} = 2 \cdot 100 \text{ kN}$$

$$Q_{sd} = \gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot K_{Fi} \cdot Q_{sk} = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1,1 \cdot 200 \text{ kN} = 154 \text{ kN}$$

Bremse- og accelerationskræfterne har angrebepunkt i toppen af skinnerne og på langs heraf. Lasterne føres til toppen af brodækket via friktion mellem skærverne.

Der vil opstå et momentbidrag, når lasten flyttes fra toppen af brodækket til tyngdepunktsaksen.

Det samme gør sig gældende for sidestødskraften, som virker i toppen af skinnerne og vinkelret herpå og derfor tilfører et vridningsmoment.



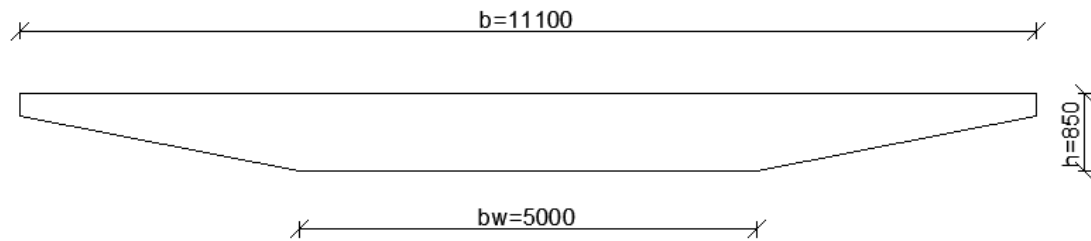
Figur 1-4 - Brodækkets vandrette belastning relativt til tyngdepunktsaksen

Momentbidragene vil være minimale ift. den øvrige belastning og medtages derfor ikke.

Den vandrette last føres via brodækket til den centrale bropille. Det faste stålleje skal konstrueres, så det kan overføre den vandrette belastning. Herfra føres lasten til fundament, hvor skrå nedrammede pæle overfører lasten til jorden.

## 2. Overbygning

Brodækket regnes som en simpelt understøttet bjælke med tværsnit som figur 2-1.

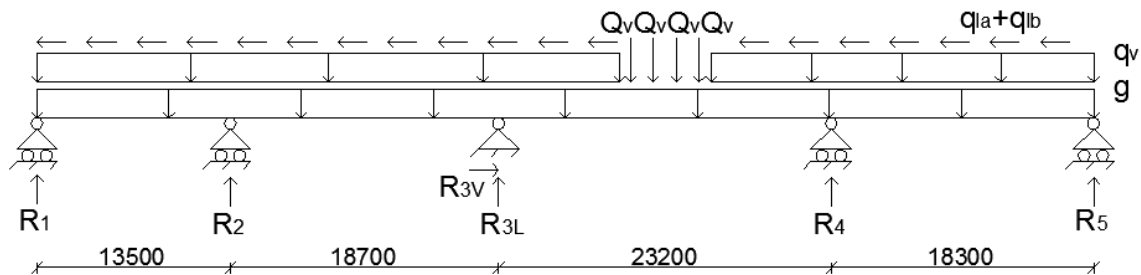


Figur 2-1 - Tværsnit af brodæk

### 2.1 Laster, reaktioner og snitkræfter

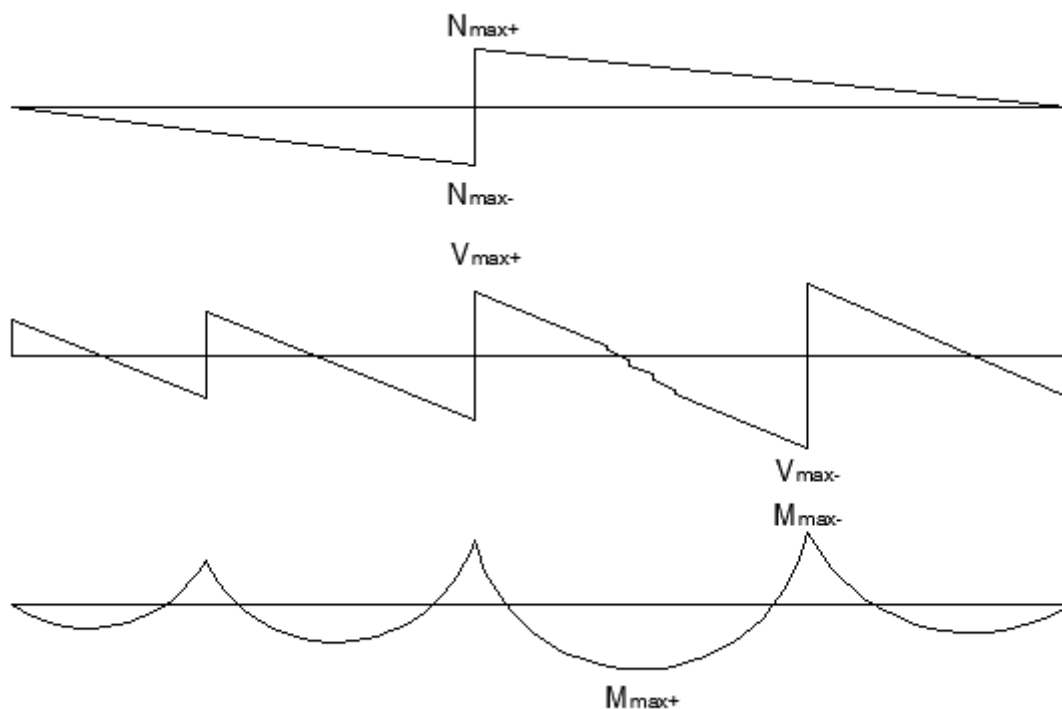
På grund af dækkets kontinuitet og lastarrangement, er den farligste lastplacering ikke åbenlys. Principielt skal flere lastplaceringer undersøges, for at finde den dimensionsgivende.

For projektet undersøges én lastplacering, hvor punktlasterne fra LM71 er placeret midt over længste fag.



Figur 2-2 - Lastarrangement brodæk

Snitkræftkurverne for dette lastarrangement fremgår af figur 2-3.



Figur 2-3 - Snitkræftkurver brodæk

Værdierne for reaktioner og snitkræfter i de forskellige dimensioneringstilstande er bestemt vha. af 2D-bjælkeprogrammet WinBeam. Udskrifterne er vedlagt som appendiks B. De maksimale værdier vises i tabelform på figur 2-4 og 2-5.

	<b>R1 [kN]</b>	<b>R2 [kN]</b>	<b>R3<sub>L</sub> [kN]</b>	<b>R3<sub>V</sub> [kN]</b>	<b>R4 [kN]</b>	<b>R5 [kN]</b>
<b>Vedvarende</b>	2651	8593	12018	1419	12994	3331
<b>Karakteristisk</b>	2192	7148	9869	1227	10683	2775
<b>Kvasipermanent</b>	1350	4597	5806	-	6341	1804
<b>Hyppig</b>	1937	6382	8650	859	9380	2484

Figur 2-4 - Reaktioner i brodæk

	<b>Normalkraft [kN]</b>		<b>Forskydning [kN]</b>		<b>Moment [kN]</b>	
	<b>N<sub>max+</sub></b>	<b>N<sub>max-</sub></b>	<b>V<sub>max+</sub></b>	<b>V<sub>max-</sub></b>	<b>M<sub>max+</sub></b>	<b>M<sub>max-</sub></b>
<b>Vedvarende</b>	709,5	709,5	6558	6831	17305	25917
<b>Karakteristisk</b>	613,5	613,5	5363	5589	13891	21215
<b>Kvasipermanent</b>	-	-	3137	3204	6813	12197
<b>Hyppig</b>	429,5	429,5	4672	4874	11767	18510

Figur 2-5 - Snitkræfter i brodæk

## 2.2 Forudsætninger

### 2.2.1 Sikkerhed

Konsekvensklasse: CC3

Kontrolklasse: Normal

### 2.2.2 Materialedata

#### Beton C35

Karakteristisk trykstyrke:

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

Regningsmæssig trykstyrke:

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

#### Slap armering

Karakteristisk flydestyrke:

$$f_{yk,slap} = 550 \text{ MPa}$$

Regningsmæssig flydestyrke:

$$f_{yd,slap} = \frac{f_{yk,slap}}{\gamma_s} = \frac{550 \text{ MPa}}{1,2} = 458 \text{ MPa}$$

Tværsnittets slappe længdearmering udgøres af Y20/200, som har armeringsarealet:

$$A_s = 1570 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \cdot 11,1 \text{ m} = 17427 \text{ mm}^2$$

#### Spændarmering

Pga. det store spænd og den store belastning vil der opstå store nedbøjninger og trækspændinger, som vil medføre store revner i betonen. For at imødekomme dette, kan konstruktionen tilføres en forspænding, som gør betonen aktiv fra start ved at sætte den under tryk. Dette modvirker dels den ydre belastning, samtidig gøres det muligt at udnytte konstruktionens stivhed i fuldt omfang, da et urevnet tværsnit har større stivhed end et revnet.

Trykkraften i betonen opnås ved at en del af armeringen opspændes før eller efter betonens udstøbning.

Som følge af brodækkets kontinuitet vil der både opstå positivt og negativt moment. Dette medvirker skiftevis træk i over- og underside. For at forspændingen skal have en

gunstig effekt, skal spændkablerne placeres i trækzonen. Spændkablets geometri udformes derfor med samme forløb som momentkurven for den ydre påvirkning.

Opspænding:

Spændarmeringen opspændes til 70 % af styrken. Der ses bort fra spændingstab fra krybning, svind låse- og friktion.

Karakteristisk flydestyrke:

$$f_{puk} = 1860 \text{ MPa}$$

Karakteristisk forspænding:

$$f_{pk} = 0,7 \cdot 1860 \text{ MPa} = 1302 \text{ MPa}$$

Regningsmæssig forspænding:

$$f_{pd} = \frac{f_{ok}}{\gamma_s} = \frac{1302 \text{ MPa}}{1,2} = 1085 \text{ MPa}$$

Spændarmeringen udgøres af 13 stk. 19C15. 19C15 er et kabel med 19 liner, hvor tværsnitsarealet af hver line er  $150 \text{ mm}^2$ . Herved bliver spændkablernes samlede armeringsareal:

$$A_p = 13 \cdot 19 \cdot 150 \text{ mm}^2 = 37050 \text{ mm}^2$$

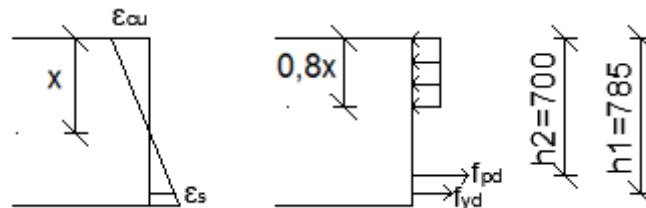
### 2.3 Brudundersøgelse (ULS)

Brodækket eftervises for de optrædende snitkræfter, se figur 2-5. Konservativt betragtes et tværsnit påvirket af samtlige maksimale snitkræfter.

#### Moment og normalkraft

Momentkapaciteten af et tværsnit med spændarmering kan principielt bestemmes på samme måde som ved en slapt armeret konstruktion, der indgår blot et ekstra bidrag fra spændarmeringen i ligevægtsligningerne.

Bestemmelse af trykzonens højde ved vandret projektion



Figur 2-6 - Tøjninger og spændinger i brodæk

Projektionsligningen antager at tværsnittet er normalarmeret

$$0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} - A_s \cdot f_{yd} - f_{p,d} \cdot A_p - N_{Ed} = 0$$

$$x = \frac{17427 \text{ mm}^2 \cdot 458 \text{ MPa} + 37050 \text{ mm}^2 \cdot 1085 \text{ MPa} + 709,5 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,8 \cdot 11100 \text{ mm} \cdot 24 \text{ MPa}} = 197 \text{ mm}$$

Finder momentbæreevnen ved momentligevægt om slap armering

$$M_u = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot (h_1 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot x) - f_{p,d} \cdot A_p \cdot (h_1 - h_2) - N_{Ed} \cdot (h_1 - \frac{h}{2})$$

$$M_u = 0,8 \cdot 197 \cdot 11100 \cdot 24 \cdot (785 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 197) - 1085 \cdot 37050 \cdot (785 - 700) - 709,5 \cdot 10^3 \cdot \frac{850}{2} = 25931 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 25931 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} < M_u \rightarrow \text{OK!}$$

Beregningerne er foretaget ud fra en antagelse om et normalt armeret tværsnit. I det følgende kontrolleres at denne antagelse er korrekt.

Et tværsnit er normalarmeret, når der sker flydning i armeringen ved brud. Dette gør sig gældende, når armeringsgraden  $\omega$  opfylder følgende:

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

Betonens enaksede middeltrækstyrke beregnes med henblik på beregning af minimumsarmeringsgraden:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (35 \text{ MPa})^{\frac{2}{3}} = 3,21 \text{ MPa}$$

De regningsmæssige flyde- og brudtøjninger er følgende:

$$\varepsilon_{yd} = 2,29 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$$

Bestemmelse af  $\omega_{min}$  og  $\omega_{bal}$ :

$$\omega_{min} = maks \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \\ 0,0013 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \end{array} \right.$$

$$\omega_{min} = maks \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{3,21 \text{ MPa}}{550 \text{ MPa}} \cdot \frac{458 \text{ MPa}}{24 \text{ MPa}} = 0,029 \\ 0,0013 \cdot \frac{458 \text{ MPa}}{24 \text{ MPa}} = 0,025 \end{array} \right.$$

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

$$\omega_{bal} = 0,8 \cdot \frac{3,5 \text{ ‰}}{3,5 \text{ ‰} + 2,29 \text{ ‰}} = 0,484$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{pd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

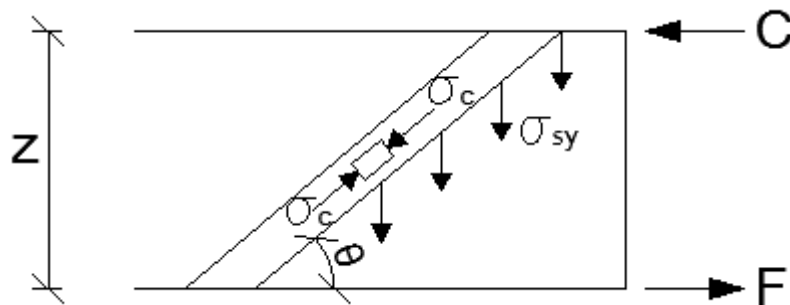
$$d = \frac{h_1 + h_2}{2} = \frac{785 \text{ mm} + 700 \text{ mm}}{2} = 742,5 \text{ mm}$$

$$\omega = \frac{17427 \text{ mm}^2 \cdot 458 \text{ MPa} + 37050 \text{ mm}^2 \cdot 1085 \text{ MPa}}{11100 \text{ mm} \cdot 742,5 \text{ mm} \cdot 24 \text{ MPa}} = 0,24$$

$$\omega_{min} < 0,24 < \omega_{bal} \rightarrow \text{Normalarmeret tværsnit}$$

## Forskydning

Som følge af den nedadrettede lodrette belastning, vil der opstå træk i underside og tryk i overside. Træk og trykzonen betragtes som stringere C og F. Betonen mellem stringerne skal kunne optage trykspændingen  $\sigma_c$ . Mens de lodrette bøjle skal optage spændingen  $\sigma_s$ . Figur 2-7 illustrerer spændingerne i et forskydningsfag.



Figur 2-7 - Spændinger i forskningsfag

Bjælkens forskydningsbæreevne eftervises ved at kontrollere det skrå betontryk, og finde den nødvendige bøjlearmering.

Den maksimale forskydningspænding bestemmes af:

$$\tau_{Ed,max} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z}$$

Hvor  $z$  er den indre momentarm:

$$z = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega\right) \cdot d$$

$$z = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,24\right) \cdot 742,5\text{mm} = 653,4\text{mm}$$

$$\tau_{Ed} = \frac{6831 \cdot 10^3\text{N}}{5000\text{mm} \cdot 621\text{mm}} = 2,20\text{MPa}$$

Det skrå betontryk bestemmes af:

$$\sigma_c = \tau_{Ed} \cdot (\cot(\theta) + \frac{1}{\cot(\theta)})$$

$\cot(\theta)$  vælges frit mellem 1 og 2,5, men bør af økonomiske årsager sættes så stor som mulig.

$$\sigma_c = 2,20\text{MPa} \cdot \left(2,5 + \frac{1}{2,5}\right) = 6,38\text{MPa}$$

Det skrå betontryk skal være mindre end den effektive regningsmæssige betontrykstyrke:

$$v \cdot f_{cd}$$

Hvor:

$v$  er en effektivitetsfaktor der for betontrykstyrken 35MPa sættes til 0,53

$$v \cdot f_{cd} = 0,53 \cdot 24MPa = 12,72MPa$$

$$\sigma_c < v \cdot f_{cd} \rightarrow OK!$$

Det nødvendige armeringsareal kan bestemmes af:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \tau_{Ed} \cdot \frac{b_w}{f_{yd} \cdot \cot(\theta)}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 2,20MPa \cdot \frac{5000mm}{458MPa \cdot 2,5} = 9,607 \frac{mm^2}{mm} = 9607 \frac{mm^2}{m}$$

Der anvendes 17Y10 bøjler som har armeringsarealet:

$$A_{sw,17Y10} = 17 \cdot 2 \cdot \pi \cdot (5mm)^2 = 2670mm^2$$

Den nødvendige bøjleafstand bliver hermed:

$$s = \frac{A_{sw,17Y10}}{\frac{A_{sw}}{s}}$$

$$s = \frac{2670mm^2}{\frac{9607mm^2}{m}} = 0,278m$$

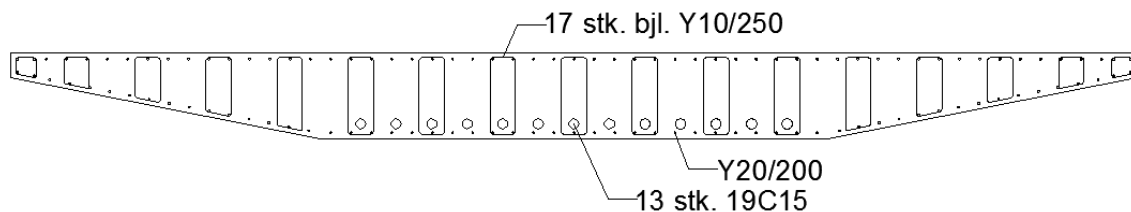
Afstanden  $s=275mm$  vælges. Det kontrolleres at denne afstand opfylder kravene til forskydningsarmerings bøjleafstand.

$$s \leq \begin{cases} 0,75 \cdot d \\ 15,9 \cdot \frac{A_{sw}}{b_w} \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{f_{ck}}} \end{cases}$$

$$s \leq \begin{cases} 0,75 \cdot 742,5mm = 556,88mm \\ 15,9 \cdot \frac{2670mm^2}{5000mm} \cdot \frac{550}{\sqrt{35}} = 790 \end{cases}$$

$$275mm < 556mm \rightarrow OK!$$

Tværsnittet er i brudgrænsetilstanden eftervist med følgende armering:



Figur 2-8 - armering i brodæk

## 2.4 Brud, udmattelse (FLS)

Udmattelse er en svækkelse af materialet, der optræder, når materialet udsættes for gentagne belastninger. Udmattelseskader sker gradvist, derfor kan de lastværdier, der forårsager udmattelseskader være væsentlig mindre end brudspændingerne i ULS.

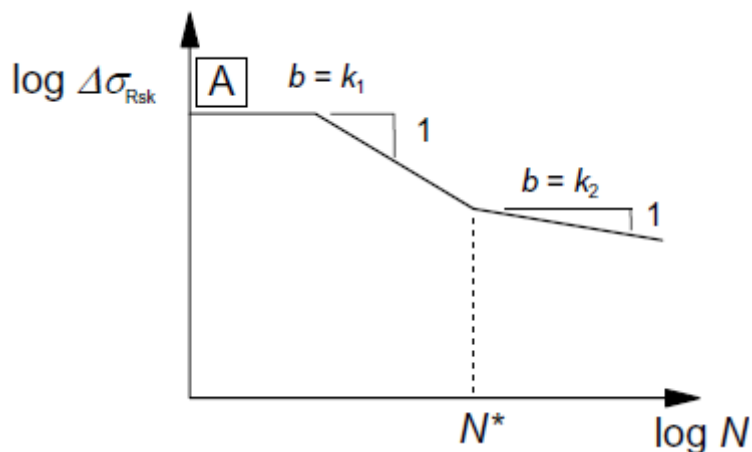
Iht. til DS/EN 1992-1-1 bør eftervisning af udmattelse foretages for konstruktioner, der påvirkes af regelmæssige lastcykler, herunder broer med stor trafiklast. Eftervisningen foretages separat for beton og stål.

I følgende beskrives fremgangsmåden til eftervisning af udmattelsesstyrken. Beregningerne udelades i dette projekt.

### Stål

Eftervisningen for stål foregår ved at fastsætte spændingsvariationen for konstruktionen.

Antallet af lastcykler, konstruktionen kan modstå, afhænger af spændingsvariationen. Sammenhængen mellem spændingsvariation og cykler kan ses af en SN-kurve. På figur 2-9 ses en SN-kurve for armeringsstål og forspændingsstål.



Figur 2-9 - SN-kurve for armeringsstål og forspændingsstål (DS/EN 1992-1-1, 2005)

Værdierne for spændingskomponenterne  $k_1$  og  $k_2$ , samt  $N$  og  $\Delta\sigma_{Rsk}$  afhænger af armeringstypen og kan tabel aflæses i DS/EN 1992-1-1.

Armeringsstål og forspændingsstål kan antages at have tilstrækkelig bæreevne, når følgende er opfyldt:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}}$$

Hvor:

$\Delta\sigma_{S,equ}(N^*)$  er den skadesækvivalente spændingsvidde for armeringsstål og forspændingsstål. For banebroer beregnes denne iht. DS/EN 1992-2

$\Delta\sigma_{S,Rsk}(N^*)$  er spændingsvidden ved  $N^*$  cykler for den relevante udmattelseskurve.

## Beton

Betonens udmattelsesstyrke afhænger ligeledes af spændingsvariationen. Trykpåvirket beton kan antages at have tilstrækkelig udmattelsesstyrke, når følgende er opfyldt:

$$E_{cd,max,equ} + 0,43 \cdot \sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1$$

Hvor:

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}}$$

$$E_{cd,min,equ} = \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}}$$

$$E_{cd,max,equ} = \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}}$$

Hvor:

$R_{equ}$  er spændingsforholdet

$E_{cd,min,equ}$  er det mindste trykspændingsniveau

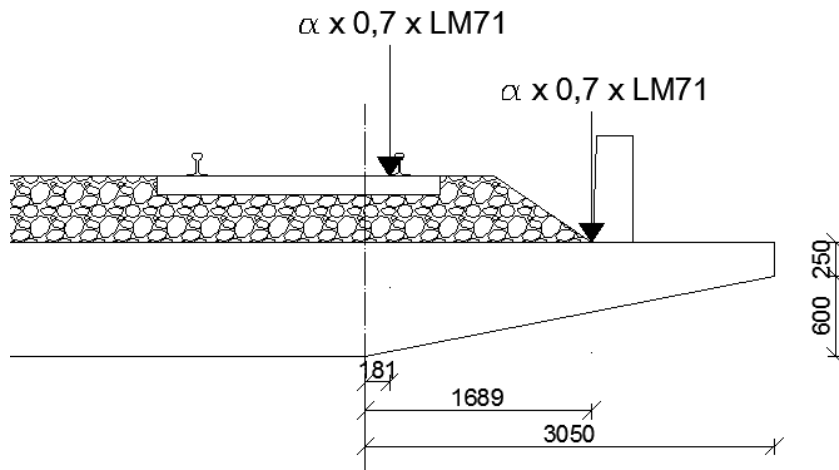
$E_{cd,max,equ}$  er det største trykspændingsniveau

$\sigma_{cd,min,equ}$  er den mindste spændingsvariation ved brudgrænsen for  $N$  cykler

$\sigma_{cd,max,equ}$  er den største spændingsvariation ved brudgrænsen for  $N$  cykler.

## 2.5 Brud, ulykkeslast (ALS)

Konstruktionen skal iht. DS/EN 1991-2 eftervises for to design situationer. Eftervisningen indskrænkes for dette projekt til én design situation for et enkelt snit i konstruktionen. Snittet ved udkragnetens begyndelse betragtes for design situation 1, for at sikre at udkragnet ikke vil kollapse, som følge af den excentriske belastning.



Figur 2-10 - Ulykkeslast brodæk

Punktlasterne for LM71 er placeret med en indbyrdes afstand på 1,6 m. Derfor betragtes 1,6 meter i dækkets længderetning.

### Laster:

I ulykkesgrænsetilstanden vil de to ulykkeslaster samt egenvægten af udkragnet påvirke det betragtede snit. Egenvægten deles op i to – et rektangel og en trekant.

$$A_{LM71} = \alpha \cdot 0,7 \cdot Q_{vk}$$

$$A_{LM71} = 0,75 \cdot 0,7 \cdot 250 \text{ kN} = 130,25 \text{ kN}$$

$$G_{rekt} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 3,05 \text{ m} \cdot 1,6 \text{ m} = 30,5 \text{ kN}$$

$$G_{trek} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 3,05 \text{ m} \cdot 1,6 \text{ m} = 36,6 \text{ kN}$$

### Snitkræfter:

$$M_{Ed} = A_{LM71} \cdot 0,18 \text{ m} + A_{LM71} \cdot 1,69 \text{ m} + G_{rekt} \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,05 \text{ m} + G_{trek} \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,05 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 130,25kN \cdot 0,18m + 130,25kN \cdot 1,69m + 30,5kN \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,05m + 36,6kN \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,05m = 327,29kNm$$

$$V_{Ed} = 2 \cdot A_{LM71} + G_{rekt} + G_{trek}$$

$$V_{Ed} = 2 \cdot 130,25kN + 30,5kN + 36,6kN = 327,6kN$$

## 2.5.1 Eftervisning

### Bøjning

Betragter moment som kraftpar

$$F = \frac{M}{z}$$

Indre moment arm:

$$z \approx 0,8 \cdot h = 0,8 \cdot 850mm = 680mm$$

$$F = \frac{327,29kNm}{0,680m} = 481,31kN$$

Armeringsareal:

$$A_s \approx \frac{F}{f_y}$$

$$A_s \approx \frac{481,31 \cdot 10^3 N}{550MPa} = 875mm^2$$

Y20/200 vælges for at opnå et normalt armereret tværsnit.

$$A_{sY20/200} = 1570 \frac{mm^2}{m} \cdot 1,6m = 2512mm^2$$

Armeringens effektive højde:

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 850mm - 45mm - \frac{20mm}{2} = 795mm$$

Armeringsgraden:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot d \cdot f_c}$$

$$\omega = \frac{2512\text{mm}^2 \cdot 550\text{MPa}}{1600\text{mm} \cdot 795\text{mm} \cdot 35\text{MPa}} = 0,031$$

Momentbæreevne:

$$M_{Rd} = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega\right) \cdot \omega \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c$$

$$M_{Rd} = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,031\right) \cdot 0,031 \cdot 1600\text{mm} \cdot (795\text{mm})^2 \cdot 35\text{MPa} = 1080,19\text{kNm}$$

$$M_{Ed} < M_{Rd} \rightarrow OK!$$

## Forskydning

Forskydningsbæreevnen for et tværsnit uden forskydningsarmering bestemmes iht.

DS/EN 1992-1-1:

$$V_{Rd} = \left(\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{795\text{mm}}} = 1,50$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{2512\text{mm}^2}{1600\text{mm} \cdot 795\text{mm}} = 0,0020$$

$$V_{Rd} = \left(\frac{0,18}{1,0} \cdot 1,50 \cdot (100 \cdot 0,002 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} + 0\right) \cdot 1600 \cdot 795 = 657 \cdot 10^3\text{N}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd} \rightarrow OK!$$

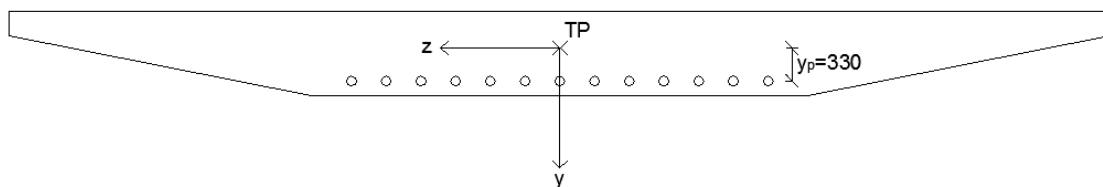
## 2.6 Anvendelsesgrænsetilstanden (SLS)

### 2.6.1 Spændingskontrol

Store trykspændinger i betonen kan medføre revnedannelse, som kan føre til nedsat holdbarhed. Da brodækket er i aggressiv miljøklasse anbefales det, at spændingerne under den karakteristiske lastkombination holdes under 60 % af betonens karakteristiske trykstyrke.

For at tage hensyn til armeringen og stadig kunne benytte elasticitetsteorien og derved Naviers formel, til at bestemme spændingerne, transformeres tværsnittet til beton.

Tværsnittets parametre bestemmes ud fra en vilkårlig placeret akse. Det vælges at placere akse i det utransformerede tværsnits tyngdepunkt.



Figur 2-11 - brodækkets utransformerede tværsnit

Tværsnitsparametre for det utransformerede tværsnit:

$$A = 8,09m^2$$

$$I_y = 4,166 \cdot 10^{11}mm^4$$

$$A_p = 13 \cdot 19 \cdot 150mm^2 = 37050mm^2$$

Brodækkets areal og inertimoment samt placeringen af tyngdepunktet er bestemt i Auto-Cad vha. funktionen Massprop.

Tværsnitsparametre for det transformerende tværsnit:

$$A_{tr} = A + (\alpha - 1) \cdot A_p$$

$\alpha$  er forholdet mellem armering og betons elasticitetsmodul. Armeringens elasticitetsmodul er konstant, men beton vil med tiden krybe og derfor er betonens elasticitetsmodul forskellig for kortids og langtidslast. Derfor afhænger værdien  $\alpha$  af lastvarighed og betonstyrke. For C35 og langtidslast er  $\alpha=23$ .

$$A_{tr} = 8,09 \cdot 10^6mm^2 + (23 - 1) \cdot 37050mm^2 = 8,91m^2$$

$$S_{tr} = A \cdot y + (\alpha - 1) \cdot A_p \cdot y_p$$

$$S_{tr} = A \cdot 0 + (23 - 1) \cdot 37050 \text{ mm}^2 \cdot 330 \text{ mm} = 268983 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Afstanden fra den valgte akse til det transformerede tværsnits tyngepunkt findes ved:

$$\eta_G = \frac{S_{tr}}{A_{tr}}$$

$$\eta_G = \frac{268983 \cdot 10^3 \text{ mm}^3}{8,91 \cdot 10^6 \text{ mm}^2} = 30,21 \text{ mm}$$

$$I_{tr} = I_{tr0} - \eta_G^2 \cdot A_{tr}$$

$$I_{tr0} = I_y + (\alpha - 1) \cdot A_p \cdot y_p^2$$

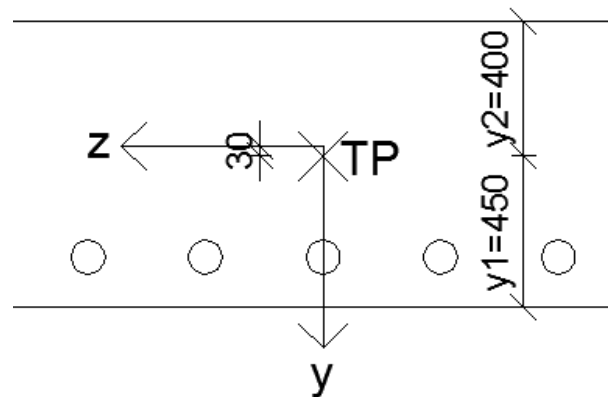
$$I_{tr0} = 4,17 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4 + (23 - 1) \cdot 37050 \text{ mm}^2 \cdot (330 \text{ mm})^2 = 5,05 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$I_{tr} = 5,05 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4 - (30,21 \text{ mm})^2 \cdot 8,91 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 = 4,972 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Spændingerne for den karakteristiske lastkombination bestemmes af:

$$\sigma = \frac{N}{A_{tr}} \pm \frac{M}{I_{tr}} \cdot y$$

Afstanden  $y$ , angiver afstanden fra tyngdepunktet af det transformerede tværsnit til henholdsvis over- og undersiden. Afstandene ses af figur 2-12.



Figur 2-12 - Placering af det transformerede tværsnits tyngdepunkt

Det største numeriske moment er negativt, derfor vil de største trykspændinger opstå i undersiden. De bestemmes af:

$$\sigma = \frac{N}{A_{tr}} + \frac{M}{I_{tr}} \cdot y_1$$

De resulterende snitkræfter består af et bidrag fra den ydre last og forspændingen.

Forspændingskraft:

$$N_p = f_{pk} \cdot A_p$$

$$N_p = 1302 \text{MPa} \cdot 37050 \text{mm}^2 = 48239 \text{kN}$$

Moment fra forspænding:

$$M_p = N_p \cdot (y_p - \eta_G)$$

$$M_p = 48239 \text{kN} \cdot (330 \cdot 10^{-3} \text{m} - 30,21 \cdot 10^{-3} \text{m}) = 14462 \text{kNm}$$

Normalkraften i snittet sættes konservativt til den maksimale trykkraft.

$$N_{ydre} = 613,5 \text{kN}$$

Moment fra ydre last:

$$M_{ydre} = 13891 \text{kNm}$$

Samlet

$$N = N_{ydre} + N_p$$

$$N = 613,5 \text{kN} + 48239 \text{kN} = 48852,5 \text{kN}$$

$$M = M_{ydre} - M_p$$

$$M = 13891 \text{kNm} - 14462 \text{kNm} = -571 \text{kNm}$$

Kontrol af spændinger:

$$\sigma = \frac{48852,5 \cdot 10^3 \text{N}}{8,91 \cdot 10^6 \text{mm}^2} + \frac{-571 \cdot 10^6 \text{Nmm}}{4,972 \cdot 10^{11} \text{mm}^4} \cdot 450 \text{mm} = 4,97 \text{MPa}$$

$$\sigma < 0,6 \cdot 35 \text{MPa} = 21 \text{MPa} \rightarrow \text{OK!}$$

## 2.6.2 Nedbøjningskontrol

Ved nedbøjningsberegninger skelnes der imellem, om tværsnittet er fuldt forspændt eller delvist forspændt i anvendelsesgrænsetilstanden.

Det tilstræbes at tværsnittet er fuldt forspændt i den kvasipermanente lastkombination. Et fuldt forspændt tværsnit vil sige, at der er tryk i hele tværsnittet, og der vil derfor ikke være anledning til lastfremkaldt revnedannelse.

Der vil være to tværsnit, der skal undersøges pga. variationen i spændkablernes placering. Det vælges kun at undersøge ét tilfælde, da princippet er det samme. Tilfældet med positivt moment, hvor spændkablerne er placeret i bunden, undersøges.

### Fuldt forspændt tværsnit

For at alle spændinger er tryk og mindre end bæreevnen skal følgende være opfyldt:

$$0 \leq \sigma_c \leq f_{cd}$$

For den kvasipermanente lastkombination vil normalkraften udgøres af forspændingskraften, mens momentet vil være momentet fra den ydre last fratrukket det moment forspændingen bidrager til.

Moment fra ydre last:

$$M_{ydre} = 6813kNm$$

Samlet

$$M = M_{ydre} - M_p$$

$$M = 6813kNm - 14462kNm = -7649kNm$$

Spændinger i underside

Det negative moment vil bidrage med trykspændinger i undersiden, de samlede spændinger bestemmes af:

$$\sigma = \frac{N_p}{A_{tr}} + \frac{|M|}{I_{tr}} \cdot y_1$$

$$\sigma = \frac{48239 \cdot 10^3 N}{8,91 \cdot 10^6 mm^2} + \frac{7649 \cdot 10^6 Nmm}{4,97 \cdot 10^{11} mm^4} \cdot (450mm) = 12,34 MPa$$

Spændinger i oversiden

Det negative moment vil bidrage med trækspændinger i oversiden, de samlede spændinger bestemmes af:

$$\sigma = \frac{N_p}{A_{tr}} - \frac{|M|}{I_{tr}} \cdot y_2$$
$$\sigma = \frac{48239 \cdot 10^3 N}{8,91 \cdot 10^6 mm^2} - \frac{7649 \cdot 10^6 Nmm}{4,97 \cdot 10^{11} mm^4} \cdot (400 mm) = 0,74 MPa$$

Det ses af ovenstående at der er tryk over hele tværsnittet, som ønsket. Det fuldt forspændte tværsnit medfører, at nedbøjningsberegningen kan foretages for et urevnet tværsnit.

### Nedbøjning

Nedbøjningen består af et bidrag fra forspændingen i form af en pilhøjde og et bidrag fra den ydre last.

Pilhøjde

Konstruktionen har som følge af forspændingen en pilhøjde. Pilhøjden fastlægges på baggrund af det moment, spændkablerne giver anledning til.

$$M_p = 14462 kNm$$

$$u_p = \frac{1}{10} \cdot \alpha \cdot \frac{M_p}{E_s \cdot I_{tr}} \cdot l^2$$

$$u_p = \frac{1}{10} \cdot 23 \cdot \frac{14462 \cdot 10^6 Nmm}{2 \cdot 10^5 MPa \cdot 4,97 \cdot 10^{11} mm^4} \cdot (23,3 \cdot 10^3 mm)^2 = 182 mm$$

Nedbøjning fra kvasipermanent last

$$M = 6813 kNm$$

$$u = \frac{1}{10} \cdot \alpha \cdot \frac{M}{E_s \cdot I_{tr}} \cdot l^2$$

$$u = \frac{1}{10} \cdot 23 \cdot \frac{6813 \cdot 10^6 Nmm}{2 \cdot 10^5 MPa \cdot 4,97 \cdot 10^{11} mm^4} \cdot (23,3 \cdot 10^3 mm)^2 = 86 mm$$

Det ses at konstruktionen i det kvasipermanente lasttilfælde fortsat vil have en pilhøjde.

Pilhøjden er hensigtsmæssig, idet en fuldstændig vandret konstruktion over et større spænd vil syne deformeret. Desuden vil pilhøjden over tid mindskes som følge af svind og krybning. Ud fra disse betragtninger er det en vurderingssag, hvorvidt pilhøjden er acceptabel.

Der laves ikke en nærmere analyse af tidens virkning på konstruktionen. Pilhøjden i det kvasipermanente lastilfælde vurderes at være acceptabel for pågældende konstruktion.

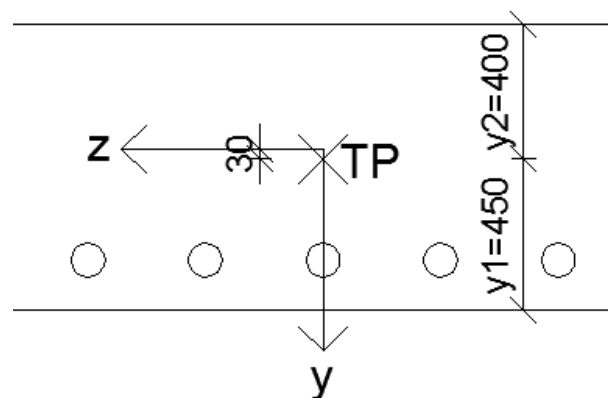
### 2.6.3 Revnekontrol

Revnekontrollen knyttes til den hyppige lastkombination for spændbetonkonstruktioner iht. DS/EN 1992-1-1. De optrædende snitkræfter for den ydre last fremgår af figur 2-5.

Beton har som bekendt en god trykstyrke men en ringe trækstyrke. Derfor anvendes armering til at optage trækkræfterne. For at armeringen kan nå sit fylde udbytte, vil betonen revne. Revnedannelse i beton er almindeligt, men bør begrænses, så den ikke fører til forringet holdbarhed og uacceptabelt udseende.

Revnevidderne i spændbeton bestemmes på samme måde som ved en slapt armerede konstruktion, dog vil opspændingen medføre nogle trykspændinger i betonen som modvirker trækspændingerne for den ydre last.

Revnekontrollen udføres ligesom spændingskontrollen kun for tværsnittet med spændkablerne i bunden i snittet med maksimal positivt moment. Her vil normalkraften for den ydre last virke som tryk i tværsnittet, den sættes konservativt til 0.



Figur 2-13 - Placering af det transformerede tværsnits tyngdepunkt

Armeringsspændingen bestemmes:

$$\sigma_s = \alpha \cdot \left( \frac{N}{A_{tr}} \pm \frac{M}{I_{tr}} \cdot y \right)$$

Normalkraft:

$$N = N_p = 48239 \text{ kN}$$

$$M = M_{max+} - M_p$$

$$M = 11767 \text{ kNm} - 14462 \text{ kNm} = -2695 \text{ kNm}$$

$$\sigma_s = 23 \cdot \left( \frac{48239 \cdot 10^3 \text{ N}}{8,91 \cdot 10^6 \text{ mm}^2} + \frac{-4048 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{4,97 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4} \cdot 450 \text{ mm} \right) = 40,22 \text{ MPa}$$

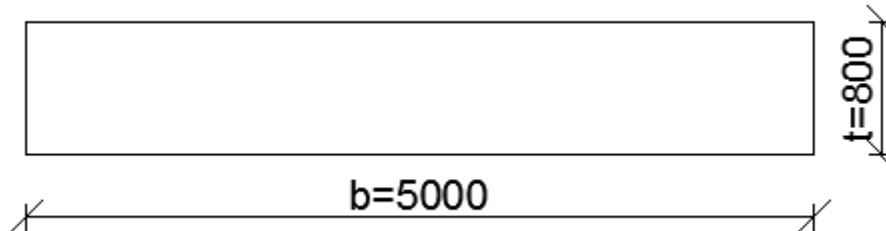
$$\sigma_s = 23 \cdot \left( \frac{48239 \cdot 10^3 \text{ N}}{8,91 \cdot 10^6 \text{ mm}^2} - \frac{-4048 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{4,97 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4} \cdot 400 \text{ mm} \right) = 199,46 \text{ MPa}$$

For den hyppige lastkombination, med spændkablerne placeret i bunden, vil der være tryk i armeringen, og derfor ingen anledning til lastfremkaldt revnedannelse.

### 3. Bropille

Den hårdest belastede bropille er den midterste. Projektet vil kun omfatte eftervisningen af denne.

Bropillens tværsnit ses af figur 3-1.

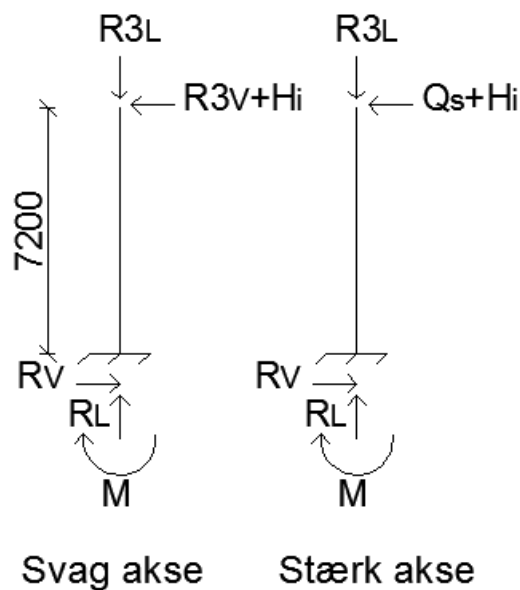


Figur 3-1 - Tværsnit af bropille

### 3.1 Snitkræfter

#### 3.1.1 Laster

Lastarrangementet for den centrale bropille om henholdsvis stærk og svag akse ses af figur 3-2.



Figur 3-2 - Lastarrangement for bropiller

Kræfterne  $R3_L$ ,  $R3_V$  og  $Q_s$  angiver lasterne fra trafik og egenlast, disse er bestemt i afsnit 2. Den horisontale kraft  $H_i$  tager højde for geometriske imperfektioner og bestemmes af:

$$H_i = \theta_i \cdot N$$

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$$\theta_0 = \frac{1}{200}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{7,2}} = 0,75$$

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

$$\theta_i = \frac{1}{200} \cdot 0,75 \cdot 1 = 0,004$$

$$H_{i,d} = 0,004 \cdot (R3_L)$$

### Egenlast bropille

$$N_{g,bropille,k} = g_{beton} \cdot A_{bropille} \cdot l_{bropille}$$

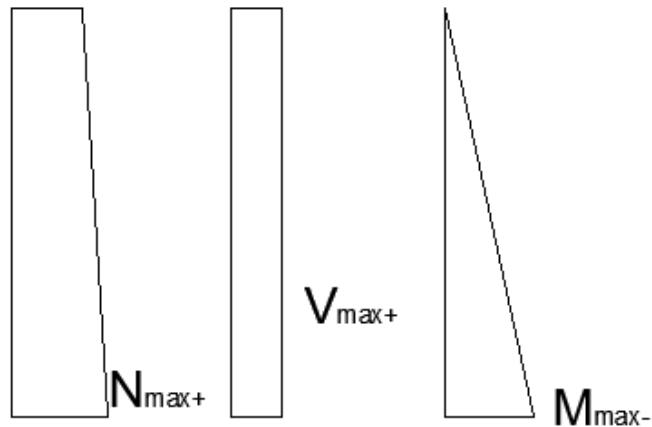
$$N_{g,bropille,k} = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 5m \cdot 0,8m \cdot 7,2m = 720kN$$

$$N_{g,bropille,d} = \gamma_{Gj,sup} \cdot K_{FI} \cdot N_{g,bropille,k} = 1,0 \cdot 1,1 \cdot 720kN = 792kN$$

		R3L [kN]	R3V [kN]	Hi [kN]	Qs [kN]
<b>Vedvarende</b>	Svag akse	12018	1419	48	-
	Stærk akse	12018	-	48	154
<b>Karakteristisk</b>	Svag akse	9869	1227	39	-
	Stærk akse	9869	-	39	100
<b>Kvasipermanent</b>	Svag akse	5806	-	23	-
	Stærk akse	5806	-	23	-
<b>Hypsig</b>	Svag akse	8650	859	35	-
	Stærk akse	8650	-	35	70

Figur 3-3 - Laster på bropille

Snitkræftkurverne for bropillen fremgår af figur 3-4.



Figur 3-4 - Snitkræftkurver for bropille

Værdierne for reaktioner og snitkræfter i de forskellige dimensioneringstilstande og akser er bestemt vha. af 2D-bjælkeprogrammet WinBeam. Udskriverne er vedlagt som appendiks C. De maksimale værdier er opsummeret i tabelform og fremgår af figur 3-5 og 3-6.

	Reaktioner [kN]		Normalkraft [kN]	Forskydning [kN]	Moment [kNm]
	RL	RV	$N_{max+}$	$V_{max+}$	$M_{max-}$
Vedvarende	12810	1467	12810	1467	10562
Karakteristisk	10589	1266	10589	1266	9115
Kvasi	6526	23	6526	23	166
Hyppig	9370	894	9370	894	6437

Figur 3-5 - Reaktioner og snitkræfter for bropille om svag akse

	Reaktioner [kN]		Normalkraft [kN]	Forskydning [kN]	Moment [kNm]
	RL	RV	$N_{max+}$	$V_{max+}$	$M_{max-}$
Vedvarende	12810	202	12810	202	1454
Karakteristisk	10589	139	10589	139	1000
Kvasi	6526	23	6526	23	166
Hyppig	9370	105	9370	105	756

Figur 3-6 - Reaktioner og snitkræfter for bropille om stærk akse

## 3.2 Forudsætninger

### 3.2.1 Sikkerhed

Konsekvensklasse: CC3

Kontrolklasse: Normal

### 3.2.2 Materialedata

#### Beton C35

Karakteristisk trykstyrke:

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

Regningsmæssig trykstyrke:

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

#### Slap armering

Karakteristisk flydestyrke

$$f_{yk,slap} = 550 \text{ MPa}$$

Regningsmæssig flydestyrke:

$$f_{yd,slap} = \frac{f_{yk,slap}}{\gamma_s} = \frac{550 \text{ MPa}}{1,2} = 458 \text{ MPa}$$

### 3.3 Brudundersøgelse (ULS)

Bøjning om de to akser behandles hver for sig, hvorefter virkningerne kombineres.

#### 3.3.1 Bøjning om svag akse

Når en søjle påføres en tværbelastning, vil der opstå anden ordens effekter, idet søjlens udbøjning vil give anledning til en momentforøgelse.

Det samlede moment findes af:

$$M_E = M_{0E} + N_E \cdot u$$

Hvor:

$M_{0E}$  er momentet fra tværbelastningen uden hensyn til udbøjningen

$N_E$  er den påførte normalkraft

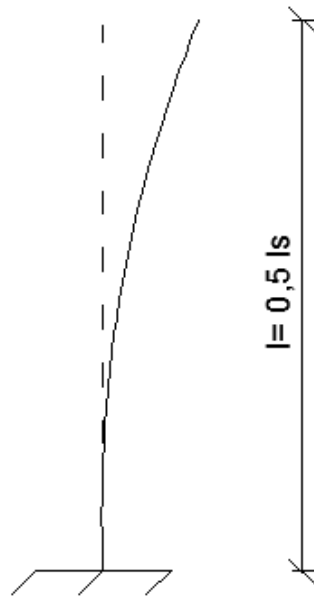
$u$  er udbøjningen

#### Slankhedsforhold

Søjlels slankhedsforhold afhænger af søjlelængde og inertiradius.

$$\lambda = \frac{l_s}{i}$$

Søjlelængden definerer den længde, søjlen vil knække ud over. Udknækningen for en indspændt søjle vil se ud som på figur 3-7.



Figur 3-7 - Søjlelængde for indspændt søjle

$$l_s = 2 \cdot l = 2 \cdot 7,2m = 14,4m$$

Søjlelens inertiradius bestemmes af:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$i = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot b \cdot t^3}{b \cdot t}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot 5000mm \cdot (800mm)^3}{5000mm \cdot 800mm}} = 230,9mm$$

$$\lambda = \frac{14,4m}{0,230m} = 62,61$$

### Bestemmelse af 2. ordens effekter

Der kan ses bort fra 2. ordens effekter hvis disse er mindre end 10 % af 1. ordens effekterne, eller hvis slankheden  $\lambda$  er under værdien  $\lambda_{lim}$  givet ved:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \sqrt{\frac{A_c \cdot f_{cd}}{N_{Ed}}}$$

Hvor A, B og C er enhedstørrelser, der på den sikre side kan sættes til:

$$A = 0,7$$

$$B = 1,1$$

$$C = 0,7$$

$$A_c = t \cdot b = 800\text{mm} \cdot 5000\text{mm} = 4 \cdot 10^6\text{mm}^2$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7 \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot 10^6\text{mm}^2 \cdot 24\text{MPa}}{(7630 + 6386,6) \cdot 10^3\text{N}}} = 28,21$$

$$\lambda > \lambda_{lim}$$

2. ordens effekterne bestemmes ud fra den forenkede metode beskrevet i DS/EN 1992-1-1, hvor udbøjningen skønnes til:

$$u_{max} = \frac{1}{10} \cdot \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}}{d} \cdot l_s^2$$

Betontøjningen sættes til betonbrudtøjningen og armeringen sættes til armeringens regningsmæssige flydetøjning.

$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{458\text{MPa}}{2,0 \cdot 10^5\text{MPa}} = 0,00229$$

$$u_{max} = \frac{1}{10} \cdot \frac{3,5 \cdot 10^{-3} + 0,00229}{0,9 \cdot 800\text{mm}} \cdot (14,4 \cdot 10^3\text{mm})^2 = 166,75\text{mm}$$

Det regningsmæssige totale moment bliver dermed:

$$M_{Ed} = M_{max} + N_{Ed} \cdot u_{max}$$

$$M_{Ed} = 10562\text{kNm} + 12018\text{kN} \cdot 0,167\text{m} = 12569\text{kNm}$$

## Eftervisning

Bæreevnen bestemmes for et tværsnit armeret med Y25/70 og Y20 bøjler omkring.

$$d = t - c - \varnothing_t - \frac{\varnothing}{2}$$

$$d = 800\text{mm} - 45\text{mm} - 20\text{mm} - \frac{25}{2}\text{mm} = 723\text{mm}$$

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

$$\omega = \frac{7010 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \cdot 5\text{m} \cdot 458\text{MPa}}{5000\text{mm} \cdot 723\text{mm} \cdot 24\text{MPa}} = 0,19$$

Pga. normalkraften ændres armeringsgraden til:

$$\omega^1 = \omega + \frac{N_{Ed}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

$$\omega^1 = 0,19 + \frac{12810 \cdot 10^3\text{N}}{5000\text{mm} \cdot 723\text{mm} \cdot 24\text{MPa}} = 0,34$$

Det kontrolleres at tværsnittet er normalarmeret.

$$\omega_{min} \leq \omega^1 \leq \omega_{bal}$$

Værdierne for  $\omega_{min}$  og  $\omega_{bal}$  er slået op i teknisk ståbi.

$$0,029 \leq 0,34 \leq 0,48 \rightarrow \text{Tværsnittet er normalt armeret}$$

Momentbæreevne

$$M_{Rd} = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega^1\right) \cdot \omega^1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} - N_{Ed} \cdot \left(d - \frac{t}{2}\right)$$

$$M_{Rd} = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,34\right) \cdot 0,34 \cdot 5000\text{mm} \cdot (723\text{mm})^2 \cdot 24\text{MPa} - 12810 \cdot 10^3\text{N} \cdot \left(723\text{mm} - \frac{800\text{mm}}{2}\right) = 13564\text{ kNm}$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \rightarrow \text{OK!}$$

Forskydning

Indre moment arm

$$z = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega^1\right) \cdot d$$

$$z = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,34\right) \cdot 723\text{mm} = 600\text{mm}$$

Den maksimale forskydningspænding bestemmes:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b \cdot z}$$

$$\tau_{Ed} = \frac{1467 \cdot 10^3\text{N}}{5000\text{mm} \cdot 600\text{mm}} = 0,49\text{MPa}$$

Betonspænding:

$$\sigma_c = \tau_{Ed,max} \cdot (\cot(\theta) + \frac{1}{\cot(\theta)})$$

Cot til trykhældningen vælges frit for lodrette bøjler i intervallet 1 til 2,5.

$$\sigma_c = 0,49\text{MPa} \cdot \left(2,5 + \frac{1}{2,5}\right) = 1,42\text{MPa}$$

$$v \cdot f_{cd} = 0,53 \cdot 24\text{MPa} = 12,72\text{MPa}$$

$$\sigma_c \leq v \cdot f_{cd} \rightarrow \text{Betontrykket er OK!}$$

Det nødvendige armeringsareal kan bestemmes af:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{\tau_{Ed} \cdot b_w}{f_{yd} \cdot \cot(\theta)}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{0,49\text{MPa} \cdot 5000\text{mm}}{458\text{MPa} \cdot 2,5} = 2,140 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 2140 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Den nødvendige bøjleafstand bliver hermed:

$$s = \frac{A_{swY20}}{\frac{A_{sw}}{s}}$$

$$s = \frac{2 \cdot \pi \cdot 10^2\text{mm}^2}{\frac{2140\text{mm}^2}{\text{m}}} = 0,29\text{m}$$

Bøjleafstand svarende til minimumsarmering:

$$s \leq \begin{cases} 0,75 \cdot d \\ 15,9 \cdot \frac{A_{sw}}{b_w} \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{f_{ck}}} \end{cases}$$
$$s \leq \begin{cases} 0,75 \cdot 723\text{mm} = 542\text{mm} \\ 15,9 \cdot \frac{2 \cdot \pi \cdot 10^2\text{mm}^2}{5000\text{mm}} \cdot \frac{550}{\sqrt{35}} = 186 \end{cases}$$

Bøjlerne placeres pr. 185 mm.

### 3.3.2 Bøjning om stærk akse

#### Inertiradius og slankhedsforhold

Inertiradius for den stærke akse findes af:

$$i = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot t \cdot b^3}{b \cdot t}}$$
$$i = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot 800\text{mm} \cdot (5000\text{mm})^3}{5000\text{mm} \cdot 800\text{mm}}} = 230,9\text{mm}$$

Herved bliver slankhedsforholdet for den stærke akse:

$$\lambda = \frac{14,4\text{m}}{1,44\text{m}} = 10$$

Der kan ses bort fra 2. ordens effekter idet:

$$\lambda \leq \lambda_{\text{lim}}$$

Det maksimale moment, tværsnittet skal optage, bliver derfor:

$$M_{Ed} = 1454\text{kNm}$$

## Eftervisning

Bæreevnen bestemmes for et tværsnit armeret med Y25/200 og Y20 bøjler omkring.

$$d = b - c - \phi_t - \frac{\phi}{2}$$

$$d = 5000\text{mm} - 45\text{mm} - 20\text{mm} - \frac{25}{2}\text{mm} = 4923\text{mm}$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{t \cdot d \cdot f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{2450 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \cdot 0,8\text{m} \cdot 458\text{MPa}}{800\text{mm} \cdot 4923\text{mm} \cdot 24\text{MPa}} = 0,009$$

Pga. normalkraften ændres armeringsgraden til:

$$\omega^1 = \omega + \frac{N_{Ed}}{t \cdot d \cdot f_{cd}}$$

$$\omega^1 = 0,009 + \frac{12810 \cdot 10^3\text{N}}{800\text{mm} \cdot 4923\text{mm} \cdot 24\text{MPa}} = 0,14$$

Det kontrolleres at tværsnittet er normalarmeret.

$$\omega_{min} \leq \omega^1 \leq \omega_{bal}$$

$\omega_{min}$  og  $\omega_{bal}$  er slået op i teknisk ståbi.

$$0,029 \leq 0,14 \leq 0,48 \rightarrow \text{Tværsnittet er normalt armeret}$$

Momentbæreevne

$$M_{Rd} = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega^1\right) \cdot \omega^1 \cdot t \cdot d^2 \cdot f_{cd} - N_{Ed} \cdot \left(d - \frac{b}{2}\right)$$

$$M_{Rd} = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,14\right) \cdot 0,14 \cdot 800\text{mm} \cdot (4923\text{mm})^2 \cdot 24\text{MPa} - 12810 \cdot 10^3\text{N} \cdot \left(4923\text{mm} - \frac{5000\text{mm}}{2}\right) = 29547\text{kNm}$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \rightarrow \text{OK!}$$

Forskydning

Indre moment arm

$$z = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega^1\right) \cdot d$$

$$z = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,14\right) \cdot 4923\text{mm} = 4578\text{mm}$$

Den maksimale forskydningspænding bestemmes:

$$\tau_{Ed,max} = \frac{V_{Ed}}{b \cdot z}$$

$$\tau_{Ed,max} = \frac{202 \cdot 10^3\text{N}}{800\text{mm} \cdot 4578\text{mm}} = 0,055\text{MPa}$$

Betonspænding:

$$\sigma_c = \tau_{Ed,max} \cdot (\cot(\theta) + \frac{1}{\cot(\theta)})$$

$$\sigma_c = 0,055\text{MPa} \cdot \left(2,5 + \frac{1}{2,5}\right) = 0,16\text{MPa}$$

$$v \cdot f_{cd} = 0,53 \cdot 24\text{MPa} = 12,72\text{MPa}$$

$$\sigma_c \leq v \cdot f_{cd} \rightarrow \text{Betontrykket er OK!}$$

Det nødvendige armeringsareal kan bestemmes af:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{\tau_{Ed} \cdot b_w}{f_{yd} \cdot \cot(\theta)}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{0,055\text{MPa} \cdot 800\text{mm}}{458\text{MPa} \cdot 2,5} = 0,038 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 38 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Den nødvendige bøjleafstand bliver hermed:

$$s = \frac{A_{swY20}}{\frac{A_{sw}}{s}}$$

$$s = \frac{2 \cdot \pi \cdot 10^2 \text{mm}^2}{\frac{38 \text{mm}^2}{m}} = 16,5 \text{ m}$$

Bøjleafstand svarende til minimumsarmering:

$$s \leq \begin{cases} 0,75 \cdot d \\ 15,9 \cdot \frac{A_{sw}}{b_w} \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{f_{ck}}} \end{cases}$$

$$s \leq \begin{cases} 0,75 \cdot 4923 \text{mm} = 3692 \text{mm} \\ 15,9 \cdot \frac{2 \cdot \pi \cdot 10^2 \text{mm}^2}{800 \text{mm}} \cdot \frac{550}{\sqrt{35}} = 1161 \end{cases}$$

Bøjlerne placeres pr. 185 mm som bestemt for bøjning om svag akse.

### 3.3.3 Toakset bøjning

Hensynet til den toaksede bøjning kan ske ved at anvende følgende kombinationsformel:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1,0$$

Hvor a er en eksponent, der for rektangulære tværsnit afhænger af forholdet mellem normalkraften og normalkraftbæreevnen.

Normalkraftbæreevnen bestemmes af:

$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$$

Hvor:

$A_c$  er betontværsnittets bruttoareal

$A_s$  er arealet af længdearmeringen

$$N_{Rd} = 5000 \text{mm} \cdot 800 \text{mm} \cdot 24 \text{MPa} + 2 \cdot 7010 \frac{\text{mm}^2}{m} \cdot 5 \text{m} \cdot 458 \text{MPa} = 128105 \text{kN}$$

Forholdet mellem normalkraft og normalkraftbæreevne:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{12180 \text{kN}}{128105 \text{kN}} = 0,10$$

$N_{Ed}/N_{Rd}$	0,1	0,7	1,0
$a$	1,0	1,5	2,0

Figur 3-8 - værdier af  $a$  for rektangulære tværsnit

Eftervisning:

$$\left(\frac{12569}{13564}\right)^{1,0} + \left(\frac{1454}{29547}\right)^{1,0} = 0,98$$

$$0,98 \leq 1,0 \rightarrow OK!$$

### 3.4 Anvendelsesgrænsetilstanden (SLS)

#### 3.4.1 Spændingskontrol

Trykspændinger for den karakteristiske lastkombination bør ikke overstige 60 % af den karakteristiske betonstyrke. Bropillens tværsnit kan ligesom brodækkets transformeres for at tage hensyn til armeringen i tværsnittet. Dette udelades for bro pillen, hvilket er på den sikre side.

#### Spændinger - svag akse

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y$$

$$\sigma = \frac{10589 \cdot 10^3 N}{5000 mm \cdot 800 mm} + \frac{9403 \cdot 10^6 Nmm}{\frac{1}{12} \cdot 5000 mm \cdot (800 mm)^3} \cdot \frac{800 mm}{2} = 20,28 MPa$$

$$20,28 MPa < 0,6 \cdot 35 MPa = 21 MPa \rightarrow OK!$$

#### Spændinger - stærk akse

$$\sigma = \frac{10589 \cdot 10^3 N}{5000 mm \cdot 800 mm} + \frac{1289 \cdot 10^6 Nmm}{\frac{1}{12} \cdot 800 mm \cdot (5000 mm)^3} \cdot \frac{5000 mm}{2} = 3,03 MPa$$

$$3,03 MPa < 0,6 \cdot 35 MPa = 21 MPa \rightarrow OK!$$

#### 3.4.2 Udbøjningskontrol

Udbøjningen om den svage akse beregnes for den kvasipermanente lastkombination. Det maksimale moment fremgår i tabel 3-5 til:

$$M_{\infty} = 331 kNm$$

Produktet af  $\alpha$  og  $\rho$ :

$$\alpha\rho = \alpha \cdot \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\alpha\rho = 23 \cdot \frac{45238\text{mm}^2}{5000\text{mm} \cdot 723\text{mm}} = 0,29$$

Fra Teknisk Ståbi:

$$\varphi_b = 0,217$$

$$\beta = 0,525$$

Spændingerne bestemmes af:

$$\sigma_c = \frac{M}{\varphi_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\sigma_c = \frac{331 \cdot 10^6 \text{Nmm}}{0,217 \cdot 5000 \cdot (723\text{mm})^2} = 0,58 \text{MPa}$$

Udbøjningen bestemmes til:

$$u_\infty = \frac{1}{3} \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_c}{E_s \cdot x} \cdot l^2$$

$$x = \beta \cdot d$$

$$x = 0,525 \cdot 723\text{mm} = 379,58\text{mm}$$

$$u_\infty = \frac{1}{3} \cdot 23 \cdot \frac{0,58\text{MPa}}{2 \cdot 10^5 \text{MPa} \cdot 379,58\text{mm}} \cdot (7200\text{mm})^2 = 3,04\text{mm}$$

$$3,04\text{mm} < \frac{l}{500} = 14,4\text{mm} \rightarrow \text{OK!}$$

### 3.4.3 Revnekontrol

For den hyppige lastkombination bestemmes armeringens trækspændinger til:

$$\sigma_s = \alpha \cdot \left( \frac{N}{A} - \frac{M}{I} \cdot y \right)$$

**Spændinger svag akse:**

$$\sigma_s = 5,9 \cdot \left( \frac{9370 \cdot 10^3 \text{N}}{5000\text{mm} \cdot 800\text{mm}} - \frac{6437 \cdot 10^6 \text{Nmm}}{\frac{1}{12} \cdot 5000\text{mm} \cdot (800\text{mm})^3} \cdot \frac{800\text{mm}}{2} \right) = -57,39\text{MPa}$$

### Spæninger stærk akse:

$$\sigma_s = 5,9 \cdot \left( \frac{9370 \cdot 10^3 N}{5000 mm \cdot 800 mm} - \frac{1000 \cdot 10^6 Nmm}{\frac{1}{12} \cdot 800 mm \cdot (5000 mm)^3} \cdot \frac{5000 mm}{2} \right) = 12,48 MPa$$

Om den svage akse er der anledning til lastfremkaldt revnedannelse. Revnevidderne skal altså bestemmes for armeringsspændingen 57,39MPa.

Den effektive højde bestemmes:

$$h_{c,ef} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \end{cases}$$
$$h_{c,ef} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (800 mm - 723 mm) = 192,5 mm \\ \frac{800 mm}{2} = 400 mm \end{cases}$$

Det effektive trækpåvirkede betonareal findes som:

$$A_{c,eff} = h_{c,ef} \cdot b$$

$$A_{c,eff} = 192,5 mm \cdot 5000 mm = 962500 mm^2$$

For at armeringen er i stand til at styre revnevidderne stilles følgende krav til armeringsafstande,  $a_s$ :

$$a_s \leq 5 \cdot \left( c + \frac{\varnothing}{2} \right) = 5 \cdot \left( 55 mm + \frac{25 mm}{2} \right) = 337,5 mm$$

$$70 mm < 337,5 mm \rightarrow OK!$$

Den maksimale revneafstand bestemmes af:

$$s_{r,max} = 29 \sqrt[3]{c} + 0,17 \cdot \frac{A_{c,eff}}{A_s} \cdot \varnothing$$

$$s_{r,max} = 29 \cdot \sqrt[3]{55 mm} + 0,17 \cdot \frac{962500 mm^2}{7010 \cdot 5 mm^2} \cdot 25 mm = 226,99 mm$$

Tøjningsdifferensen findes for korttidslast, hvor  $k_t = 0,6$ :

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{k_t}{E_s} \cdot \left( \frac{A_{c,eff}}{A_s} + \alpha \right) \cdot f_{ctm} \\ 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \end{array} \right.$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{57,39}{2 \cdot 10^5} - \frac{0,6}{2 \cdot 10^5} \cdot \left( \frac{962500}{7010 \cdot 5} + 5,9 \right) \cdot 3,2 = 0 \\ 0,6 \cdot \frac{57,39}{2 \cdot 10^5} = 0,0002 \end{array} \right.$$

Den beregnede revnevidde findes til:

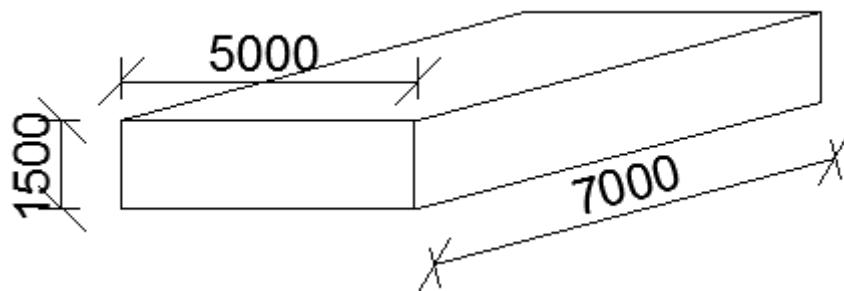
$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

$$w_k = 226,99mm \cdot 0,0002 = 0,04mm$$

$$0,04mm \leq 0,1mm \rightarrow OK!$$

## 4. Fundamentsbjælke

Fundamentets geometri ses af figur 4-1.

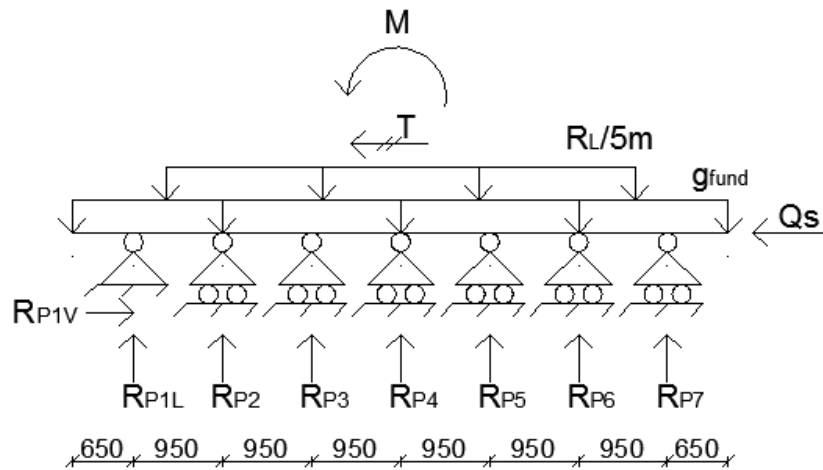


Figur 4-1 – Fundamentsbjælke

### 4.1 Snitkræfter

#### 4.1.1 Laster

Fundamentet er belastet af bøjning om to akser, vridning, forskydning og normalkraft. Princippet for eftervisning af toakset bøjning er vist i eftervisningen af bropille, og derfor udelades dette her. Fundamentet understøttes af pæle pr. 0,95 m. Det statiske system og lastarrangementet ses af figur 4-2.



Figur 4-2 - Lastarrangement fundamentsbjælke

### Egenlast fundament

Fundamentbjælkens egenvægt bestemmes til:

$$g_{fund,k} = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot l \cdot h$$

$$g_{fund,k} = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 5m \cdot 1,5m = 187,5 \frac{kN}{m}$$

$$g_{fund,d} = \gamma_{Gj,sup} \cdot K_{FI} \cdot g_{fund,k}$$

$$g_{fund,d} = 1,0 \cdot 1,1 \cdot 187,5 \frac{kN}{m} = 206,25 \frac{kN}{m}$$

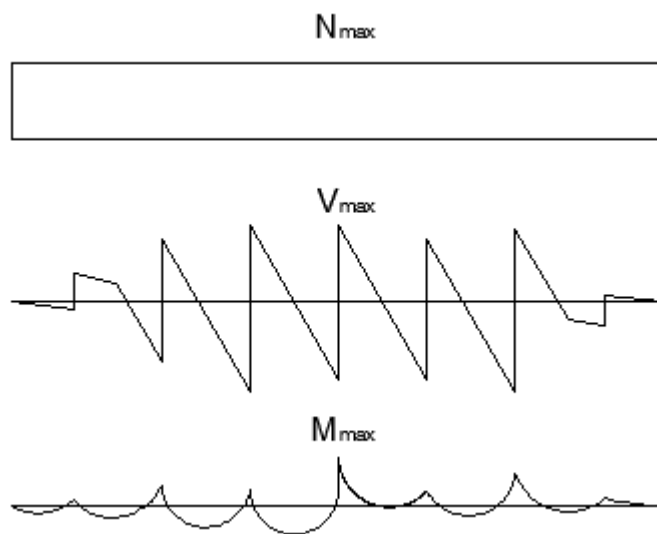
Momentet M svarer til momentet om bropillens stærke akse, mens vridningsmomentet T svarer til momentet om bropillens svage akse.

Lastværdier for de forskellige dimensioneringstilstande fremgår i tabel 4-3.

	<b>RL/5m</b> [kN/m]	<b>g<sub>fund</sub></b> [kN/m]	<b>Qs</b> [kN]	<b>T</b> [kNm]	<b>M</b> [kNm]
<b>Vedvarende</b>	2562	68,75	154	10562	1454
<b>Karakteristisk</b>	2118	62,5	100	9115	1000
<b>Kvasipermanent</b>	1305	62,5	-	166	166
<b>Hyppig</b>	1874	62,5	70	6437	756

Figur 4-3 - Lastværdier for fundamentsbjælke

Snitkræftkurverne for fundamentsbjælken fremgår af figur 4-4.



Figur 4-4 - Snitkraftkurver for fundamentsbjælke

Værdier for snitkræfterne i de forskellige dimensioneringstilstande og akser er bestemt vha. af 2D-bjælkeprogrammet WinBeam. Udskrifterne er vedlagt som appendiks D. De maksimale værdier er opsummeret i tabelform og fremgår af figur 4-5.

	Normalkraft	Forskydning	Moment	Vridning
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
	$N_{max+}$	$V_{max-}$	$M_{max-}$	$T$
Vedvarende	202	2287	936	10562
Karakteristisk	139	1763	674	9115
Kvasi	23	820	195	166
Hyppig	105	1484	533	6437

Figur 4-5 - Snitkræfter i fundamentsbjælke

## 4.2 Forudsætninger

### 4.2.1 Materialedata

$$f_{ck} = 35MPa$$

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

$$f_{yk} = 550MPa$$

$$f_{yd} = \frac{550MPa}{1,2} = 458MPa$$

### 4.3 Brudundersøgelse (ULS)

Konstruktionens bæreevner bestemmes for de forskellige snitkræftpåvirkninger, hvorefter kombinationen af påvirkningerne eftervises.

#### 4.3.1 Bæreevner

##### Bøjning

Tværsnittet armeres med Y20/100 og Y16 bøjler omkring:

$$A_s = 3140 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \cdot 5\text{m} = 15700\text{mm}^2$$

Armeringens effektive højde bestemmes til:

$$d = h - \left( c + \phi_t + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$d = 1500\text{mm} - \left( 55\text{mm} + 16\text{mm} + \frac{20\text{mm}}{2} \right) = 1419\text{mm}$$

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

$$\omega = \frac{15700\text{mm}^2 \cdot 458\text{MPa}}{5000\text{mm} \cdot 1419\text{mm} \cdot 24\text{MPa}} = 0,042$$

Pga. normalkraften ændres armeringsgraden til:

$$\omega^1 = \omega + \frac{N_{Ed}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

$$\omega^1 = 0,042 + \frac{202 \cdot 10^3\text{N}}{5000\text{mm} \cdot 1419\text{mm} \cdot 24\text{MPa}} = 0,043$$

Det kontrolleres at tværsnittet er normalarmeret.

$$\omega_{min} \leq \omega^1 \leq \omega_{bal}$$

Værdierne for  $\omega_{min}$  og  $\omega_{bal}$  er slået op i teknisk ståbi.

$$0,029 \leq 0,043 \leq 0,48 \rightarrow \text{Tværsnittet er normalt armeret}$$

Momentbæreevne

$$M_{Rd} = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega^1\right) \cdot \omega^1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} - N_{Ed} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{Rd} = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,043\right) \cdot 0,043 \cdot 5000\text{mm} \cdot (1419\text{mm})^2 \cdot 24\text{MPa} - 154 \cdot 10^3\text{N} \cdot \left(1419\text{mm} - \frac{1500\text{mm}}{2}\right) = 10064 \text{ kNm}$$

## Forskydning

Indre momentarm

$$z = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega\right) \cdot d$$

$$z = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,043\right) \cdot 1419\text{mm} = 1388\text{mm}$$

Forskydningsbæreevne betonstringer:

$$V_{Rd,c} = b_w \cdot z \cdot v_v \cdot \frac{f_{cd}}{\cot(\theta) + \frac{1}{\cot(\theta)}}$$

$$V_{Rd,c} = 5000\text{mm} \cdot 1388\text{mm} \cdot 0,53 \cdot \frac{24\text{MPa}}{1 + \frac{1}{1}} = 44138\text{kN}$$

Forskydningsspænding:

$$\tau_{Ed,max} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z}$$

$$\tau_{Ed,max} = \frac{2057\text{kN} \cdot 10^3\text{N}}{5000\text{mm} \cdot 1388\text{mm}} = 0,30\text{MPa}$$

Y16 bøjler har armeringsarealet:  $A_{sw} = 402\text{mm}^2$

Bøjleleafstand for minimumsarmering:

$$s \leq \begin{cases} 0,75 \cdot d \\ 15,9 \cdot \frac{A_{sw}}{b_w} \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{f_{ck}}} \end{cases}$$

$$s \leq \begin{cases} 0,75 \cdot 1425\text{mm} = 1069\text{mm} \\ 15,9 \cdot \frac{402\text{mm}^2}{5000\text{mm}} \cdot \frac{550\text{MPa}}{\sqrt{24\text{MPa}}} = 144\text{mm} \end{cases}$$

Bøjlerne placeres pr. 60mm for at opnå tilstrækkelig bæreevne.

Forskydningsbæreevne bøjlearmering:

$$V_{Rd,w} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,w} = \frac{402\text{mm}^2}{60\text{mm}} \cdot 1388\text{mm} \cdot 458\text{MPa} \cdot 1 = 4259\text{kN}$$

Forskydningsbæreevne længdearmering:

$$V_{Rd,l} = \frac{2 \cdot f_{yd} \cdot A_{sl}}{\cot(\theta)}$$

$$V_{Rd,l} = \frac{2 \cdot 458\text{MPa} \cdot 15700\text{mm}^2}{1} = 14381\text{kN}$$

## Vridning

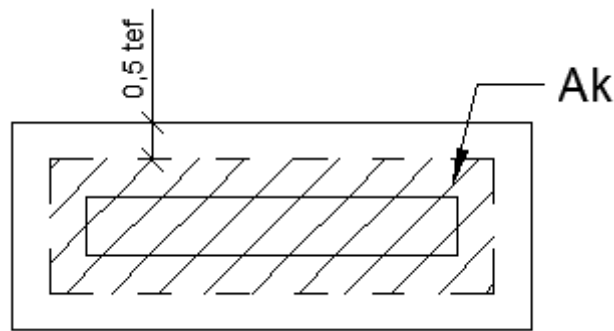
Ved bestemmelse af vridningsbæreevnen regnes der med et effektivt tværsnit i form af et tyndfliget, lukket tværsnit med tykkelsen  $t_{ef}$ .

$$t_{ef} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{u} \\ 2 \cdot \left( c + \varnothing_t + \frac{\varnothing}{2} \right) \end{array} \right.$$

$$t_{ef} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{5000\text{mm} \cdot 1500\text{mm}}{2 \cdot 5000\text{mm} + 2 \cdot 1500\text{mm}} = 577\text{mm} \\ 2 \cdot \left( 55\text{mm} + 16\text{mm} + \frac{20}{2} \right) = 162\text{mm} \end{array} \right.$$

Arealet indesluttet af midterlinjen i det tyndvæggede tværsnit bestemmes til:

$$A_k = (5000\text{mm} - 577\text{mm}) \cdot (1500\text{mm} - 577\text{mm}) = 4082429\text{mm}^2$$



Figur 4-6 - Tyndvægget tværsnit

Længde af midterlinjen  $u_k$ :

$$u_k = 2 \cdot ((5000 - 577) + (1500 - 577)) = 10692 \text{ mm}$$

Der er to mulige brudformer ved vridningspåvirkning enten flydningsbrud i armeringen eller knusning i betontryklamellerne. I følgende bestemmes vridningsbæreevnerne af henholdsvis trykstringer, bøjle- og længdearmring:

Vridningsbæreevne trykstringer:

$$T_{Rd,c} = 2 \cdot A_k \cdot v_t \cdot f_{cd} \cdot t_{ef} \cdot \frac{\cot(\theta)}{1 + \cot^2(\theta)}$$

$$v_t = 0,7 \cdot v_v = 0,7 \cdot 0,53 = 0,37$$

$$T_{Rd,c} = 2 \cdot 4082429 \text{ mm}^2 \cdot 0,37 \cdot 24 \text{ MPa} \cdot 577 \text{ mm} \cdot \frac{1}{1+1^2} = 20917 \text{ kNm}$$

Vridningsbæreevne bøjlearmring:

Krav til bøjleafstand:

$$s \leq \begin{cases} \frac{u}{8} = \frac{10692 \text{ mm}}{8} = 1336,5 \text{ mm} \\ b_w = 5000 \text{ mm} \end{cases}$$

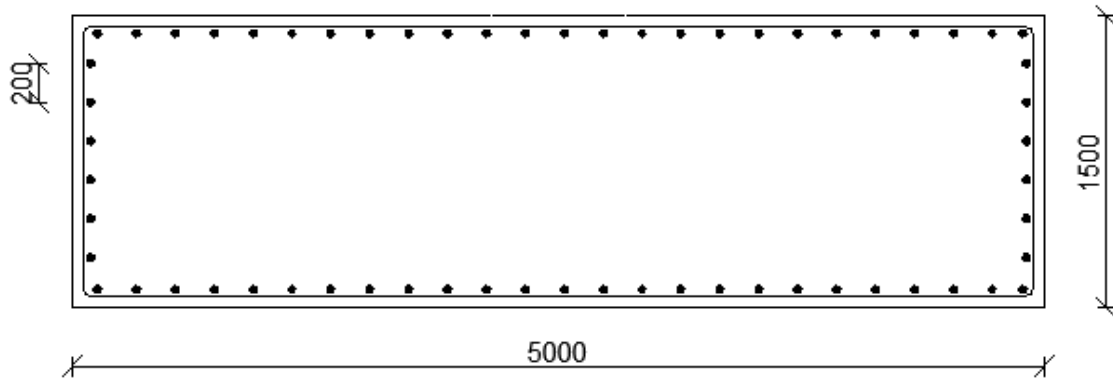
Bøjlerne placeres pr. 60mm for at opnå tilstrækkelig bæreevne.

$$T_{Rd,w} = 2 \cdot A_k \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta)$$

$$T_{Rd,w} = 2 \cdot 4082429 \text{ mm}^2 \cdot \frac{402 \text{ mm}^2}{60 \text{ mm}} \cdot 458 \text{ MPa} \cdot 1 = 25055 \text{ kNm}$$

Vridningsbæreevne Længdearmering:

Afstanden mellem længdearmeringsstængerne må ikke overstige 350 mm. For at opnå tilstrækkelig bæreevne placeres 6 armeringsstænger i hver side mellem længdearmeringen i top og bund.



Figur 4-7 - Armering i fundamentsbjælke

Det samlede armeringsareal bliver derfor:

$$A_{sl} = 2 \cdot 15700\text{mm}^2 + 12 \cdot (10\text{mm})^2 \cdot \pi = 3516,91\text{mm}^2$$

$$T_{Rd,l} = A_{sl} \cdot f_{yd} \cdot \frac{2 \cdot A_k}{u_k \cdot \cot(\theta)}$$

$$T_{Rd,l} = 3516,91\text{mm}^2 \cdot 458\text{MPa} \cdot \frac{2 \cdot 4082429\text{mm}^2}{10692\text{mm} \cdot 1} = 12282\text{kNm}$$

### 4.3.2 Eftervisning

#### Kombinerede påvirkninger

For at konstruktionen har tilstrækkelig bæreevne over for de kombinerede påvirkninger skal følgende være opfyldt:

$$\sum \left( \frac{S_{Ed}}{S_{Rd}} \right) \leq 1$$

Hvor  $S_{Ed}$  er de enkelte regningsmæssige snitkraftpåvirkninger, mens  $S_{Rd}$  er bæreevnen svarende til de enkelte snitkraftpåvirkninger.

Udnyttelsen af længdearmeringen:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,l}} + \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,l}} \leq 1$$

$$\frac{936kNm}{10064kNm} + \frac{2287kN}{14381kN} + \frac{10562kNm}{12282kNm} = 0,95 \leq 1 \rightarrow OK!$$

Udnyttelsen af trykstringeren:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} + \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} \leq 1$$

$$\frac{2287kN}{44138kN} + \frac{10562kNm}{20917kNm} = 0,56 \leq 1 \rightarrow OK!$$

Udnyttelsen af bøjlearmeringen:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,w}} + \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,w}} \leq 1$$

$$\frac{2287kN}{4259kN} + \frac{10562kNm}{25055kNm} = 0,96 \leq 1$$

## 4.4 Anvendelsesgrænsetilstanden (SLS)

### 4.4.1 Spændingskontrol

Trykspændingerne for den karakteristiske last bestemmes af Naviers formel:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y$$

$$\sigma = \frac{139 \cdot 10^3 N}{5000mm \cdot 1500mm} + \frac{674 \cdot 10^6 Nmm}{\frac{1}{12} \cdot 5000mm \cdot (1500mm)^3} \cdot \frac{1500mm}{2} = 0,38MPa$$

$$0,38MPa < 0,6 \cdot 35MPa = 21MPa \rightarrow OK!$$

### 4.4.2 Nedbøjningskontrol

Det maksimale positive moment for den kvasipermanente last er bestemt til:

$$M_{\infty} = 195kNm$$

Produktet af last  $\alpha$  og  $\rho$ :

$$\alpha\rho = \alpha \cdot \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\alpha\rho = 23 \cdot \frac{15700\text{mm}^2}{5000\text{mm} \cdot 1419\text{mm}} = 0,05$$

Fra Teknisk Ståbi:

$$\varphi_b = 0,123$$

$$\beta = 0,270$$

Spændingerne bestemmes af:

$$\sigma_c = \frac{M}{\varphi_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\sigma_c = \frac{195 \cdot 10^6 \text{Nmm}}{0,123 \cdot 5000\text{mm} \cdot (1419\text{mm})^2} = 0,16 \text{MPa}$$

Udbøjningen bestemmes til:

$$u_\infty = \frac{1}{10} \cdot \frac{\alpha \cdot \sigma_c}{E_s \cdot x} \cdot l^2$$

$$x = \beta \cdot d$$

$$x = 0,270 \cdot 1419\text{mm} = 383\text{mm}$$

$$u_\infty = \frac{1}{10} \cdot \frac{23 \cdot 0,16\text{MPa}}{2 \cdot 10^5 \text{MPa} \cdot 383\text{mm}} \cdot (950\text{mm})^2 = 0,004\text{mm}$$

$$0,004\text{mm} < \frac{l}{500} = 1,9\text{mm} \rightarrow \text{OK!}$$

#### 4.4.3 Revnekontrol

Armeringstrækspændingerne i den hyppige lastkombination bestemmes:

$$\sigma_s = \alpha \cdot \left( \frac{N}{A} - \frac{M}{I} \cdot y \right)$$

$$\sigma_s = 5,9 \cdot \left( \frac{105 \cdot 10^3 \text{N}}{5000\text{mm} \cdot 1500\text{mm}} - \frac{533 \cdot 10^6 \text{Nmm}}{\frac{1}{12} \cdot 5000\text{mm} \cdot (1500\text{mm})^3} \cdot \frac{1500\text{mm}}{2} \right) = -1,59\text{MPa}$$

Den effektive højde bestemmes af:

$$h_{c,ef} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \end{cases}$$

$$h_{c,ef} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (1500\text{mm} - 1419\text{mm}) = 202,5\text{mm} \\ \frac{1500\text{mm}}{2} = 750\text{mm} \end{cases}$$

Det effektive trækpåvirkede betonareal findes som:

$$A_{c,eff} = h_{c,ef} \cdot b$$

$$A_{c,eff} = 202,5\text{mm} \cdot 5000\text{mm} = 1012500\text{mm}^2$$

For at armeringen er i stand til at styre revnevidderne stilles følgende krav til armeringsafstande,  $a_s$ :

$$a_s \leq 5 \cdot \left( c + \frac{\emptyset}{2} \right) = 5 \cdot \left( 55\text{mm} + \frac{20\text{mm}}{2} \right) = 325\text{mm}$$

$$100\text{mm} \leq 325\text{mm} \rightarrow \text{OK!}$$

Den maksimale revneafstand bestemmes af:

$$s_{r,max} = 29 \sqrt[3]{c} + 0,17 \cdot \frac{A_{c,eff}}{A_s} \cdot \emptyset$$

$$s_{r,max} = 29 \cdot \sqrt[3]{45\text{mm}} + 0,17 \cdot \frac{1012500\text{mm}^2}{15700\text{mm}^2} \cdot 20\text{mm} = 322,42\text{mm}$$

Tøjningsdifferensen findes for korttidslast, hvor  $k_t = 0,6$ :

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max \begin{cases} \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{k_t}{E_s} \cdot \left( \frac{A_{c,eff}}{A_s} + \alpha \right) \cdot f_{ctm} = 0,0002 \\ 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,0003 \end{cases}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max \begin{cases} \frac{1,59\text{MPa}}{2 \cdot 10^5\text{MPa}} - \frac{0,6}{2 \cdot 10^5} \cdot \left( \frac{1012500\text{mm}^2}{15700\text{mm}^2} + 5,9 \right) \cdot 3,2 = -0,0007 \\ 0,6 \cdot \frac{1,59\text{MPa}}{2 \cdot 10^5\text{MPa}} = 0,000005 \end{cases}$$

Den beregnede revnevidde findes til:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

$$w_k = 322,42mm \cdot 0,000005 = 0,002mm$$

$$0,002mm \leq 0,3mm \rightarrow OK!$$

## 5. Samlinger

I følgende dimensioneres samlingen mellem den midterste bro-pille og overbygningen, samt bro-pillen og fundamentet.

### 5.1 Bro-pille mod overbygning

Samlingen mellem over- og underbygning udføres med stål-lejer. Stål-lejerne vil medføre en koncentreret belastning på en lille del af en større beton-overflade også kaldet leje-tryk. I det følgende fastsættes typen af lejer, hvorefter leje-trykket for den midterste bro-pille kontrolleres.

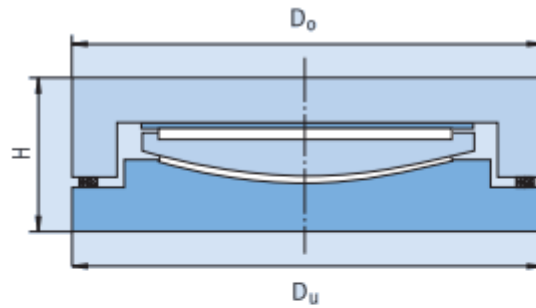
Hver bro-pille udstyres med to lejer. Hermed kan lasten på et leje på den centrale bro-pille, fastsættes til halvdelen af den vertikale henholdsvis horisontale last i toppen af bro-pillen bestemt i afsnit 2.

$$N_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot 12018 = 6009kN$$

$$H_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot 1419kN = 709,5kN$$

#### 5.1.1 Valg af lejer

For projektet anvendes lejer fra fabrikanten MAURER UK. For den centrale bro-pille anvendes Fixed spherical bearing KF. I produktkataloget fremgår bæreevner og dimensioner for de forskellige typer. Figur 5-1 viser et udklip heraf. Lejets horisontale bæreevne  $H_{res}$  er 10 % af den vertikale,  $V$ .



Permissible concrete pressure = 26 N/mm <sup>2</sup>					
type of bearing	load V kN	H mm	$D_u$ mm	$D_0$ mm	weight kg
KF - 1	1000	112	300	300	66
KF - 2	2000	116	370	370	99
KF - 3	3000	116	430	430	131
KF - 4	4000	122	500	500	183
KF - 5	5000	133	550	550	239
KF - 6	6000	138	610	610	305
KF - 7	7000	146	650	650	367
KF - 8	8000	151	700	700	439
KF - 9	9000	163	740	740	536
KF - 10	10000	163	780	780	590
KF - 11	11000	171	810	810	667
KF - 12	12000	185	850	850	795
KF - 13	13000	193	890	890	908
KF - 14	14000	195	920	920	980
KF - 15	15000	200	950	950	1092
KF - 16	16000	200	990	990	1167
KF - 17	17000	207	1010	1010	1256
KF - 18	18000	215	1040	1040	1384
KF - 19	19000	222	1070	1070	1516
KF - 20	20000	230	1100	1100	1665
KF - 22	22000	236	1140	1140	1826
KF - 24	24000	247	1200	1200	2119
KF - 26	26000	257	1250	1250	2394
KF - 28	28000	265	1290	1290	2633
KF - 30	30000	280	1340	1340	2999

Figur 5-1 - Uddrag af produktkatalog - Maurer lejer

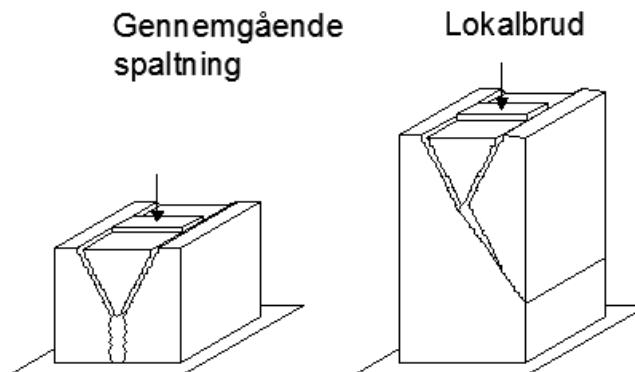
Typen KF- 8 vælges. Denne tillader en maksimal vertikal last på 8000 kN og en horisontal last på 800 kN.

### 5.1.2 Lejetryk

Den spænding der kan bæres af en lejeplade er større end betonens enaksede trykstyrke. For at finde bæreevnen af lejepladen multipliceres betonens enaksede trykstyrke med en trykforøgselsfaktor,  $c$ .

$$f_{Rd} = c \cdot f_{cd}$$

For koncentrerede laster gennem en stiv plade vinkelret på lejefladen viser der sig to brudformer: gennemgående spaltning henholdsvis lokalbrud. Eksempel på de to brudtyper ses af figur 5-2.



Figur 5-2 – Eksempler på brudformer ved lejetryk

I Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1 er to metoder til bestemmelse af trykforøgelsefaktoren angivet. For projektet benyttes den nyere metode beskrevet i afsnit 9.2.3.

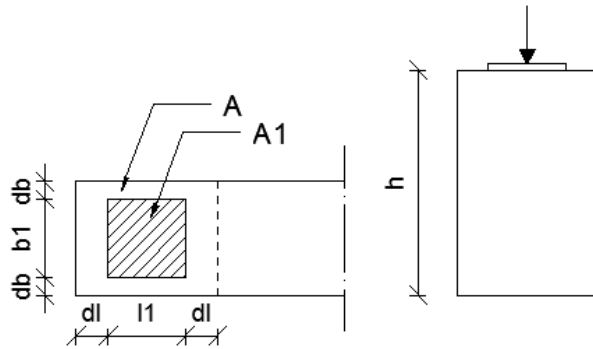
### Gennemgående spaltning

Bæreevnen for brudtypen gennemgående spaltning bestemmes dels af modstanden mod glidning i de skrå brudflader og dels modstanden mod adskillelse i de lodrette brudflader. Brudfladernes størrelse indgår altså i styrken. Formel til bestemmelse af forøgelsesfaktoren er ud fra analyse af forsøgsresultater bestemt til:

$$c_h = \begin{cases} \sqrt{(d_b + 0,25 \cdot b_1) \cdot \frac{h}{A_1}} \\ \sqrt{(d_l + 0,25 \cdot l_1) \cdot \frac{h}{A_1}} \end{cases}$$

De geometriske parametre fremgår af figur 5-3.  $d_b$  og  $d_l$  vælges så følgende betingelse er opfyldt:

$$d_b + d_l \leq 4 \cdot b_l$$



Figur 5-3 – Geometriske parametre ved lejetryk

For det valgte leje er arealet 700mmx700mm og parametrene kan vælges til:

$$d_b = 50mm$$

$$d_l = 150mm$$

$$50mm + 150mm \leq 4 \cdot 700 \rightarrow OK!$$

Trykforøgelsesfaktoren bestemmes nu til:

$$c_h = \begin{cases} \sqrt{(50mm + 0,25 \cdot 700mm) \cdot \frac{7200mm}{700mm \cdot 700mm}} = 1,8 \\ \sqrt{(150mm + 0,25 \cdot 700mm) \cdot \frac{7200mm}{700mm \cdot 700mm}} = 2,2 \end{cases}$$

### Lokalt brud

Det ses af formlen for forøgelsesfaktoren for gennemgående spaltning at styrken stiger med højden. På et tidspunkt vil der nås en øvre grænse, hvor et brud ikke vil indebære spaltning af hele blokken. Her vil der opstå et lokalt brud. Forøgelsesfaktoren for denne type brug bestemmes af:

$$c_l = \sqrt{0,5 \cdot A/A_1}$$

$$c_l = \sqrt{0,5 \cdot \frac{(2 \cdot 50mm + 700mm) \cdot (2 \cdot 150mm + 700mm)}{700mm \cdot 700mm}} = 0,9$$

Dog minimum 1.

Den regningsmæssige bæreevne bliver:

$$N_{Rd} = A_1 \cdot 1 \cdot f_{cd}$$

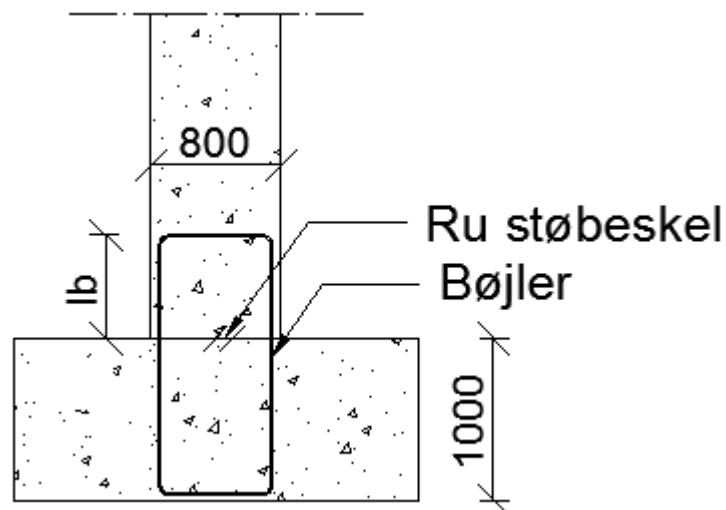
$$N_{Rd} = (700\text{mm} \cdot 700\text{mm}) \cdot 1 \cdot 24\text{MPa} = 11760\text{kN}$$

$$N_{Ed} < N_{Rd} \rightarrow \text{OK!}$$

## 5.2 Bropille mod fundament

Samlingen mellem bropille og fundament udføres som en sammenstøbning. Samlingen udføres med et ru støbeskel og bøjler mellem de to konstruktionsdele, for at samlingen kan overføre forskydning og moment. Betonen overfører selv trykkraften.

Samlingen undersøges kun for moment om svag akse.



Figur 5-4 - Samling mellem bropille og fundament

### Laster

Snitkræfterne i bropillens bund fremgår af figur 3-5 til:

$$N_{Ed} = 12810\text{kN}$$

$$V_{Ed} = 1467\text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 10562$$

## 5.2.1 Eftervisning

### Moment

Bropilens længdearmring er eftervist for det optrædende moment. Denne længdearmring afsluttes med bøjler, der forankrer bro pillen med fundamentet. Bøjlerne skal have samme dimension som længdearmringen for at kunne optage momentet.

Der placeres derfor Y25 bøjler pr. 70 i samlingen mellem fundament og bro dæk.

### Forskydningsbæreevne

Det armerede støbeskels regningsmæssige bæreevne bestemmes af:

$$\tau_{Rd} = c \cdot f_{cd} + \mu \cdot (\rho \cdot f_{yd} + \sigma_n)$$

Hvor:

$c$  er støbeskellels kohæsion der for et ru støbeskel sættes til 0,40

$\mu$  er friktionskoefficienten der for et ru støbeskel sættes til 0,7

$\rho$  er armeringsforholdet bestemt af:  $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$

$\sigma_n$  er de ydre normalspændinger på støbeskellels. Her bør spændingerne for egenvægten alene multipliceret med partialkoefficienten 0,9 anvendes. Meget konservativt betragtes støbeskellels uden normalspændinger.

$$\tau_{Rd} = 0,40 \cdot 24MPa + 0,7 \cdot \left( \frac{2 \cdot 7010 \frac{mm^2}{m} \cdot 5m}{5000mm \cdot 723mm} \cdot 458MPa + 0 \right) = 59,68MPa$$

Den maksimale regningsmæssige bæreevne bestemmes findes af:

$$\tau_{Rd,max} = \frac{1}{2} \cdot v_v \cdot f_{cd}$$

$$\tau_{Rd,max} = \frac{1}{2} \cdot 0,53 \cdot 24MPa = 6,36MPa$$

$$V_{Rd} = 6,36MPa \cdot 5000mm \cdot 800mm = 25440kN$$

$$V_{Ed} < V_{Rd} \rightarrow OK!$$

## Forankring

Bøjlerens forankringslængde kan bestemmes ud fra tabel 3.1 i Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1.

For C35 og  $f_{yk} = 550MPa$  aflæses følgende:

$$\frac{l_b}{\emptyset} = 39$$

Hvor:

$l_b$  er forankringslængden

$\emptyset$  er armeringsdiameteren

For Y25 bliver forankringslængden ved gode forankringsforhold:

$$l_b = 39 \cdot 25mm = 975mm$$

For ikke gode forankringsforhold øges forankringslængden med faktoren 1/0,7 jf. DS/EN 1992-1-1.

Forankringslængden kan reduceres, når armeringsspændingen ikke udnyttes fuldt ud. Reduktionen foretages ved at multiplicere med forholdet mellem spændingerne.

På den sikre side anvendes den fulde forankringslængde  $l_b$ .

## 6. Pælefundering

På baggrund af de aktuelle jordbundsforhold og de store belastninger konstruktionen påvirkes af, er det valgt at anvende pælefundering til at overføre vertikale og horisontale kræfter til jordbunden.

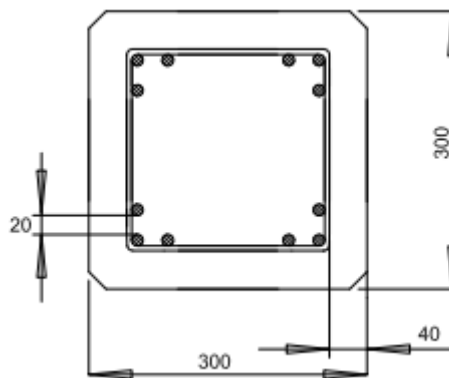
### 6.1 Forudsætninger

#### 6.1.1 Pæletype

Fundamentspæle kan være af følgende materialetyper: træ, stål og beton. For projektet anvendes præfabrikeret betonpæle. Betonpæle har en høj vertikal bæreevne, samtidig med at de er økonomiske og den mest udbredte pæletype i Danmark.

Betonpæle fås i forskellige dimensioner og med forskelligt armeringsareal. En standard betonpæl fås med tværsnitsdimensioner fra 250x250 til 400x400 og i længder 6 til 18m.

I projektet anvendes en pæl med tværsnit som vist på figur 6-1. Pælelængder for dette tværsnit er 15-18 m.



Figur 6-1 - Pæle tværsnit

Styrkeparametrene for beton og armering for det anvendte pæletværsnit er følgende:

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa for } \text{Ø}12 \text{ hovedarmering}$$

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa for } \text{Ø}5 \text{ bøjlearmering}$$

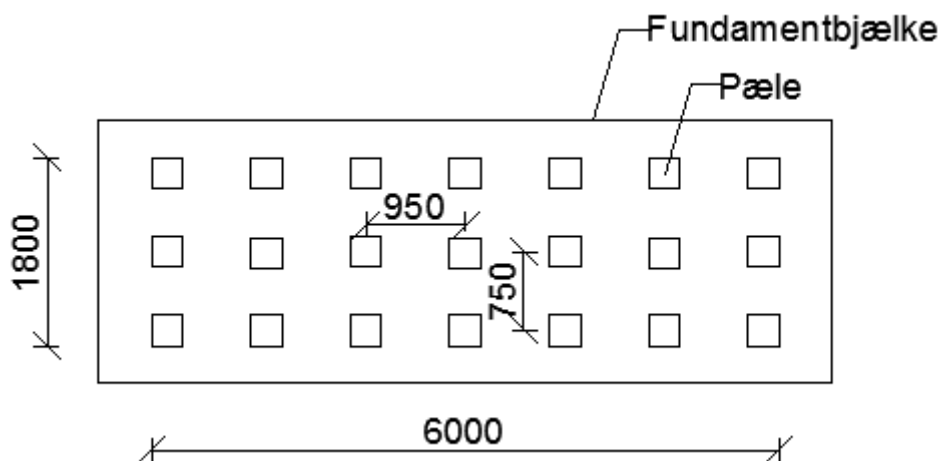
#### 6.1.2 Lastdata

Pælefundamentet eftervises for den lodrette last fra LM71 og konstruktionens egenvægt samt den langsgående vandrette last fra bremse- og accelerationskræften.

Vridningsmomentets virkning på pælene og den tværgående vandrette last fra sidestød betragtes ikke i følgende.

### Lodret last

Linjelasterne på fundamentsbjælken betragtes som en fladelast over pælearealet, som er bestemt ved en trykhældning 1:2 ift. bropillen. Pælens placering er vist på figur 6-2.



Figur 6-2 - Placering af fundamentspæle

Fladelasten bestemmes af:

$$q_{flade} = \frac{\frac{R_L}{5} + g_{fund}}{1,8m} = \frac{2562 \frac{kN}{m} + 206,25 \frac{kN}{m}}{1,8m} = 1538 \frac{kN}{m^2}$$

Lasten på hårdest belastet pæl bestemmes af:

$$Q = q_{flade} \cdot 0,75m \cdot 0,95m = 1096kN$$

Lasten adderes med pælens egenlast for at få den største lodrette last på en enkeltpæl.

$$F_{cd} = 1096kN + G_{pæl,d}$$

$$G_{pæl,d} = 1,0 \cdot 1,1 \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,30 \cdot 0,30 \cdot 17m = 42,08kN$$

$$F_{cd} = 1096kN + 42,08kN = 1138kN$$

## Tværlast

Tværlasten fra bremse og accelerationskræfterne er bestemt i afsnit 3 til:

$$H_d = 928kN$$

## 6.2 Brudgrænsetilstand - ULS

Brudbæreevnen af en aksialt belastet enkeltpæl kan bestemmes ved følgende 3 metoder:

- Statisk belastningsforsøg
- Dynamisk belastningsforsøg
- Geostatisk beregning

For projektet bestemmes bæreevnen ved en geostatisk beregning. Dette er ikke den mest nøjagtige metode, derfor kan man, for at verificere denne beregning, udføre et statisk belastningsforsøg i forbindelse med udførelsen. Det statiske belastningsforsøg er et markforsøg, hvor man nedrammer en pæl og påfører denne en last, samtidig med at flytningen registreres.

Den geostatiske beregning bestemmer bæreevnen af en enkeltpæl. Pælene under fundamentene er placeret i grupper. Kapaciteten af en pælegrupper er ikke nødvendigvis lig summen af de enkelte pæles kapacitet. I følgende betragtes den hårdest belastet pæl, og der ses bort fra gruppevirkningen.

### Geostatisk beregning

I følgende fremgår den geostatiske beregning af en lodret fundamentpæl. Princippet er det samme for de skrå pæle, disse pæle vil blot have både en vertikal og horisontal bæreevneresultant.

### Bestemmelse af pælens trykbæreevne

For en trykbelastet enkeltpæl er brudbæreevnen  $R_c$  sammensat af et bidrag fra overflademodstanden og spidsmodstanden. Overflademodstanden er den modstand, der optræder mellem pælens sideflader og jorden, mens spidsmodstanden er den modstand der vil være mellem pælens endeflade og jorden.

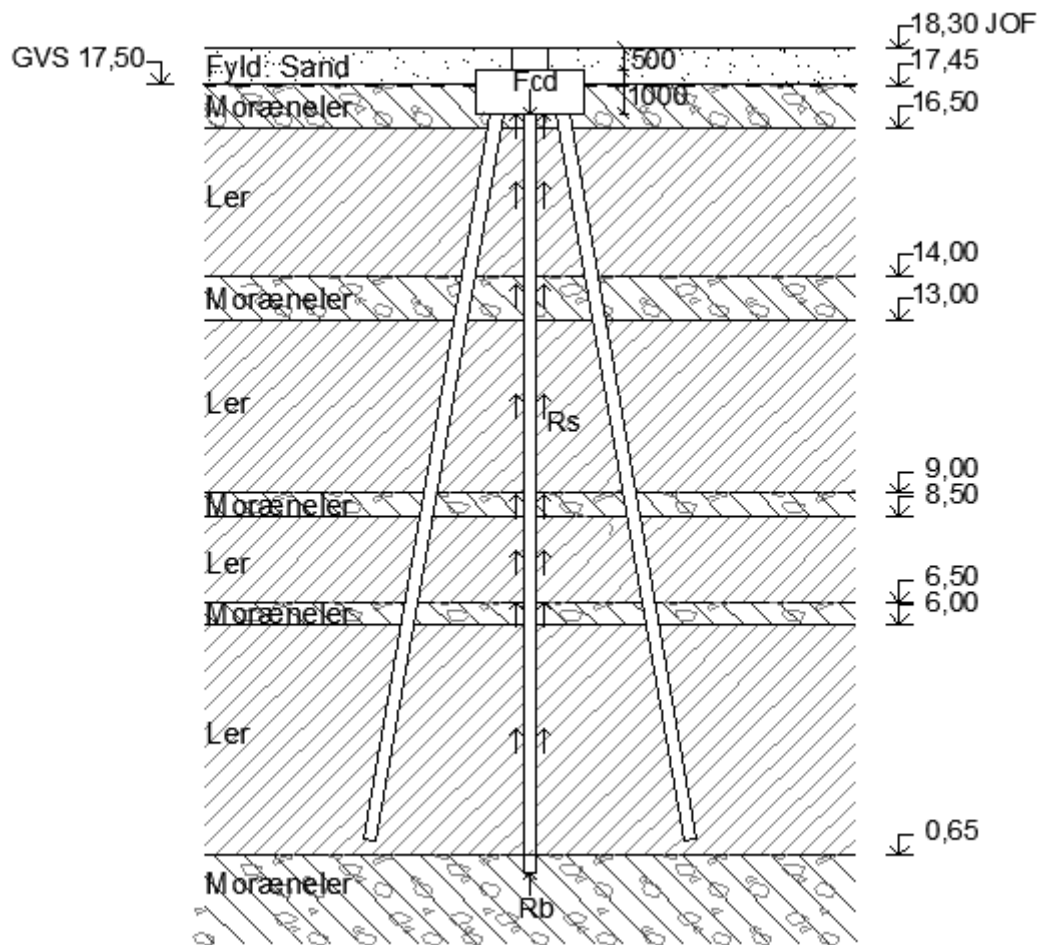
Den karakteristiske brudbæreevne findes af formlen:

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

Hvor:

$R_b$  er spidsmodstanden

$\sum R_s$  er summen af overflademodstandene i de forskellige jordlag



Figur 6-3 – Trykbelastet pæl

### Overflademodstand for pæle i vandmættet let

Pælene går kun igennem vandmættede lerlag, derfor kan samtlige overflademodstande bestemmes ud fra den forskydningspænding, der kan overføres mellem pælen og den omgivende jord.

Overflademodstanden bestemmes af:

$$R_s = A_s \cdot c_u \cdot m \cdot r$$

Hvor:

$A_s$  er pæleoverfladensareal i det pågældende lerlag

$c_u$  er lerets karakteristiske udrænedede forskydningsstyrke

$m$  er en materilalefaktor, der normalt sættes til 1,0 for beton

$r$  er en regenerationsfaktor, der er lig forholdet mellem det omgivende lers forskydningsstyrke på det aktuelle tidspunkt efter pæleramningen og lerets forskydningsstyrke i intakt tilstand.

Regenerationsfaktoren tager højde for, at der ved ramning af pæle vil ske en æltning af leret nærmest pælen. En del af porevandet vil presses ud og kan ligge sig som en hinde mellem pæl og ler. Derfor er regenerationsfaktoren under selve ramningen forsvindende. Med tiden vil leret genvinde sin forskydningsstyrke. For pæle der har stået i jorden minimum en måned, kan der på den sikre side regnes med følgende værdier:

$$r = 1 \quad c_v < 40 \frac{kN}{m^2}$$

$$r \cdot c_v = 40 \frac{kN}{m^2} \quad 40 \frac{kN}{m^2} \leq c_v < 100 \frac{kN}{m^2}$$

$$r = 0,4 \quad 100 \frac{kN}{m^2} \leq c_v < 500 \frac{kN}{m^2}$$

$$r \cdot c_v \quad c_v \geq 5000 \frac{kN}{m^2}$$

### Lag 1 (Moræneler)

Pæleoverfladens areal bestemmes:

$$A_s = 0,30m \cdot 0,30m \cdot 4 = 0,36 m^2$$

Den udrænedede forskydningsstyrke er aflæst af boreprofilet og fastlagt i grundlaget til:

$$c_u = 80 \frac{kN}{m^2}$$

Regenerationsfaktoren bestemmes af:

$$r \cdot c_v = 40 \frac{kN}{m^2} \rightarrow r = \frac{40 \frac{kN}{m^2}}{80 \frac{kN}{m^2}} = 0,5$$

Overflademodstanden kan nu beregnes til:

$$R_s = 0,36m^2 \cdot 80 \frac{kN}{m^2} \cdot 1 \cdot 0,5 = 14,4kN$$

Overflademodstanden for de resterende lag er beregnet efter samme princip. Værdier fremgår af figur 6-4.

Lag	$A_s$ [ $m^2$ ]	$c_v$ [ $kN/m^2$ ]	$r$	$R_s$ [ $kN$ ]
2 (Ler)	1,80	70	0,57	72
3 (Moræneler)	1,20	140	0,4	67,2
4 (Ler)	4,80	120	0,4	230,4
5 (Moræneler)	0,60	250	0,4	60
6 (Ler)	2,40	210	0,4	201,60
7 (Moræneler)	0,6	250	0,4	60
8 (Ler)	6,42	210	0,4	539,28
9 (Moræneler)	0,2	435	0,4	208,8

Figur 6-4 – Overflademodstande

### Spidsmodstand for pæle i ler

Spidsmodstanden for pæle med spidsen i de fleste vandmættede lerarter bestemmes af:

$$R_b = 9 \cdot c_u \cdot A_b$$

Hvor:

$c_u$  er lerets karakteristiske udrænedede forskydningsstyrke

$A_b$  er pælespidsens tværsnitsareal

For fast dansk moræneler, som pælespidsen i dette tilfælde er placeret i, kan talværdien dog erfaringsmæssigt forhøjes til 18. Herved bliver spidsmodstanden:

$$R_b = 18 \cdot 435 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,30m \cdot 0,30m = 704,70kN$$

### Resulterende trykbæreevne af pæl

Den resulterende karakteristiske bæreevne af de lodrette trykpæle beregnes nu som summen af spidsmodstanden og overflademodstandene.

$$R_{ck} = 704,70kN + 14,4kN + 72kN + 67,2kN + 230,4kN + 60kN + 201,6kN + 60kN + 539,28kN + 208,8 = 2158,38kN$$

Den regningsmæssige trykbæreevne bestemmes til:

$$R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_t} = \frac{2158,38kN}{1,3} = 1660kN$$

$$F_{cd} < R_{cd} \rightarrow OK!$$

### Bæreevne af skrå pæle

De skrå pæles bæreevne er bestemt i appendiks E til:

$$R_{cd,skrå} = 1398,36kN$$

Den vandrette bæreevne resultant findes ved:

$$R_{hd} = R_{cd,skrå} \cdot \sin(\nu)$$

$$R_{hd} = 1398,36kN \cdot \sin(10) = 242,82kN$$

Der placeres 7 skrå pæle i hver side, derfor bliver den samlede vandrette bæreevne:

$$7 \cdot R_{hd} = 7 \cdot 242,82kN = 1699,76kN$$

$$H_d < 7 \cdot R_{hd} \rightarrow OK!$$

### 6.3 Anvendelsesgrænsetilstand - SLS

Undersøgelse af anvendelsesgrænsetilstanden indskrænkes til en undersøgelse af indflydelsen af den negative overflademodstand, da der ikke findes stærkt sætningsgivende aflejringer under pælespidsen.

Den negative overfladelast optræder ved konsolidering. Konsolidering vil bevirke, at sætningsgivende lag bevæger sig nedad i forhold til pælen, hvilket vil påvirke pælen med en nedadrettet overflademodstand.

Følgende ulighed skal være opfyldt:

$$F_{c,d} + F_{neg} \leq \frac{R_{b,ber} + R_{s,ber}}{\sqrt{\xi} \cdot \gamma_R}$$

Hvor:

$F_{cd}$  er pælens regningsmæssige aksiale tryklast i brudgrænsetilstanden med kvadratroden af partialkoefficienter uden bidrag fra negativ overflademodstand

$F_{neg}$	er pælens regningsmæssige negative overflademodstand med partialkoefficient $\gamma = 1,0$ . Denne er bestemt som den mindste værdi af overflademodstandene af de sætningsgivende lag eller den sætningsgivende last
$R_{b,ber}$	er pælens beregnede spidsmodstand
$R_{s,ber}$	er pælens beregnede overflademodstand fra ikke sætningsgivende lag
$\xi$	er korrelationsfaktor iht. DS/EN 1997-1 DK NA
$\gamma_R$	er partialkoefficient iht. DS/EN 1997-1 DK NA

### Tryklast

$$F_{cd} = 1096kN \cdot \sqrt{1,4} + 42,08kN = 1339 kN$$

### Negativ overflademodstand

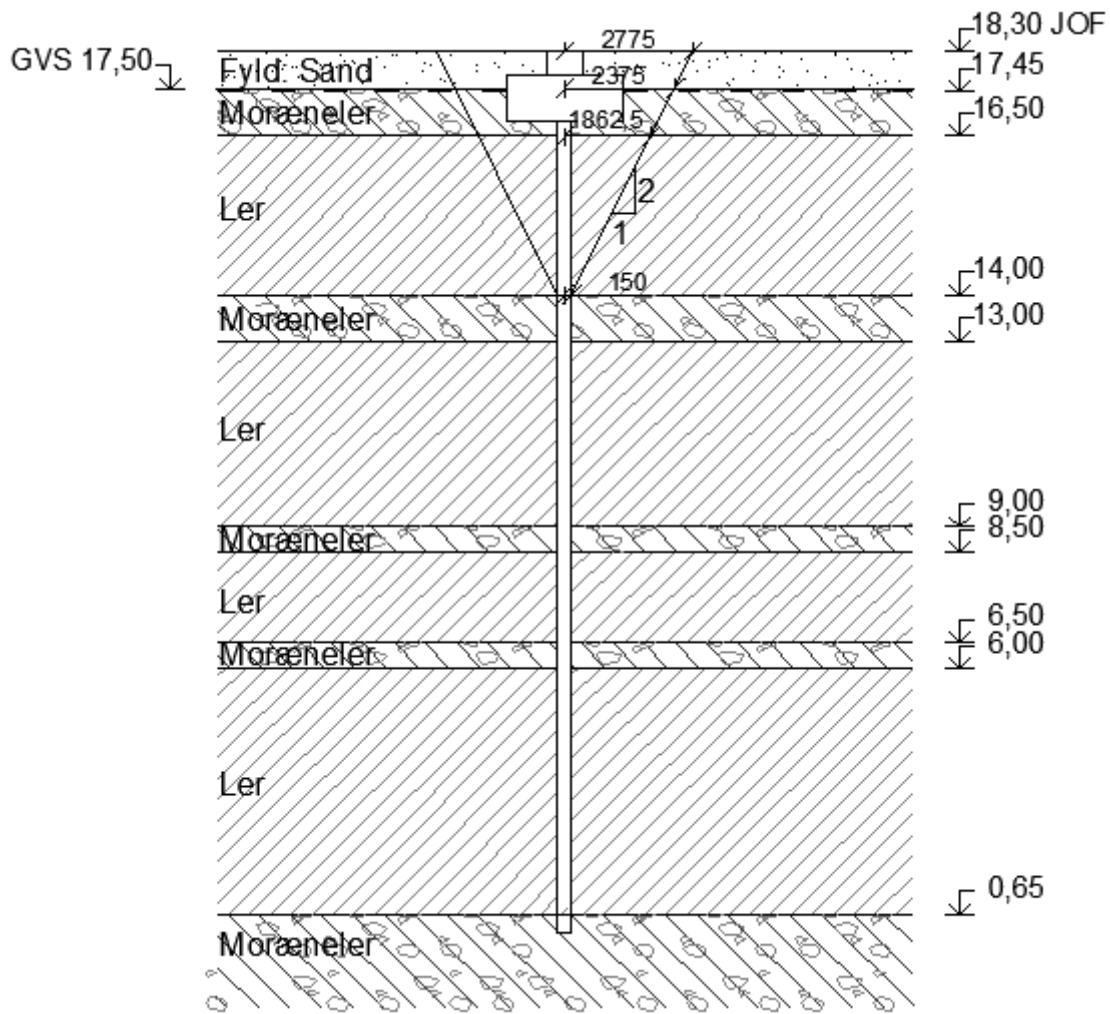
Lagene ned til første lerlag betragtes som sætningsgivende, idet det fremgår af den geotekniske rapport, at det er disse lag, der skulle skiftes ved direkte fundering. Pælens negative overflademodstand bestemmes til:

$$F_{neg,1} = \frac{\sum_1^2 R_s}{1,0}$$

$$F_{neg,1} = \frac{14,4kN + 72kN}{1,0} = 86,4kN$$

### Sætningsgivende last

Den sætningsgivende last består af vægten af de sætningsgivende jordlegemer i en kegle med hældning 1 på 2. Kegleens geometri fremgår af figur 6-5. Konservativt medregnes hele kegleens volumen.



Figur 6-5 - Kegleformet jordlegeme af sætninggivende lag

Volumenerne af de forskellige lag bestemmes ud fra følgende formel:

$$V_{keglestub} = \frac{1}{3} \cdot H \cdot \pi \cdot (R^2 + r^2 + R \cdot r)$$

Masse af jordlegemer:

$$P_{sand} = \frac{1}{3} \cdot 0,85m \cdot \pi \cdot ((2,775m)^2 + (2,375m)^2 + 2,775m + 2,375m) \cdot 18 \frac{kN}{m^3} = 296,27kN$$

$$P_{moræneler} = \frac{1}{3} \cdot 0,95m \cdot \pi \cdot ((2,375m)^2 + (1,863m)^2 + 2,375m + 1,863m) \cdot 21 \frac{kN}{m^3} = 278,89kN$$

$$p_{ler} = \frac{1}{3} \cdot 1,5m \cdot \pi \cdot ((1,863m)^2 + (0,150m)^2 + 1,863m + 0,150m) \cdot 21 \frac{kN}{m^3} = 181,61kN$$

$$F_{neg,2} = p_{sand} + p_{moræneler} + p_{ler}$$

$$F_{neg,2} = 296,27kN + 278,89kN + 181,61kN = 756,79kN$$

$$F_{neg,1} < F_{neg,2}$$

$$F_{neg} = F_{neg,1} = 86,4kN$$

### Bæreevne

Spidsmodstand:

$$R_{b,ber} = 704,70kN$$

Overflademodstand for ikke-sætningsgivende lag:

$$R_{s,ber} = \sum_9^3 R_s$$

$$R_{s,ber} = 67,2kN + 230,4kN + 60kN + 201,60kN + 60kN + 539,28kN + 208,8kN = 1307kN$$

Korrelationsfaktor iht. DS/EN 1997 DK NA:

$$\xi = 1,5$$

Partialkoefficient:

$$\gamma_R = 1,3$$

$$F_{cd} + F_{neg} = 1339 kN + 86,4kN = 1425kN$$

$$\frac{R_{b,ber} + R_{s,ber}}{\sqrt{\xi \cdot \gamma_R}} = \frac{704,70kN + 1307kN}{\sqrt{1,5 \cdot 1,3}} = 1441 kN$$

$$F_{cd} + F_{neg} < \frac{R_{b,ber} + R_{s,ber}}{\sqrt{\xi \cdot \gamma_R}} \rightarrow OK!$$

## 7. Opsummering

Problemstillingerne i problemformuleringen er behandlet løbende i rapporten. I dette afsnit følger en sammenfatning af problemformuleringens besvarelse.

For at opnå en tilfredsstillende udformning af letbanebroen er brugerens behov og æstetik overvejet i forbindelse med valg af brotype, byggemateriale, form og dimension. Broen konstrueres som en massiv pladebro med udkragninger for at opnå en tilstrækkelig frihøjde under broen og et æstetisk udseende. Letbanebroen konstrueres i beton, da dette er det mest økonomiske byggemateriale for motorvejsbroer med mindre spænd. Pga. den store trafikale belastning udføres broen over fire fag. Bropillerne er valgt placeret henholdsvis centralt i midterrabatten, 1,5 m fra yderrabatterne og bag anlagte skråninger med anlæg 2. Dette har medført varierende spænd for fagene.

Banebroer påvirkes af egen- og naturlast som det kendes for øvrige konstruktioner. For banebroer er der endvidere opstillet en række lastmodeller til repræsentation af den lodrette toglast. Herudover vil der forekomme vandrette laster fra bremsning, acceleration og sidestød.

Konstruktionens lodrette og vandrette lastnedføring opnås ved valg af et statisk system, der sikrer optagelse af både vandrette og lodrette laster og samtidig muliggør deformation som følge af belastningen. Forbindelserne mellem de enkelte konstruktionsdele skal konstrueres, så de opfylder betingelserne for det statiske system, ligesom de enkelte konstruktionsdele skal kunne overføre de aktuelle laster.

Den geotekniske rapport angiver sætningsgivende jordlag med stedvis ringe vingestyrke i de øverste jordlag. For at undgå et usikkert forløb af sætninger og udskiftning af jordlag vælges det at pælefundere broen.

I nærværende projektdel er brodækket, den centrale bropille og fundament, samlinger mellem disse og pælefundamentet eftervist for udvalgte lastkombination. Denne rapportdel har sammen med projektgrundlaget beskrevet de emner, der skal betragtes ved projektering af en banebro og demonstreret eftervisningen af udvalgte konstruktions-elementer.