

GEOTEKNISK INSTITUT

Øster Voldgade 10, Kbh. K. (01) • 15 90 30

5.03

1966

Biblioteket

J. BRINCH HANSEN

J. HESSNER

GEOTEKNISKE BEREGNINGER

TEKNISK FORLAG

KØBENHAVN 1966

Geoteknisk Institut 

MAGLEBJERGVEJ 1 · 2800 LYNGBY · TLF. 42 88 44 44

INDHOLDSFORTEGNELSE

Forord	5
Grundbegreber	7
Eksempel 1 : Bestemmelse af fysiske grundegenskaber	7
Eksempel 2 : Totale, neutrale og effektive spændinger	8
Eksempel 3 : Bestemmelse af hovedspændinger i trykforsøg	9
Eksempel 4 : Trykforsøg med sand	10
Eksempel 5 : Trykforsøg med ler	10
Strømningsproblemer	11
Eksempel 6 : Vands strømning i jord	11
Eksempel 7 : Vandtilstrømning til byggegrube i silt (E 1957 a)	13
Eksempel 8 : Grundvandsbevægelse og sætninger (E 1959 a)	16
Eksempel 9 : Grundvandsbevægelse i anisotrop jord	18
Eksempel 10 : Løftning af bund i byggegrube	21
Eksempel 11 : Ekspansion af bund i byggegrube (E 1955 a)	23
Eksempel 12 : Grundvandsenkning med artesisk strømning	25
Deformationsproblemer	28
Eksempel 13 : Sætninger af bropille på ler	28
Eksempel 14 : Sætning og bæreevne af fundament på ler (E 1954 a)	30
Eksempel 15 : Sætning og stabilitet af silo på ler (E 1957 a)	33
Eksempel 16 : Konsolideringens tidsforløb	35
Eksempel 17 : Sætninger af bropille på pæle i ler	36
Eksempel 18 : Reaktionsfordeling under stift silofundament	38
Eksempel 19 : Reaktionsfordeling under bøjelig dokbund	42
Eksempel 20 : Bøjelig kranbjælke på sand	45
Generel brudteori	49
Eksempel 21 : Beregning af liniebrud	49
Eksempel 22 : Beregning af zonebrud	50

Jordtryk	52
Eksempel 23 : Støttemur som indfatning for vandbassin (E 1952 b)	52
Eksempel 24 : Fri spunsvæg med grundvandstrømning	56
Eksempel 25 : Spunsvæg med svigtende forankring (E 1956 a)	58
Eksempel 26 : Forankret spunsvæg i sand	61
Eksempel 27 : Forankret spunsvæg med vandovertryk	64
Eksempel 28 : Forankret spunsvæg i ler og sand	66
Eksempel 29 : Indspændt spunsvæg bag aflastningsplade	71
Eksempel 30 : Indspændt spunsvæg foran aflastningsplade	74
Eksempel 31 : Afstivet spunsvæg i ler og sand	77
Eksempel 32 : Ankerplade i sand	79
Fundamenters bæreevne	80
Eksempel 33 : Sands bæreevne bestemt ved modelforsøg (E 1956 a)	80
Eksempel 34 : Lers bæreevne bestemt ved triaksialforsøg (E 1958 a)	83
Eksempel 35 : Søjlefundamenter på sand	85
Eksempel 36 : Stabilitet af støttemur på sand	88
Eksempel 37 : Stabilitet af bropille på ler	90
Pæles bæreevne	94
Eksempel 38 : Bæreevne af enkeltpæle (E 1956 b)	94
Eksempel 39 : Pæle med negativ friktion og gruppevirkning	96
Eksempel 40 : Bæreevne af enkeltpæle og plant pæleværk (E 1959 a)	100
Eksempel 41 : Støttemur på pæle i sand	102
Eksempel 42 : Kaj på stålpæle i sand	105
Eksempel 43 : Bropille på træpæle i ler	113
Stabilitet	117
Eksempel 44 : Stabilitet af skråning i ler	117
Eksempel 45 : Stabilitet af kaj på blød bund	120
Eksempel 46 : Stabilisering af kaj ved konsolidering (E 1958 a)	122
Eksempel 47 : Langtidsstabilitet af flodbred	126
Eksempel 48 : Stabilitet af cellefangedæmning i sand	129
Eksempel 49 : Bestemmelse af ankerlængde i sand	130
Eksempel 50 : Stabiliserende pæle i ler	132
Spændingsinfluenkort	137
Dimensionering af betontværsnit	141
Sagsregister	147

FORORD

Ved udgivelsen af "Geoteknik" (Teknisk Forlag 1958) havde forfatterne, H. Lundgren og J. Brinch Hansen, af hensyn til en hurtig fremkomst af bogen undladt at forsyne den med taleksempler. Det har dog været følt som et stort savn, og for at afhjælpe dette udsendes nu nærværende værk, der må betragtes som et nødvendigt supplement til "Geoteknik".

En stor del af de foreliggende taleksempler er helt nye. De øvrige er - i mere eller mindre ændret form - hentet fra følgende kilder

- 1) "Geotekniske Øvelsesopgaver" af H. Lundgren (Polyteknisk Forening 1952).
- 2) "Earth Pressure Calculation" (Teknisk Forlag 1953) og diverse geotekniske artikler af J. Brinch Hansen.
- 3) Eksamensopgaver fra Danmarks tekniske Højskole. Sådanne opgaver er betegnet med E og årstallet samt henholdsvis a (for alle retninger) eller b (kun for retningerne BJ og BV).

Eksamensopgaverne er gengivet i deres originale form, bortset fra at symbolerne er blevet bragt i overensstemmelse med de i "Geoteknik" anvendte.

De opgaver, der er hentet fra de to øvrige kilder, er derimod - om fornødent - blevet omarbejdet under anvendelse af de i "Geoteknik" angivne metoder, formler og symboler.

Det skal ligeledes bemærkes, at der i eksemplerne med forankrede eller indspændte spunsvægge er indført en simpel korrektionsberegning, der praktisk talt overflødig gør omregninger. Det er endvidere påvist, at det negative moment ved forankringspunktet aldrig bliver dimensionsbestemmende, når man regner med et flydecharnier i væggens midterparti.

For at lette opsporingen af et taleksemplar vedrørende et bestemt problem er der i sagsregisteret angivet numrene på de eksempler, i hvilke de pågældende problemer er behandlet.

Forkortelsen G henviser til "Geoteknik" og EPC til "Earth Pressure Calculation"; et efterfølgende tal angiver sidetallet i det pågældende værk. Formelnumre og figurnumre uden nærmere kildeangivelse henviser alle til "Geoteknik".

Vi ønsker at takke afdelingsingeniør Bent Hansen for gennemsyn og kritik af manuskriptet, samt for undersøgelserne vedrørende plastisk instabilitet af pæleværkerne i eksempel 42 og 43. Vi er også tak skyldige til forskellige andre af Geoteknisk Instituts ingeniører for talmæssig checkning af eksemplerne. Vi takker endelig frøken E. Baruël for optrækning af figurerne og fru E. Thorsen for maskinskrivning af det endelige manuskript.

København, december 1959.

J. Brinch Hansen.

J. Hessner.

FORORD TIL 2. UDGAVE

Efter fremkomsten af Dansk Ingeniørforenings Normer for Fundering og Vejledning til Normer for Fundering (1965) er den foreliggende 2. udgave blevet ændret, så den for praktisk talt alle realiteters vedkommende er overensstemmende hermed.

En undtagelse danner dog enkelte eksamensopgaver, hvis ordlyd og løsning er den originale.

Når der i opgaverne er angivet en aktuel friktionsvinkel φ , skal denne altid forstås som den "korrigerede" friktionsvinkel φ_k .

De tidligere afsnit om partialkoefficienter og jordtryksdiagrammer er udgået, da de nu findes i den ny udgave af "Geoteknik" (1965). Til gengæld er indføjet et nyt afsnit om dimensionering af betontværsnit ved hjælp af partialkoefficienter.

København, december 1965.

J. Brinch Hansen.

J. Hessner.

EKSEMPEL 1 : BESTEMMELSE AF FYSISKE GRUNDEGENSKABER.

I laboratoriet har man ved måling og vejning af en jordprøve fundet

Volumen: $V = 17,2 \text{ cm}^3$

Vægt: $G = 29,0 \text{ g}$

Efter ovntørring ved 105°C reduceres jordprøvens vægt til $G_d = 20,2 \text{ g}$.

Tørstofvægtfylden (kornvægtfylden) er ved hjælp af pyknometer bestemt til $d_s = 2,70$ (dimensionsløs).

Man skal bestemme poretallet e , porøsiteten n , mætningsgraden S_w og vandindholdet w , samt rumvægtene γ_a (i den aktuelle tilstand), γ_m (i helt vandmættet tilstand), γ' (reduceret for opdrift) og γ_d (i helt tør tilstand).

Såfremt man ikke er helt fortrolig med alle begreberne, er det klogt at benytte nedenstående skematiske fremgangsmåde (G 11-12)

Fase	Volumen (cm ³)	Rumvægt (g/cm ³)	Vægt (g)
Luft	0,9 ⁴	<u>0,00</u>	<u>0,0</u>
Vand	8,8 ²	<u>1,00</u>	8,8 ¹
Korn	7,5 ³	<u>2,70</u>	<u>20,2</u>
Ialt	<u>17,2</u>	1,69 ⁵	<u>29,0</u>

De dobbelt understregede værdier gælder generelt.

De enkelt understregede værdier er fundet ved de udførte målinger med den aktuelle jordprøve. De øvrige rubrikker udfyldes ved simple regninger i den ved tallene i hjørnerne angivne rækkefølge.

a. Poretal e .

$$e = \frac{\text{Porevolumen}}{\text{Kornvolumen}} = \frac{0,9 + 8,8}{7,5} = \underline{1,29}$$

b. Porøsitet n.

$$n = \frac{\text{Porevolumen}}{\text{Totalvolumen}} = \frac{0,9 + 8,8}{17,2} = \underline{0,56} = \frac{e}{1+e}$$

c. Mætningsgrad S_w .

$$S_w = \frac{\text{Vandvolumen}}{\text{Porevolumen}} = \frac{8,8}{0,9 + 8,8} = \underline{0,91}$$

d. Vandindhold w.

$$w = \frac{\text{Vandvægt}}{\text{Kornvægt}} \cdot 100 = \frac{8,8}{20,2} \cdot 100 = \underline{43,5\%} = \frac{e S_w}{d_s}$$

e. Rumvægt γ .

$$1. \gamma_a = \frac{\text{Totalvægt}}{\text{Totalvolumen}} = \frac{29,0}{17,2} = 1,69 \text{ g/cm}^3 = \frac{d_s + e S_w}{1+e} \gamma_w$$

$$2. \gamma_m = \frac{d_s + e}{1+e} \gamma_w = \frac{2,70 + 1,29}{2,29} \cdot 1 = 1,74 \text{ g/cm}^3$$

$$3. \gamma' = \gamma_m - \gamma_w = 1,74 - 1 = 0,74 \text{ g/cm}^3$$

$$4. \gamma_d = \frac{d_s}{1+e} \gamma_w = \frac{2,70}{2,29} \cdot 1 = 1,18 \text{ g/cm}^3$$

EKSEMPEL 2 : TOTALE, NEUTRALE OG EFFEKTIVE SPÆNDINGER.

Et mange meter mægtigt lag af silt har et poretal $e = 1,05$, en effektiv porediameter $d = 6,2\mu$ og en tørstofvægtfylde $d_s = 2,67$. Grundvandspejlet (GVS) står 9,5 m under jordoverfladen. I det man antager, at silten er helt vandmættet under kapillarspejlet (KVS) og helt tør over dette, skal man bestemme de totale, neutrale og effektive normalspændinger på et vandret snit i silten 8 m under jordoverfladen.

For en effektiv porediameter $d = 6,2\mu = 6,2 \cdot 10^{-4}$ cm fås i henhold til 1.22.1 den kapillære stighøjde

$$h_c = \frac{0,3 \text{ cm}^2}{d} = \frac{0,3}{6,2 \cdot 10^{-4}} = 485 \text{ cm} \sim 4,85 \text{ m}$$

Rumvægte i tør, vandmættet og neddykket tilstand ifølge 1.15.1-2

$$\gamma_d = \frac{d_s \gamma_w}{1+e} = \frac{2,67 \cdot 1}{1+1,05} = 1,30 \text{ t/m}^3$$

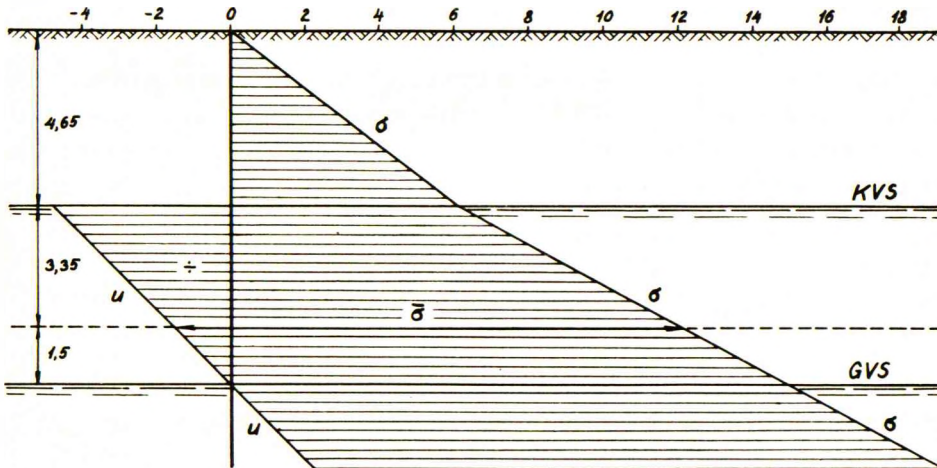
$$\gamma_m = \frac{d_s + e S_w}{1+e} \gamma_w = \frac{2,67 + 1,05 \cdot 1}{1+1,05} \cdot 1 = 1,82 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = \gamma_m - \gamma_w = 1,82 - 1 = 0,82 \text{ t/m}^3$$

For normalspændingerne gælder den fundamentale sammenhæng 1.21.1

$$\sigma = u + \bar{\sigma} \quad \bar{\sigma} = \sigma - u$$

De totale og de neutrale spændinger er vist på nedenstående figur. Differensen er den effektive spænding.



I snitfladen i 8 m dybde haves

$$\sigma = 4,65 \cdot 1,30 + 3,35 \cdot 1,82 = \underline{12,15 \text{ t/m}^2}$$

$$u = (3,35 - 4,85) \cdot 1,0 = \underline{-1,50 \text{ t/m}^2}$$

$$\bar{\sigma} = \sigma - u = 12,15 - (-1,50) = \underline{13,65 \text{ t/m}^2}$$

I henhold til G 174 kan den effektive spænding også bestemmes direkte, når man regner med effektiv rumvægt γ' under KVS og med et kapillartryk $p_c = \gamma_w h_c$ i KVS

$$\bar{\sigma} = 4,65 \cdot 1,30 + 1,0 \cdot 4,85 + 3,35 \cdot 0,82 = 13,65 \text{ t/m}^2$$

EKSEMPEL 3 : BESTEMMELSE AF HOVEDSPÆNDINGER I TRYKFORSØG.

En lerprøve, for hvilken er bestemt de effektive styrkeparametre $\bar{c} = 7 \text{ t/m}^2$ og $\bar{\varphi} = 15^\circ$, udviser ved et trykforsøg en trykstyrke på 23 t/m^2 . Man skal bestemme de effektive hovedspændinger ved brud.

Ud fra den opgivne trykstyrke finder man

$$\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3 = \sigma_1 - \sigma_3 = 23 \text{ t/m}^2$$

Ved hjælp af brudbetingelsen 5.11.12 (anvendt på de effektive spændinger) fås

$$\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3 = (\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3 - 2\bar{c} \cos \bar{\varphi}) : \sin \bar{\varphi} = (23 - 2 \cdot 7 \cos 15) : \sin 15 = 36,7 \text{ t/m}^2$$

Ved henholdsvis at addere og subtrahere de fundne udtryk fås hovedspændingerne

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1}{2}(36,7 + 23) = \underline{29,85 \text{ t/m}^2} \qquad \bar{\sigma}_3 = \frac{1}{2}(36,7 - 23) = \underline{6,85 \text{ t/m}^2}$$

EKSEMPEL 4 : TRYKFORSØG MED SAND.

En intakt prøve af fastlejret, fugtig, siltholdig finsand har en kapillarspænding på 3 t/m^2 og en friktionsvinkel $\bar{\varphi} = 40^\circ$ ($\bar{c} = 0$). Idet man kan gå ud fra, at prøven dilaterer under hele forsøget og dermed bevarer kapillarspændingen konstant, skal man bestemme prøvens trykstyrke.

Spændingerne i det cylindriske prøvelegeme før og under forsøget kan illustreres som følger

	Totale		Neutrale		Effektive
Før forsøg	0	=	- 3	+	+ 3
Under forsøg	$\bar{\sigma}_1$ 0	=	- 3	+	$\bar{\sigma}_1 + 3$ 3

Idet $\bar{\sigma}_3 = 3 \text{ t/m}^2$ (jfr. foranstående illustration af spændingerne), får man af 1.43.2 (der også kan udledes direkte af Mohr's cirkel)

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 \tan^2(45 + \frac{1}{2}\bar{\varphi}) = 3 \tan^2(45 + \frac{1}{2} \cdot 40) = 13,8 \text{ t/m}^2$$

Trykstyrken bliver herefter

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3 = 13,8 - 3 = \underline{10,8 \text{ t/m}^2}$$

EKSEMPEL 5 : TRYKFORSØG MED LER.

En prøve af vandmættet ler har en effektiv kohæsion $\bar{c} = 13 \text{ t/m}^2$ og en effektiv friktionsvinkel $\bar{\varphi} = 9^\circ$. I intakt tilstand er porevandstrykket $u = -27 \text{ t/m}^2$, og fra en undersøgelse af lerets deformationsegenskaber vides det, at man under et trykforsøg i brudtilstanden kan påregne en poretrykkoeficient $A = 0,6$. Bestem trykstyrken.

Ifølge Skemptions poretryksligning (4.25.1) har man

$$u = \sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_3 + 0,6(\sigma_1 - \sigma_3)$$

Spændingerne i det cylindriske prøvelegeme før og under forsøget (i nærheden af brud) kan illustreres som følger

	Totale		Neutrale		Effektive	
Før forsøg	0	=	- 27	+	+ 27	
	σ_1				$27 + 0,4\sigma_1$	
Under forsøg	0	=	- 27 + 0,6 σ_1	+	27 - 0,6 σ_1	

I brudtilstanden har man åbenbart

$$\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3 = 27 + 0,4\sigma_1 + 27 - 0,6\sigma_1 = 54 - 0,2\sigma_1$$

Ifølge 5.11.12 (anvendt på de effektive spændinger) har man følgende brudbetingelse (der også kan udledes direkte af Mohr's cirkel)

$$\begin{aligned} \sigma_1 - \sigma_3 &= \bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3 = (\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3) \sin \bar{\varphi} + 2\bar{c} \cos \bar{\varphi} = \\ &(54 - 0,2\sigma_1) \sin 9 + 2 \cdot 13 \cdot \cos 9 = 34,2 - 0,031\sigma_1 \end{aligned}$$

Da den totale spænding σ_3 er lig 0, får man

$$\sigma_1 = 34,2 : 1,031 = \underline{33,2 \text{ t/m}^2} = \sigma_1 - \sigma_3$$

hvilket altså også angiver trykstyrken.

EKSEMPEL 6 : VANDS STRØMNING I JORD.

En meget stor byggegrube er omgivet af en fangedæmning bestående af en spuns- væg, der er rammet 4 m ned under naturlig bund på et sted, hvor vanddybden er 6 m. Koten til vandspejlet er $\underline{+ 0}$. Bunden består i 10 m tykkelse af fint sand med permeabilitetskoefficienten $k = 3 \cdot 10^{-6}$ m/s og rumvægten $\gamma_m = 2,1 \text{ t/m}^3$, og det underlejreres af fast moræneler med $k = 3 \cdot 10^{-10}$ m/s. Inden for fangedæmningen er generelt gravet ud til 1 m under oprindelig bund, og vandspejlet holdes ved lænsning fra gruben til stadighed sænket i niveau med bunden. Uden for spunsvæggen er bunden beskyttet med et tæt lerlag i 6 m bredde. Spunsvæggen er regnet understøttet af afstiv-

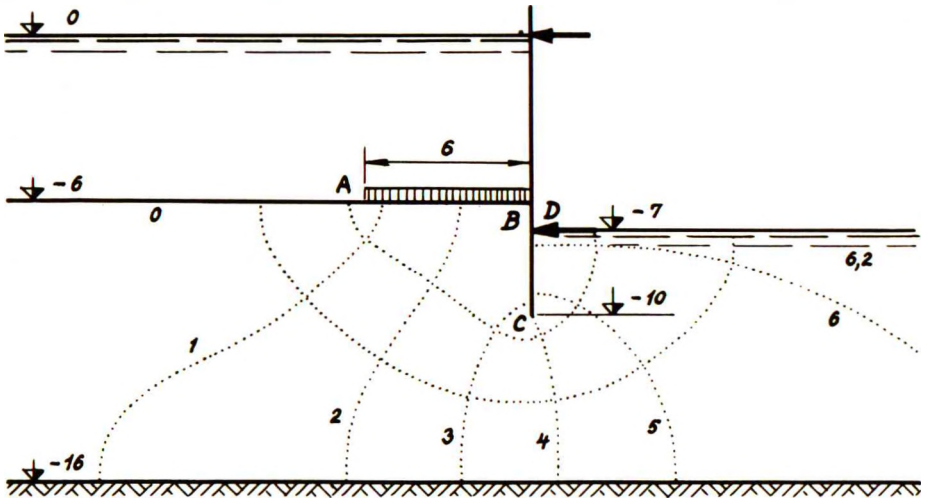
ninger i niveau med det ydre vandspejl, samt i niveau med grubens bund.

Man skal bestemme

- Vandmængden q ($l/h/m$), der skal pumpes op fra gruben.
- Vandtrykket ved spunsvæggens spids.
- Gradienten i byggegrubens bund ved væggen.
- Hvor meget vandspejlet uden for gruben skal hæves for netop at fremkalde erosion.

a. Vandmængde.

Vandmængde, vandtryk, gradienter, etc. må bestemmes ud fra et strømnet. Dette er vist på figuren nedenfor.



På forhånd er det givet, at bunden i byggegruben og bunden udenfor til venstre for tætningslaget er potentiallinier. Undersiden af tætningslaget, oversiden af moræneleret, samt spunsvæggens to sider er strømmlinier. Punkterne A, B og C er singularre. Antallet af strømkanaler er valgt til $n_q = 3$, hvorefter antallet af potentialspring bliver $n_h \sim 6,2$.

Vælges udgangsniveau ($z = 0$) i byggegrubens bund (kote -7), finder man ved hjælp af 1.23.2

$$\text{Ved bunden til venstre: } z = 1 \text{ m} \quad u: \gamma_w = 6 \text{ m} \quad h = 1 + 6 = 7 \text{ m}$$

$$\text{I byggegrubens bund: } z = 0 \text{ m} \quad u: \gamma_w = 0 \text{ m} \quad h = 0 + 0 = 0 \text{ m}$$

Det samlede potentialfald er altså $h_t = 7$ m. Af 3.12.9 bestemmes da vandmængden

$$q = k h_t \frac{n_q}{n_h} = 3 \cdot 10^{-6} \cdot 7 \cdot \frac{3}{6,2} = 10,15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \sim 10,15 \cdot 10^{-6} \cdot 10^3 \cdot 60^2 = \underline{37 \text{ l}/\text{h}/\text{m}}$$

b. Vandtryk ved spunsvægspids.

Potentiallinie 4 rammer spunsvægspidsen C, hvor $z = -3$ m, hvorfor man finder

$$h = 7 - \frac{4}{6,2} \cdot 7 \sim 2,5 \text{ m} \quad u = (2,5 - (-3)) \cdot 1,0 = \underline{5,5 \text{ t/m}^2}$$

c. Gradient i grubens bund ved væggen.

Ifølge 1.23.3 har man

$$i = - \frac{dh}{ds} = - \frac{\Delta h}{\Delta s}$$

Ved opmåling i strømnettet ved punkt D findes

$$\Delta h \sim - \frac{7}{6,2} \cdot 0,2 = -0,225 \text{ m.} \quad \Delta s \sim 0,5 \text{ m.} \quad i = - \frac{-0,225}{0,5} = \underline{0,45}$$

d. Erosionsbetingelse.

Den kritiske gradient svarer til, at den effektive rumvægt bliver nul

$$\gamma'' = \gamma' - i_{cr} \gamma_w = 0 \quad i_{cr} = \gamma' : \gamma_w = (\gamma_m - \gamma_w) : \gamma_w$$

Idet den maksimale gradient i byggegrubens bund optræder i punkt D, bliver det til den kritiske gradient i_{cr} svarende kritiske potentialfald h_{cr} bestemt af

$$\frac{h_{cr}}{7} \cdot 0,45 = \frac{2,1 - 1,0}{1,0} \quad h_{cr} \sim 17 \text{ m}$$

Erosion vil derfor indtræde i punkt D, når det udvendige vandspejl hæves

$$h_{cr} - h_t = 17 - 7 = \underline{10 \text{ m}}$$

EKSEMPEL 7 : VANDTILSTRØMNING TIL BYGGEGRUBE I SILT. (E 1957a).

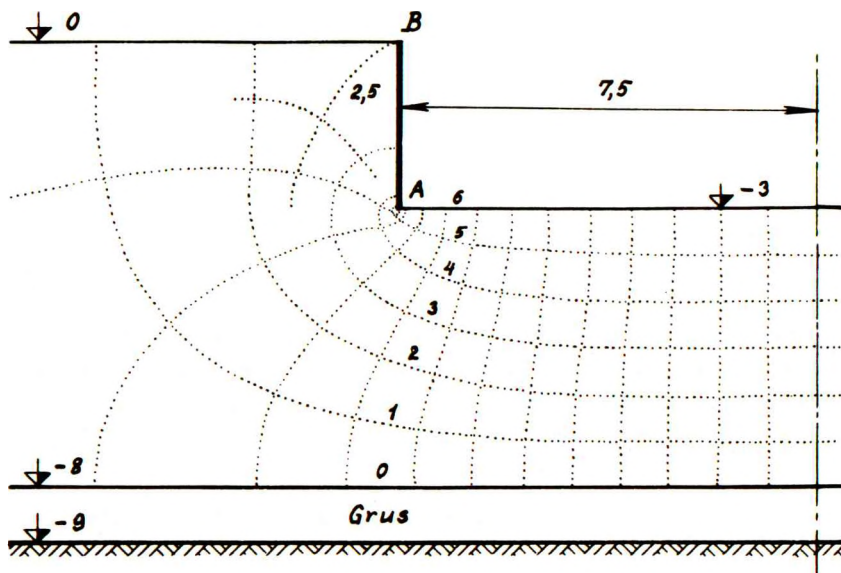
En 3 m dyb, 15 m bred og meget lang byggegrube med lodrette sider skal udgraves på et vandret areal med følgende bundforhold. Øverst 8 m silt (kornvægtfylde 2,67, poretal 0,81, $c = 0$, $\varphi = 33^\circ$, $k = 4 \cdot 10^{-5}$ cm/s), derunder 1 m grus ($k = 3 \cdot 10^{-1}$ cm/s) og nederst fast moræneler ($k = 2 \cdot 10^{-7}$ cm/s). Byggegrubens sider støttes af afstivede, vandtætte spunsvægge, der kun når ned til dens bund, og ved lænsning holdes vandspejlet i byggegruben i niveau med bunden. Det antages, at siltlaget overalt er vandmættet, og at vandtrykket i oversiden af gruslaget holder sig konstant lig 8 t/m².

- a) Optegn strømnettet for den stationære tilstand, idet der først arbejdes med 3 potentialspring, der senere halveres. Beregn dernæst vandtilstrømningen til byggegruben.

- b) Angiv det punkt, hvor porevandstrykket er mindst, og find på grundlag heraf den kapillære stighøjde, som er nødvendig for, at siltlaget netop kan forblive vandmættet.
- c) Angiv det punkt, hvor erosionsfaren er størst, og nævn en eller flere egnede foranstaltninger til afværgelse af denne fare.
- d) Undersøg, hvorvidt der er sikkerhed mod hævnning af jordlagene under byggegrubens midte.
- e) Beregn brudlasten for et provisorisk, kvadratisk fundament med sidelinie 1 m, anbragt i midten af byggegruben med undersiden 0,5 m under dennes bund. Fundamentet belastes lodret og centralt, medens der endnu pumpes i byggegruben, men man ser bort fra dets indvirkning på strømnettets form. (For $\varphi = 33^\circ$ er $N_\gamma \sim N_q = 26$. Formfaktoren er 0,7 på γ -leddet og 1,2 på q -leddet, medens dybdefaktoren er 1,05 på q -leddet).

a. Strømnet og vandtilstrømning.

På forhånd er det givet, at siltlagets underside samt byggegrubens bund er potentiallinier, mens jordoverfladen uden for gruben, den mod jorden vendende side af spunsvæggen, samt symmetrilinien i byggegruben er strømlinier. Spunsvæggens fod (A) og top (B) er singulære punkter. Det bemærkes, at alle strømlinier rammer byggegrubens bund til højre for punkt A, og tilsvarende ender alle potentiallinier over punkt A. Antallet af potentialspring er $n_h = 6$, hvortil svarer et antal strømkanaler $n_q = 2 \cdot 13 = 26$.



Vælges udgangsniveau ($z = 0$) i siltlagets underside, finder man ved hjælp af 1.23.2

$$\text{Ved siltlagets underside: } z = 0 \text{ m} \quad u : \gamma_w = 8 \text{ m} \quad h = 0 + 8 = 8 \text{ m}$$

$$\text{I byggegrubens bund: } z = 5 \text{ m} \quad u : \gamma_w = 0 \text{ m} \quad h = 5 + 0 = 5 \text{ m}$$

Det samlede potentialfald bliver $h_t = 8 - 5 = 3$ m. Vandmængden bestemmes af 3.12.9

$$q = k h_t \frac{n_q}{n_h} = 4 \cdot 10^{-7} \cdot 3 \cdot \frac{26}{6} = 5,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \sim 5,2 \cdot 10^{-6} \cdot 10^3 \cdot 60^2 = \underline{18,7 \text{ l/h/m}}$$

b. Nødvendig kapillær stighøjde.

For det givne potentialfald på 3 m bliver poretrykket mindst i punkt B, hvilket indses ved at betragte variationen af z og h langs den strømlinie, der udgøres af terrænoverfladen og spunsvæggen. Potentiallinie no. 2,5 rammer i punkt B, og man har derfor

$$h_B = 8 - \frac{h_t}{6} \cdot 2,5 = 8 - \frac{3}{6} \cdot 2,5 = 6,75 \text{ m}$$

$$u_B = \gamma_w (h_B - z_B) = 1,0 (6,75 - 8,0) = -1,25 \text{ t/m}^2$$

Betingelsen for, at siltlaget kan forblive vandmættet i ethvert punkt, er derfor, at den kapillære stighøjde mindst er lig

$$h_c = \frac{-u}{\gamma_w} = \frac{1,25}{1,0} = \underline{1,25 \text{ m}}$$

c. Erosionsfare.

Erosionsfaren er størst i punkt A, da gradienten her (teoretisk) er uendelig.

Til afværgelse af erosionsfaren kan man f. eks.

1. Føre spunsvæggen et stykke ned under byggegrubens bund.
2. Lægge et belastet filter ud i hjørnerne af gruben.
3. Nedsætte korte drænbrønde langs grubens periferi.

d. Løftning.

For den vandfyldte silt har man rumvægtene

$$\gamma_m = \frac{d_s + e}{1 + e} \gamma_w = \frac{2,67 + 0,81}{1 + 0,81} \cdot 1,0 = 1,92 \text{ t/m}^3 \quad \gamma' = 0,92 \text{ t/m}^3$$

For at den lodrette stabilitet skal være i orden, må vægten af det vandmættede siltlag under grubens bund være større end det opadrettede vandtryk på siltlagets underside

$$5 \cdot 1,92 = 9,6 > 8$$

Stabiliteten er således i orden. I dette tilfælde, hvor der under den midterste del

af grubens bund er lodret parallelstrømning (d.v.s. konstant gradient) til et frit vand-spejl ($u = 0$ i grubens bund), er løftningskriteriet identisk med erosionskriteriet ($i < i_{cr}$). Man finder

$$i = \frac{h_t}{H} = \frac{3}{5} = \underline{0,60} \quad i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{0,92}{1,0} = \underline{0,92} > 0,60$$

e. Bæreevne.

Bæreevnen bestemmes principielt af 5.35.1

$$b = \frac{1}{2} \bar{\gamma}_u \bar{B} N_{\gamma} i_{\gamma} s_{\gamma} + (\bar{\gamma}_0 D + c \cot \varphi) N_q i_q s_q d_q - c \cot \varphi$$

På grund af den opadgående strømning har man her

$$\bar{\gamma}_u = \bar{\gamma}_0 = \gamma' - i \gamma_w = 0,92 - 0,6 \cdot 1,0 = 0,32 \text{ t/m}^3$$

Da det foreliggende fundament er lodret og centralt belastet, har man $i_{\gamma} = i_q = 1$ og $\bar{B} = B$. Med de i opgaven givne værdier af de øvrige størrelser fås da brudlasten

$$b_f = \frac{1}{2} \cdot 0,32 \cdot 1,0 \cdot 26 \cdot 1 \cdot 0,7 + 0,32 \cdot 0,5 \cdot 26 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1,05 = 8,15 \text{ t/m}^2$$

$$Q_f = b_f \cdot A = 8,15 \cdot 1,0^2 = \underline{8,15 \text{ t}}$$

EKSEMPEL 8 : GRUNDVANDSBEVÆGELSE OG SÆTNINGER. (E 1959 a).

På et udstrakt, vanddækket areal, hvor vandspejlet ligger i kote 0 og vanddybden er 6 m, består bunden fra -6 m til -15 m af homogen, isotrop silt. Under -15 m findes grus, i hvilket potentialet svarer til kote -3 m. Tilstanden kan betragtes som stationær.

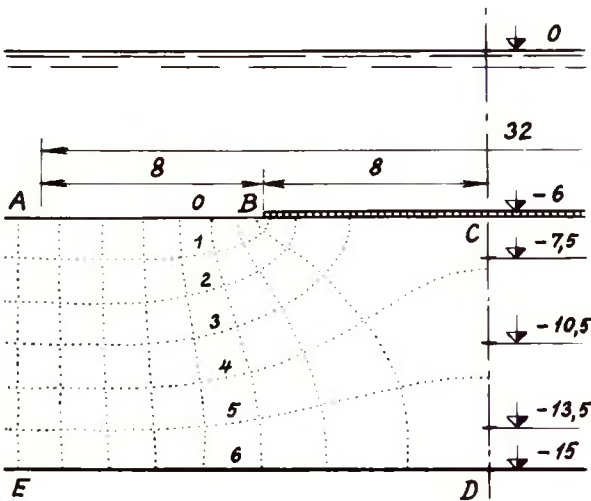
Silten har i en tidligere periode været forkonsolideret under trykket $\bar{q}_{pc} = 20 \text{ t/m}^2$ og har nu et poretal $e = 0,95$, der forudsættes konstant i hele lagets tykkelse. Kornvægtfylden er 2,70, mætningsgraden 1,0. Siltens konsolideringsmodul er 200 t/m^2 for primærbelastning og 700 t/m^2 for genbelastning og aflastning. Permeabilitetskoefficienten er $0,6 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$.

Der udlægges nu ovenpå siltbunden et fuldstændig impermeabelt, vægtløst og bøjeligt "tæppe" af 16 m bredde og så stor længde, at problemet kan betragtes som plant. Det forudsættes, at "tæppet" slutter absolut tæt til siltoverfladen, og at det ligger så længe, at tilstanden igen er blevet stationær.

For den nye stationære tilstand ønskes optegnet (på transparent papir og i skala 1 : 200) et strømnet med 6 potentialspring, samt besvaret følgende spørgsmål:

- a) Indeholder strømnettet singulære punkter og (i bekræftende fald) hvor store er gradienterne i disse punkter? Vil det være nødvendigt at beskytte mod erosion i noget af disse punkter?
- b) Vil et punkt af siltoverfladen under "tæppets" midtlinie være blevet liggende, have sat sig eller have løftet sig i forhold til dets beliggenhed før udlægningen af "tæppet"? Hvor stor er dets eventuelle lodrette bevægelse?
- c) Hvor stort er vandtabet pr. døgn gennem silten for en bredde af 32 m (symmetrisk omkring "tæppets" midtlinie) og en længde af 1000 m?

a. Strømnets og singulære punkter.



Den ene halvdel af strømnettet er vist på figuren. Det bemærkes, at undersiden af siltlaget (ED) samt oversiden af den del af det, der ligger uden for det impermeable tæppe (AB), er potentiallinier, mens undersiden af det impermeable tæppe (BC) samt symmetrilinien (CD) er strømmlinier.

Punkterne B og C er singulære. Gradienten i punkt B er uendelig, da vinklen mellem potentiallinie og strømlinie her er 180° , d.v.s. større end 90° . Da vandet strømmer nedad i punkt B, er der dog

ingen erosionsfare. Gradienten i punkt C er nul, da vinklen mellem potentiallinie og strømlinie her er mindre end 90° .

b. Konsolideringssætning.

Lægges udgangsniveaue ($z = 0$) i vandoverfladen (kote 0), findes ved hjælp af 1.23.2 ($h = z + u : \gamma_w$)

Ved siltlagets overflade (AB): $z = -6$ m $u : \gamma_w = 6$ m $h = -6 + 6 = 0$ m

Ved siltlagets underside (DE): $z = -15$ m $u : \gamma_w = 12$ m $h = -15 + 12 = -3$ m

Siltlaget deles nu ind i f. eks. 3 lag à 3 m tykkelse, og der betragtes spændingstilstanden midt i hvert lag, d.v.s. i koterne $-7,5$, $-10,5$ og $-13,5$ på symmetrilinien CD. Det samlede potentialfald er 3 m, og da strømnettet har $n_h = 6$, bliver hvert potentialspring $0,5$ m.

Når Δn_h betegner antallet af potentialspring fra linien AB til det betragtede punkt, og indices 1 og 2 refererer til henholdsvis den oprindelige stationære tilstand, og til den stationære tilstand efter "tæppets" udlægning, finder man, idet de totale spændinger er uændrede ($\Delta \sigma = 0$)

Lag No.	z (m)	Δn_h	h (m)	u_2 (t/m ²)	u_1 (t/m ²)	$\Delta \bar{\sigma} = -\Delta u$ (t/m ²)	H (m)	$H \Delta \bar{\sigma}$ (t/m)
1	- 7,5	3,9	- 1,95	5,55	7	1,45	3	4,35
2	-10,5	4,7	- 2,35	8,15	9	0,85	3	2,55
3	-13,5	5,5	- 2,75	10,75	11	0,25	3	0,75
								7,65

Siltens rumvægt findes af 1.15.2

$$\gamma_m = \frac{d_s + e S_w}{1 + e} \gamma_w = \frac{2,70 + 0,95 \cdot 1,0}{1 + 0,95} \cdot 1,0 = 1,87 \text{ t/m}^3$$

Den største effektive spænding optræder i siltlagets underside og bliver

$$\max. \bar{\sigma} = \sigma - u = 1,0 \cdot 6 + 1,87 \cdot 9 - 12 = 10,8 \text{ t/m}^2$$

Eftersom dette er mindre end forkonsolideringstrykket $\bar{q}_{pc} = 20 \text{ t/m}^2$, skal man basere sætningsberegningen på konsolideringsmodulen for genbelastning ($K = 700 \text{ t/m}^2$).

Da de effektive spændinger er blevet forøget, vil punkt C undergå en sætning

$$\delta_c = \sum \frac{H \Delta \bar{\sigma}}{K} = \frac{7,65}{700} = 0,011 \text{ m} \sim \underline{1,1 \text{ cm}}$$

c. Vandtab.

Inden for de betragtede 32 m bredde er $n_q = 2 \cdot 7,4 = 14,8$ og $n_h = 6$. Desuden er $h_t = 3 \text{ m}$ og $k = 0,6 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$. Af 3.12.9 findes da vandtabet for en længde på 1000 m

$$Q = k h_t \frac{n_q}{n_h} L = 0,6 \cdot 10^{-6} \cdot 3 \cdot \frac{14,8}{6} \cdot 1000 = 4,44 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\sim 4,44 \cdot 10^{-3} \cdot 60^2 \cdot 24 = \underline{384 \text{ m}^3/\text{døgn}}$$

EKSEMPEL 9 : GRUNDEVANDSBEVÆGELSE I ANISOTROP JORD.

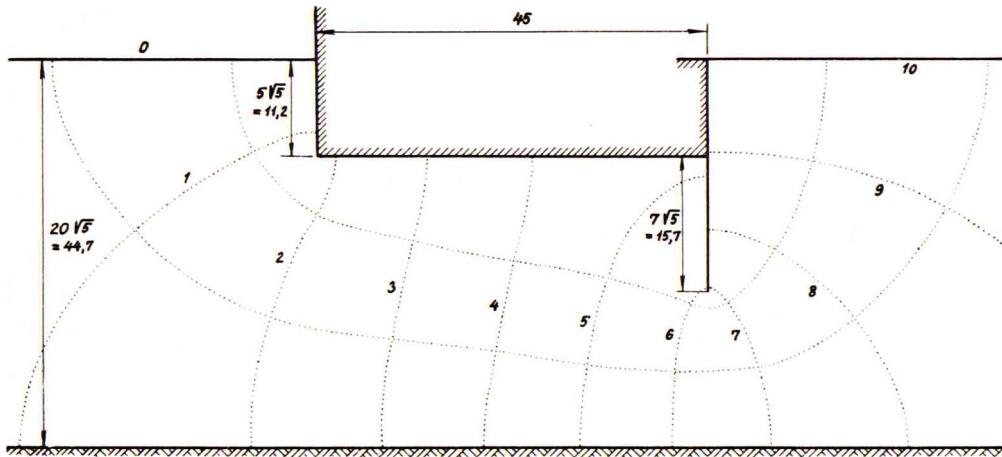
I en bred floddal består bunden indtil 20 m dybde af fint sand med en rumvægt $\gamma_m = 1,9 \text{ t/m}^3$ samt en vertikal og horisontal permeabilitet på henholdsvis $k_v = 10^{-5} \text{ m/s}$ og $k_h = 5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$. Under sandet findes vandstandsene klippe. Vandet i floden opstemmes ved hjælp af en gravitationsmur af beton ($\gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$) med overfaldskan-

ten 20 m over bunden. Mur og styrtleje funderes 5 m under den eksisterende bund. I funderingsniveau har selve muren en bredde på 20 m, mens styrtlejet er 25 m langt og har en tykkelse på 5 m. Styrtlejet afsluttes på nedstrømssiden med en tæt spunsvæg, der er rammet til 12 m dybde under den naturlige bund. Vanddybden er på nedstrømssiden 7 m.

Man skal tegne strømnet og bestemme den gennemstrømmende vandmængde under mur og styrtleje, samt den effektive rumvægt af jorden ved styrtlejets afslutning. Desuden skal man undersøge, om det under de aktuelle omstændigheder er muligt at indlægge et charnier ved overgangen mellem mur og styrtleje.

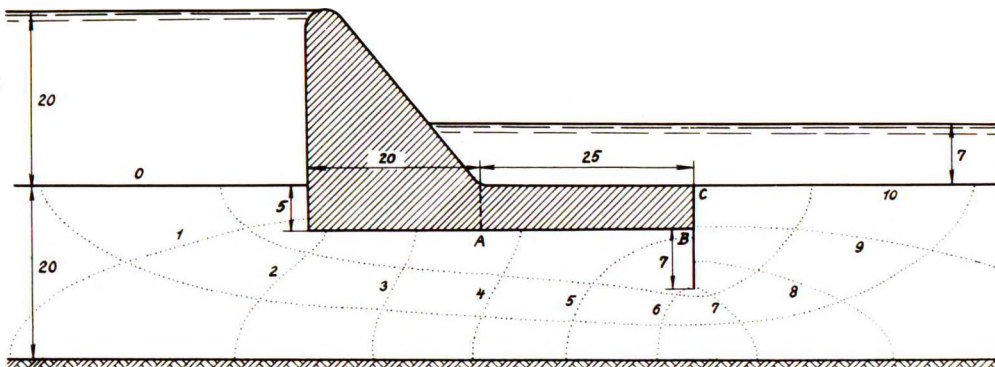
a. Strømnet.

I henhold til G 97 kan et strømnet i anisotrop jord fremstilles ved hjælp af en koordinattransformation, således at de horisontale koordinater bevares, mens nye vertikale koordinater bestemmes af de oprindelige ved multiplikation med faktoren $\sqrt{k_h : k_v}$, altså en affinitet i vertikal retning. I det nye system kan et strømnet tegnes på sædvanlig måde, svarende til isotrop jord. I det foreliggende tilfælde er $\sqrt{k_h : k_v} = \sqrt{5 \cdot 10^{-5} : 10^{-5}} = \sqrt{5}$.



På den første figur er i det transformerede tværsnit vist et almindeligt strømnet bestående af krumliniede "kvadrater"; med $n_q = 3$ findes $n_h \sim 10$. Klippens overside, betonkonstruktionernes under- og endeflader, samt spunsvæggens sider er strømnetlinier. De to jordoverflader er potentiallinier. Spunsvægsspidsen samt betonkonstruktionernes nederste endekanter er singulære punkter.

På den anden figur er det ved tilbagetransformation fremkomne, virkelige strømnet vist. I dette danner strømnetlinier og potentiallinier ikke krumliniede "kvadrater"; den rette vinkel mellem dem bevares kun i de punkter, hvor en strømnetlinie eller en potentiallinie er horisontal eller vertikal.



b. Vandmængde.

Idet den naturlige bund vælges som udgangsniveau ($z = 0$), finder man ved hjælp af 1.23.2

$$\text{Bunden ovenfor muren} \quad : \quad z = 0 \text{ m} \quad u : \gamma_w = 20 \text{ m} \quad h = 0 + 20 = 20 \text{ m}$$

$$\text{Bunden nedenfor styrtlejet} : z = 0 \text{ m} \quad u : \gamma_w = 7 \text{ m} \quad h = 0 + 7 = 7 \text{ m}$$

Det samlede potentialfald er altså $h_t = 20 - 7 = 13 \text{ m}$. Af 3.14.3 og 4 findes da vandmængden

$$\begin{aligned} q &= k h_t \frac{n_q}{n_h} = \sqrt{k_h k_v} h_t \frac{n_q}{n_h} = \sqrt{5 \cdot 10^{-5} \cdot 10^{-5}} \cdot 13 \frac{3}{10} \\ &= 8,71 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \sim 8,71 \cdot 10^{-5} \cdot 10^3 \cdot 60^2 = \underline{\underline{314 \text{ l/h/m}}} \end{aligned}$$

c. Effektiv rumvægt.

Gradienten i bunden ved styrtlejts afslutning (punkt C) bestemmes af 1.23.3, idet Δs måles til 4,8 m i strømnettet

$$i = - \frac{\Delta h}{\Delta s} = - \frac{h_t}{n_h \cdot \Delta s} = - \frac{13}{10 \cdot 4,8} = 0,27$$

$$\bar{\gamma} = \gamma' - i \gamma_w = (1,9 - 1,0) - 0,27 \cdot 1,0 = \underline{\underline{0,63 \text{ t/m}^3}}$$

d. Stabilitet af styrtleje.

Vandtrykket i punkterne A og B ved styrtlejts ender er bestemt af

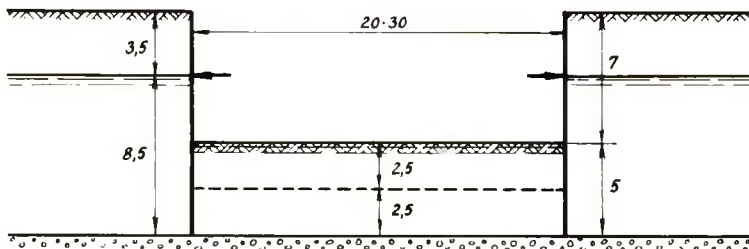
$$u_A = (h_A - z_A) \gamma_w = \left[\left(20 - 3,6 \frac{13}{10} \right) - (-5) \right] 1,0 = 20,3 \text{ t/m}^2$$

$$u_B = (h_B - z_B) \gamma_w = \left[\left(20 - 4,9 \frac{13}{10} \right) - (-5) \right] 1,0 = 18,6 \text{ t/m}^2$$

Den samlede vægt af styrtlejet og det ovenover liggende vand andrager $5 \cdot 2,3 + 7 \cdot 1,0 = 18,5 \text{ t/m}^2$, og er altså i ethvert punkt af styrtlejets underside mindre end det opadrettede vandtryk. Det er derfor ikke muligt at indlægge et charnier ved overgangen mellem mur og styrtleje, med mindre der samtidig træffes andre foranstaltninger, f. eks. forøgelse af styrtlejets tykkelse eller indlæggelse af særlige dræn under styrtlejets forreste del.

EKSEMPEL 10 : LØFTNING AF BUND I BYGGEGRUBE.

En $20 \times 30 \text{ m}$ stor byggegrube skal føres 7 m ned i en 12 m mægtig aflejring af finsand, for hvilket man har fundet permeabilitetskoefficienten $k = 4 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$, rumvægten $\gamma_m = 1,95 \text{ t/m}^3$ og tørstofvægtfylden $d_s = 2,65$. Finsandet er underlejret af et groft gruslag af meget stor horisontal udstrækning; vandtrykket i gruslagets overside er $8,5 \text{ t/m}^2$. Byggegruben er indfattet af en tæt spunsvæg, hvis fod netop når ned til gruslaget. Væggen er afstivet 3,5 m under terræn. Fra dette niveau og til den ønskede dybde udgraves der vådt, idet vandspejlet inden i gruben holdes i samme niveau som udenfor. Når fuld dybde er nået, lænses gruben, og det indvendige vandspejl holdes igennem lang tid i niveau med grubens bund.



Man skal først bestemme, hvor meget vand der pr. time skal lænses fra gruben i den færdigudgravede, stationære tilstand, samt hvor mange procent det passive tryk på den nedrammede væg reduceres ved sænkningen af vandspejlet fra 3,5 til 7 m under terræn.

Idet der derefter tænkes anbragt en vægafstivning i niveau med grubens bund, skal man bestemme, hvor meget vandtrykket i gruslaget kan forøges, inden løftning af bunden finder sted, dels når det indvendige vandspejl holdes i niveau med grubens bund, dels når det generelt sænkes 2,5 m under grubens bund, idet der for det fugtige finsand over det sænkede vandspejl i middel kan regnes med en mætningsgrad $S_w = 0,30$.

a. Vandmængde.

Potentialfaldet ved den lodrette parallelstrømning fra gruslagets overside til grubens bund er lig højdeforskellen mellem ydre og indre vandspejl, altså $h_t = 8,5 - 5 =$

3,5 m. Gradienten ved strømmingen er $i = h_t : H = 3,5 : 5 = 0,70$.

Vandmængden bliver

$$Q = vA = kiA = 4 \cdot 10^{-6} \cdot 0,70 \cdot 20 \cdot 30 \\ = 1,68 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \sim 1,68 \cdot 10^{-3} \cdot 60^2 \sim \underline{6 \text{ m}^3/\text{h}}$$

b. Passivt tryk.

Det passive tryk på væggen er proportionalt med den effektive rumvægt af finsandet i grubens bund (1.23.7)

$$\bar{\gamma} = \gamma'' = \gamma' - i\gamma_w = (\gamma_m - \gamma_w) - i\gamma_w$$

Før lænsning har man $\bar{\gamma}_1 = 1,95 - 1,0 = 0,95 \text{ t/m}^3$.

I den stationære tilstand har man $\bar{\gamma}_2 = 0,95 - 0,70 \cdot 1,0 = 0,25 \text{ t/m}^3$.

Det passive tryk reduceres således med

$$100 \cdot (0,95 - 0,25) : 0,95 = \underline{74 \%}$$

c. Løftning.

Man betragter et vandret snit i grusets overflade. Løftning indtræder, når det opadrettede vandtryk er lig den samlede vægt af jord + vand. Med indvendigt vandspejl i niveau med grubens bund har man

$$8,5 + \Delta u_1 = \gamma_m H = 1,95 \cdot 5,0 = 9,75 \quad \Delta u_1 = \underline{1,25 \text{ t/m}^2}$$

For det indvendige vandspejl 2,5 m under bund af grube må man først bestemme det fugtige finsands rumvægt γ_p .

Af 1.15.2 bestemmes poretalet som

$$e = \frac{d_s \gamma_w - \gamma}{\gamma - S_w \gamma_w} = \frac{2,65 \cdot 1,0 - 1,95}{1,95 - 1,0 \cdot 1,0} = 0,737$$

For det fugtige finsand med mætningsgrad 0,30 fås da af 1.15.2

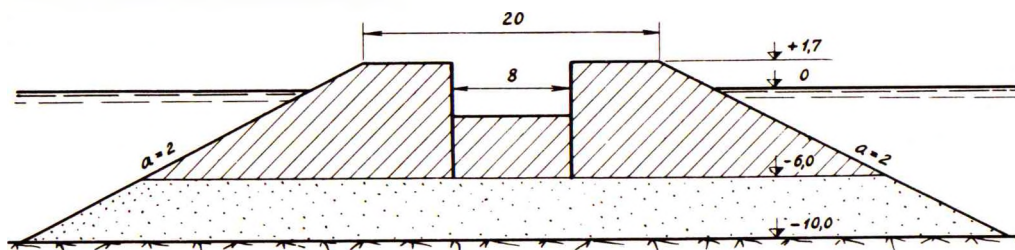
$$\gamma_p = \frac{d_s + e S_w}{1 + e} \gamma_w = \frac{2,65 + 0,737 \cdot 0,30}{1 + 0,737} \cdot 1 = 1,65 \text{ t/m}^3$$

Det udtrykkes atter, at der netop skal være ligevægt i det vandrette snit i grusets overflade

$$8,5 + \Delta u_2 = \gamma_p H_1 + \gamma_m H_2 = 1,65 \cdot 2,5 + 1,95 \cdot 2,5 = 9,00 \quad \Delta u_2 = \underline{0,50 \text{ t/m}^2}$$

EKSEMPEL 11 : EKSPANSION AF BUND I BYGGEGRUBE. (E 1955 a).

Figuren viser tværsnittet af en meget lang, symmetrisk landtange, der fra kote +1,7 til -6,0 består af ler med rumvægten $1,8 \text{ t/m}^3$ og permeabilitetskoefficienten $k = 0,7 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$, samt fra kote -6,0 til -10,0 af sand med permeabilitetskoefficienten $k = 4 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}$. I kote -10,0 hviler landtangen på et vandstandsende jordlag. På landtangen udgraves der mellem to spunsvægge (rammet til kote -6,0) en 8 m bred og 150 m lang byggegrube med bunden i kote -2,2. Vandspejlet i byggegruben holdes sænket til samme niveau.



Følgende spørgsmål ønskes besvaret:

- Hvad er vandtilstrømningen til byggegruben i liter pr. time ?
- Hvad er sikkerheden mod løftning af leret i bunden af byggegruben, når der ses bort fra adhæsionen mellem leret og spunsvægge ?
(Det bemærkes, at man ved sikkerheden mod løftning forstår den faktor, der skal sættes på forskellen i vandspejlshøjde uden for og inden for byggegruben, for at løftningen netop skal begynde).
- På grund af særlige forhold kommer byggegruben til at ligge i så lang tid, at den fulde ekspansion (negativ konsolidering) af leret kan finde sted. Der ses atter bort fra adhæsionen ved spunsvæggene. Hvor meget hæver byggegrubens bund sig da, når den til ekspansionen svarende konsolideringsmodul kan sættes til $K = 80 \text{ kg/cm}^2$?

a. Vandtilstrømning.

Lerets permeabilitet er meget ringe i forhold til sandets, og strømningen vil derfor foregå som en strømning gennem sandlaget (praktisk taget uden potentialtab) og en lodret parallelstrømning gennem leret mellem spunsvæggene (hele potentialtabet sker gennem leret).

Gradienten for strømningen bliver, idet potentialfaldet er lig højdeforskellen mellem ydre og indre vandspejl

$$i = -\frac{dh}{ds} = -\frac{-2,2}{3,8} = 0,579$$

Filterhastigheden

$$v = ki = 0,7 \cdot 10^{-8} \cdot 0,579 = 0,405 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$$

og dermed vandtilstrømningen til gruben

$$Q = vA = 0,405 \cdot 10^{-8} \cdot 800 \cdot 15000 = 0,0486 \text{ cm}^3/\text{s} \sim 0,0486 \cdot 10^{-3} \cdot 60^2 = \underline{0,175 \text{ l/h}}$$

b. Sikkerhed mod løftning.

Forskel i vandspejlshøjde $h_t = 2,2 \text{ m}$.

I henhold til den givne definition bestemmes sikkerheden mod løftning af bunden da af

$$F \cdot h_t = H(\gamma - \gamma_w)$$

$$F \cdot 2,2 = 3,8(1,8 - 1) = 3,8 \cdot 0,8 = 3,04 \quad F = 3,04 : 2,2 = \underline{1,38}$$

c. Ekspansion af leret i byggegrubens bund.

Ved udgravningen fås følgende nedsættelse af den effektive spænding i byggegrubens bund (kote - 2,2), idet den nye effektive spænding er lig nul

$$\Delta \bar{\sigma}_{-2,2} = 1,7 \cdot 1,8 + 2,2 \cdot 0,8 = 4,82 \text{ t/m}^2$$

I undersiden af lerlaget (kote - 6) sker der følgende nedsættelse af den lodrette totale spænding

$$\Delta \sigma_{-6} = 3,9 \cdot 1,8 = 7,02 \text{ t/m}^2$$

Da den neutrale spænding i og under kote - 6 er uforandret, er ændringen i effektive spændinger = ændringen i totale spændinger.

Da potentialet og dermed den neutrale spænding varierer lineært gennem lerlaget, vil dette også være tilfældet for den effektive spændings formindskelse. I gennemsnit fås derfor aflastningen

$$\Delta \bar{\sigma}_m = \frac{1}{2}(4,82 + 7,02) = 5,92 \text{ t/m}^2$$

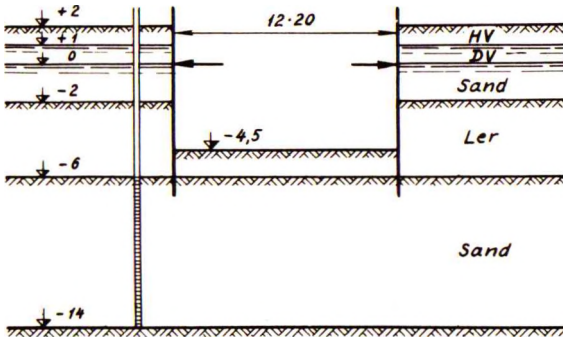
Hertil svarer en hævnning på

$$\Delta H = H \frac{\Delta \bar{\sigma}_m}{K} = 3,8 \frac{5,92}{800} = 0,0281 \text{ m} \sim \underline{2,8 \text{ cm.}}$$

EKSEMPEL 12 : GRUNDVANDSÆNKNING MED ARTESISK STRØMNING.

På et havneområde haves følgende bundforhold (se første figur)

- Fra kote + 2 til - 2 : Indpumpet sand.
 Fra kote - 2 til - 6 : Senglacialt, ret fedt ler ($\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$).
 Fra kote - 6 til - 14 : Diluvialsand.
 Under kote - 14 : Moræneler.



Grundvandspejlet ligger i kote 0, men ret langvarige og hyppige højvande i havnen kan sætte potentialet i diluvialsandet op til kote +1.

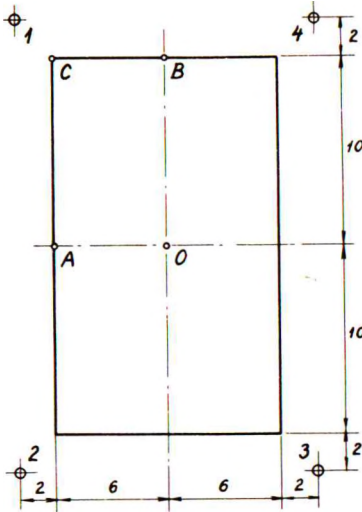
På området skal inden for en byggegrube på 12 · 20 m udgraves til kote - 4,5. Byggegruben er indfattet af en stålspunsvæg, der foroven afstives i kote 0, mens den forneden støttes af det passive jordtryk under grubens bund; væggen rammes et stykke ned i diluvialsandet. Da man

ønsker at grave tørt, vil der være risiko for beskadigelse af bunden ved løftning, hvad der kunne medføre dels gener for det påtænkte bygværk som følge af uønskede ekstra-sætninger, dels en katastrofal reduktion af det passive jordtryk. For at undgå disse risici er det nødvendigt at foretage en trykafledning (grundvandsenkning) i diluvialsandet.

På et tidspunkt, hvor vandspejlet stod i kote 0, er der foretaget prøvepumpninger på en 12" brønd med dobbelt gruskastningsfilter i hele diluvialsandlagets højde. Ved pejlinger i tre pejlebrønde i afstande på henholdsvis 1,0, 6,0 og 30,0 m fra pumpebrønden, samt i denne selv, er der for pumpeydelse på henholdsvis $Q = 45$ og $28 \text{ m}^3/\text{h}$ fundet følgende sænkninger (Δh) i pumpebrønden og i pejlebrøndene

Δh (m) for :	$x = 0 \text{ m}$	$x = 1,0 \text{ m}$	$x = 6,0 \text{ m}$	$x = 30,0 \text{ m}$
$Q = 45 \text{ m}^3/\text{h}$	4,40	2,75	1,70	0,95
$Q = 28 \text{ m}^3/\text{h}$	2,60	1,75	1,05	0,60

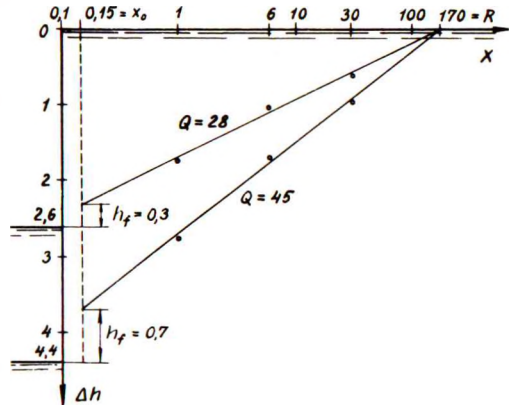
Man skal nu først bestemme grundvandsenkningens rækkevidde, pumpebrøndens filtertab (som funktion af den oppumpede vandmængde), og diluvialsandets permeabilitetskoefficient (for vandret strømning).



Idet man for at reducere risikoen for væsentlig udblødning af det senglaciale, noget inhomogene ler i grubens bund kræver, at gradienten i leret ikke må overstige 0,5, skal man undersøge et sænkingsanlæg bestående af 4 brønde, identiske med den for prøvepumpningen udførte og af praktiske grunde placeret ved grubens hjørner som vist på anden figur. Man skal dels undersøge, om dette anlæg overhovedet er tilstrækkeligt, og dels bestemme, hvor meget vand der ialt skal pumpes op fra de 4 brønde, såvel som den nødvendige sænkning af vandspejlet i brøndene. Der regnes med samme rækkevidde for hele anlægget som fundet ved prøvepumpningen på den enkelte brønd. Indsivende vand i gruben regnes fjernet ved lænsning.

a. Rækkevidde, filtertab og permeabilitet.

Afsættes de målte sænkninger i halvlogaritmisk afbildning, kan der indlægges de viste to approksimerende rette linier. Disse skærer det oprindelige grundvandspejl i en afstand af ca. 170 m (rækkevidden R), og den til pumpebrøndens radius ($x_0 = 0,15$ m) svarende lodrette linie i punkter, hvis højder over vandspejlene i pumpebrønden angiver filtertabene h_f . Disse kan rent empirisk udtrykkes som



$$h_f = aQ + bQ^2 \quad 0,7 = a \cdot 45 + b \cdot 45^2 \quad 0,3 = a \cdot 28 + b \cdot 28^2$$

Ved løsning findes $a = 2,7 \cdot 10^{-3} \text{ h/m}^2$ og $b = 2,8 \cdot 10^{-4} \text{ h}^2/\text{m}^5$.

Af 3.32.3 finder man, at vandspejlsænkningen (potentialfaldet) Δh i afstanden x fra pumpebrøndens akse ($x_0 < x < R$) er bestemt af

$$\Delta h = \frac{Q}{2\pi H k} \ln \frac{R}{x}$$

Løses dette udtryk med hensyn til k , og indsættes det ene sæt kendte størrelser svarende til $x_0 = 0,15$ m og $Q = 45 \text{ m}^3/\text{h}$, får man

$$k = \frac{Q}{2\pi H \Delta h} \ln \frac{R}{x_0} = \frac{45}{2\pi \cdot 8 \cdot 3,7} \cdot 2,3 \log \frac{170}{0,15} = 1,70 \text{ m/h} \sim \underline{4,7 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}}$$

b. Vandmængde og sænkning.

Sænkningen af vandspejlet i et vilkårligt punkt inden for sænkingsområdet er bestemt af 3.32.6, der med den givne randbetingelse $\Delta h = 0$ for $R = 170$ m kan skrives som

$$\Delta h = \frac{1}{2\pi HK} \left[\sum Q_i \cdot \ln R - \sum Q_i \ln x_i \right]$$

Heri betegner Q_i ydelsen fra brønd i , og x_i denne brønds horisontale afstand fra det betragtede punkt.

I det foreliggende anlæg på 4 brønde vil det af symmetri Grunde gælde, at $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q$, hvorved udtrykket for sænkningen simplificeres til følgende, hvor n er antallet af brønde

$$\frac{\Delta h}{Q} = \frac{1}{2\pi HK} \left[n \ln R - \sum \ln x_i \right] = \frac{2,3}{2\pi \cdot 8 \cdot 4,7 \cdot 10^{-4}} \left[4 \cdot \log 170 - \sum \log x_i \right] =$$

$$(870 - 97,5 \sum \log x_i) \text{ s/m}^2 \sim (0,242 - 0,0268 \sum \log x_i) \text{ h/m}^2$$

Idet punkt A i dette simple tilfælde vides at være det farligste, d.v.s. det punkt inden for gruben, i hvilket man med det valgte anlæg har det største vandtryk i diluvialsandet, må den opadrettede gradient i dette punkt ifølge det givne krav maksimalt være 0,5. (Den kritiske gradient er $i_{cr} = \gamma^l : \gamma_w = 0,9$).

Betragtes den lodrette strømning i grubens bund fra kote -6 til -4,5 (potentialfald $iH = 0,5 \cdot 1,5 = 0,75$ m), får man ud fra 1.23.2 og med udgangsniveau ($z = 0$) i kote -6

$$\text{Ved grubens bund} \quad : \quad z = 1,5 \text{ m} \quad u : \gamma_w = 0 \text{ m} \quad h = 1,5 + 0 = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Ved lerlagets underside} : \quad z = 0 \text{ m} \quad h = 1,5 + 0,75 = 2,25 \text{ m} \quad u : \gamma_w = 2,25 \text{ m}$$

Vandtrykket i punkt A skal altså reduceres svarende til et frit vandspejl i kote $(-6 + 2,25) = -3,75$. Da anlægget skal dimensioneres for højvandsstilfældet (kote +1), finder man $\Delta h_A = 1 - (-3,75) = \underline{4,75 \text{ m}}$.

(Det bemærkes, at med kravet $i < 0,5$ opfyldt i ethvert punkt af gruben er der samtidig sikkerhed mod løftning, idet løftnings- og erosionskriterierne er identiske ved en lodret parallelstrømning til en fri vandoverflade).

For punkt A har man følgende afstande fra de enkelte brønde

$$x_1 = x_2 = \sqrt{12^2 + 2^2} = 12,15 \text{ m} \quad x_3 = x_4 = \sqrt{12^2 + 14^2} = 18,45 \text{ m}$$

Løses det ovenfor fundne udtryk for Δh : Q med hensyn til Q , og indsættes de angivne værdier af x og Δh_A , findes

$$Q = \Delta h_A : (0,242 - 0,0268 \Sigma \log x_i) =$$

$$4,75 : (0,242 - 0,0268 \cdot 2(\log 12,15 + \log 18,45)) \sim 41 \text{ m}^3/\text{h}$$

Der skal således ialt oppumpes $4 \cdot Q = 4 \cdot 41 = \underline{164 \text{ m}^3/\text{h}}$.

Vandspejlsænkningen i en brønd findes som summen af sænkningen ved brøndperiferien og filtertabet. Vandspejlsænkningen Δh_P ved brøndperiferien er på grund af symmetrien i anlægget den samme for alle brønde og bestemmes f. eks. for brønd no. 1, idet afstandene her bliver

$$x_1 = x_0 = 0,15 \text{ m} \quad x_2 = 24 \text{ m} \quad x_3 = \sqrt{24^2 + 16^2} = 28,85 \text{ m} \quad x_4 = 16 \text{ m}$$

$$\Delta h_P = Q(0,242 - 0,0268 \Sigma \log x_i) =$$

$$41(0,242 - 0,0268(\log 0,15 + \log 24 + \log 28,85 + \log 16)) = \underline{6,4 \text{ m}}$$

Dette svarer til et vandspejl i kote - 5,4, hvoraf ses, at anlægget er tilstrækkeligt, idet man har artesiske strømning helt hen til brøndens periferi.

Filtertabet findes af

$$h_f = 2,7 \cdot 10^{-3} \cdot Q + 2,8 \cdot 10^{-4} \cdot Q^2 = 2,7 \cdot 10^{-3} \cdot 41 + 2,8 \cdot 10^{-4} \cdot 41^2 \sim \underline{0,6 \text{ m}}$$

Den nødvendige sænkning i brønden er derfor $\Delta h_P + h_f = 6,4 + 0,6 = \underline{7,0 \text{ m}}$, d. v. s. til kote $(1 - 7,0) = -6,0$. Denne kote bestemmer sammen med den anvendte pumpe sugehøjde (incl. ledningstab) det højeste niveau, i hvilket pumpen kan anbringes.

Ved hjælp af den udledte formel for Δh kan man let beregne sænkningen f. eks. i punkterne B (4,9 m), C (5,1 m) og O (4,8 m). Hvis brøndene kunne have været placeret frit, burde de have været anbragt således (mindre afstand i grubens længderetning), at man fik samme sænkning i punkterne A og B.

EKSEMPEL 13 : SÆTNINGER AF BROPILLE PÅ LER.

For den i eksempel 37 behandlede bropille skal man beregne

- a) Initialsætningen for maksimal lodret belastning (LLV).
- b) Den endelige konsolideringssætning for egenvægten (DV).

Det tertiære ler strækker sig til meget stor dybde og er blevet stærkt forkonsolideret i istiden. Ved konsolideringsforsøg med aflastning og genbelastning er dets konsolideringsmodul for genbelastning bestemt til $K = 2200 \text{ t/m}^2$. Endelig har man ved udrænede triaksialforsøg, med aflastning fra ca. halv brudspænding og genbelastning, fundet dets elasticitetsmodul for genbelastning til $E = 2700 \text{ t/m}^2$.

a. Initialsætning.

Den maksimale lodrette bruttobelastning bliver, ved LLV og uden partialkoefficienter

$$P_m = 4 \cdot 30 + 4 \cdot 130 + 483 = \underline{1123 \text{ t}}$$

Til en dybde af 5 B (= 5 · 6 = 30 m) under fundamentsunderkant indeles jorden i 5 lag af 2, 4, 6, 8 og 10 m tykkelse. Tillægsspændingerne i midten af hvert lag beregnes ved hjælp af den simple trykfordeling under linier, der hælder 2 : 1. Herved anvendes 4.18.8-9, hvori z angiver dybden under fundamentsunderkant, medens B = 6 m og L = 9 m

$$\sigma_1 = \frac{P}{(B+z)(L+z)} \quad \sigma_3 = \sigma_1 \frac{B^2}{(B+z)^2}$$

Initialsætningen fås herefter af 4.24.2

$$\delta_i = \sum \frac{1}{4} \left(3 + \frac{B+z}{L+z}\right) (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{\Delta H}{E} = \sum \frac{\Delta(E\delta)}{E}$$

Lag No.	z (m)	B+z (m)	L+z (m)	σ_1 (t/m ²)	σ_3 (t/m ²)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (t/m ²)	$3 + \frac{B+z}{L+z}$	ΔH (m)	$\Delta(E\delta)$ (t/m)
1	1	7	10	16,04	11,80	4,24	3,70	2	7,8
2	4	10	13	8,64	3,11	5,53	3,77	4	20,8
3	9	15	18	4,16	0,67	3,49	3,83	6	20,0
4	16	22	25	2,04	0,15	1,89	3,88	8	14,7
5	25	31	34	1,07	0,04	1,03	3,91	10	10,1

73,4

Ved fortsat summering fås en række med kvotient ca. 2/3. Den fuldstændige sum bliver derfor

$$E\delta_i = 73,4 + 10,1 \cdot \frac{2}{3} : \left(1 - \frac{2}{3}\right) = 93,6$$

$$\delta_i = 93,6 : E = 93,6 : 2700 = 3,47 \cdot 10^{-2} \text{ m} \sim 3,47 \text{ cm}$$

Ifølge 4.24.5 kan man, idet $D : \sqrt{BL} = 2 : \sqrt{6 \cdot 9} = 0,27$, multiplicere med en reduktionsfaktor 0,92

$$\delta_i' = 3,47 \cdot 0,92 \sim \underline{3,2 \text{ cm}}$$

b. Endelig konsolideringssætning.

Netto-egenvægtsbelastningen er ved DV

$$P_g = 483 - \frac{1}{6} \cdot 1,0 \cdot 2,0 (2 \cdot 3,2 \cdot 6,2 + 2 \cdot 2,8 \cdot 5,8 + 6,2 \cdot 2,8 + 5,8 \cdot 3,2) \\ - 0,9 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 9 + 4 \cdot 30 = \underline{470 \text{ t}}$$

Konsolideringssætningen fås herefter af $\delta_c = \sum \sigma_1 \frac{\Delta H}{K}$

Lag No.	z (m)	B+z (m)	L+z (m)	σ_1 (t/m ²)	ΔH (m)	$\sigma_1 \Delta H$ (t/m)
1	1	7	10	6,71	2	13,4
2	4	10	13	3,61	4	14,4
3	9	15	18	1,74	6	10,4
4	16	22	25	0,85	8	6,8
5	25	31	34	0,45	10	4,5
						49,5

Den fuldstændige sum bliver her

$$K\delta_c = 49,5 + 4,5 \cdot \frac{2}{3} : (1 - \frac{2}{3}) = 58,5$$

$$\delta_c = 58,5 : K = 58,5 : 2200 = 2,65 \cdot 10^{-2} \text{ m} \sim 2,65 \text{ cm}$$

Ifølge 4.23.4 kan man, for $D : \sqrt{BL} = 0,27$, multiplicere med en reduktionsfaktor 0,74

$$\delta'_c = 2,65 \cdot 0,74 \sim \underline{2,0 \text{ cm}}$$

EKSEMPEL 14 : SÆTNING OG BÆREEVNE AF FUNDAMENT PÅ LER. (E 1954 a).

Et rektangulært fundament måler 4 m · 9 m, er 1,4 m højt og skal være en belastning på 1060 t. Funderingskoten er +11, og jordbundsforholdene er følgende

Fra kote +12 til +11 : Fyld med rumvægten $\gamma = 1,6 \text{ t/m}^3$.

Fra kote +11 til + 7 : Fedt ler med rumvægten $\gamma = 2,1 \text{ t/m}^3$ og forskydningsstyrken $c = 1,4 \text{ kg/cm}^2$.

Fra kote + 7 til + 5 : Groft grus med poretallet $e = 0,45$ og tørstofvægtfylden $d_s = 2,65$.

Fra kote + 5 til + 3 : Ler med samme egenskaber som ovenfor.

Fra kote + 3 : Fast klippe.

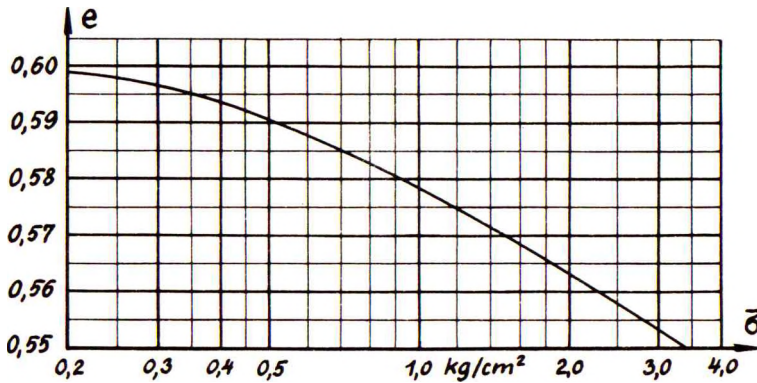
Grundvandspejlet står i kote +9.

Bestem:

- a. Sikkerhedsgraden for fundamentet.

- b. Fundamentets fulde konsolideringssætning, når grundvandet samtidig med bygningens opførelse sænkes 3 m.

Ved sætningsberegningen kan de lodrette spændinger med tilstrækkelig god tilnærkelse regnes konstante inden for 2 m tykke lag, og for begge lerlagene kan regnes direkte med den nedenfor angivne konsolideringskurve. Der ses bort fra sammentrykningen af gruslaget, og det forudsættes, at udgravningen af byggegruben samt støbningen af fundamentet sker så hurtigt, at der ikke kan nå at ske nogen hævnning af jorden.



a. Totalsikkerhed.

Belastning ved overside fundament	:	1060 t
Vægt af fundament: $9 \cdot 4 \cdot 1,4 \cdot 2,4$	=	$\frac{121}{9}$ t
		1181 t
Vægt af bortgravet jord: $9 \cdot 4 \cdot 1,0 \cdot 1,6$	=	- 57 t
Nettolast (= sætningsgivende last) i kote +11:		$\frac{1124}{9}$ t

$$b_a = \frac{1124}{9 \cdot 4} = 31,3 \text{ t/m}^2$$

Ved beregning af netto-brudlasten skal \bar{q} i 5.34.4-5 ikke medtages

$$b_f = N_c c \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) = 5,14 \cdot 14 \left(1 + 0,2 \frac{4}{9}\right) = 78,5 \text{ t/m}^2$$

$$\underline{F} = \frac{b_f}{b_a} = \frac{78,5}{31,3} = \underline{2,5}$$

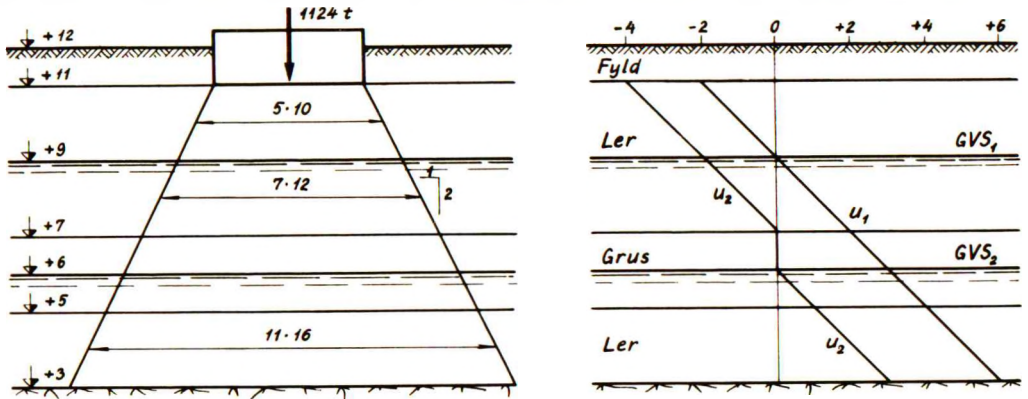
b. Konsolideringssætning.

Først bestemmes grusets rumvægt i tør og vandmættet tilstand (1.15.2)

$$\gamma_d = \frac{d_s}{1+e} \gamma_w = \frac{2,65}{1+0,45} \text{ t/m}^3 = 1,83 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_m = \frac{d_s + e}{1+e} \gamma_w = \frac{2,65+0,45}{1+0,45} \text{ t/m}^3 = 2,14 \text{ t/m}^3$$

Efter sænkningen af grundvandet til kote +6 må porevandstrykket i underkanten af det over gruset liggende lerlag (kote +7) være nul. De neutrale spændinger før (u_1) og efter (u_2) grundvandssænkningen er vist til højre på nedenstående figur. Til venstre er vist nettolastens trykspredning under linier med hældning 2 : 1 (4.18.8).



Spændinger i t/m^2 før opførelsen (midt i de 2 m tykke lerlag)

Kote	Totale	Neutrale	Effektive
+ 10	$1,0 \cdot 1,6 + 1,0 \cdot 2,1 = 3,7$	- 1,0	4,7
+ 8	$1,0 \cdot 1,6 + 3,0 \cdot 2,1 = 7,9$	+ 1,0	6,9
+ 4	$1,0 \cdot 1,6 + 4,0 \cdot 2,1 + 2,0 \cdot 2,14 + 1,0 \cdot 2,1 = 16,4$	+ 5,0	11,4

Spændinger i t/m^2 efter opførelsen (midt i de 2 m tykke lerlag)

Kote	Totale	Neutrale	Effektive
+ 10	$1,0 \cdot 1,6 + 1,0 \cdot 2,1 + 1124 : (5 \cdot 10) = 26,2$	- 3,0	29,2
+ 8	$1,0 \cdot 1,6 + 3,0 \cdot 2,1 + 1124 : (7 \cdot 12) = 21,3$	- 1,0	22,3
+ 4	$1,0 \cdot 1,6 + 4,0 \cdot 2,1 + 1,0 \cdot 1,83 + 1,0 \cdot 2,14 + 1,0 \cdot 2,1 + 1124 : (11 \cdot 16) = 22,5$	+ 2,0	20,5

Poretallene før (e_1) og efter belastningens påførelse (e_2) aflæses på konsolideringskurven svarende til de respektive effektive spændinger. Sætningerne bliver da

Lag ml. Koter	e_1	e_2	$\Delta e = e_1 - e_2$	H (m)	$\Delta \delta = \frac{H \Delta e}{1 + e_1}$ (m)
11 - 9	0,591	0,554	0,037	2	0,047
9 - 7	0,585	0,560	0,025	2	0,031
5 - 3	0,576	0,563	0,013	2	0,017

0,095

Den fulde konsolideringssætning bliver altså 9,5 cm.

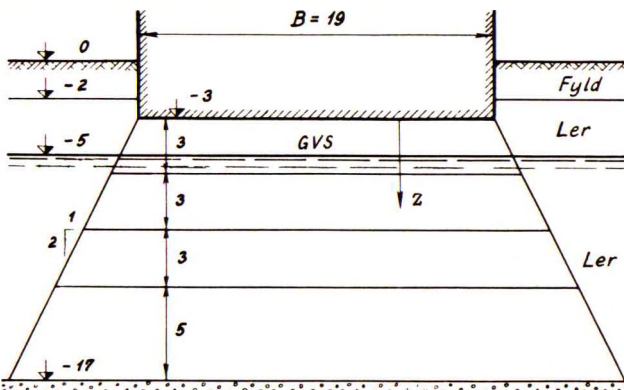
EKSEMPEL 15 : SÆTNING OG STABILITET AF SILO PÅ LER. (E 1957a).

En 19 m bred og meget lang silo skal opføres på et vandret areal med følgende bundforhold. Øverst 2 m løs, stærkt permeabel fyld ($\gamma = 1,6 \text{ t/m}^3$, $c \sim 0$, $\varphi \sim 0$), herunder 15 m fedt ler ($\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$, $c = 11 \text{ t/m}^2$, $\varphi = 0$) og nederst fastlejret grus ($\gamma = 2,1 \text{ t/m}^3$, $c = 0$, $\varphi = 45^\circ$). Grundvandspejlet står 5 m under jordoverfladen, og siloen påtænkes funderet på en gennemgående plade med undersiden i 3 m dybde. Siloens totale egenvægt svarer til 13 t/m^2 , og fuld nyttelast til 15 t/m^2 , hvoraf $2/3$ regnes sætningsgivende.

- Idet lerets konsolideringsmodul er 1200 t/m^2 , og der regnes med den sædvanlige trykspredning under linier hældende 2 : 1, ønskes siloens endelige konsolideringssætning beregnet.
- Idet man ved konsolideringsforsøg med en 2 cm tyk lerprøve har konstateret, at 30 % af konsolideringssætningen er fremkommet efter 12 minutters forløb, ønskes beregnet det tilsvarende tidsrum for siloens vedkommende.
- Efter forløbet af det beregnede tidsrum reduceres vandtrykket i gruslaget af en eller anden årsag permanent med 5 t/m^2 . Hvor meget vil dette forøge eller formindske siloens endelige konsolideringssætning ?
- Idet der regnes med partialkoefficienter $f_g = 1,0$, $f_p = 1,5$ og $f_c = 1,7$, ønskes det undersøgt, om den projekterede silo er tilstrækkelig stabil.

a. Konsolideringssætning.

Et tværsnit af siloen er vist nedenfor. Leret må være vandmættet i hele højden, hvorimod den stærkt permeable fyld kan antages at have den kapillære stighøjde nul.



Da lerets konsolideringsmodul er givet, behøver man blot at bestemme netto-til-lægsbelastningerne hidrørende fra den sætningsgivende last. I funderingsniveau fås

$$p_s = 13 + \frac{2}{3} \cdot 15 - 2 \cdot 1,6 - 1 \cdot 1,9 = 17,9 \text{ t/m}^2$$

Under et stift fundament vil man normalt ikke have en ensformig (eller plan) trykfordeling (se eksempel 18). Ved beregningen af fundamentets middelsætning er det dog tilstrækkelig nøjagtigt at regne med ensformig trykfordeling.

I dybden z under fundamentfladen får man (4.17.2)

$$\Delta \bar{\sigma}_1 = p_s \frac{B}{B+z} = 17,9 \frac{19}{19+z} = \frac{340}{19+z}$$

Deles lerlaget fra kote -3 til -17 op i f.eks. 4 lag af henholdsvis 3, 3, 3 og 5 m tykkelse, fås, idet z måles til lagets midte

Lag No.	z (m)	$\Delta \bar{\sigma}_1$ (t/m ²)	H (m)	$H \Delta \bar{\sigma}_1$ (t/m)
1	1,5	16,6	3	49,8
2	4,5	14,5	3	43,5
3	7,5	12,8	3	38,4
4	11,5	11,2	5	56,0
				187,7

Den endelige konsolideringssætning bliver da

$$\delta_c = \Sigma H \Delta \bar{\sigma}_1 : K = 187,7 : 1200 = 0,156 \text{ m} \sim \underline{15,6 \text{ cm}}$$

(Ved integration, som her er mulig, fordi K er konstant, finder man direkte

$$\delta_c = \frac{p_s}{K} \int_0^{14} \frac{B dz}{B+z} = \frac{17,9}{1200} \int_0^{14} \frac{19 dz}{19+z} = 0,283 \cdot 2,3 \log \frac{19+14}{19} = 0,157 \text{ m}$$

hvilket viser, at selv en ret grov laginddeling kun medfører uvæsentlige fejl.)

b. Tidsforløb.

Til samme konsolideringsgrad svarer samme tidsfaktor (3.42.3) $T = \frac{k K}{\gamma_w H^2} t$

K og k må antages at være de samme ved konsolideringsforsøget som in situ; t er derfor proportional med H^2 . Lerlaget in situ kan desuden forudsættes at være dobbelt-sidigt drænet ligesom konsolideringsprøven, idet silofundamentets beton er væsentlig mere permeabel end leret. Man får derfor

$$t_{30} = 12 \cdot \left[\frac{14}{0,02} \right]^2 = 5,88 \cdot 10^6 \text{ min} = \frac{5,88 \cdot 10^6}{60 \cdot 24 \cdot 365} = \underline{11,2 \text{ år}}$$

c. Virkning af reduceret vandtryk.

I henhold til 1.21.1 har man $\sigma = u + \bar{\sigma}$. Når vandtrykket i gruslaget reduceres med 5 t/m^2 , formindskes efterhånden også de neutrale spændinger i lerlaget med samme størrelse, og da de totale spændinger er uændrede, må de effektive spændinger forøges tilsvarende. Der vil derfor blive tale om en forøgelse af konsolideringssætningen på

$$\Delta \delta_c = \frac{-\Delta u}{K} H = \frac{-(-5)}{1200} \cdot 14 = 0,058 \text{ m} \sim \underline{5,8 \text{ cm}}$$

d. Stabilitet.

Med de angivne partialkoefficienter bliver den nominelle bruttobelastning

$$V_n : B = 13 \cdot 1,0 + 15 \cdot 1,5 = 35,5 \text{ t/m}^2$$

Den nominelle korttidbæreevne findes af 5.33.2-3, hvori man, da $D : B = 1 : 19$, kan sætte dybdefaktoren $d \sim 1$. Leddet $\bar{q} = \bar{\gamma}_0 D = \Sigma \bar{\gamma} h$ skal principielt være det effektive lodrette tryk i funderingsniveau. Ifølge G 174 skulle man følgelig regne med reduceret rumvægt γ' i kapillarzonen, samt med et kapillartryk $\gamma_w h_c$ i denne zones overside. Gør man det, må man imidlertid også regne med et kapillartryk i oversiden af leret umiddelbart under fundamentet, og dette skal da trækkes fra det beregnede \bar{q} . Det er derfor simplere - og giver for $\phi = 0$ samme resultat - at se bort fra disse kapillartryk og til gengæld regne med fuld rumvægt γ af leret over GVS. Hvis fundamentet går ned under GVS, skal man ved beregningen af fundamentsvægten fradrage vandets opdrift, og skal til gengæld ved beregningen af \bar{q} regne med reduceret rumvægt γ' for leret under GVS. I det foreliggende tilfælde fås

$$b_n = c_n (\pi + 2) + \bar{q} = \frac{11}{1,7} \cdot 5,14 + 2 \cdot 1,6 + 1 \cdot 1,9 = \underline{38,4 \text{ t/m}^2} > 35,5$$

Siloens stabilitet (eller med andre ord : bæreevnen) er således i orden.

EKSEMPEL 16 : KONSOLIDERINGENS TIDSFORLØB.

Et 8 m mægtigt lag af fedt ler er over- og underlejret af sand med permeabilitetskoefficienten $k = 10^{-5} \text{ m/s}$. Lerlaget er færdigkonsolideret for sin egenvægt plus vægten af det overliggende sandlag. Ler- og sandlag får derpå over et meget stort område en varig tillægsbelastning på 5 t/m^2 . Idet man ved et konsolideringsforsøg med en 2 cm høj prøve af leret for den aktuelle belastningsforøgelse på 5 t/m^2 har bestemt en reduktion i poretallet fra $e_1 = 1,024$ til $e_2 = 1,012$, samt en tid for opnåelse af 50 % primær konsolidering på $t_{50} = 23 \text{ min.}$, skal man for lerlaget bestemme den primære konsolideringssætning svarende til 90 % konsolidering, samt den til opnåelse af 90 % konsolidering nødvendige tid.

Konsolideringsmodulen bestemmes ud fra konsolideringsforsøget af 1.31.1

$$K = \frac{(1+e)\Delta\bar{q}}{-\Delta e} = \frac{(1+1,024) \cdot 5}{1,024-1,012} = \underline{845 \text{ t/m}^2}$$

90 % af lerlagets primære konsolideringssætning bestemmes derfor, idet lagets tykkelse sættes til 2H (dobbeltsidig dræning), af 3.43.1 og 2

$$\delta_{90} = U \delta_c = U \frac{\Delta\bar{q}}{K} 2H = 0,90 \frac{5}{845} \cdot 8 = 0,0426 \text{ m} \sim \underline{4,3 \text{ cm}}$$

Permeabilitetskoefficienten findes ud fra konsolideringsforsøgets tidskurve ved hjælp af 3.43.4

$$k = 0,2 \frac{\gamma_w H^2}{K t_{50}} = 0,2 \frac{1 \cdot 0,01^2}{845 \cdot 23 \cdot 60} = \underline{1,71 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}}$$

Tidsfaktoren T svarende til U = 90 % aflæses i diagrammet fig. 3.43. A, idet kurve B er gældende (konstant begyndelsespotentiale), som $T_{90} \sim 0,85$.

Til opnåelse af 90 % konsolidering vil der derfor hengå

$$t_{90} = T_{90} \frac{\gamma_w H^2}{kK} = 0,85 \frac{1 \cdot 4^2}{1,71 \cdot 10^{-11} \cdot 845} = 9,41 \cdot 10^8 \text{ s} =$$

$$9,41 \cdot 10^8 : (60^2 \cdot 24 \cdot 365) = 29,8 \sim \underline{30 \text{ år}}$$

EKSEMPEL 17 : SÆTNINGER AF BROPILLE PÅ PÆLE I LER.

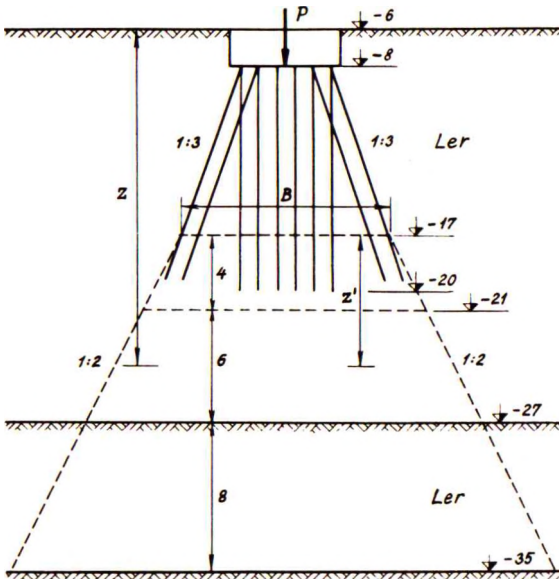
For den bropille, hvis pælefundering er behandlet i eksempel 43, skal man finde

- Initialsætningen for maksimal lodret belastning (LLV).
- Den endelige konsolideringssætning for egenvægten (DV).

Lerlaget, i hvilket pæleværket er funderet, strækker sig ned til kote -27. Dets elasticitetsmodul er bestemt til $E = (1100 + 30z) \text{ t/m}^2$, og dets konsolideringsmodul til $K = (900 + 20z) \text{ t/m}^2$, hvor z er dybden under lerets overflade (i kote -6). Fra kote -27 til -35 findes imidlertid et lag væsentlig blødere ler med $E = 400 \text{ t/m}^2$ og $K = 300 \text{ t/m}^2$. Herunder ligger der fastlejret sand.

a. Initialsætning.

Hvis pælespidserne havde stået i sand, kunne man have betragtet pæleværket som et dybtliggende "fundament" med underkanten i eller lidt over pælespidsniveau. Når pælene står i ler, skal man ifølge G 142 regne "fundamentsunderkant" liggende i tyngdepunktet for det spændingsdiagram, som svarer til optagelse af den aktuelle belastning ved fuld udnyttelse af overflademodstanden fra pælens spids til den fornødne højde.



Da overdreven nøjagtighed sjældent er påkrævet i sætningsberegninger, vil det i reglen være tilstrækkelig nøjagtigt at forudsætte, at "fundamentsunderkant" ligger i højde med pælenes nedre fjerdedelsspunkt (her kote -17), hvilket er på den sikre side, da totalsikkerheden mindst skal være 2, og jordens fasthed oftest tillægger noget nedefter.

I kote -17 har pæleværket følgende bredde og længde

$$B = 5,0 + \frac{2}{3} \cdot 9 = 11,0 \text{ m}$$

$$L = 8,1 + \frac{2}{3} \cdot 9 = 14,1 \text{ m}$$

Herfra foretages den sædvanlige trykspredning under linier hældende 2:1, og der deles ind i 3 lag som vist. Tillægsspændingerne beregnes i midten af hvert lag ved hjælp af 4.18.8-9

$$\sigma_1 = \frac{P}{(B+z')(L+z')} \quad \sigma_3 = \frac{B^2}{(B+z')^2} \sigma_1$$

hvor z' skal måles fra kote -17.

Den maksimale lodrette bruttobelastning er i eksempel 13 beregnet til 1123 t. Initialsætningen beregnes nu af 4.24.2

$$\delta_i = \sum \frac{1}{4} \left[3 + \frac{B+z'}{L+z'} \right] (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{\Delta H}{E} = \Sigma \Delta \delta$$

Lag No.	z (m)	z' (m)	$B+z'$ (m)	$L+z'$ (m)	σ_1 (t/m ²)	σ_3 (t/m ²)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (t/m ²)	$3 + \frac{B+z'}{L+z'}$	ΔH (m)	E (t/m ²)	$\Delta \delta$ (m)
1	13	2	13	16,1	5,37	3,85	1,52	3,81	4	1490	0,004
2	18	7	18	21,1	2,95	1,10	1,85	3,85	6	1640	0,007
3	25	14	25	28,1	1,60	0,31	1,29	3,89	8	400	0,025

$$\delta_i = 0,036$$

Ifølge 4.24.5 kan man, idet $D: \sqrt{BL} = 11: \sqrt{11 \cdot 14,1} = 0,88$, multiplicere med en reduktionsfaktor 0,76

$$\delta_i^! = 0,036 \cdot 0,76 = 0,027 \text{ m} \sim \underline{2,7 \text{ cm}}$$

Hertil kommer den elastiske sammentrykning af pælene.

b. Endelig konsolideringssætning.

Den gennemsnitlige netto-egenvægtsbelastning er i eksempel 13 beregnet til 470 t. Konsolideringssætningen fås da af

$$\delta_c = \sum \sigma_1 \frac{\Delta H}{K} = \sum \Delta \delta$$

Lag No.	z (m)	z' (m)	B+z' (m)	L+z' (m)	σ_1 (t/m ²)	ΔH (m)	K (t/m ²)	$\Delta \delta$ (m)
1	13	2	13	16,1	2,25	4	1160	0,008
2	18	7	18	21,1	1,24	6	1260	0,006
3	25	14	25	28,1	0,67	8	300	0,018

$$\delta_c = 0,032$$

Ifølge 4.23.4 kan man, for $D: \sqrt{BL} = 0,88$, multiplicere med en reduktionsfaktor 0,52

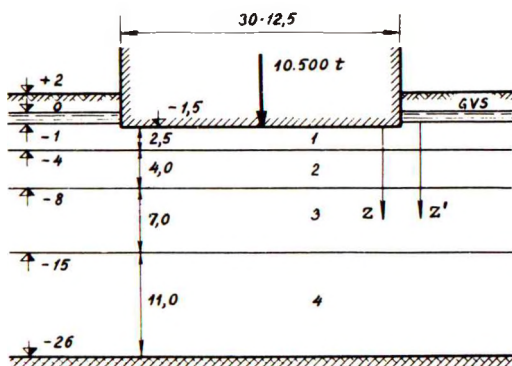
$$\delta'_c = 0,032 \cdot 0,52 = 0,016 \text{ m} \sim \underline{1,6 \text{ cm}}$$

EKSEMPEL 18 : REAKTIONSFORDELING UNDER STIFT SILOFUNDAMENT.

På et havneområde har man følgende bundforhold (se første figur)

- Fra kote +2 til 0: Blandet fyld ($\gamma = 1,5 \text{ t/m}^3$).
- Fra kote 0 til -1: Dynd ($\gamma = 1,3 \text{ t/m}^3$).
- Fra kote -1 til -26: Senglaciale ler ($\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$).
- Under kote -26 : Kridt.

Grundvandsspejlet står normalt i kote 0.



På arealet skal bygges en 30 m høj silo, som i kote -1,5 skal funderes direkte på en gennemgående plade 12,5 · 30 m. Totallasten andrager 10.500 t, som kan regnes at virke centralt. Bæreevnen (stabiliteten) forudsættes at være undersøgt og fundet i orden.

Ved konsolideringsforsøg er konsolideringsmodulen for det sen-glaciale ler bestemt til $K = (800 + 40 z')$ t/m², hvor z' (m) er dybden under lerlagets over-side (kote -1). Kridtet kan her regnes usammentrykkeligt.

Idet man forudsætter, at udgravningen og første del af støbearbejdet foregår så hurtigt, at det seneglaciale ler ikke når at ekspandere, og idet man her ser bort fra initialsætningerne i forhold til konsolideringssætningerne, skal man bestemme en til konsolideringssætningerne svarende tilnærmet reaktionsfordeling under bundpladen.

Belastningen svarende til opdrift + effektiv vægt af afgravet jord (tilsammen lig den fulde vægt af afgravet jord) andrager

$$b_0 = 2 \cdot 1,5 + 1 \cdot 0,3 + 0,5 \cdot 0,9 + 1,5 \cdot 1,0 = 5,25 \text{ t/m}^2$$

Når det forudsættes, at leret ikke når at ekspandere, og at initialsætningerne kan negligeres, må en til b_0 svarende del af reaktionen på bundpladen være ensformig fordelt, idet en sådan belastning (der kun retablerer de oprindelige spændingsforhold i jorden) ikke giver nogen konsolideringssætninger.

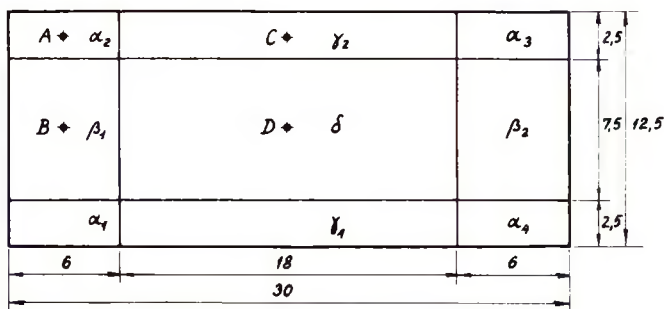
Den resterende middelbelastning bliver

$$b_1 = 10500 : (12,5 \cdot 30) - 5,25 = 22,75 \text{ t/m}^2$$

Fordelingen af denne del af reaktionen bestemmes dels af den lodrette ligevægtsbetingelse, og dels derved, at den stive fundamentsplade skal holde sig plan. Ved central belastning og homogene bundforhold skal alle pladens punkter sætte sig lige meget.

Reaktionsfordelingen kan i princippet bestemmes med enhver ønsket nøjagtighed, idet grundfladen deles ind i et passende antal arealelementer (med konstant belastning i hvert enkelt). Ved forsøg må belastningerne i de enkelte elementer afpasses således, at den lodrette ligevægt er i orden, og tyngdepunkterne af alle arealelementerne sætter sig lige meget.

Overdreven nøjagtighed er dog her illusorisk, og i det betragtede simple eksempel nøjes man med at inddele grundfladen i 9 felter som vist på den anden figur; strimmelbredderne forholder sig her som 1 : 3 : 1.



Når de 4 forskellige relative enhedsbelastninger (svarende til en middelværdi på 1) kaldes α , β , γ og δ , og de 4 forskellige relative arealer (svarende til et totalareal på 1) kaldes A_α , A_β , A_γ og A_δ , finder man

$$A_{\alpha} = 0,2^2 = 0,04 \quad A_{\beta} = A_{\gamma} = 0,2 \cdot 0,6 = 0,12 \quad A_{\delta} = 0,6^2 = 0,36$$

$$4\alpha A_{\alpha} + 2\beta A_{\beta} + 2\gamma A_{\gamma} + \delta A_{\delta} = 0,16\alpha + 0,24(\beta + \gamma) + 0,36\delta = 1$$

Lerlaget under siloen deles op i 4 lag som vist på den første figur, og den lodrette spænding bestemmes midt i hvert lag under de på anden figur viste midtpunkter A, B, C og D af de 4 forskellige arealer. Idet dybden z måles fra FUK (kote - 1,5), finder man først

Lag No.	z (m)	z' (m)	K (t/m ²)	ΔH (m)
1	1,25	1,75	870	2,5
2	4,50	5,00	1000	4,0
3	10,00	10,50	1220	7,0
4	19,00	19,50	1580	11,0

De lodrette spændinger σ_z i hvert af de $4 \cdot 4 = 16$ punkter bestemmes nu ved hjælp af Newmarks influenskort (fig. I på side 138). Der henvises til den på side 137 givne forklaring.

I det følgende skema er angivet de optalte antal af enhedsarealer i hvert af grundfladens 9 dele og for hvert af ovennævnte 16 punkter

Punkt	A				B				C				D			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
α_1	0	4	12	10	4	45	36	17	0	1	3	6	0	2	6	8
α_2	808	245	72	22	4	45	36	17	0	2	8	9	0	2	6	8
α_3	0	0	1	2	0	0	1	2	0	2	8	9	0	2	6	8
α_4	0	0	0	2	0	0	1	2	0	1	3	6	0	2	6	8
$\Sigma\alpha$	808	249	85	36	8	90	74	38	0	6	22	30	0	8	24	32
β_1	81	208	120	50	962	544	184	60	1	4	18	22	0	6	24	26
β_2	0	0	1	5	0	0	2	6	1	4	18	22	0	6	24	26
$\Sigma\beta$	81	208	121	55	962	544	186	66	2	8	36	44	0	12	48	52
γ_1	0	3	14	16	0	15	28	24	0	8	138	52	5	67	80	42
γ_2	6	43	45	24	0	15	28	24	816	341	30	28	5	67	80	42
$\Sigma\gamma$	6	46	59	40	0	30	56	48	816	349	168	80	10	134	160	84
δ	3	52	91	74	10	100	126	84	86	294	255	130	984	740	378	151

Man får nu eksempelvis sætningen af punkt A, hidrørende fra konsolideringen af lag no. 1

$$\delta_{A1} = \frac{\Delta H_1}{K_1} \frac{b_1}{1000} (808\alpha + 81\beta + 6\gamma + 3\delta)$$

De samlede sætninger af punkterne A-D bliver, bortset fra en fælles faktor på $b_1 : 1000 = 22,75 : 1000$

$$\begin{aligned} \delta'_A &= \frac{2,50}{870} (808\alpha + 81\beta + 6\gamma + 3\delta) + \frac{4,00}{1000} (249\alpha + 208\beta + 46\gamma + 52\delta) \\ &\quad + \frac{7,00}{1220} (85\alpha + 121\beta + 59\gamma + 91\delta) + \frac{11,00}{1580} (36\alpha + 55\beta + 40\gamma + 74\delta) \\ &= 4,055\alpha + 2,142\beta + 0,818\gamma + 1,254\delta \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta'_B &= \frac{2,50}{870} (8\alpha + 962\beta + 0\gamma + 10\delta) + \frac{4,00}{1000} (90\alpha + 544\beta + 30\gamma + 100\delta) \\ &\quad + \frac{7,00}{1220} (74\alpha + 186\beta + 56\gamma + 126\delta) + \frac{11,00}{1580} (38\alpha + 66\beta + 48\gamma + 84\delta) \\ &= 1,073\alpha + 6,465\beta + 0,775\gamma + 1,737\delta \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta'_C &= \frac{2,50}{870} (0\alpha + 2\beta + 816\gamma + 86\delta) + \frac{4,00}{1000} (6\alpha + 8\beta + 349\gamma + 294\delta) \\ &\quad + \frac{7,00}{1220} (22\alpha + 36\beta + 168\gamma + 255\delta) + \frac{11,00}{1580} (30\alpha + 44\beta + 80\gamma + 130\delta) \\ &= 0,359\alpha + 0,551\beta + 5,26\gamma + 3,79\delta \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta'_D &= \frac{2,50}{870} (0\alpha + 0\beta + 10\gamma + 984\delta) + \frac{4,00}{1000} (8\alpha + 12\beta + 134\gamma + 740\delta) \\ &\quad + \frac{7,00}{1220} (24\alpha + 48\beta + 160\gamma + 378\delta) + \frac{11,00}{1580} (32\alpha + 52\beta + 84\gamma + 151\delta) \\ &= 0,393\alpha + 0,685\beta + 2,068\gamma + 9,01\delta \end{aligned}$$

Ved at sætte $\delta'_A = \delta'_B = \delta'_C = \delta'_D$ fås 3 ligninger som, sammen med den tidligere udledede, giver følgende løsning

$$\alpha = 1,48 \quad \beta = 0,96 \quad \gamma = 1,185 \quad \delta = 0,69$$

Ved indsættelse i et af udtrykkene for sætningerne findes siloens sætning

$$\delta_A = \frac{22,75}{1000} (4,055 \cdot 1,48 + 2,142 \cdot 0,96 + 0,818 \cdot 1,185 + 1,254 \cdot 0,69) = \underline{0,23 \text{ m}}$$

Den endelige reaktionsfordeling bliver

$$b_\alpha = 22,75 \cdot 1,48 + 5,25 = \underline{38,9 \text{ t/m}^2} \quad b_\beta = 22,75 \cdot 0,96 + 5,25 = \underline{27,1 \text{ t/m}^2}$$

$$b_\gamma = 22,75 \cdot 1,185 + 5,25 = \underline{32,2 \text{ t/m}^2} \quad b_\delta = 22,75 \cdot 0,69 + 5,25 = \underline{21,0 \text{ t/m}^2}$$

Opstilling og løsning af et ligningssystem som her er kun mulig, når man kender konsolideringsmodulerne, og sætningerne derfor kan beregnes uden hensyntagen til

de oprindelige spændinger i leret eller til en eventuel krum konsolideringskurve. I mere generelle tilfælde må man skønne en belastningsfordeling, og regne de tilsvarende sætninger ud. Stemmer de ikke overens, må man korrigere belastningsfordelingen og regne om, til det passer nogenlunde.

Den beregnede reaktionsfordeling svarer strengt taget til den sætningsgivende last. Faktisk bør man dog dimensionere fundamentspladen for maksimal nominel belastning fra siloen, og dette gøres simplest ved at fordele denne belastning (efter fradrag af opdrift og effektiv vægt af afgravet jord) i forhold til de fundne relative enhedsbelastninger (α , β , γ og δ).

Målinger på udførte bygværker synes at vise, at den faktiske reaktionsfordeling ligger mellem den her beregnede og en plan trykfordeling (ved central belastning ensformig). Det må derfor tilrådes at dimensionere fundamentspladen for begge disse trykfordelinger, men da de til gengæld er grænsetilfælde, kan man for begge regne med de for ekstraordinære belastningstilfælde gældende partialkoefficienter.

EKSEMPEL 19 : REAKTIONSFORDELING UNDER BØJELIG DOKBUND.

Nær en havn har man følgende bundforhold (se figuren)

Fra kote +1,5 til -1,0 : Blandet fyld.

Fra kote -1,0 til -5,0 : Postglacialt grus og sand.

Fra kote -5,0 til -22,0 : Fast moræneler med tynde sand- og siltlag.

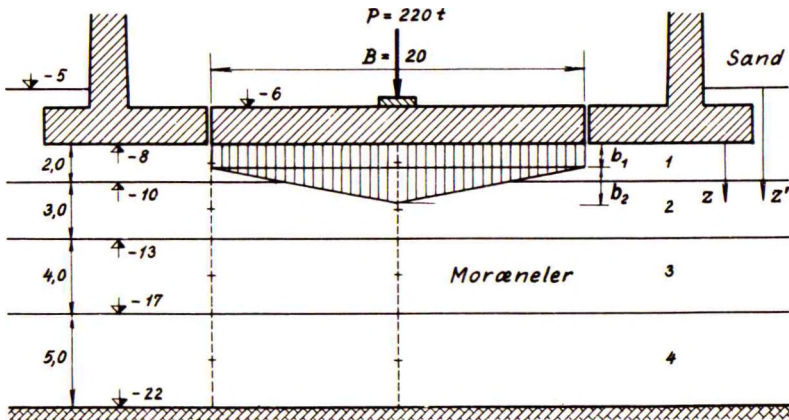
Under kote -22,0 : Kalkklippe.

På området skal bygges en tørdok med overside af bund i kote -6,0 (i middel). Bundpladen har bredden $B = 20$ m og konstant tykkelse H . Den udføres uafhængigt af dokvæggene. Belastningen på kølklodserne midt på bundpladen andrager $P = 220$ t/m.

Som følge af den drænende virkning af sand- og siltlagene i morænen kan man påregne, at sætningerne hidrørende fra selve dokkonstruktionens egenvægt (svarende til tom dok) praktisk taget er tilendebragt, når det første skib dokkes. Reaktionen svarende til bundpladens egenvægt kan da regnes ensformigt fordelt.

Idet man her ser bort fra initialsætningerne og alene tager hensyn til konsolideringssætningerne af jorden under dokbunden som følge af kølklodsbelastningen, skal man bestemme reaktionsfordelingen. Morænelerets konsolideringsmodul er bestemt til $K = (6000 + 360 z')$ t/m², hvor z' er dybden i m under morænelerets overside (kote -5,0). Bundpladens beton har en elasticitetsmodul $E = 3 \cdot 10^6$ t/m².

Det bemærkes, at morænelerets forskydningsstyrke er så høj, at der ikke er noget bæreevneproblem, samt at dokbundens lodrette stabilitet vil blive sikret ved lodrette drænbrønde i moræneleret.



a. Jordens sætninger.

Ifølge G 149 regnes som reaktionsfordeling med en ensformig fordelt belastning ($b_1 = \mu P : B$) og en trekantformig fordelt belastning ($b_2 = 2(1 - \mu) P : B$). Den ubekendte faktor μ bestemmes ved den betingelse, at forskellen $\delta_m - \delta_k$ mellem konsolideringssætningerne af pladens midte og kanter skal være lig pilhøjden i pladens nedbøjningslinie.

Bundpladens tykkelse anslås til 2 m, hvorved dens underkant kommer i kote - 8, 0. Moræneleret mellem kote - 8 og - 22 opdeles i 4 lag som vist på figuren, og i midten af hvert lag bestemmes konsolideringsmodulen K samt de lodrette tillægsspændinger (σ_m under midten, σ_k under kanten).

De lodrette spændinger (α_1 fra den ensformige og α_2 fra den trekantformige belastning) findes ved hjælp af 4.14.1-2 og 4.15.2

$$\alpha_1 = \frac{b_1}{\pi} (2\alpha_1 + \sin 2\alpha_1 \cos 2\beta_1) \quad \sigma_2 = \frac{2b_2}{\pi B} (\alpha_2 x + \beta_2 (B - x))$$

I udtrykket for α_1 er β_1 vinklen mellem største hovedspændings retning og lodret, medens α_1 fremgår af fig. 4.14.A. I udtrykket for σ_2 fremgår α_2 , β_2 og x af fig. 4.15.A, idet man har sat $a = b = \frac{1}{2} B$.

For et punkt under midten i dybden z har man $\beta_1 = 0$, $\alpha_1 = \alpha_2 = \beta_2 = \arctan B : 2z$, samt $x = \frac{1}{2} B$, hvilket giver

$$\sigma_{1m} = \frac{2\mu P}{\pi B} (\alpha_{1m} + \frac{1}{2} \sin 2\alpha_{1m}) \quad \sigma_{2m} = \frac{4(1-\mu)P}{\pi B} \cdot \alpha_{2m}$$

og for et punkt under kanten, idet $\alpha_1 = \beta_1 = \frac{1}{2} \arctan B : z$, $\alpha_2 = \arctan B : 2z$, $\beta_2 = \arctan B : z - \alpha_2$, samt $x = 0$

$$\sigma_{1k} = \frac{2\mu P}{\pi B} (\alpha_{1k} + \frac{1}{4} \sin 4\alpha_{1k}) \quad \sigma_{2k} = \frac{4(1-\mu)P}{\pi B} \cdot \beta_{2k}$$

Man kan nu beregne konsolideringssætningerne δ_m og δ_k , idet

$$2\mu P : \pi B = 2\mu \cdot 220 : (\pi \cdot 20) = 7,00\mu$$

$$4(1-\mu)P : \pi B = 4(1-\mu) \cdot 220 : (\pi \cdot 20) = 14,00(1-\mu)$$

Lag No.	z (m)	z' (m)	K (t/m ²)	ΔH (m)	α_{1m}	$\frac{1}{2} \sin 2\alpha_{1m}$	α_{2m}
1	1,0	4,0	7440	2	1,470	0,099	1,470
2	3,5	6,5	8340	3	1,233	0,313	1,233
3	7,0	10,0	9600	4	0,960	0,470	0,960
4	11,5	14,5	11220	5	0,716	0,495	0,716

Lag No.	σ_{1m} (t/m ²)	σ_{2m} (t/m ²)	σ_m (t/m ²)	α_{1k}	$\frac{1}{4} \sin 4\alpha_{1k}$	β_{2k}
1	11,00 μ	20,60 - 20,60 μ	20,60 - 9,60 μ	0,760	0,026	0,049
2	10,82 μ	17,26 - 17,26 μ	17,26 - 6,44 μ	0,699	0,085	0,164
3	10,02 μ	13,43 - 13,43 μ	13,43 - 3,41 μ	0,617	0,156	0,274
4	8,48 μ	10,02 - 10,02 μ	10,02 - 1,54 μ	0,524	0,216	0,334

Lag No.	σ_{1k} (t/m ²)	σ_{2k} (t/m ²)	σ_k (t/m ²)	$\sigma_m \Delta H : K$ (mm)	$\sigma_k \Delta H : K$ (mm)
1	5,50 μ	0,69 - 0,69 μ	0,69 + 4,81 μ	5,55 - 2,58 μ	0,18 + 1,29 μ
2	5,48 μ	2,30 - 2,30 μ	2,30 + 3,18 μ	6,20 - 2,31 μ	0,83 + 1,14 μ
3	5,41 μ	3,84 - 3,84 μ	3,84 + 1,57 μ	5,60 - 1,42 μ	1,60 + 0,65 μ
4	5,18 μ	4,67 - 4,67 μ	4,67 + 0,51 μ	4,46 - 0,69 μ	2,08 + 0,23 μ

$$\delta_m = 21,81 - 7,00\mu \quad \delta_k = 4,69 + 3,31\mu$$

Sætningsdifferensen bliver altså i mm

$$\delta_m - \delta_k = (21,81 - 7,00\mu) - (4,69 + 3,31\mu) = 17,12 - 10,31\mu$$

b. Bundpladens deformationer.

Bøjningspilen for den 2 m tykke dokbund (hvis inertimoment regnes forøget med 10 % på grund af armeringen) bliver, beregnet som nedbøjningen af en indspændt, udkræget bjælke af længden $\frac{1}{2} B$

$$\delta_m - \delta_k = \frac{b_1 B^4}{128 EI} + \frac{b_2 B^4}{480 EI} = \frac{PB^3}{1920 EI} (8 + 7\mu) =$$

$$\frac{220 \cdot 20^3 \cdot 12}{1920 \cdot 3 \cdot 10^6 \cdot 2^3 \cdot 1,1} (8 + 7\mu) = (3,33 + 2,92\mu) \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Når denne udtrykkes i mm og sættes lig den ovenfor fundne sætningsdifferens, fås

$$3,33 + 2,92\mu = 17,12 - 10,31\mu \quad \mu = 1,04$$

Da bundpladens egenvægt ikke giver momenter, bliver det maksimale moment

$$M_m = \frac{1}{8} b_1 B^2 + \frac{1}{24} b_2 B^2 = \frac{PB}{24} (2 + \mu) = \frac{220 \cdot 20}{24} (2 + \mu) = 184 (2 + 1,04) = 559 \text{ tm/m}$$

Den beregnede reaktionsfordeling og momentet svarer strengt taget til den sætningsgivende last på kølklodserne. Faktisk bør man dog dimensionere dokbunden for maksimal nominel belastning på kølklodserne, men som en tilnærmelse kan man her ved regne med den fundne værdi af μ . Momentet skal iøvrigt reduceres, svarende til en jævn fordeling af kølklodsbelastningen over kølklodsbredden.

EKSEMPEL 20 : BØJELIG KRANBJÆLKE PÅ SAND.

En direkte funderet kranbjælke er udført i jernbeton ($\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$, $E = 3 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$) med det på figuren nedenfor viste tværsnit. For hver 40 m længde er der anordnet en fortandet fuge, der kan overføre lodrette transversalkræfter, men ikke momenter. Bjælken er funderet over GVS på fugtigt sand af middel lejringsstæthed ($\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$).

På bunden af en 1,4 m dyb, afstivet grube er der udført belastningsforsøg på en $30 \times 30 \text{ cm}$ plade. Op til omkring halv brudlast har man herved fundet et nogenlunde konstant forhold mellem belastninger og nedsynkninger på ca. $4,5 \text{ kg/cm}^3$.

Bjælken er belastet af to hjultryk fra en kørende kran. Deres størrelse er henholdsvis 30 og 15 t, og deres indbyrdes afstand 6 m. Bestem de største positive og negative momenter i bjælken, største transversalkraft i fugen, samt største og mindste tryk på grunden.

a. Teori og formler.

Problemets differentiaalligning er 4.31.2. Efter indførelse af følgende forkortede betegnelser (hvor I angiver bjælkens fulde inertimoment og B grundfladens bredde)

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Bk_s}} \quad \xi = \frac{x}{L} \quad \zeta = \frac{z}{L} \quad \alpha = \frac{a}{L}$$

kan løsningen for $q = \text{konstant}$ skrives således

$$\zeta = \frac{1}{2} C_1 e^{\xi} \sin \xi + \frac{1}{2} C_2 e^{\xi} \cos \xi + \frac{1}{2} C_3 e^{-\xi} \sin \xi + \frac{1}{2} C_4 e^{-\xi} \cos \xi$$

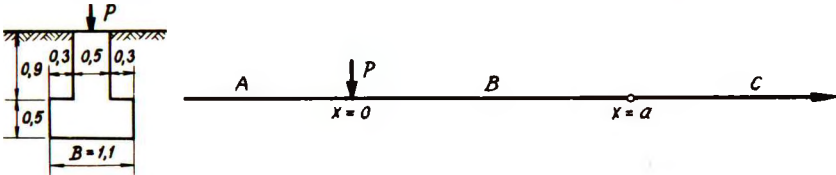
Ved successiv differentiation fås følgende, hvorved M betegner momentet og T transversalkraften i bjælken

$$\frac{d\xi}{d\xi} = \frac{1}{2}(C_1 - C_2)e^{\xi} \sin \xi + \frac{1}{2}(C_1 + C_2)e^{\xi} \cos \xi + \frac{1}{2}(-C_3 - C_4)e^{-\xi} \sin \xi + \frac{1}{2}(C_3 - C_4)e^{-\xi} \cos \xi$$

$$\frac{d^2\xi}{d\xi^2} = -C_2 e^{\xi} \sin \xi + C_1 e^{\xi} \cos \xi + C_4 e^{-\xi} \sin \xi - C_3 e^{-\xi} \cos \xi = -\frac{ML}{EJ}$$

$$\frac{d^3\xi}{d\xi^3} = (-C_1 - C_2)e^{\xi} \sin \xi + (C_1 - C_2)e^{\xi} \cos \xi + (C_3 - C_4)e^{-\xi} \sin \xi + (C_3 + C_4)e^{-\xi} \cos \xi = -\frac{TL^2}{EJ}$$

Da superpositionsloven gælder (forudsat at bjælken intetsteds løfter sig fri af underlaget), kan man nøjes med at behandle det på nedenstående figur viste tilfælde



På grund af diskontinuiteterne må der anvendes en separat ligning for hver af de 3 bjælkelede. Randbetingelserne er følgende

$$\begin{aligned} \text{For } x = -\infty : z_A &= 0 & z'_A &= 0 & z_C &= 0 & z'_C &= 0 \\ \text{For } x = 0 : z_A &= z_B & z'_A &= z'_B & M_A &= M_B & T_A - T_B &= P \\ \text{For } x = a : z_B &= z_C & M_B &= 0 & M_C &= 0 & T_B &= T_C \end{aligned}$$

Ved hjælp af disse 12 ligninger bestemmes de 12 konstanter. Man finder herved for momentet i det vilkårlige punkt x

$$4 M_A : PL = e^{\xi} (\cos \xi + \sin \xi) - e^{\xi - 2\alpha} (\cos(\xi - 2\alpha) - \sin \xi)$$

$$4 M_B : PL = e^{-\xi} (\cos \xi - \sin \xi) - e^{\xi - 2\alpha} (\cos(\xi - 2\alpha) - \sin \xi)$$

$$4 M_C : PL = -2e^{-\xi} \cos \alpha \sin(\xi - \alpha)$$

De tilsvarende transversalkræfter bestemmes af

$$2 T_A : P = e^{\xi} \cos \xi + e^{\xi - 2\alpha} (\cos \alpha - \sin \alpha) \sin(\xi - \alpha)$$

$$2 T_B : P = -e^{-\xi} \cos \xi + e^{\xi - 2\alpha} (\cos \alpha - \sin \alpha) \sin(\xi - \alpha)$$

$$2 T_C : P = -e^{-\xi} \cos \alpha (\cos(\xi - \alpha) - \sin(\xi - \alpha))$$

Trykkene på grunden, samt nedbøjningerne, findes af

$$2 p_{ALB} : P = e^{\xi} (\cos \xi - \sin \xi) + e^{\xi - 2\alpha} (\sin(\xi - 2\alpha) + \cos \xi) = 2 z_{ALB} k_s : P$$

$$2 p_{BLB} : P = e^{-\xi} (\cos \xi + \sin \xi) + e^{\xi - 2\alpha} (\sin(\xi - 2\alpha) + \cos \xi) = 2 z_{BLB} k_s : P$$

$$2 p_{CLB} : P = 2e^{-\xi} \cos \alpha \cos(\xi - \alpha) = 2 z_{CLB} k_s : P$$

Nedbøjningsliniens tangenthældninger bestemmes endelig af

$$z'_A L^2 B k_s : P = -e^{\xi} \sin \xi + e^{\xi - 2\alpha} (\cos \alpha - \sin \alpha) \cos(\xi - \alpha)$$

$$z'_B L^2 B k_s : P = -e^{-\xi} \sin \xi + e^{\xi - 2\alpha} (\cos \alpha - \sin \alpha) \cos(\xi - \alpha)$$

$$z'_C L^2 B k_s : P = -e^{-\xi} \cos \alpha (\cos(\xi - \alpha) + \sin(\xi - \alpha))$$

b. Bestemmelse af konstanter.

Betontværsnittets tyngdepunkt ligger i højden $0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,7 : (0,5 \cdot 0,9 + 1,1 \cdot 0,5) = 0,315$ m over fodpladens midte. Inertimomentet bliver derfor, idet armeringen regnes at give et tillæg på ca. 20 %

$$I \sim \frac{1,2}{12} \cdot 0,5 \cdot 0,9^3 + 1,2 \cdot 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,385^2 \\ + \frac{1,2}{12} \cdot 1,1 \cdot 0,5^3 + 1,2 \cdot 1,1 \cdot 0,5 \cdot 0,315^2 = 0,195 \text{ m}^4$$

Hvad ballasttallet angår, skal man ifølge Terzaghi (Geotechnique 1955, p. 315) omsætte det med den 30 cm forsøgsplade fundne resultat ved hjælp af følgende empiriske formel (B i m)

$$k_s^B = k_s^{30} \left[\frac{B+0,3}{2B} \right]^2 = 4,5 \left[\frac{1,1+0,3}{2 \cdot 1,1} \right]^2 = 1,82 \text{ kg/cm}^3 \sim 1820 \text{ t/m}^3$$

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 3 \cdot 10^6 \cdot 0,195}{1,1 \cdot 1820}} = 5,85 \text{ m}$$

c. Største positive moment.

Dette vil optræde under den største kraft, når denne befinder sig midt imellem to fuger ($\alpha \sim \infty$); man skal her sætte $\xi = 0$. For den anden kraft må man derimod sætte $\xi = \xi_0 = 6 : 5,85 = 1,025 \sim 58,9^\circ$. Man får da

$$\max. M_B = \frac{1}{4} \cdot 30 \cdot 5,85 \cdot 1 + \frac{1}{4} \cdot 15 \cdot 5,85 \cdot e^{-1,025} (\cos 58,9 - \sin 58,9) = \underline{\underline{+41,3 \text{ tm}}}$$

d. Største negative moment.

Dette vil optræde, når den største kraft står over fugen, og i den ubelastede del af kranbjælken på det sted hvor $T_C = 0$. For den største kraft skal man altså sætte $\alpha = 0$; for den anden skal man sætte $\alpha = \xi_0$ og i stedet for ξ sætte $\xi + \xi_0$. Betingelsen $T_C = 0$ giver da

$$-e^{-\xi} (\cos \xi - \sin \xi) \cdot 30 - e^{-\xi - 1,025} \cos 58,9 (\cos \xi - \sin \xi) \cdot 15 = 0 \quad \xi = 45^\circ \sim 0,785$$

$$\begin{aligned} \min. M_C &= -\frac{1}{4} \cdot 30 \cdot 5,85 \cdot 2 \cdot e^{-0,785} \sin 45 \\ &\quad - \frac{1}{4} \cdot 15 \cdot 5,85 \cdot 2 \cdot e^{-1,81} \cos 58,9 \sin 45 = \underline{-31,0 \text{ tm}} \end{aligned}$$

e. Største transversalkraft i fugen.

Denne optræder for samme stilling af kræfterne og findes derfor af formelen for T_C med $\xi = \alpha = 0$ for den største kraft og $\xi = \alpha = \xi_0$ for den anden

$$T_C = -\frac{1}{2} \cdot 30 \cdot 1 - \frac{1}{2} \cdot 15 \cdot e^{-1,025} \cos 58,9 = \underline{-16,4 \text{ t}}$$

f. Største og mindste tryk på grunden.

Største tryk findes under fugen ($\xi = \alpha$) for samme stilling af kræfterne. Man får

$$\max. p_C = \frac{30}{2 \cdot 5,85 \cdot 1,1} \cdot 2 + \frac{15}{2 \cdot 5,85 \cdot 1,1} \cdot 2 e^{-1,025} \cos 58,9 = \underline{5,1 \text{ t/m}^2}$$

Mindste tryk findes (for samme stilling af kræfterne) i det punkt af den ubelastede del, hvor nedbøjningslinien har vandret tangent ($z'_C = 0$)

$$-e^{-\xi} (\cos \xi + \sin \xi) \cdot 30 - e^{-\xi - 1,025} \cos 58,9 (\cos \xi + \sin \xi) \cdot 15 = 0 \quad \xi = 135^\circ \sim 2,36$$

$$\begin{aligned} \min. p_C &= \frac{30}{2 \cdot 5,85 \cdot 1,1} \cdot 2 e^{-2,36} \cos 135 \\ &\quad + \frac{15}{2 \cdot 5,85 \cdot 1,1} \cdot 2 e^{-3,385} \cos 58,9 \cos 135 = \underline{-0,34 \text{ t/m}^2} \end{aligned}$$

Da kranbjælkens egenvægtsbelastning er

$$g = (0,5 \cdot 0,9 \cdot 2,4 + 1,1 \cdot 0,5 \cdot 2,4 + 2 \cdot 0,3 \cdot 0,9 \cdot 1,8) : 1,1 = 3,1 \text{ t/m}^2 \quad (> 0,34)$$

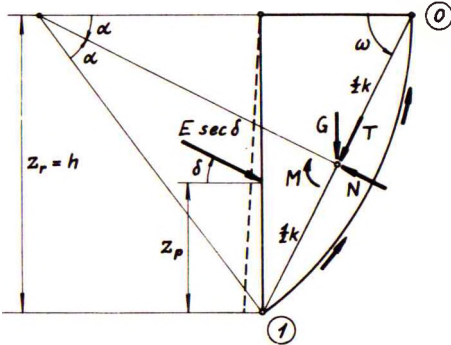
vil bjælken altså (som forudsat) intetsteds løfte sig fri af underlaget.

Det største resulterende tryk på grunden bliver $3,1 + 5,1 = \underline{8,2 \text{ t/m}^2}$, som må sammenlignes med bæreevnen beregnet efter 5.31.1.

Det skal bemærkes, at nøjagtig den samme metode kan anvendes til undersøgelse af en bøjelig bjælke på pæle. Man skal her blot sætte $k_s = n_p A_p E_p : L_p$, hvor n_p er antallet af pæle pr. m² af bjælkens underside, medens E_p er pælematerialets elasticitetsmodul, A_p den enkelte pæls tværsnitsareal og L_p den "effektive" pælelængde, der uden større fejl kan sættes lig den virkelige. Denne metode bør f.eks. anvendes, når man skal finde den (maksimale) kranbelastning pr. m kaj, som kajens plane pæleværk skal dimensioneres for (jfr. eksempel 42).

Hvis en bøjelig bjælke på elastiske pæle beregnes efter den angivne metode, skal der til de beregnede momenter lægges de momenter, der svarer til, at de virkelige pæle står i en vis afstand fra hinanden. Metodens anvendelse forudsætter strengt taget, at pæleafstanden er lille i forhold til afstanden mellem hjultrykkene.

EKSEMPEL 21: BEREGNING AF LINIEBRUD.



En ru, lodret væg understøtter sand med $\varphi = 30^\circ$, hvis vandrette overflade er ubelastet. Beregn jordtrykket på væggen, når denne udfører en positiv rotation om sit toppunkt.

Bruddet må være et konkav liniebrud (A), og brudcirkelns centrum må ligge på en vandret linie gennem væggen's toppunkt. Altså har man $\omega = 90^\circ - \alpha$ (fås også af 5.24.2 med $\rho = 1$, $\beta = 0$ og $\theta = 0$).

For en konkav cirkel skal α regnes positiv. Da forskydningspændingerne på glidelegemet virker i retning fra 1 mod 0, har man aktivt tryk i brudlinien og skal altså regne φ og δ negative: $\varphi = \delta = -30^\circ$.

Man anvender først randbetingelsen 5.15.5 på punkt 0; dette giver $\tau_0 = 0$. Dernæst anvendes 5.24.14, hvori indsættes de ved 5.13.19-20 givne værdier af N og T samt den ved 5.24.9 givne værdi af G. Desuden sættes $\omega = 90^\circ - \alpha$, $c = a = 0$, $p = 0$, $\theta = 0$, $\tau_0 = 0$ og $\varphi = \delta = -30^\circ$. Man får herved, idet γk^2 bortforkortes

$$(N^x \cos \alpha + N^y \sin \alpha) \sin(\alpha + 30) - (T^x \cos \alpha + T^y \sin \alpha) \cos(\alpha + 30) - (N_0^y - \frac{1}{4} \sin 2\alpha) \cos 30 = 0$$

Den eneste ubekendte er α , der må findes ved forsøg. Den rigtige værdi viser sig at være $\alpha = 26,5^\circ$. Svarende hertil findes i tabellerne side 81 ($\varphi = -30^\circ$) og 21 ($\varphi = 0^\circ$) i Geoteknisk Instituts Bulletin No. 2 koefficienterne

$$\begin{array}{llll} N^x = 0,2732 & T^x = -0,2030 & M^x = 0,0080 & N_0^y = 0,0794 \\ N^y = -0,1065 & T^y = 0,0945 & M^y = -0,0135 & M_0^x = 0,0795 \end{array}$$

Ved indsættelse finder man, at disse værdier tilfredsstiller ovenstående ligning.

Da $\omega = 90^\circ - \alpha = 90^\circ - 26,5^\circ = 63,5^\circ$, fås af 5.13.19-21 og 5.24.9-10

$$\begin{aligned} N &= \gamma k^2 (0,2732 \sin 63,5 - 0,1065 \cos 63,5) = 0,197 \gamma k^2 \\ T &= \gamma k^2 (-0,2030 \sin 63,5 + 0,0945 \cos 63,5) = -0,139 \gamma k^2 \\ M_R &= \gamma k^3 (0,0080 \sin 63,5 - 0,0135 \cos 63,5) = 0,001 \gamma k^3 \end{aligned}$$

$$G = \gamma k^2 (0,0794 + 0,25 \sin 127) = 0,279 \gamma k^2$$

$$M_G = \gamma k^3 (0,0833 \sin^2 63,5 - 0,0795) \sin 63,5 = -0,011 \gamma k^3$$

Jordtrykkets normalkomponent og angrebepunkt findes af 5.24.15-16, idet man sætter $k = h : \sin \omega = h : \sin 63,5 = 1,12 h$.

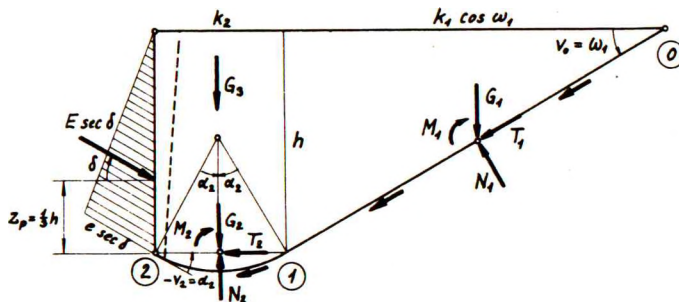
$$\underline{E} = 0,197 \gamma k^2 \sin 63,5 - 0,139 \gamma k^2 \cos 63,5 = 0,114 \gamma k^2 = \underline{0,142 \gamma h^2}$$

$$E z_p = 0,197 \gamma k^2 \cdot 0,5k - 0,279 \gamma k^2 \cdot 0,5k \cos 63,5 \\ - 0,001 \gamma k^3 + 0,011 \gamma k^3 = 0,046 \gamma k^3 = 0,114 \gamma k^2 \cdot z_p$$

$$\underline{z_p} = 0,40k = \underline{0,45h}$$

EKSEMPEL 22 : BEREGNING AF ZONEBRUD.

En ru, lodret væg af højde h understøtter sand med $\varphi = 30^\circ$, hvis vandrette overflade er ubelastet. Beregn jordtrykket på væggen, når denne udfører en positiv rotation om et punkt, der ligger f.eks. $3h$ under væggens fod og $2h$ til venstre for væggen.



Bruddet må være et zonebrud (P). Da forskydningsspændingerne på glidelegemet virker i retning fra 0 mod 1, har man passivt tryk i brudlinierne og skal altså regne φ og δ positive: $\varphi = \delta = +30^\circ$.

Brudliniernes statisk korrekte vinkler, henholdsvis ved jordoverfladen og ved væggen, findes af 5.15.4 (med $c = 0$ og $\beta = 0$) og 5.15.12 (med $\delta = \varphi$ og $\theta = 0$).

$$\tan(v_0 + \frac{1}{2}\varphi) = 1 \quad v_0 = 45^\circ - \frac{1}{2}\varphi = 30^\circ$$

$$\cos(2v_2 + 2\varphi) = 1 \quad v_2 = -\varphi = -30^\circ$$

Den nederste brudlinie approksimeres ved en cirkel (nærmest væggen) og en ret linie (nærmest jordoverfladen). Man har, idet en konkav cirkel svarer til et positivt α

$$\alpha_1 = 0^\circ \quad \omega_1 = 30^\circ \quad \alpha_2 = 30^\circ \quad \omega_2 = 0^\circ$$

Svarende til de to dele af brudlinien findes i tabellerne side 80 ($\varphi = +30^\circ$) og 21 ($\varphi = 0^\circ$) i Geoteknisk Instituts Bulletin No. 2 koefficienterne

$$\begin{aligned} \tau_1^X &= 0,4330 & \tau_1^Y &= 0,2500 & N_1^X &= 0,3750 & N_1^Y &= 0,2165 & T_1^X &= 0,2165 & T_1^Y &= 0,1250 \\ \tau_2^Y &= 0,5733 & \tau_2^Z &= 3,351 & N_2^Y &= 0,5135 & N_2^Z &= 3,564 & T_2^Y &= 0,1787 & T_2^Z &= 1,586 \\ N_{O_1}^Y &= 0 & N_{O_2}^Y &= 0,0906 \end{aligned}$$

Derefter anvendes randbetingelsen 5.15.5 på punkt 0; dette giver $\tau_0 = 0$. Videre finder man ved anvendelse af 5.13.12 og 19-20, samt 5.24.9

$$\begin{aligned} \tau_1 &= \gamma k_1 (0,4330 \sin 30 + 0,2500 \cos 30) = 0,433 \gamma k_1 \\ N_1 &= \gamma k_1^2 (0,3750 \sin 30 + 0,2165 \cos 30) = 0,375 \gamma k_1^2 \\ T_1 &= \gamma k_1^2 (0,2165 \sin 30 + 0,1250 \cos 30) = 0,217 \gamma k_1^2 \\ G_1 &= \gamma k_1^2 (0 + 0,25 \sin 60) = 0,217 \gamma k_1^2 \\ \tau_2 &= \gamma k_2 \cdot 0,5733 + 0,433 \gamma k_1 \cdot 3,351 = 0,573 \gamma k_2 + 1,451 \gamma k_1 \\ N_2 &= \gamma k_2^2 \cdot 0,5135 + 0,433 \gamma k_1 k_2 \cdot 3,564 = 0,514 \gamma k_2^2 + 1,543 \gamma k_1 k_2 \\ T_2 &= \gamma k_2^2 \cdot 0,1787 + 0,433 \gamma k_1 k_2 \cdot 1,586 = 0,179 \gamma k_2^2 + 0,687 \gamma k_1 k_2 \\ G_2 &= \gamma k_2^2 (0,0906 + 0,25 \sin 0) = 0,091 \gamma k_2^2 \\ G_3 &= \gamma k_2 \cdot k_1 \sin \omega_1 = \gamma k_2 k_1 \sin 30 = 0,500 \gamma k_1 k_2 \end{aligned}$$

Da $k_1 = h : \sin \omega_1 = h : \sin 30 = 2h$, indeholder problemet kun den ene ubekendte k_2 . Denne findes af 5.24.23, hvori γ bortforkortes

$$\begin{aligned} N_1 \cos(\omega_1 + \delta) + N_2 \cos(\omega_2 + \delta) - T_1 \sin(\omega_1 + \delta) - T_2 \sin(\omega_2 + \delta) - (G_1 + G_2 + G_3) \cos \delta &= 0 \\ 0,375 k_1^2 \cos 60 + (0,514 k_2^2 + 1,543 k_1 k_2) \cos 30 - 0,217 k_1^2 \sin 60 \\ - (0,179 k_2^2 + 0,687 k_1 k_2) \sin 30 - (0,217 k_1^2 + 0,091 k_2^2 + 0,500 k_1 k_2) \cos 30 &= 0 \end{aligned}$$

Ved løsning af denne andengradsligning fås $k_2 = 0,295 k_1 = \underline{0,59h}$. Med denne værdi findes

$$\tau_2 = 0,573 \gamma \cdot 0,59h + 1,451 \gamma \cdot 2h = 3,24 \gamma h$$

Ved anvendelse af randbetingelsen 5.15.13 på punkt 2 fås

$$e = \tau_2 \frac{\cos \delta \cos v_2}{\sin \varphi \cos(v_2 + \varphi + \delta)} = 3,24 \gamma h \frac{\cos 30 \cos(-30)}{\sin 30 \cos 30} = 5,61 \gamma h$$

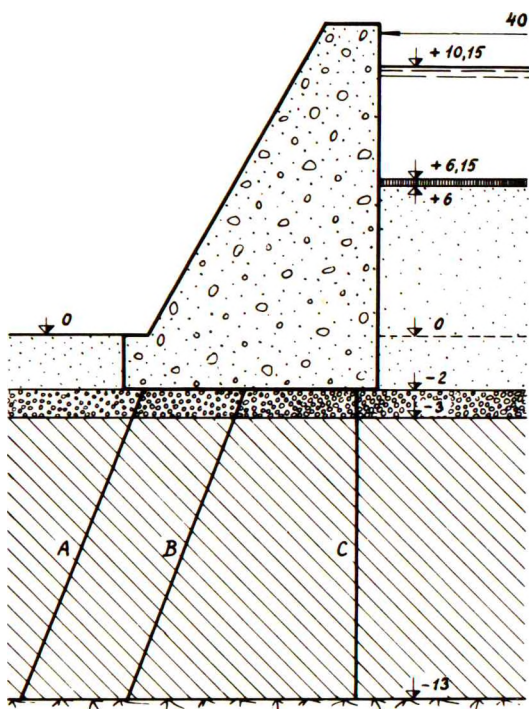
Da jordtrykket i et zonebrud er fordelt "hydrostatisk", d.v.s. i dette tilfælde efter en trekant, fås det samlede jordtryk's normalkomponent og angrebspunkt af 5.24.19-20

$$\underline{E} = \frac{1}{2} h \cdot 5,61 \gamma h = \underline{2,81 \gamma h^2} \quad \underline{z_p = \frac{1}{3} h}$$

EKSEMPEL 23 : STØTTEMUR SOM INDFATNING FOR VANDBASSIN. (E 1952 b).

I en gammel floddal tænkes der bygget et bassin. Terrænet ligger i kote 0, og grundvandsspejlet står i terrænhøjde. Om jordbundsforholdene har man (jfr. figuren) følgende oplysninger (alle koter i m):

- Fra 0 til - 2 : Mo med $\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3$, $k = 10^{-5} \text{ cm/s}$ og $\varphi = 32^\circ$.
 Kapillariteten $h_c = 2 \text{ m}$.
 Fra - 2 til - 3 : Groft grus, $k = 1 \text{ cm/s}$.
 Fra - 3 til - 13 : Fedt, normaltconsolideret ler med $k = 2 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$
 og $K = 90 \text{ kg/cm}^2$.
 Fra - 13 og nedefter: Fast, vandstandsende klippe.



Gruslaget er i forbindelse med et nærliggende frit vandspejl i højde med grundvandsspejlet.

Bassinet har en indvendig fri bredde på 40 m, og længden er meget stor i forhold til bredden. Det er indfattet af betonstøttemure funderet på pæle, der går til klippen. Pælene står i 3 rækker angivet ved systemlinierne A, B og C. Pælene i række A og B er skråpæle med samme hældning, mens pælene i række C er lodpæle.

Efter opførelsen af støttemurene fyldes der op i bassinet til kote 6 med mo, som kan regnes at have ganske de samme egenskaber som den på stedet naturligt aflejrede mo.

Oven på det indfyldte mo udlægges fra kote 6 til 6,15 et vandmættet tætningsslag med $\gamma = 2,2 \text{ t/m}^3$ og $k = 1,5 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$.

Herefter fyldes der vand i bassinet, og vandspejlet kan regnes stående konstant i kote 10,15.

Idet strømningen antages at være blevet stationær, ønskes følgende spørgsmål besvaret:

- Hvor stort bliver vandtabet (pr. m af bassinets længde) hidrørende fra nedsivningen?
- Hvor stor bliver resultanten af samtlige kræfter, der virker på støttemurens inderside? Muren kan regnes glat, og der ses bort fra tryk virkende mellem kote 6 og 6,15.
- Hvor ligger resultantens angrebspunkt?
- For hvilke kræfter vil De beregne det på figuren viste pæleværk, og forklar i få linier, hvordan De vil bestemme pælekræfterne. Der ønskes ingen beregninger, og der ses bort fra passivt jordtryk samt fra den "negative" adhæsion, som det konsoliderende lerlag giver.
- Hvor stor bliver den totale konsolideringssætning af lerlaget under midten af bassinet?
- Hvor lang tid vil der medgå til opnåelse af 50 % konsolidering af lerlaget? I denne forbindelse forudsættes det, at hele belastningen fra kote 0 til 10,15 påføres momentant.

a. Vandtab.

Idet k betegner permeabilitetskoefficienten, i gradienten, h potentialtabet og H lagtykkelsen, medens indeks t refererer til tætningslaget og m til molaget, udtrykker kontinuitetsligningen, at filterhastigheden skal være den samme i de to lag (1.24.1 og 1.23.3)

$$v = k_t i_t = k_m i_m = \frac{k_t h_t}{H_t} = \frac{k_m h_m}{H_m} = \frac{h_t + h_m}{H_t : k_t + H_m : k_m}$$

Da det samlede potentialfald i tætningslaget + molaget er 10,15 m, fås

$$v = \frac{10,15}{0,15 : (1,5 \cdot 10^{-9}) + 8,00 : 10^{-7}} = 0,564 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

Vandtabet bliver da

$$q = Bv = 40 \cdot 0,564 \cdot 10^{-7} = 22,5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \sim 22,5 \cdot 10^{-7} \cdot 10^3 \cdot 60^2 = \underline{8,1 \text{ l/h/m}}$$

b. Resultant af kræfter på støttemurens inderside.

Vandtrykkene u bestemmes ud fra potentialerne h ved hjælp af 1.23.2

$$u = \gamma_w(h - z)$$

Vælges udgangsniveauet i kote 0, er z lig koten (i m) til det betragtede punkt. Potentialfaldet gennem tætningslaget bliver

$$h_t = \frac{v H_t}{k_t} = \frac{0,564 \cdot 10^{-7} \cdot 0,15}{1,5 \cdot 10^{-9}} = 5,64 \text{ m}$$

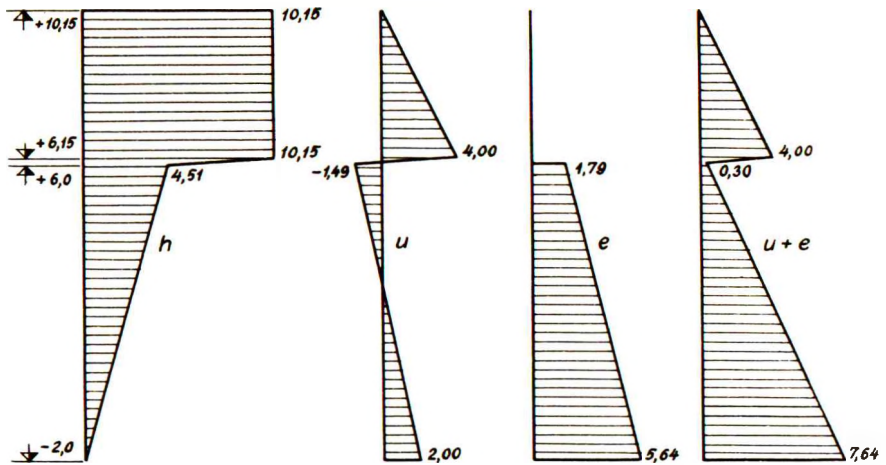
Potentialet i kote +6 er altså $10,15 - 5,64 = 4,51$ m. Herefter kan vandtrykkene u beregnes

$$\text{I kote } +10,15 : 1,0(10,15 - 10,15) = 0 \quad \text{t/m}^2$$

$$\text{I kote } +6,15 : 1,0(10,15 - 6,15) = 4 \quad \text{t/m}^2$$

$$\text{I kote } +6,0 : 1,0(4,51 - 6,00) = -1,49 \quad \text{t/m}^2$$

$$\text{I kote } -2,0 : 1,0(0,00 + 2,00) = 2 \quad \text{t/m}^2$$



Det bemærkes, at den største trækspænding i porevandet ($1,49 \text{ t/m}^2$) er mindre end kapillartrykket $\gamma_w h_c = 1,0 \cdot 2,0 = 2 \text{ t/m}^2$. Moen kan derfor stadig regnes vandmættet.

De lodrette effektive spændinger $\bar{\sigma}_1$ er lig differenserne mellem de totale og vandtrykkene (1.21.1).

$$\text{I kote } +6,15 : 1,0 \cdot 4 - 4 = 0 \quad \text{t/m}^2$$

$$\text{I kote } +6,0 : 1,0 \cdot 4 + 2,2 \cdot 0,15 + 1,49 = 5,82 \quad \text{t/m}^2$$

$$\text{I kote } -2,0 : 1,0 \cdot 4 + 2,2 \cdot 0,15 + 2,0 \cdot 8 - 2 = 18,33 \quad \text{t/m}^2$$

De vandrette jordtryk e på den glatte, lodrette væg findes ved at multiplicere de lodrette effektive spændinger med koefficienten (5.23.7)

$$K_Y^{\text{as}} = \tan^2(45 - \frac{1}{2}\varphi) = \tan^2(45 - \frac{1}{2} \cdot 32) = 0,307$$

De samlede vand- og jordtryk på væggen bliver da

$$\text{I kote } +10,15 : 0 \quad \text{t/m}^2$$

$$\text{I kote } +6,15 : 4 \quad \text{t/m}^2$$

$$\text{I kote } +6,0 : -1,49 + 5,82 \cdot 0,307 = 0,30 \quad \text{t/m}^2$$

$$\text{I kote } -2,0 : 2 + 18,33 \cdot 0,307 = 7,64 \quad \text{t/m}^2$$

Når der i henhold til opgaveteksten ses bort fra trykkene mellem kote +6 og +6,15, bliver kraftresultanten

$$W + E = \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 4 + \frac{1}{2} \cdot 8 \cdot (0,30 + 7,63) = \underline{39,8 \text{ t/m}}$$

c. Resultantens angrebspunkt.

Momentet om støttemurens underkant er

$$M_W + M_E = \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 4 \left(\frac{1}{3} \cdot 4 + 8,15 \right) + \frac{1}{2} \cdot 8^2 \cdot 0,30 \cdot \frac{2}{3} + \frac{1}{2} \cdot 8^2 \cdot 7,63 \cdot \frac{1}{3} = 164 \text{ tm/m}$$

$$\text{Højde over underkant: } 164 : 39,8 = 4,12 \text{ m} \sim \underline{\text{kote } +2,12}$$

d. Principiel bestemmelse af pælekræfterne.

Pæleværket skal beregnes, dels for de ovenfor fundne kræfter på støttemurens inderside, og dels for støttemurens egenvægt samt vandtrykkene på dens under- og yderside.

Da det givne pæleværk kun indeholder 3 rækker pæle, er det statisk bestemt. Pælekræfterne bestemmes simplest således

Række A : Moment om skæringspunktet mellem B og C.

Række B : Moment om skæringspunktet mellem A og C.

Række C : Projektion på en linie vinkelret på A og B.

e. Konsolideringssætning.

Da vandtrykket i gruslaget er uændret, bliver tilvæksten til den effektive spænding i lerlagets overside lig tilvæksten i totale spændinger

$$\Delta \bar{\sigma} = 1,0 \cdot 4 + 2,2 \cdot 0,15 + 2,0 \cdot 6 = 16,33 \text{ t/m}^2$$

Under midten af bassinet vil der praktisk talt ikke være nogen trykspredning, hvorfor den ovenfor beregnede spændingstilvækst kan regnes at virke i hele lerlagets tykkelse. Den totale konsolideringssætning bliver derfor (1.31.1)

$$\delta = \frac{\Delta \bar{\sigma}}{K} \cdot H = \frac{16,33}{900} \cdot 10 = \underline{0,18 \text{ m}}$$

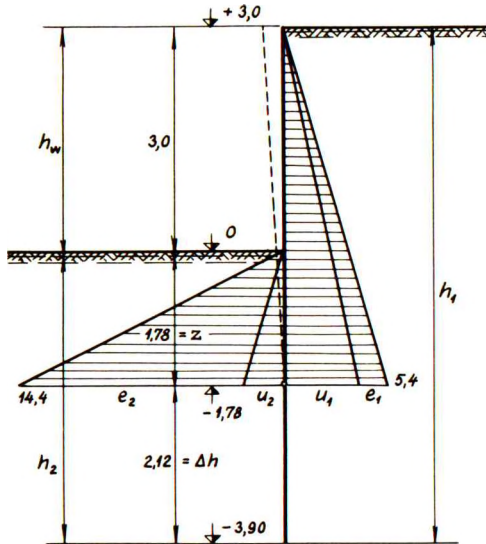
f. Konsolideringens tidsforløb.

$$\text{Dette bestemmes af 3.42.3} \quad t = T \frac{H^2 \gamma_w}{kK}$$

Ifølge kurve B på fig. 3.43. A, der gælder for konstant begyndelsespotential, har man for en konsolideringsgrad $U = 50\%$ en tidsfaktor $T = 0,2$. Da lerlaget er ensidigt drænet, skal man for dræningsvejen H indsætte den fulde lagtykkelse og får da

$$t_{50} = 0,2 \frac{10^2 \cdot 1,0}{2 \cdot 10^{-10} \cdot 900} = 1,11 \cdot 10^8 \text{ s} \sim 1,11 \cdot 10^8 : (60^2 \cdot 24 \cdot 365) = \underline{3,5 \text{ år}}$$

EKSEMPEL 24 : FRI SPUNSVÆG MED GRUNDEVANDSTRØMNING.



En fri (uforankret) stålspunsvæg skal rammes som indfatning for en 3 m dyb byggegrube. I denne holdes vandet ved pumpning sænket i niveau med grubens bund, medens det udenfor kan stå i højde med jordoverfladen, der er ubelastet. Bunden består af homogent sand med $\varphi = 37^\circ$ og $\gamma' = 1,1 \text{ t/m}^3$. Væggen kan regnes ru, og konstruktionen betragtes som provisorisk.

Idet der regnes med partialkoefficienterne $f_g = 1,0$, $f_w = 1,0$ og $f_c = 1,15$, skal man bestemme rammedybde og modstandsmoment for spunsvæggen, der er af stål med garanteret flydegrænse 2800 kg/cm^2 . Der regnes med skærpet kontrol, altså $f_m = 1,2$.

Man finder først den nominelle friktionsvinkel

$$\tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi}{f_\varphi} = \frac{\tan 37^\circ}{1,15} = 0,655 \quad \varphi_n = 33,2^\circ$$

Som brudmåde vælges enten en drejning af hele væggen, eller en drejning af den øvre del omkring et flydecharnier. Beregningerne bliver de samme i begge tilfælde.

Almindeligvis kan man straks direkte bestemme beliggenheden af transversalkraftnulpunktet, såvel som maksimalmomentet i dette, idet jordtrykkene på den øverste del svarer til $\rho = 0$. I det foreliggende tilfælde afhænger imidlertid både jord- og vandtrykkene af gradienterne, der igen afhænger af rammedybden. Denne må derfor først skønnes.

Når spunsvæggens spidskote skønnes til -4 , kan de gennemsnitlige lodrette gradienter findes af tilnærmelsesformlerne 7313-14 i EPC (oprindeligt udledt af Bent Hansen i hans eksamensprojekt)

$$i_1 = \frac{0,7 h_w}{h_1 + \sqrt{h_1 h_2}} = \frac{0,7 \cdot 3}{7 + \sqrt{7 \cdot 4}} = 0,17 \quad i_2 = \frac{-0,7 h_w}{h_2 + \sqrt{h_1 h_2}} = \frac{-0,7 \cdot 3}{4 + \sqrt{7 \cdot 4}} = -0,23$$

De effektive rumvægte af jord og vand bliver da

$$\gamma_1'' = \gamma' + i_1 \gamma_w = 1,1 + 0,17 \cdot 1,0 = 1,27 \text{ t/m}^3 \quad \gamma_{w_1} = (1 - i_1) \gamma_w = 0,83 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_2'' = \gamma' + i_2 \gamma_w = 1,1 - 0,23 \cdot 1,0 = 0,87 \text{ t/m}^3 \quad \gamma_{w_2} = (1 - i_2) \gamma_w = 1,23 \text{ t/m}^3$$

Ved beregningen af jordtrykkene på den øverste del kan man regne $\rho = 0$, og på højre side er rotationen negativ. For ru væg og $\varphi_n = 33,2^\circ$ finder man da af fig. 5.25.D

$$K_Y^X = 0,23 \quad K_Y^Y = 5,1$$

De tilsvarende samlede jord- og vandtryk bliver på højre side

$$\text{I kote } +3 : 0 \text{ t/m}^2$$

$$\text{I kote } -z : (1,27 \cdot 0,23 + 0,83)(3+z) = 3,36 + 1,12z (= 5,4) = e_1^X + u_1$$

På venstre side er rotationen positiv, og man finder her af samme diagram

$$K_Y^X = 7,9 \quad K_Y^Y = 1,6$$

hvortil svarer følgende samlede jord- og vandtryk på venstre side

$$\text{I kote } 0 : 0 \text{ t/m}^2$$

$$\text{I kote } -z : (0,87 \cdot 7,9 + 1,23)z = 8,1z (= 14,4) = e_2^X + u_2$$

De samlede jord- og vandtryk over flydecharmieret (eller transversalkraftnulpunktet) skal være nul

$$\frac{1}{2}(3+z)(3,36 + 1,12z) - \frac{1}{2}z \cdot 8,1z = 0 \quad z = 1,78 \text{ m}$$

De tilsvarende trykkordinater er ovenfor angivet i parenteser. Momentet i dybden z bliver

$$M = \frac{1}{6} \cdot 4,78^2 \cdot 5,4 - \frac{1}{6} \cdot 1,78^2 \cdot 14,4 = 12,9 \text{ tm/m}$$

Dette moment skal nu optages ved "indspænding" i jorden, hvorved naturligvis også vandtrykkene må medregnes. Svarende til dybden $z = 1,78 \text{ m}$ beregnes først

$$e_1^Y + u_1 = (1,27 \cdot 5,1 + 0,83)4,78 = 34,8 \text{ t/m}^2$$

$$e_2^Y + u_2 = (0,87 \cdot 1,6 + 1,23)1,78 = 4,7 \text{ t/m}^2$$

Derefter findes i analogi med 5.26.1-2

$$\Delta e^X = (e_2^X + u_2) - (e_1^X + u_1) = 14,4 - 5,4 = 9,0 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta e^Y = (e_1^Y + u_1) - (e_2^Y + u_2) = 34,8 - 4,7 = 30,1 \text{ t/m}^2$$

Endvidere fås af 5.26.5 for $\delta = \varphi_n = 33,2^\circ$

$$C_1 = 1 + 0,1 \frac{\tan \delta}{\tan \varphi} \mp \tan \varphi = 1 + 0,1 \mp 0,66 = 0,44 \text{ (neg. rot.)}$$

$$C_2 = 1,76 \text{ (pos. rot.)}$$

Endelig findes den fornødne ekstra ramedybde af 5.26.7

$$\Delta h = \left[\frac{C_2}{C_1} + \frac{\Delta e^y}{\Delta e^x} \right] : \sqrt{\frac{\Delta e^y}{2M} \left[2 \frac{C_2}{C_1} + \frac{\Delta e^y}{\Delta e^x} - 1 \right]} =$$

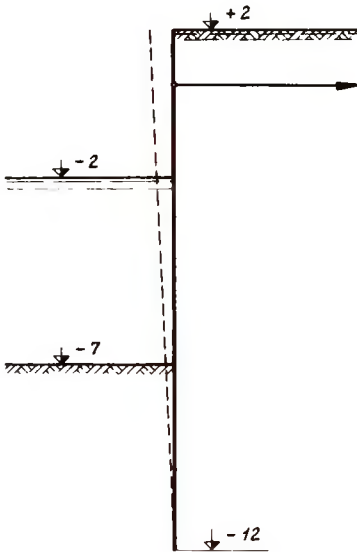
$$\left[\frac{1,76}{0,44} + \frac{30,1}{9,0} \right] : \sqrt{\frac{30,1}{2 \cdot 12,9} \left[2 \frac{1,76}{0,44} + \frac{30,1}{9,0} - 1 \right]} = 2,12 \text{ m}$$

Spunsvæggen skal altså rammes til kote - 1,78 - 2,12 = -3,90, hvilket meget nær svarer til den ved beregningen af gradienterne skønnede kote - 4.

Den nominelle stålspænding bliver (i en midlertidig konstruktion)

$$\sigma_n = \frac{\sigma_m}{f_m} = \frac{2800}{1,2} = 2330 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{W} = \frac{M}{\sigma_n} = \frac{1290000}{2330} = \underline{555 \text{ cm}^3/\text{m}}$$

EKSEMPEL 25 : SPUNSVÆG MED SVIGTENDE FORANKRING. (E 1956 a).



En indfatning for en opfyldning i en tidevandshavn er udført som en forankret spunsvæg, der antages at være fuldstændig tæt og glat. Jorden består på begge sider af væggen og til stor dybde af fint sand med friktionsvinkel 34° og rumvægt $2,1 \text{ t/m}^3$ i vandmættet tilstand.

Under et stærkt og langvarigt regnskyl når grundvandsspejlet bag spunsvæggen helt op til den ubefæstede jordoverflade. Samtidig indtræder et ekstraordinært lavvande (til kote - 2), og herved svigter forankringen på en sådan måde, at spunsvæggen udfører en drejning om sit nederste punkt.

Opgaven består nu i følgende:

a) Tegn et omtrentligt strømnet for grundvandsbevægelsen. Den tegnede del (nærmest væggen) skal indeholde 3 strømkanaler, og den nederste af de tegnede strømlinier skal have sit dybeste punkt beliggende omkring kote - 15.

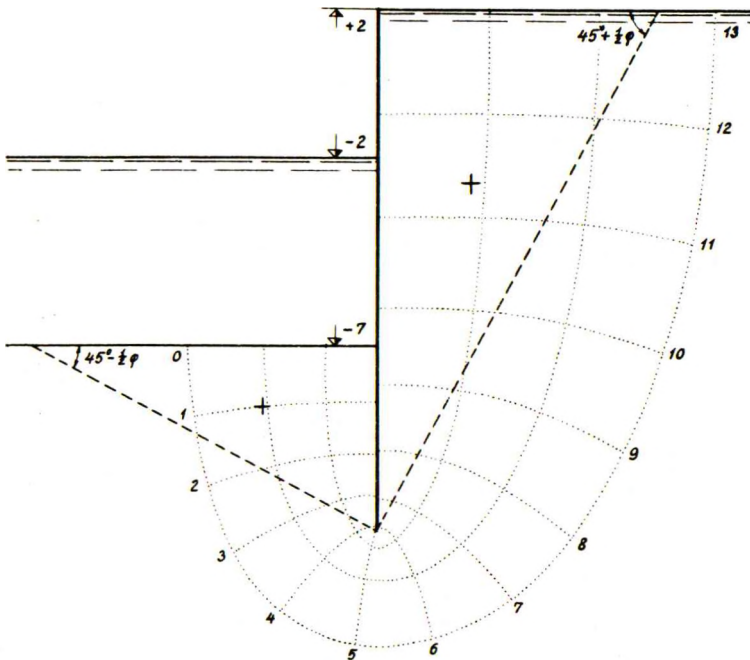
b) Bestem de tilsvarende vandtryk på væggens to sider, tegn diagrammet for differensvandtrykket, og approximer dette ved en trekant (øver kote - 2) og et trapez (under kote - 2). Angiv trapezets trykkoordinater foroven og forneden.

c) Beregn jordtrykkene på væggens to sider, idet det som en tilnærmelse antages, at strømkræfterne på hver side for sig er lodrette og konstante, svarende til den lodrette komponent af gradienten i tyngdepunktet af det coulomb'ske glidelegeme.

d) Bestem det ankertræk, ved hvilket forankringen svigtede, samt forankringspunktets kote.

a. Strømnet.

De to jordoverflader er potentiallinier, hvorimod begge sider af spunsvæggen er strømmlinier. Væggens fod er et singulært punkt.



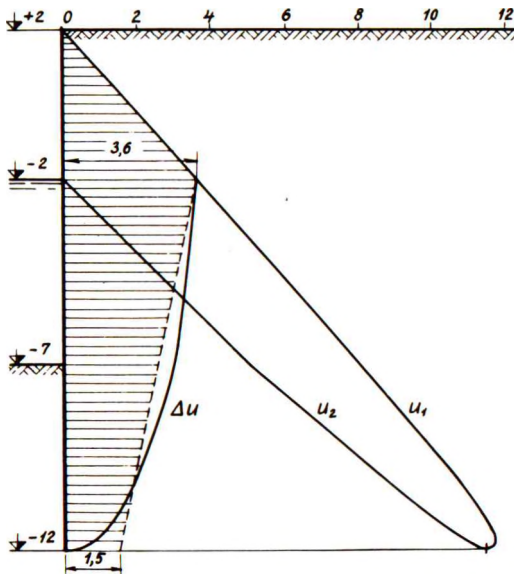
Det viste strømnet indeholder $n_q = 3$ strømkanaler og $n_h = 13$ potentialspring. Hvert af de sidstnævnte er på

$$\Delta h = h_t : n_h = 4 : 13 = 0,31 \text{ m.}$$

b. Vandtryk.

Vandtrykkene ved væggen bestemmes ud fra potentialerne ved hjælp af 1.23.2, hvor z er højden over udgangsniveauet (kote -2)

$$u = (h - z) \gamma_w$$



Ved betragtning af et antal potential-liniers skæring med spunsvæggen finder man

Pot. linie no.	h m	z m	u t/m ²
0	0	- 5,0	5,0
2	0,6	- 7,9	8,5
4	1,2	- 9,8	11,0
5	1,5	-10,0	11,5
7	2,2	- 9,1	11,3
9	2,8	- 6,0	8,8
11	3,4	- 1,5	4,9
13	4,0	+ 4,0	0

Kurverne for vandtrykkene på højre (u_1) og venstre side (u_2) er angivet på figuren til venstre; den approksimerende trekant og det approksimerende trapez

for differens-vandtrykket $\Delta u = u_1 - u_2$ er ligeledes angivet, idet de bestemmende ordinatorer findes at være 3,6 t/m² i kote -2 og ca. 1,5 t/m² i kote -12.

c. Jordtryk.

For $\varphi = 34^\circ$ findes jordtrykkoefficienterne af 5.23.7 eller fig. 5.23. A

$$K_Y^{aS} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 (45 - 17) = 0,283$$

$$K_Y^{pS} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 (45 + 17) = 3,53$$

I tyngdepunkterne for glidelegemerne findes ved udmåling i strømnettet følgende

$$\text{På aktivsiden : } i_a \sim \frac{0,31}{2,8} = 0,11 \text{ (nedadrettet)}$$

$$\text{På passivsiden : } i_p \sim \frac{-0,31}{1,8} = -0,17 \text{ (opadrettet)}$$

De tilsvarende effektive rumvægte er ifølge 1.23.7

$$\text{På aktivsiden : } \gamma_a'' = (2,1 - 1) + 0,11 \cdot 1 = 1,21 \text{ t/m}^3$$

$$\text{På passivsiden : } \gamma_p'' = (2,1 - 1) - 0,17 \cdot 1 = 0,93 \text{ t/m}^3$$

Jordtrykkene bliver

$$E^a = \frac{1}{2} \gamma_a'' K_Y^{aS} h_a^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,21 \cdot 0,283 \cdot 14^2 = \underline{33,6 \text{ t/m}} \quad z^a = \frac{1}{3} \cdot 14 = 4,67 \text{ m}$$

$$E^p = \frac{1}{2} \gamma_p'' K_Y^{pS} h_p^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,93 \cdot 3,53 \cdot 5^2 = \underline{41,1 \text{ t/m}} \quad z^p = \frac{1}{3} \cdot 5 = 1,67 \text{ m}$$

d. Ankertræk og ankerkote.

Ankertrækket A_f bestemmes ved vandret projektion; forankringspunktets højde z_A over spunsvægsfoden ved momentligningen om foden

$$\underline{A_f} = \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 3,6 + \frac{1}{2} \cdot 10(3,6 + 1,5) + 33,6 - 41,1 = \underline{25,2 \text{ t/m}}$$

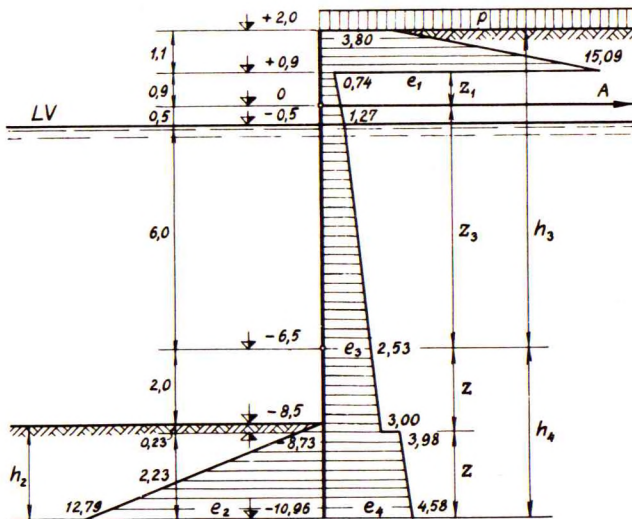
$$25,2 \cdot z_A = \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 3,6 \left(\frac{1}{3} \cdot 4 + 10 \right) + \frac{1}{2} \cdot 10^2 \cdot 3,6 \cdot \frac{2}{3} + \frac{1}{2} \cdot 10^2 \cdot 1,5 \cdot \frac{1}{3} \\ + 33,6 \cdot 4,67 - 41,1 \cdot 1,67 = 315 \text{ tm/m}$$

$$\underline{z_A} = 315 : 25,2 = \underline{12,5 \text{ m}} \quad (\sim \text{kote } +0,5)$$

EKSEMPEL 26 : FORANKRET SPUNSVÆG I SAND.

Der skal bygges en forankret stålspunsvæg med 2,5 m kajhøjde og 8,0 m vanddybde ved lavvande (kote - 0,5). Forankringspunktet skal ligge 0,5 m over lavvande. Nyttelasten på kajen: $p = 1,33 \text{ t/m}^2$. Jorden består af sand med $\sigma = 35^\circ$, $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ og $\gamma' = 1,0 \text{ t/m}^3$. Væggen kan regnes ru.

Bestem nødvendig rammedybde, modstandsmoment af væggen og tværsnit af stålankre, idet der regnes med partialkoefficienterne $f_g = 1,0$, $f_p = 1,5$, $f_\varphi = 1,2$ og $f_m = 1,35$. Stålet har en garanteret flydegrænse $\sigma_m = 2650 \text{ kg/cm}^2$.



Man bestemmer først de nominelle størrelser

$$\tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi}{f_\varphi} = \frac{\tan 35^\circ}{1,2} = 0,582$$

$$\varphi_n = 30,2^\circ$$

$$\sigma_n = \frac{\sigma_m}{f_m} = \frac{2650}{1,35} = 1960 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_n = p f_p = 1,33 \cdot 1,5 = 2 \text{ t/m}^2$$

Som brudmåde vælges følgende: der danner sig et flydecharnier i væggen, og øverste del drejer sig om forankringspunktet, medens nederste del parallelforskyder sig.

Flydecharnierets kote skønnes til -6,5. Den øverste vægdel har positiv rotation og $\rho = 6,5 : 8,5 = 0,765$. For ru væg og $\varphi_n = 30,2^\circ$ giver fig. 5.25. B, D, F og H

$$\xi = 0,87 \quad K_Y^X = 5,7 \quad K_Y^Y = 0,21 \quad K_p^X = 1,9 \quad K_p^Y = 0,16$$

Trykspringets højde over flydecharnieret bliver $0,87 \cdot 8,5 = 7,40$ m og trykkoordinaterne på øverste vægdel

I kote	+2,0 : $2 \cdot 1,9$	= 3,80 t/m ²
Over kote	+0,9 : $3,80 + 1,8 \cdot 1,1 \cdot 5,7$	= 15,09 t/m ²
Under kote	+0,9 : $2 \cdot 0,16 + 1,8 \cdot 1,1 \cdot 0,21$	= 0,74 t/m ²
I kote	-0,5 : $0,74 + 1,8 \cdot 1,4 \cdot 0,21$	= 1,27 t/m ²
I kote	-6,5 : $1,27 + 1,0 \cdot 6,0 \cdot 0,21$	= 2,53 t/m ²
Over kote	$-(6,5+z) : 2,53 + 1,0 \cdot z \cdot 0,21$	= $2,53 + 0,21z$ (= 3,00)

Den nederste vægdel har $\rho = +\infty$, hvortil svarer positiv rotation på højre side, negativ på venstre. For ru væg og $\varphi_n = 30,2^\circ$ giver fig. 5.25. B, D og H

Højre side :	$\xi = 1$	K _Y ^Y = 0,27	K _p ^Y = 0,27
Venstre side :	$\xi = 1$	K _Y ^Y = 5,2	

Trykkoordinaterne på højre side bliver

Under kote	$-(6,5+z) : 2 \cdot 0,27 + (1,8 \cdot 2,5 + 1,0 \cdot 6,0 + 1,0 \cdot z) 0,27 =$	$3,38 + 0,27z$ (= 3,98)
I kote	$-(6,5+2z) : 3,38 + 0,54z$	(= 4,58)

og på venstre side

I kote	-8,5 : 0 t/m ²	
I kote	$-(6,5+2z) : 1,0(2z-2,0) 5,2 = 10,4z - 10,4$	(= 12,79)

Det samlede jordtryk under flydecharnieret skal være nul

$$\frac{1}{2}(2z-2,0)(10,4z-10,4) - z(2,53+0,105z) - z(3,38+0,405z) = 0$$

$z = 2,23$ m. De hertil svarende trykkoordinater er ovenfor angivet i parenteser.

Flydemomentet bestemmes for øvre vægdel ved momentligningen om forankringspunktet, for nedre vægdel ved momentligningen om fodpunktet

$$M_O = \frac{1}{2} \cdot 2,53 \cdot 6,0 \left(\frac{2}{3} \cdot 6,0 + 0,5 \right) + \frac{1}{2} \cdot 1,27 \cdot 6,0 \left(\frac{1}{3} \cdot 6,0 + 0,5 \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot 1,27 \cdot 1,4 \left(0,5 - \frac{1}{3} \cdot 1,4 \right) - \frac{1}{2} \cdot 0,74 \cdot 1,4 \left(\frac{2}{3} \cdot 1,4 - 0,5 \right) \\ - \frac{1}{2} \cdot 15,09 \cdot 1,1 \left(\frac{1}{3} \cdot 1,1 + 0,9 \right) - \frac{1}{2} \cdot 3,80 \cdot 1,1 \left(\frac{2}{3} \cdot 1,1 + 0,9 \right) = 29,6 \text{ tm/m}$$

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot 2,53 \cdot 2,23^2 \left(\frac{2}{3} + 1 \right) + \frac{1}{2} \cdot 3,00 \cdot 2,23^2 \left(\frac{1}{3} + 1 \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot 3,98 \cdot 2,23^2 \cdot \frac{2}{3} + \frac{1}{2} \cdot 4,58 \cdot 2,23^2 \cdot \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \cdot 12,79 \cdot 2,46^2 \cdot \frac{1}{3} = 17,9 \text{ tm/m}$$

Ankertrækket er lig det samlede jordtryk over flydecharnieret

$$A = \frac{1}{2} \cdot 6,0 (2,53 + 1,27) + \frac{1}{2} \cdot 1,4 (1,27 + 0,74) + \frac{1}{2} \cdot 1,1 (15,09 + 3,80) = 23,2 \text{ t/m}$$

Da $M_O > M_u$, har man lagt flydecharnieret for lavt. I stedet for at skønne en ny beliggenhed og regne om, kan man korrigere de allerede fundne resultater ved hjælp af følgende tilnærmelsesformler, der kan udledes ved at antage ξ 'erne og K 'erne uændrede

$$\Delta h_3 = \frac{M_u - M_O}{e_3(z_3 + h_4) - (1 - \xi_3)e_1 z_1} = \frac{17,9 - 29,6}{2,53(6,5 + 4,46) - 0,13 \cdot 14,35 \cdot 0,9} = -0,45 \text{ m}$$

$$\Delta h_2 = -\Delta h_3 \frac{e_3}{e_2 - e_4} = 0,45 \frac{2,53}{12,79 - 4,58} = +0,14 \text{ m}$$

$$\Delta M_u = -\Delta h_3 e_3 h_4 = 0,45 \cdot 2,53 \cdot 4,46 = +5,0 \text{ tm/m}$$

$$\Delta A = \Delta h_3 (e_3 + (1 - \xi_3)e_1) = -0,45 (2,53 + 0,13 \cdot 14,35) = -2,0 \text{ t/m}$$

Væggen skal altså rammes til kote $-10,96 - 0,14 = \underline{-11,10}$, og skal dimensioneres for et nominelt moment på $17,9 + 5,0 = \underline{22,9 \text{ tm/m}}$. Forankringen skal dimensioneres for et nominelt ankertræk på $23,2 - 2,0 = \underline{21,2 \text{ t/m}}$.

Momentet i forankringspunktet er det ikke nødvendigt at beregne. Selv om det skulle blive større end det beregnede moment i flydecharnieret, bliver det ikke dimensionsbestemmende. Der vil nemlig blot ske en lille flydning i forankringspunktet, og det kan vises, at denne ikke ændrer det beregnede flydemoment (dette gælder derimod ikke for en væg uden flydecharnier).

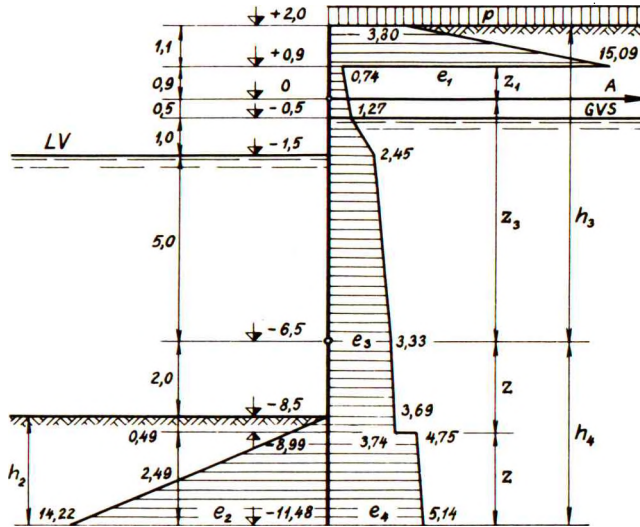
Nødvendigt modstandsmoment og ankertværsnit, idet $\sigma_n = 1960 \text{ kg/cm}^2$

$$W = \frac{2290000}{1960} = \underline{1170 \text{ cm}^3/\text{m}} \quad \Gamma = \frac{21200}{1960} = \underline{10,8 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Hvis det skønnes nødvendigt, kan hertil gives et "rustillæg".

EKSEMPEL 27 : FORANKRET SPUNSVÆG MED VANDOVERTRYK.

Der betragtes her den samme spunsvæg som i det foregående eksempel, men det antages nu, at det ydre vandspejl kan stå i kote -1,5 samtidig med, at grundvandspejlet står i kote -0,5. Man regner $f_w = 1,0$.



Når man skønner spunsvæggens rammedybde til 3 m, bliver højden til GVS på højre side 11 m. Middelgradienterne på de to sider kan derefter findes af tilnærmelsesformlerne 7313-14 i EPC, p. 196 (oprindeligt udledt af Bent Hansen i hans eksamensprojekt).

$$i_1 = \frac{0,7 \cdot \Delta h_w}{h_1 + \sqrt{h_1 h_2}} = \frac{0,7 \cdot 1,0}{11 + \sqrt{11 \cdot 3}} = 0,04 \quad i_2 = \frac{-0,7 \cdot \Delta h_w}{h_2 + \sqrt{h_1 h_2}} = \frac{-0,7 \cdot 1,0}{3 + \sqrt{11 \cdot 3}} = -0,08$$

De effektive rumvægte af jord og vand bliver da

$$\bar{\gamma}_1 = \gamma_1' + i_1 \gamma_w = 1,0 + 0,04 \cdot 1,0 = 1,04 \text{ t/m}^3$$

$$\bar{\gamma}_{w1} = \gamma_w - i_1 \gamma_w = 1,0 - 0,04 \cdot 1,0 = 0,96 \text{ t/m}^3$$

$$\bar{\gamma}_2 = \gamma_2' + i_2 \gamma_w = 1,0 - 0,08 \cdot 1,0 = 0,92 \text{ t/m}^3$$

$$\bar{\gamma}_{w2} = \gamma_w - i_2 \gamma_w = 1,0 + 0,08 \cdot 1,0 = 1,08 \text{ t/m}^3$$

Flydecharnierets kote skønnes til -6,5 som tidligere, hvorfor man får de samme værdier af ξ 'erne og K 'erne. Trykkoordinaterne for jordtryk fra højre, plus differensvandtryk, bliver

$$\begin{aligned}
 \text{I kote} & +2,0 : 2 \cdot 1,9 & = 3,80 \text{ t/m}^2 \\
 \text{Over kote} & +0,9 : 3,80 + 1,8 \cdot 1,1 \cdot 5,7 & = 15,09 \text{ t/m}^2 \\
 \text{Under kote} & +0,9 : 2 \cdot 0,16 + 1,8 \cdot 1,1 \cdot 0,21 & = 0,74 \text{ t/m}^2 \\
 \text{I kote} & -0,5 : 0,74 + 1,8 \cdot 1,4 \cdot 0,21 & = 1,27 \text{ t/m}^2 \\
 \text{I kote} & -1,5 : 1,27 + 1,04 \cdot 1,0 \cdot 0,21 + 0,96 \cdot 1,0 & = 2,45 \text{ t/m}^2 \\
 \text{I kote} & -6,5 : 2,45 + 1,04 \cdot 5,0 \cdot 0,21 + (0,96 - 1,0) 5,0 & = 3,33 \text{ t/m}^2 \\
 \text{I kote} & -8,5 : 3,33 + 1,04 \cdot 2,0 \cdot 0,21 + (0,96 - 1,0) 2,0 & = 3,69 \text{ t/m}^2 \\
 \text{Over kote} & -(6,5+z) : 3,69 + 1,04(z-2,0)0,21 + (0,96-1,08)(z-2,0) = \\
 & 3,50 + 0,10z \quad (= 3,74) \\
 \text{Under kote} & -(6,5+z) : 2 \cdot 0,27 + (1,8 \cdot 2,5 + 1,04 \cdot 6,0 + 1,04z)0,27 \\
 & + 0,96(6,0+z) - 1,0 \cdot 7,0 - 1,08(z-2,0) = \\
 & 4,35 + 0,16z \quad (= 4,75) \\
 \text{I kote} & -(6,5+2z) : 4,35 + 0,32z \quad (= 5,14)
 \end{aligned}$$

Trykkoordinaterne for jordtryk fra venstre bliver

$$\begin{aligned}
 \text{I kote} & -8,5 : 0 \text{ t/m}^2 \\
 \text{I kote} & -(6,5+2z) : 0,92(2z-2,0)5,2 = 9,57z - 9,57 \quad (= 14,22)
 \end{aligned}$$

Det samlede tryk under flydecharnieret skal være nul

$$\begin{aligned}
 & \frac{1}{2}(2z-2,0)(9,57z-9,57) - \frac{1}{2} \cdot 2,0(3,33+3,69) \\
 & - \frac{1}{2}(z-2,0)(3,69+3,50+0,10z) - z(4,35+0,24z) = 0
 \end{aligned}$$

$z = 2,49 \text{ m}$. De hertil svarende trykkoordinater er ovenfor angivet i parenteser.

Momenterne i flydecharnieret bliver

$$\begin{aligned}
 M_o &= \frac{1}{2} \cdot 3,33 \cdot 5,0 \left(\frac{2}{3} \cdot 5,0 + 1,5 \right) + \frac{1}{2} \cdot 2,45 \cdot 5,0 \left(\frac{1}{3} \cdot 5,0 + 1,5 \right) \\
 &+ \frac{1}{2} \cdot 2,45 \cdot 1,0 \left(\frac{2}{3} \cdot 1,0 + 0,5 \right) + \frac{1}{2} \cdot 1,27 \cdot 1,0 \left(\frac{1}{3} \cdot 1,0 + 0,5 \right) \\
 &+ \frac{1}{2} \cdot 1,27 \cdot 1,4 \left(0,5 - \frac{1}{3} \cdot 1,4 \right) - \frac{1}{2} \cdot 0,74 \cdot 1,4 \left(\frac{2}{3} \cdot 1,4 - 0,5 \right) \\
 &- \frac{1}{2} \cdot 15,09 \cdot 1,1 \left(\frac{1}{3} \cdot 1,1 + 0,9 \right) - \frac{1}{2} \cdot 3,80 \cdot 1,1 \left(\frac{2}{3} \cdot 1,1 + 0,9 \right) = 47,5 \text{ tm/m} \\
 M_u &= \frac{1}{2} \cdot 3,33 \cdot 2,0 \left(\frac{2}{3} \cdot 2,0 + 2,98 \right) + \frac{1}{2} \cdot 3,69 \cdot 2,0 \left(\frac{1}{3} \cdot 2,0 + 2,98 \right) \\
 &+ \frac{1}{2} \cdot 3,69 \cdot 0,49 \left(\frac{2}{3} \cdot 0,49 + 2,49 \right) + \frac{1}{2} \cdot 3,74 \cdot 0,49 \left(\frac{1}{3} \cdot 0,49 + 2,49 \right) \\
 &+ \frac{1}{2} \cdot 4,75 \cdot 2,49^2 \cdot \frac{2}{3} + \frac{1}{2} \cdot 5,14 \cdot 2,49^2 \cdot \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \cdot 14,22 \cdot 2,98^2 \cdot \frac{1}{3} = 26,9 \text{ tm/m}
 \end{aligned}$$

Ankertrækket er lig det samlede tryk over flydecharnieret

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{2} \cdot 5,0(3,33+2,45) + \frac{1}{2} \cdot 1,0(2,45+1,27) \\
 &+ \frac{1}{2} \cdot 1,4(1,27+0,74) + \frac{1}{2} \cdot 1,1(15,09+3,80) = 28,1 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Ved hjælp af tilnærmelsesformlerne fås

$$\Delta h_3 = \frac{M_u - M_o}{e_3(z_3 + h_4) - (1 - \xi_3) e_1 z_1} = \frac{26,9 - 47,5}{3,33(6,5 + 4,98) - 0,13 \cdot 14,35 \cdot 0,9} = -0,56 \text{ m}$$

$$\Delta h_2 = -\Delta h_3 \frac{e_3}{e_2 - e_4} = 0,56 \frac{3,33}{14,22 - 5,14} = +0,21 \text{ m}$$

$$\Delta M_u = -\Delta h_3 \cdot e_3 h_4 = 0,56 \cdot 3,33 \cdot 4,98 = +9,3 \text{ tm/m}$$

$$\Delta A = \Delta h_3 (e_3 + (1 - \xi_3) e_1) = -0,56 (3,33 + 0,13 \cdot 14,35) = -2,9 \text{ t/m}$$

Væggen skal altså rammes til kote $-11,48 - 0,21 = -11,69$, og skal dimensioneres for et nominelt moment på $26,9 + 9,3 = 36,2 \text{ tm/m}$. Forankringen skal dimensioneres for et nominelt ankertræk på $28,1 - 2,9 = 25,2 \text{ t/m}$.

EKSEMPEL 28 : FORANKRET SPUNSVÆG I LER OG SAND.

En forankret jernbeton-spunsvæg skal rammes i en naturlig lerbund med $\gamma' = 0,9 \text{ t/m}^3$. I den udrænedede tilstand har leret $\varphi = 0$ og $c = (9 + 0,3d) \text{ t/m}^2$, hvor d er dybden i m under lerlagets overflade (kote $-4,5$). Lerets effektive parametre er $\bar{\varphi} = 27^\circ$ og $\bar{c} = 0,6 \text{ t/m}^2$.

Efter væggen ramning uddybes der foran denne til kote $-9,5$, medens der bag væggen skylles sand ind til kote $+2,5$. Sandet har $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$, $\gamma' = 1,0 \text{ t/m}^3$ og $\varphi = 32^\circ$. På kajarealet kan der være en nyttelast $p = 2 \text{ t/m}^2$. Forankringen lægges i kote $+0,5$. LV i kote $-0,5$.

Idet der regnes med partialkoefficienter $f_g = 1,0$, $f_p = 1,5$, $f_\varphi = 1,2$ og $f_c = 1,5$, skal væggen dimensioneres såvel for korttids- som for langtidstilstanden. Væggen regnes ru, undtagen ud for leret i korttidstilstanden, hvor den regnes glat.

De nominelle størrelser beregnes

$$p_n = p f_p = 2 \cdot 1,5 = 3 \text{ t/m}^2$$

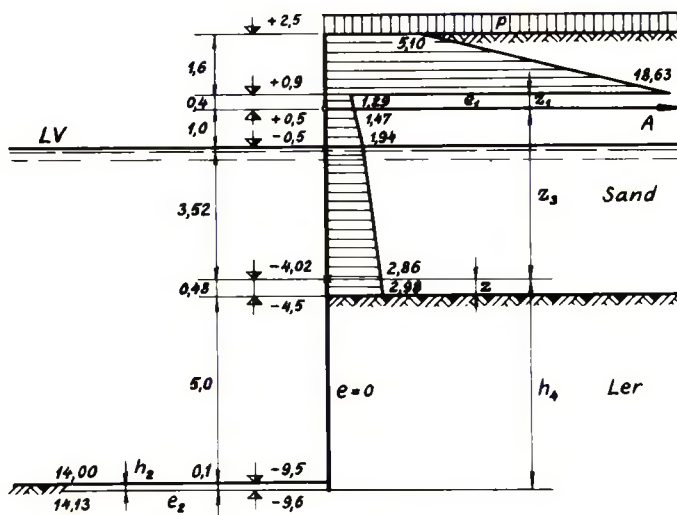
$$c_n = c : f_c = (9 + 0,3d) : 1,5 = 6 + 0,2d \quad \bar{c}_n = 0,6 : 1,5 = 0,4 \text{ t/m}^2$$

$$\tan \bar{\varphi}_n = \frac{\tan \bar{\varphi}}{f_\varphi} = \frac{\tan 27}{1,2} = 0,423 \quad \bar{\varphi}_n = 23,0^\circ \text{ (leret)}$$

$$\tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi}{f_\varphi} = \frac{\tan 32}{1,2} = 0,520 \quad \varphi_n = 27,5^\circ \text{ (sandet)}$$

Man undersøger først korttidstilstanden. Som brudmåde vælges her en drejning af hele væggen om forankringspunktet. Rammedybden skønnes til $0,1 \text{ m}$. På højre side er rotationen positiv og $\rho = 10,1 : 12,1 = 0,835$. For ru væg og $\varphi_n = 27,5^\circ$ (sandet) giver fig. 5.25. B, D, F og H

$$\xi = 0,87 \quad K_Y^X = 4,7 \quad K_Y^Y = 0,26 \quad K_p^X = 1,7 \quad K_p^Y = 0,18$$



Trykspringets højde bliver $0,87 \cdot 12,1 = 10,50$ m og rykordinaterne

$$\text{I kote } +2,5 : 3 \cdot 1,7 = 5,10 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Over kote } +0,9 : 5,10 + 1,8 \cdot 1,6 \cdot 4,7 = 18,63 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Under kote } +0,9 : 3 \cdot 0,18 + 1,8 \cdot 1,6 \cdot 0,26 = 1,29 \text{ t/m}^2$$

$$\text{I kote } +0,5 : 1,29 + 1,8 \cdot 0,4 \cdot 0,26 = 1,47 \text{ t/m}^2$$

$$\text{I kote } -0,5 : 1,47 + 1,8 \cdot 1,0 \cdot 0,26 = 1,94 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Over kote } -4,5 : 1,94 + 1,0 \cdot 4,0 \cdot 0,26 = 2,98 \text{ t/m}^2$$

I leret findes for positiv rotation, glat væg, $\rho = 0,835$ og $\varphi = 0$ (fig. 5.25. C, G og L)

$$K_Y^Y = K_p^Y = 1,0 \quad K_c^Y = -3,5$$

$$\text{Under kote } -4,5 : 3 \cdot 1,0 + (1,8 \cdot 3,0 + 1,0 \cdot 4,0) 1,0 - 6 \cdot 3,5 = -8,60 \text{ t/m}^2$$

$$\text{I kote } -9,6 : -8,60 + 0,9 \cdot 5,1 \cdot 1,0 - 0,2 \cdot 5,1 \cdot 3,5 = -7,58 \text{ t/m}^2$$

Da trækspændinger ikke kan overføres og desuden ville virke til gunst, må der regnes med jordtryk nul på denne strækning.

På venstre side er rotationen negativ og $\rho = 10,1 : 0,1 \sim \infty$. For glat væg og $\varphi = 0$ giver fig. 5.25. A, C og L

$$\xi = 1,00 \quad K_Y^Y = 1,0 \quad K_c^Y = 2,0$$

$$\text{I kote } -9,5 : (6 + 0,2 \cdot 5,0) 2,0 = 14,00 \text{ t/m}^2$$

$$\text{I kote } -9,6 : 14,00 + 0,9 \cdot 0,10 \cdot 1,0 + 0,2 \cdot 0,10 \cdot 2,0 = 14,13 \text{ t/m}^2$$

(Hvis man havde fundet negative jordtryk på venstre side, skulle disse principielt have været medtaget, da de her virker til ugunst).

Momentet i forankringspunktet bliver numerisk

$$M_a = \frac{1}{2} \cdot 1,60 \cdot 5,10 \left(\frac{2}{3} \cdot 1,60 + 0,40 \right) + \frac{1}{2} \cdot 1,60 \cdot 18,63 \left(\frac{1}{3} \cdot 1,60 + 0,40 \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot 0,40^2 \cdot 1,29 \cdot \frac{2}{3} + \frac{1}{2} \cdot 0,40^2 \cdot 1,47 \cdot \frac{1}{3} = 20,0 \text{ tm/m}$$

Det positive maksimalmoment optræder, hvor transversalkraften er nul

$$\frac{1}{2} \cdot 0,10 (14,13 + 14,00) - z \cdot 2,98 + \frac{1}{2} z^2 \frac{2,98 - 1,94}{4,00} = 0 \quad z = 0,48 \text{ m}$$

Her er jordtrykket

$$2,98 - 0,48 \frac{2,98 - 1,94}{4,0} = 2,86 \text{ t/m}^2$$

og maksimalmomentet, beregnet henholdsvis fra neden og fra oven

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot 0,10 \cdot 14,13 \left(\frac{2}{3} \cdot 0,10 + 5,48 \right) + \frac{1}{2} \cdot 0,10 \cdot 14,00 \left(\frac{1}{3} \cdot 0,10 + 5,48 \right) \\ - \frac{1}{2} \cdot 0,48^2 \cdot 2,98 \cdot \frac{2}{3} - \frac{1}{2} \cdot 0,48^2 \cdot 2,86 \cdot \frac{1}{3} = 7,5 \text{ tm/m}$$

$$M_o = \frac{1}{2} \cdot 3,52 \cdot 2,86 \left(\frac{2}{3} \cdot 3,52 + 1,00 \right) + \frac{1}{2} \cdot 3,52 \cdot 1,94 \left(\frac{1}{3} \cdot 3,52 + 1,00 \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot 1,00^2 \cdot 1,94 \cdot \frac{2}{3} + \frac{1}{2} \cdot 1,00^2 \cdot 1,47 \cdot \frac{1}{3} - 20,0 = 5,1 \text{ tm/m}$$

Ankertrækket er lig det samlede jordtryk over transversalkraftnulpunktet

$$A = \frac{1}{2} \cdot 1,60 (5,10 + 18,63) + \frac{1}{2} \cdot 1,40 (1,29 + 1,94) + \frac{1}{2} \cdot 3,52 (1,94 + 2,86) = 29,7 \text{ t/m}$$

Da $M_u > M_o$, må rammedybden formindskes. Når man forudsætter, at ξ 'erne og K 'erne ikke ændres herved, kan man udlede følgende tilnærmelsesformler

$$\Delta h_2 = \frac{M_o - M_u}{(e_2 - e_1)(h_4 + z_3) + (1 - \xi_1) e_1 z_1} = \frac{5,1 - 7,5}{14,13 (5,58 + 4,52) + 0,13 \cdot 17,34 \cdot 0,40} = -0,02 \text{ m}$$

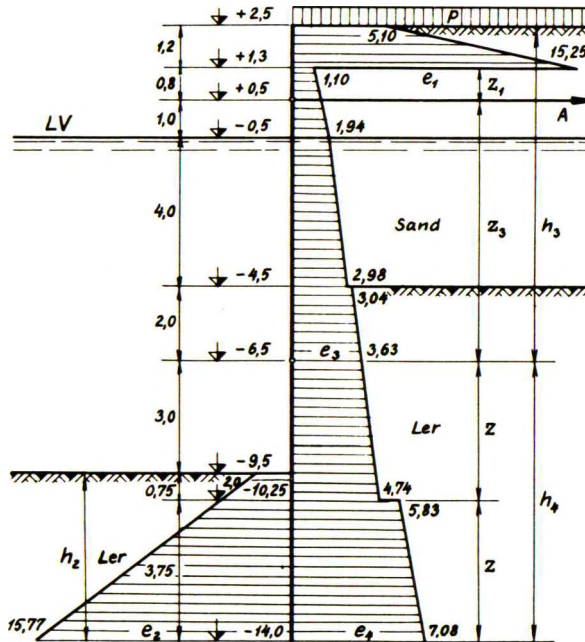
$$\Delta M_a = \Delta h_2 (1 - \xi_1) e_1 z_1 = -0,02 \cdot 0,13 \cdot 17,34 \cdot 0,40 = -0,2 \text{ tm/m}$$

$$\Delta M_u = \Delta h_2 (e_2 - e_1) h_4 = -0,02 \cdot 14,13 \cdot 5,58 = -1,6 \text{ tm/m}$$

$$\Delta A = \Delta h_2 (e_1 (1 - \xi_1) - e_2 + e_1) = -0,02 (17,34 \cdot 0,13 - 14,13) = +0,2 \text{ t/m}$$

I korttidstilstanden fås altså en rammedybde på $0,10 - 0,02 = \underline{0,08 \text{ m}}$, et minimalmoment på $20,0 - 0,2 = \underline{19,8 \text{ tm/m}}$, et maksimalmoment på $7,5 - 1,6 = \underline{5,9 \text{ tm/m}}$ og et ankertræk på $29,7 + 0,2 = \underline{29,9 \text{ t/m}}$.

Dernæst undersøges langtidstilstanden. Der vælges her en brudmåde, hvorved der dannes et flydecharnier i væggen, således at den øvre del drejer sig om forankringspunktet, medens den nedre del parallelforskyder sig. Flydecharnieret skønnes at ligge i kote - 6,5.



For øvre vægdel er rotationen positiv og $\rho = 7 : 9 = 0,78$. For ru væg og $\varphi_n = 27,5^\circ$ (sandet) giver fig. 5.25. B, D, F og H

$$\xi = 0,865 \quad K_Y^X = 4,7 \quad K_Y^Y = 0,26 \quad K_p^X = 1,7 \quad K_p^Y = 0,18$$

Trykspringets højde over flydecharnieret bliver $0,865 \cdot 9 = 7,80$ m, og trykkordinaterne

I kote	+ 2,5 :	$3 \cdot 1,7$	=	5,10 t/m ²
Over kote	+ 1,3 :	$5,10 + 1,8 \cdot 1,2 \cdot 4,7$	=	15,25 t/m ²
Under kote	+ 1,3 :	$3 \cdot 0,18 + 1,8 \cdot 1,2 \cdot 0,26$	=	1,10 t/m ²
I kote	- 0,5 :	$1,10 + 1,8 \cdot 1,8 \cdot 0,26$	=	1,94 t/m ²
Over kote	- 4,5 :	$1,94 + 1,0 \cdot 4 \cdot 0,26$	=	2,98 t/m ²

I leret findes for positiv rotation, ru væg, $\rho = 0,78$ og $\bar{\varphi}_n = 23,0^\circ$ (fig. 5.25. D, H og M)

$$K_Y^Y = 0,33 \quad K_p^Y = 0,23 \quad K_c^Y = -1,9$$

Under kote	- 4,5 :	$3 \cdot 0,23 + (1,8 \cdot 3 + 1,0 \cdot 4) \cdot 0,33 - 0,4 \cdot 1,9$	=	3,04 t/m ²
I kote	- 6,5 :	$3,04 + 0,9 \cdot 2 \cdot 0,33$	=	3,63 t/m ²
Over kote	-(6,5 + z) :	$3,63 + 0,9 \cdot z \cdot 0,33$	=	$3,63 + 0,297z$ (= 4,74)

Herunder regnes med positiv rotation, ru væg, $\rho = +\infty$ og $\bar{\varphi}_n = 23,0^\circ$ (fig. 5.25. D, H og M)

$$K_Y^Y = 0,37 \quad K_p^Y = 0,36 \quad K_c^Y = -1,6$$

$$\text{Under kote } -(6,5+z): 3 \cdot 0,36 + (1,8 \cdot 3 + 1,0 \cdot 4 + 0,9 \cdot 2 + 0,9 \cdot z) 0,37 \\ - 0,4 \cdot 1,6 = 4,58 + 0,333z (= 5,83)$$

$$\text{I kote } -(6,5+2z): 4,58 + 0,666z (= 7,08)$$

På venstre side findes med negativ rotation, ru væg, $\rho = +\infty$ og $\bar{\varphi}_n = 23,0^\circ$ (fig. 5.25. B, D og M)

$$\xi = 1,00 \quad K_Y^Y = 3,4 \quad K_c^Y = 5,0$$

$$\text{I kote } -9,5: 0,4 \cdot 5,0 = 2,00 \text{ t/m}^2$$

$$\text{I kote } -(6,5+2z): 2,00 + 0,9(2z-3)3,4 = 6,12z - 7,18 (= 15,77)$$

Det samlede jordtryk under flydecharnieret skal være nul

$$\frac{1}{2}(2z-3)(2,00+6,12z-7,18) - z(3,63+0,149z) - z(4,58+0,500z) = 0$$

$z = 3,75$ m. De tilsvarende trykkordinater er ovenfor angivet i parenteser.

Momentet i flydecharnieret bliver, beregnet henholdsvis fra oven og fra neden

$$M_o = \frac{1}{2} \cdot 2,0 \cdot 3,63 \left(\frac{2}{3} \cdot 2,0 + 5,0 \right) + \frac{1}{2} \cdot 2,0 \cdot 3,04 \left(\frac{1}{3} \cdot 2,0 + 5,0 \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot 4,0 \cdot 2,98 \left(\frac{2}{3} \cdot 4,0 + 1,0 \right) + \frac{1}{2} \cdot 4,0 \cdot 1,94 \left(\frac{1}{3} \cdot 4,0 + 1,0 \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 1,94 \left(\frac{2}{3} \cdot 1,8 - 0,8 \right) + \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 1,10 \left(\frac{1}{3} \cdot 1,8 - 0,8 \right) \\ - \frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot 5,10 \left(\frac{2}{3} \cdot 1,2 + 0,8 \right) - \frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot 15,25 \left(\frac{1}{3} \cdot 1,2 + 0,8 \right) = 55,7 \text{ tm/m}$$

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot 3,75^2 \cdot 3,63 \left(\frac{2}{3} + 1 \right) + \frac{1}{2} \cdot 3,75^2 \cdot 4,74 \left(\frac{1}{3} + 1 \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot 3,75^2 \cdot 5,83 \cdot \frac{2}{3} + \frac{1}{2} \cdot 3,75^2 \cdot 7,08 \cdot \frac{1}{3} \\ - \frac{1}{2} \cdot 4,50^2 \cdot 2,00 \cdot \frac{2}{3} - \frac{1}{2} \cdot 4,50^2 \cdot 15,77 \cdot \frac{1}{3} = 64,2 \text{ tm/m}$$

Ankertrækket er lig det samlede jordtryk over flydecharnieret

$$A = \frac{1}{2} \cdot 1,2(5,10+15,25) + \frac{1}{2} \cdot 1,8(1,10+1,94) \\ + \frac{1}{2} \cdot 4,0(1,94+2,98) + \frac{1}{2} \cdot 2,0(3,04+3,63) = 31,5 \text{ t/m}$$

Da $M_u > M_o$, er flydecharnieret lagt for højt. De fundne resultater korrigeres ved hjælp af følgende tilnærmelsesformler, der kan udledes ved at antage ξ 'erne og K 'erne uændrede

$$\Delta h_3 = \frac{M_u - M_0}{e_3(z_3 + h_4) - (1 - \xi_3)e_1 z_1} = \frac{64,2 - 55,7}{3,63(7,0 + 7,5) - 0,135 \cdot 14,15 \cdot 0,8} = +0,17 \text{ m}$$

$$\Delta h_2 = -\Delta h_3 \frac{e_3}{e_2 - e_4} = -0,17 \frac{3,63}{15,77 - 7,08} = -0,07 \text{ m}$$

$$\Delta M_u = -\Delta h_3 e_3 h_4 = -0,17 \cdot 3,63 \cdot 7,5 = -4,6 \text{ tm/m}$$

$$\Delta A = \Delta h_3 (e_3 + (1 - \xi_3)e_1) = 0,17(3,63 + 0,135 \cdot 14,15) = +0,9 \text{ t/m}$$

I langtidstilstanden fås altså en rammedybde på $4,50 - 0,07 = 4,43 \text{ m}$, et maksimalmoment på $64,2 - 4,6 = 59,6 \text{ tm/m}$ og et ankertræk på $31,5 + 0,9 = 32,4 \text{ t/m}$. Da alle disse nominelle størrelser er større end de for korttidstilstanden fundne, bliver de dimensionsbestemmende.

EKSEMPEL 29 : INDSPÆNDT SPUNSVÆG BAG AFLASTNINGSPLADE.

En platformskaj afsluttes bagtil med en spunsvæg, der er indspændt i overbygningens aflastningsplade. Under denne skal jorden stå med hældning $1 : 2,5$. Jorden består af sand med $\varphi = 35^\circ$, $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$ og $\gamma' = 1,0 \text{ t/m}^3$. Nyttelasten er 1 t/m^2 . Væggen kan regnes ru.

Bestem rammedybden, de nominelle maksimalmomenter og den nominelle ankerkraft, idet der regnes med partialkoefficienterne $f_g = 1,0$, $f_p = 1,5$ og $f_\varphi = 1,2$.

De nominelle størrelser beregnes først, idet al belastningen over kote $+1,0$ betragtes som en "nyttelast" på en tænkt "jordoverflade" i dette niveau.

$$p_n = p f_p + \gamma h_0 = 1 \cdot 1,5 + 1,7 \cdot 2,0 = 4,9 \text{ t/m}^2$$

$$\tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi}{f_\varphi} = \frac{\tan 35^\circ}{1,2} = 0,582 \quad \varphi_n = 30,2^\circ$$

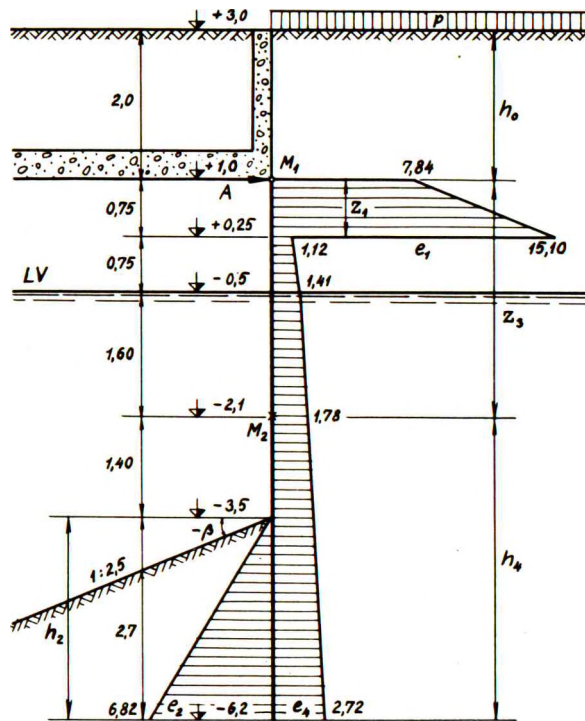
Som brudmåde vælges en drejning af hele væggen om indspændingspunktet. For højre side er rotationen positiv og $\rho = 1$. For ru væg og $\varphi_n = 30,2^\circ$ giver fig. 5.25.

B, D, F og H

$$\xi = 0,895 \quad K_Y^X = 5,7 \quad K_Y^Y = 0,23 \quad K_P^X = 1,6 \quad K_P^Y = 0,17$$

Væghøjden skønnes til $7,2 \text{ m}$. Trykspringets højde bliver da $0,895 \cdot 7,2 = 6,45 \text{ m}$ og trykordinaterne

I kote	+1,0	:	$4,9 \cdot 1,6$	=	$7,84 \text{ t/m}^2$
Over kote	+0,25	:	$7,84 + 1,7 \cdot 0,75 \cdot 5,7$	=	$15,10 \text{ t/m}^2$
Under kote	+0,25	:	$4,9 \cdot 0,17 + 1,7 \cdot 0,75 \cdot 0,23$	=	$1,12 \text{ t/m}^2$
I kote	-0,5	:	$1,12 + 1,7 \cdot 0,75 \cdot 0,23$	=	$1,41 \text{ t/m}^2$
I kote	-6,2	:	$1,41 + 1,0 \cdot 5,7 \cdot 0,23$	=	$2,72 \text{ t/m}^2$



For venstre side kan diagrammerne ikke bruges, da jordoverfladen her ikke er vandret. I stedet anvender man G 189, idet bruddet (med tilnærmelse) betragtes som et zonebrud. Man har

$$-\tan \beta = 1 : 2,5 = 0,4 \quad \beta = -21,8^\circ \quad \theta = 0^\circ$$

Af 5.15.3 og 12 findes, med $c = 0$ og $\varphi_n = \delta_n = +30,2^\circ$ (passivt tryk)

$$\cos(2v_0 + \varphi_n - \beta) = -\frac{\sin \beta}{\sin \varphi_n} = \frac{\sin 21,8}{\sin 30,2} = 0,738$$

$$v_0 = \frac{1}{2}(42,4 - \varphi_n + \beta) = \frac{1}{2}(42,4 - 30,2 - 21,8) = -4,8^\circ$$

$$\cos(2v_1 + \varphi_n + \delta_n - 2\theta) = \frac{\sin \delta_n}{\sin \varphi_n} = 1$$

$$v_1 = \frac{1}{2}(0 - \varphi_n - \delta_n + 2\theta) = \frac{1}{2}(0 - 30,2 - 30,2 + 0) = -30,2^\circ$$

Af 5.23.2 og 4 fås herefter

$$K_P^Z = \frac{\cos \delta_n \sin(v_0 + \varphi_n) \cos(v_1 - \theta)}{\sin(v_0 - \beta) \cos(v_1 + \varphi_n + \delta_n - \theta)} \cdot e^{2(v_0 - v_1) \tan \varphi_n} =$$

$$\frac{\cos 30,2 \sin(-4,8 + 30,2) \cos(-30,2)}{\sin(-4,8 + 21,8) \cos(-30,2 + 30,2 + 30,2)} \cdot e^{2 \cdot 25,4 \cdot 0,582 \cdot \pi : 180} = 2,10$$

$$K_Y^Z = \left[K_P^Z + 0,007 (e^9 \sin \delta_n - 1) \right] \cos(\beta - \theta) =$$

$$\left[2,10 + 0,007 (e^9 \sin 30,2 - 1) \right] \cos(-21,8) = 2,53$$

På venstre side af væggen fås da trykkoordinaterne

$$\text{I kote } -3,5 : 0 \text{ t/m}^2$$

$$\text{I kote } -6,2 : 1,0 \cdot 2,7 \cdot 2,53 = 6,82 \text{ t/m}^2$$

Det positive maksimalmoment optræder, hvor transversalkraften er nul

$$\frac{1}{2} \cdot 2,7 \cdot 6,82 - h_4 \cdot 2,72 + \frac{1}{2} \cdot h_4^2 \frac{2,72 - 1,41}{5,7} = 0 \quad h_4 = 4,10 \text{ m}$$

Her er trykkoordinaten

$$2,72 - 4,10 \frac{2,72 - 1,41}{5,7} = 1,78 \text{ t/m}^2$$

og maksimalmomentet

$$M_2 = \frac{1}{2} \cdot 4,10^2 \cdot 1,78 \cdot \frac{2}{3} + \frac{1}{2} \cdot 4,10^2 \cdot 2,72 \cdot \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \cdot 2,7^2 \cdot 6,82 \cdot \frac{1}{3} = 9,3 \text{ tm/m}$$

Indspændingsmomentet bliver numerisk

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot 1,60 \cdot 1,41 \left(\frac{1}{3} \cdot 1,60 + 1,5 \right) + \frac{1}{2} \cdot 1,60 \cdot 1,78 \left(\frac{2}{3} \cdot 1,60 + 1,5 \right)$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot 0,75 \cdot 1,12 \left(\frac{1}{3} \cdot 0,75 + 0,75 \right) + \frac{1}{2} \cdot 0,75 \cdot 1,41 \left(\frac{2}{3} \cdot 0,75 + 0,75 \right)$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot 0,75^2 \cdot 7,84 \cdot \frac{1}{3} + \frac{1}{2} \cdot 0,75^2 \cdot 15,10 \cdot \frac{2}{3} - 9,3 = 1,3 \text{ tm/m}$$

Ankerkraften er lig det samlede jordtryk over transversalkraftnulpunktet

$$A = \frac{1}{2} \cdot 0,75 (7,84 + 15,10) + \frac{1}{2} \cdot 0,75 (1,12 + 1,41) + \frac{1}{2} \cdot 1,60 (1,41 + 1,78) = 12,1 \text{ t/m}$$

Det vil være mere økonomisk at formindske rammedybden, således at M_1 og M_2 bliver numerisk lige store. Dette gøres lettest ved hjælp af følgende formler

$$\Delta h_2 = \frac{M_1 - M_2}{(e_2 - e_4)(2h_4 + z_3) - (1 - \xi_1) e_1 z_1} =$$

$$\frac{1,3 - 9,3}{(6,82 - 2,72)(2 \cdot 4,10 + 3,10) - 0,105 \cdot 13,98 \cdot 0,75} = -0,18 \text{ m}$$

$$\Delta M_2 = \Delta h_2 (e_2 - e_4) h_4 = -0,18 (6,82 - 2,72) 4,10 = -3,0 \text{ tm/m}$$

$$\Delta A = \Delta h_2 (e_1 (1 - \xi_1) - e_2 + e_4) = -0,18 (13,98 \cdot 0,105 - 6,82 + 2,72) = +0,5 \text{ t/m}$$

Væggen skal altså rammes til kote $-6,2 + 0,18 = \underline{-6,02}$ og skal dimensioneres for et nominelt moment på $9,3 - 3,0 = \underline{6,3 \text{ tm/m}}$. Den nominelle ankerkraft bliver $12,1 + 0,5 = \underline{12,6 \text{ t/m}}$.

EKSEMPEL 30 : INDSPÆNDT SPUNSVÆG FORAN AFLASTNINGSPLADE.

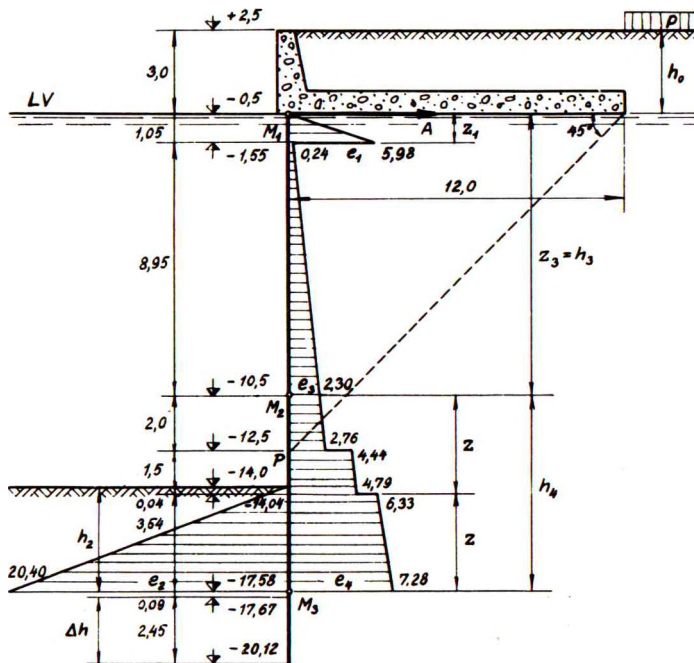
I forsiden af en såkaldt C&N-kaj skal anbringes en spunsvæg. Kajgaden skal ligge i kote +2,5, og vanddybden skal være 13,5 m ved LV (kote -0,5). Kajbelastning 3 t/m^2 . Bredden af platform (bag spunsvæggen) 12 m. Jorden består af sand med $\varphi = 35^\circ$, $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ og $\gamma' = 1,0 \text{ t/m}^3$. Væggen regnes ru.

Spunsvæggens rammedybde, samt nominelt maksimalmoment og ankertræk skal bestemmes, idet der anvendes partialkoefficienterne $f_g = 1,0$, $f_p = 1,5$ og $f_\varphi = 1,2$.

Først bestemmes de nominelle størrelser, herunder "nyttelasten" på en tænkt "jordoverflade" i kote -0,5 bag aflastningspladen.

$$p_n = p f_p + \gamma h_0 = 3 \cdot 1,5 + 1,8 \cdot 3 = 9,9 \text{ t/m}^2$$

$$\tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi}{f_\varphi} = \frac{\tan 35^\circ}{1,2} = 0,582 \quad \varphi_n = 30,2^\circ$$



Da nyttelasten er betydelig og vanddybden meget stor, vælges det at indspænde væggen både i overbygningen og i jorden. Der forudsættes altså dannelse af 3 flydecharnierer. Øverste vægdel drejer sig om øverste flydecharnier, mellemste vægdel om nederste flydecharnier.

Aflastningspladens virkning tages tilnærmet i betragtning ved at trække en linie under 45° fra pladens bagkant til skæring med væggen i et punkt P. Over dette punkt regnes med fuld aflastning, under det ikke med nogen aflastning.

Mellemste flydecharnier skønnes at ligge i kote -10,5 m. For øverste vægdel er rotationen positiv og $\rho = 1$. For ru væg og $\varphi_n = 30,2^\circ$ giver fig. 5.25. B, D og H

$$\xi = 0,895 \quad K_Y^X = 5,7 \quad K_Y^Y = 0,23 \quad K_P^Y = 0,17$$

Trykspringets højde bliver $0,895 \cdot 10 = 8,95$ m og trykkordinaterne

I kote	-0,5	:	0	t/m ²	
Over kote	-1,55	:	$1,0 \cdot 1,05 \cdot 5,7$		= 5,98 t/m ²
Under kote	-1,55	:	$1,0 \cdot 1,05 \cdot 0,23$		= 0,24 t/m ²
I kote	-10,5	:	$0,24 + 1,0 \cdot 8,95 \cdot 0,23$		= 2,30 t/m ²
Over kote	-12,5	:	$2,30 + 1,0 \cdot 2,0 \cdot 0,23$		= 2,76 t/m ²
Under kote	-12,5	:	$2,76 + 9,9 \cdot 0,17$		= 4,44 t/m ²
Over kote	$-(10,5+z)$:	$4,44 + 1,0(z-2,0)0,23$		= 3,98 + 0,23z (= 4,79)

For mellemste vægdels højre side er rotationen negativ og $\rho = 0$. For ru væg og $\varphi_n = 30,2^\circ$ giver fig. 5.25. B, D, F og H

$$\xi = 0 \quad K_Y^X = 0,27 \quad K_Y^Y = 4,1 \quad K_P^X = 0,27 \quad K_P^Y = 2,4$$

$$\text{Under kote } -(10,5+z): 9,9 \cdot 0,27 + 1,0(10+z)0,27 = 5,37 + 0,27z (= 6,33)$$

$$\text{I kote } -(10,5+2z): 5,37 + 0,54z (= 7,28)$$

På venstre side er rotationen positiv og $\rho = 0$. For ru væg og $\varphi_n = 30,2^\circ$ giver fig. 5.25. B og D

$$\xi = 0 \quad K_Y^X = 5,7 \quad K_Y^Y = 1,5$$

$$\text{I kote } -14,0 : 0 \text{ t/m}^2$$

$$\text{I kote } -(10,5+2z): 1,0(2z-3,5)5,7 = 11,4z - 20,0 (= 20,40)$$

Det samlede jordtryk mellem nederste og mellemste flydecharnier skal være nul

$$\frac{1}{2}(2z-3,5)(11,4z-20,0) - \frac{1}{2} \cdot 2,0(2,30+2,76)$$

$$- \frac{1}{2}(z-2,0)(4,44+3,98+0,23z) - z(5,37+0,405z) = 0$$

$z = 3,54$ m. De tilsvarende trykkordinater er ovenfor angivet i parenteser.

Flydemomenternes numeriske summer findes af momentligningerne for henholdsvis øverste og mellemste vægdel

$$\begin{aligned} M_1 + M_2 = & \frac{1}{2} \cdot 8,95 \cdot 2,30 \left(\frac{2}{3} \cdot 8,95 + 1,05 \right) + \frac{1}{2} \cdot 8,95 \cdot 0,24 \left(\frac{1}{3} \cdot 8,95 + 1,05 \right) \\ & + \frac{1}{2} \cdot 1,05^2 \cdot 5,98 \cdot \frac{2}{3} = 78,6 \text{ tm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_2 + M_3 &= \frac{1}{2} \cdot 2,0 \cdot 2,30 \left(\frac{2}{3} \cdot 2,0 + 5,08 \right) + \frac{1}{2} \cdot 2,0 \cdot 2,76 \left(\frac{1}{3} \cdot 2,0 + 5,08 \right) \\
 &+ \frac{1}{2} \cdot 1,54 \cdot 4,44 \left(\frac{2}{3} \cdot 1,54 + 3,54 \right) + \frac{1}{2} \cdot 1,54 \cdot 4,79 \left(\frac{1}{3} \cdot 1,54 + 3,54 \right) \\
 &+ \frac{1}{2} \cdot 3,54^2 \cdot 6,33 \cdot \frac{2}{3} + \frac{1}{2} \cdot 3,54^2 \cdot 7,28 \cdot \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \cdot 3,58^2 \cdot 20,40 \cdot \frac{1}{3} = 59,2 \text{ tm/m}
 \end{aligned}$$

Ankertrækket er lig det samlede jordtryk mellem øverste og mellemste flydecharnier

$$A = \frac{1}{2} \cdot 8,95(2,30 + 0,24) + \frac{1}{2} \cdot 1,05 \cdot 5,98 = 14,5 \text{ t/m}$$

Da $M_1 + M_2 > M_2 + M_3$, er mellemste flydecharnier lagt for lavt. De fundne resultater må derfor korrigeres ved hjælp af følgende tilnærmelsesformler

$$\Delta h_3 = \frac{(M_2 + M_3) - (M_1 + M_2)}{e_3(z_3 + h_4) + (1 - \xi_3) e_1 z_1} = \frac{59,2 - 78,6}{2,30(10,00 + 7,08) + 0,105 \cdot 5,74 \cdot 1,05} = -0,50 \text{ m}$$

$$\Delta h_2 = -\Delta h_3 \frac{e_3}{e_2 - e_4} = 0,50 \frac{2,30}{20,40 - 7,28} = +0,09 \text{ m}$$

$$\Delta(M_2 + M_3) = -\Delta h_3 e_3 h_4 = 0,50 \cdot 2,30 \cdot 7,08 = +8,1 \text{ tm/m}$$

$$\Delta A = \Delta h_3 (e_3 + (1 - \xi_3) e_1) = -0,50(2,30 + 0,105 \cdot 5,74) = -1,5 \text{ t/m}$$

Det nederste flydecharnier skal altså ligge i kote $-17,58 - 0,09 = -17,67$. Det nominelle maksimalmoment bliver $\frac{1}{2}(59,2 + 8,1) = 33,7 \text{ tm/m}$, og det nominelle ankertræk $14,5 - 1,5 = 13,0 \text{ t/m}$.

Man bestemmer endelig ved hjælp af G 207-8 den ekstra rammedybde Δh , som er nødvendig for, at momentet i det nederste flydecharnier kan optages ved "indspænding" i jorden. Svarende til kote $-17,67$ finder man for højre side af væggen

$$e_1^x = 9,9 \cdot 0,27 + 1,0 \cdot 17,17 \cdot 0,27 = 7,3 \text{ t/m}^2$$

$$e_1^y = 9,9 \cdot 2,4 + 1,0 \cdot 17,17 \cdot 4,1 = 94,0 \text{ t/m}^2$$

og for venstre side

$$e_2^x = 1,0 \cdot 3,67 \cdot 5,7 = 20,9 \text{ t/m}^2$$

$$e_2^y = 1,0 \cdot 3,67 \cdot 1,5 = 5,5 \text{ t/m}^2$$

samt derefter af 5.26.1-2

$$\Delta e^x = e_2^x - e_1^x = 20,9 - 7,3 = 13,6 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta e^y = e_1^y - e_2^y = 94,0 - 5,5 = 88,5 \text{ t/m}^2$$

Af 5.26.5 fås med $\delta = \varphi = \varphi_n = 30,2^\circ$

$$C_1 = 1 + 0,1 \frac{\tan \delta}{\tan \varphi} \mp \tan \varphi = 1 + 0,1 \mp 0,58 = \begin{matrix} 0,52 \text{ (neg. rot.)} \\ 1,68 \text{ (pos. rot.)} \end{matrix}$$

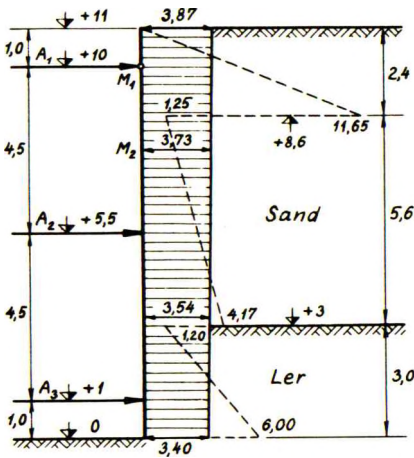
Endelig giver 5.26.7 den fornødne ekstra rammedybde

$$\Delta h = \left[\frac{C_2 + \frac{\Delta e^y}{\Delta e^x}}{C_1} \right] : \sqrt{\frac{\Delta e^y}{2M} \left[2 \frac{C_2 + \frac{\Delta e^y}{\Delta e^x}}{C_1} - 1 \right]} =$$

$$\left[\frac{1,68 + \frac{88,5}{13,6}}{0,52} \right] : \sqrt{\frac{88,5}{2 \cdot 33,7} \left[2 \cdot \frac{1,68 + \frac{88,5}{13,6}}{0,52} - 1 \right]} = 2,45 \text{ m}$$

Den totale rammedybde skal altså være $3,67 + 2,45 = \underline{6,12 \text{ m}}$, hvilket vil sige, at væggen skal rammes til kote - 20,12.

EKSEMPEL 31 : AFSTIVET SPUNSVÆG I LER OG SAND.



Den på figuren viste stålspunsvæg indfatter en 11 m dyb byggegrube. De øverste 8 m jord består af sand med $\varphi = 30^\circ$ og $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$, og derunder findes ler med $\varphi = 0^\circ$, $c = 5,6 \text{ t/m}^2$ og $\gamma = 1,6 \text{ t/m}^3$. Jordoverfladen er ubelastet, og grundvandet holdes sænket under grubens bund, også udenfor væggen, der forsigtigvis regnes glat.

Idet der regnes med partialkoefficienter $f_g = 1,0$, $f_c = 1,4$ og $f_\varphi = 1,15$, skal de nominelle tryk i de 3 afstivninger, og største nominelle vægmoment, bestemmes for korttidstilstanden.

Først findes de nominelle størrelser

$$\tan \sigma_n = \frac{\tan \varphi}{f_\varphi} = \frac{\tan 30}{1,15} = 0,501 \quad \sigma_n = 26,6^\circ \quad c_n = c : f_c = 5,6 : 1,4 = 4,0 \text{ t/m}^2$$

Jordtrykkene beregnes i første omgang som for en stiv væg, der drejer sig om den øverste understøtning: $\rho = 10 : 11 = 0,91$. For positiv rotation og glat væg giver fig. 5.25. A og C med $\sigma_n = 26,6^\circ$

$$\xi = 0,78 \quad K_Y^x = 2,7 \quad K_Y^y = 0,29$$

medens fig. 5.25. C og L med $\varphi = 0$ giver

$$K_Y^y = 1,0 \quad K_C^y = -3,3$$

Trykspringets højde bliver $0,78 \cdot 11 = 8,60$ m og trykkordinaterne

I kote	+11	:	0 t/m ²	
Over kote	+ 8,6	:	$1,8 \cdot 2,4 \cdot 2,7$	= 11,65 t/m ²
Under kote	+ 8,6	:	$1,8 \cdot 2,4 \cdot 0,29$	= 1,25 t/m ²
Over kote	+ 3	:	$1,8 \cdot 8,0 \cdot 0,29$	= 4,17 t/m ²
Under kote	+ 3	:	$1,8 \cdot 8,0 \cdot 1,0 - 4,0 \cdot 3,3$	= 1,20 t/m ²
I kote	0	:	$1,20 + 1,6 \cdot 3,0 \cdot 1,0$	= 6,00 t/m ²

Det hertil svarende trykdiagram er vist punkteret på figuren. Dette skal nu omformes til et trapez som vist fuldt optrukket. Først findes det samlede jordtryk og dets moment om væggens fod

$$E = \frac{1}{2} \cdot 2,4 \cdot 11,65 + \frac{1}{2} \cdot 5,6 (1,25 + 4,17) + \frac{1}{2} \cdot 3,0 (1,20 + 6,00) = 40,0 \text{ t/m}$$

$$E z_p = \frac{1}{2} \cdot 2,4 \cdot 11,65 \left(\frac{1}{3} \cdot 2,4 + 8,6 \right) + \frac{1}{2} \cdot 5,6 \cdot 1,25 \left(\frac{2}{3} \cdot 5,6 + 3,0 \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot 5,6 \cdot 4,17 \left(\frac{1}{3} \cdot 5,6 + 3,0 \right) + \frac{1}{2} \cdot 3,0^2 \cdot 1,20 \cdot \frac{2}{3} + \frac{1}{2} \cdot 3,0^2 \cdot 6,00 \cdot \frac{1}{3} =$$

$$225 \text{ tm/m}$$

Trapezets trykkordinater ved væggens top og fod bliver

$$e_t = \frac{6 E z_p}{h^2} - \frac{2 E}{h} = \frac{6 \cdot 225}{11^2} - \frac{2 \cdot 40,0}{11} = 3,87 \text{ t/m}^2$$

$$e_f = \frac{4 E}{h} - \frac{6 E z_p}{h^2} = \frac{4 \cdot 40,0}{11} - \frac{6 \cdot 225}{11^2} = 3,40 \text{ t/m}^2$$

De nominelle tryk i de enkelte afstivninger findes ved at indlægge skillelinier i trapezet midt imellem afstivningerne

$$A_1 = \frac{1}{2} \cdot 3,25 (3,87 + 3,73) = \underline{12,4 \text{ t/m}}$$

$$A_2 = \frac{1}{2} \cdot 4,5 (3,73 + 3,54) = \underline{16,4 \text{ t/m}}$$

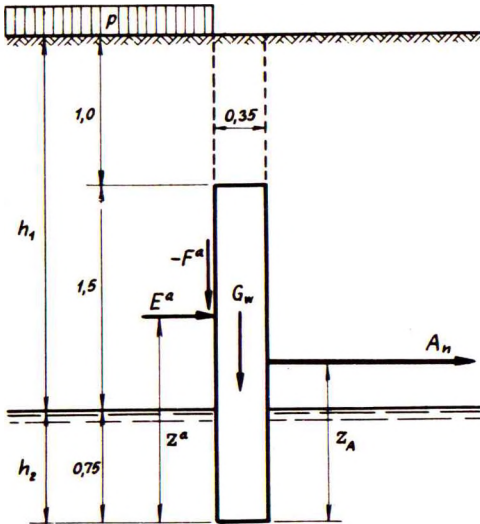
$$A_3 = \frac{1}{2} \cdot 3,25 (3,54 + 3,40) = \underline{11,3 \text{ t/m}}$$

Største nominelle vægmoment, henholdsvis over en understøtning, og i midten af et fag (5.28.1) er med tilnærmelse

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot 3,87 \cdot 1,0^2 = 1,9 \text{ tm/m}$$

$$M_2 = \frac{1}{16} \cdot 3,73 \cdot 4,5^2 = \underline{4,7 \text{ tm/m}}$$

EKSEMPEL 32 : ANKERPLADE I SAND.



Forankringen for en spunsvæg består af vandrette stålankre med 2,4 m indbyrdes afstand. Hvert anker er fastgjort til en lodret ankerplade af jernbeton ($\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$), som er 2,25 m høj, 2,00 m lang og 0,35 m tyk. Den kan regnes fuldstændig ru. På den vandrette jordoverflade kan der forekomme en nyttelast $p = 2 \text{ t/m}^2$. Ankerpladerne står i indskyllet sand med $\varphi = 32^\circ$, $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ og $\gamma' = 1,0 \text{ t/m}^3$.

Idet der regnes med partialkoefficienter $f_g = 1,0$, $f_p = 1,5$ og $f_\varphi = 1,2$, skal man beregne ankerpladens maksimale nominelle modstand, beliggenheden af det hertil svarende forankringspunkt, og de maksimale nominelle momenter i ankerpladen.

Man finder først de nominelle størrelser

$$\tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi}{f_\varphi} = \frac{\tan 32^\circ}{1,2} = 0,520 \quad \varphi_n = 27,5^\circ \quad p_n = p f_p = 2 \cdot 1,5 = 3 \text{ t/m}^2$$

Da ankerpladens jordoverdækning (1,0 m) er mindre end $2/3$ af dens virkelige højde ($2/3 \cdot 2,25 = 1,5 \text{ m}$), og da den fri afstand mellem to naboplader ($2,4 - 2,0 = 0,4 \text{ m}$) er mindre end $1/3$ af deres virkelige længde ($1/3 \cdot 2,0 = 0,67 \text{ m}$), kan man ifølge G 221 regne, som om ankerpladen var uendelig lang og gik helt op til jordoverfladen.

Den gennemsnitlige effektive egenvægt af den "tænkte" ankerplade er

$$G_w = 0,35 \left[2,0(1,0 \cdot 1,8 + 1,5 \cdot 2,4 + 0,75 \cdot 1,4) + 0,4(2,5 \cdot 1,8 + 0,75 \cdot 1,0) \right] : 2,4 = 2,2 \text{ t/m}$$

Det "hydrostatiske" jordtryk beregnes af 5.29.1-2

$$E^h = \frac{1}{2} \gamma (h_1 + h_2)^2 - \frac{1}{2} (\gamma - \gamma') h_2^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 3,25^2 - \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 0,75^2 = 9,3 \text{ t/m}$$

$$E^h z^h = \frac{1}{6} \gamma (h_1 + h_2)^3 - \frac{1}{6} (\gamma - \gamma') h_2^3 = \frac{1}{6} \cdot 1,8 \cdot 3,25^3 - \frac{1}{6} \cdot 0,8 \cdot 0,75^3 = 10,2 \text{ tm/m}$$

Det aktive jordtryk på ankerpladens bagside beregnes ved hjælp af 5.29.3-5 og diagrammet fig. 5.23. A, der giver $K_\gamma^{\text{ar}} = K_p^{\text{ar}} = 0,29$.

$$E^a = E^h K_Y^{ar} + p_n (h_1 + h_2) K_p^{ar} = 9,3 \cdot 0,29 + 3 \cdot 3,25 \cdot 0,29 = 5,5 \text{ t/m}$$

$$E^a z^a = E^h z^h K_Y^{ar} + \frac{1}{2} p (h_1 + h_2)^2 K_p^{ar} = 10,2 \cdot 0,29 + \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot 3,25^2 \cdot 0,29 = 7,5 \text{ tm/m}$$

$$-F^a = E^a \tan \varphi_n = 5,5 \cdot 0,520 = 2,9 \text{ t/m}$$

Den passive brudlinies hældningsvinkel bestemmes derefter af 5.29.11

$$\cot \omega = \tan \varphi_n + \sec \varphi_n \sqrt{1 + (G_w - F_a) : (E^h \tan \varphi_n)} =$$

$$0,520 + \sqrt{1 + 0,520^2} \cdot \sqrt{1 + (2,2 + 2,9) : (9,3 \cdot 0,520)} = 2,13 \quad \omega = 25,2^\circ$$

Ankertrækket findes af 5.29.13

$$\underline{A_n} = E^h \sin^2(\omega + \varphi_n) : \sin^2 \omega - E^a = 9,3 \sin^2 52,7 : \sin^2 25,2 - 5,5 = \underline{26,9 \text{ t/m}}$$

medens forankringspunktets højde bestemmes af 5.29.14

$$A_n z_A = E^h z^h \sin^2(\omega + \varphi_n) : \sin^2 \omega - E^a z^a$$

$$26,9 \cdot z_A = 10,2 \sin^2 52,7 : \sin^2 25,2 - 7,5 = 28,0 \quad \underline{z_A = 1,04 \text{ m}}$$

De nominelle maksimalmomenter for hele ankerpladen findes af 5.29.15-16.

$$\underline{M_H} = 2 A_n D z_A^2 (H - z_A)^2 : H^3$$

$$= 2 \cdot 26,9 \cdot 2,4 \cdot 1,04^2 (2,25 - 1,04)^2 : 2,25^3 = \underline{18,0 \text{ tm}}$$

$$\underline{M_L} = \frac{1}{8} A_n D L = \frac{1}{8} \cdot 26,9 \cdot 2,4 \cdot 2,0 = \underline{16,1 \text{ tm}}$$

For disse momenter skal ankerpladen dimensioneres (efter brudteorien) med nominelle materialspændinger, der f.eks. for stål med garanteret flydegrænse 3000 kg/cm^2 og beton med garanteret cylinderstyrke 300 kg/cm^2 vil være (med sædvanlig kontrol)

$$\sigma_{ns} = \sigma_m : f_m = 3000 : 1,5 = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{nb} = \sigma_m : f_m = 300 : 3,0 = 100 \text{ kg/cm}^2$$

EKSEMPEL 33 : SANDS BÆREEVNE BESTEMT VED MODELFORSLØG. (E 1956 a).

a) Forklar kort og koncist, hvorledes man ved dimensionsbetragtninger alene kan udlede udtryk for nettobæreevnen af et kvadratisk fundament på overfladen af kohæsiøst sand i følgende to grænsetilfælde:

- 1) Vægtløst sand med en ensformigt fordelt overfladebelastning \bar{q} .
- 2) Sand med effektiv rumvægt $\bar{\gamma}$, men uden overfladebelastning.

Kombinér de fundne udtryk til Terzaghis formel, idet de dimensionsløse faktorer benævnes $0,4 N_\gamma$ og $(N_q - 1)$.

Opskriv ligeledes modelloven for sætningerne af det omhandlede fundament.

b) På overfladen af et tykt sandlag højt over grundvandsspejlet har man udført modelforsøg med kvadratiske plader med henholdsvis 5 og 10 cm sidelinie. Sandet er homogent med kornvægtfylde $d_s = 2,65$, poretal $e = 0,62$ og mætningsgrad $S_w = 0,02$.

For 5 cm pladen har man fundet en brudlast på 12 kg og en sætningsmodul $S = 71$. For 10 cm pladen er de tilsvarende forsøgsresultater 80 kg og $S = 77$.

Uoverensstemmelsen mellem disse resultater og Terzaghis formel for $\bar{q} = 0$ kan man forklare derved, at sandets fugtighed virker som en tilsyneladende overfladebelastning \bar{q}_0 . Bestem \bar{q}_0 , N_γ og N_q , når det forudsættes, at man kan regne $N_\gamma = N_q - 1$.

c) Et kvadratisk søjlefundament er anbragt i en sandaflejring af samme art som ved modelforsøgene, men grundvandsspejlet står i højde med fundamentsunderkant (0,9 m under terræn). Den kapillære stighøjde er 0,3 m, og der regnes med mætningsgrad 1 i den kapillære zone. Over denne regnes med en gennemsnitlig mætningsgrad på 0,5.

Bestem fundamentets sidelinie, når nettobrudlasten skal være 200 t, idet der regnes med de ud fra modelforsøgene bestemte værdier af N_γ og N_q , men med $\bar{q}_0 = 0$. Der forudsættes anvendt Terzaghis formel i den under a) fundne form (altså uden dybdefaktorer).

Beregn endelig fundamentets sætning for en nettobelastning på 100 t, idet der regnes med middelværdien af de ved modelforsøgene fundne sætningsmoduler.

a. Bæreevneudtryk.

1. Nettobæreevnen b_f (t/m^2) kan kun afhænge af overfladebelastningen \bar{q} (t/m^2) og fundamentets sidelinie B (m). Den eneste dimensionsrigtige sammenhæng, der kan dannes, er

$$b_f = \text{konst.} \cdot \bar{q} = \bar{q}(N_q - 1)$$

2. b_f afhænger her kun af $\bar{\gamma}$ (t/m^3) og B (m). Eneste dimensionsrigtige sammenhæng

$$b_f = \text{konst.} \cdot \bar{\gamma} B = 0,4 \bar{\gamma} B N_\gamma$$

Idet superpositionsloven antages at gælde, fås Terzaghis formel

$$b_f = 0,4 \bar{\gamma} B N_\gamma + \bar{q}(N_q - 1)$$

For sætningerne gælder modelloven $\frac{\delta}{B} = \frac{1}{S} \cdot \frac{b_a}{b_f}$

b. Modelforsøg.

Først beregnes rumvægtene for sand med $S_w = 0,02, 0,5$ og $1,0$ ved hjælp af 1.15.2

$$\gamma_d = \frac{d_s + e S_w}{1 + e} \gamma_w = \frac{2,65 + 0,62 \cdot 0,02}{1 + 0,62} \cdot 1 = 1,64 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_a = \frac{d_s + e S_w}{1 + e} \gamma_w = \frac{2,65 + 0,62 \cdot 0,5}{1 + 0,62} \cdot 1 = 1,83 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_m = \frac{d_s + e S_w}{1 + e} \gamma_w = \frac{2,65 + 0,62 \cdot 1,0}{1 + 0,62} \cdot 1 = 2,02 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = \gamma_m - \gamma_w = 2,02 - 1 = 1,02 \text{ t/m}^3$$

Forsøgenes brudbelastninger er

$$5 \text{ cm plade} : b_f = \frac{12000}{25} = 480 \text{ g/cm}^2$$

$$10 \text{ cm plade} : b_f = \frac{80000}{100} = 800 \text{ g/cm}^2$$

Af Terzaghis formel fås da, idet man sætter $N_\gamma = N_q - 1$

$$480 = 0,4 \cdot 1,64 \cdot 5 \cdot N_\gamma + \bar{q}_0 (N_q - 1) = N_\gamma (3,28 + \bar{q}_0)$$

$$800 = 0,4 \cdot 1,64 \cdot 10 \cdot N_\gamma + \bar{q}_0 (N_q - 1) = N_\gamma (6,56 + \bar{q}_0)$$

Ved subtraktion findes

$$320 = 3,28 \cdot N_\gamma \quad \underline{N_\gamma = 97,5} \quad \underline{N_q = 98,5}$$

og derefter af den første ligning

$$\bar{q}_0 = 480 : 97,5 - 3,28 = \underline{1,64 \text{ g/cm}^2}$$

c. Søjlefundament.

Det effektive lodrette tryk i funderingsniveau er lig summen af de effektive jordvægte og kapillartrykket $h_c \gamma_w$

$$\bar{q} = 0,6 \cdot 1,83 + 0,3 \cdot 1,00 + 0,3 \cdot 1,02 = 1,71 \text{ t/m}^2$$

Af Terzaghis formel fås her

$$200 : B^2 = 0,4 \cdot 1,02 \cdot B \cdot 97,5 + 1,71 \cdot 97,5 = 39,8 B + 166,7$$

Heraf fås ved forsøg $B = 0,99 \text{ m} \sim \underline{1 \text{ m}}$

Til en nettobelastning på 100 t svarer ifølge modelloven en sætning

$$\delta = \frac{1}{S} \cdot \frac{b_a}{b_f} \cdot B = \frac{1}{74} \cdot \frac{100}{200} \cdot 100 = 0,68 \sim \underline{0,7 \text{ cm.}}$$

EKSEMPEL 34 : LERS BÆREEVNE BESTEMT VED TRIAKSIALFORSØG. (E 1958 a).

Bæreevnen Q for et langstrakt, centralt og lodret belastet fundament på overfladen af et tykt jordlag med både kohæsion (\bar{c}) og friktion ($\bar{\varphi}$) kan tilnærmelsesvis udtrykkes ved

$$Q/B = \left(\frac{1}{2} \bar{\gamma} B + \bar{q} + \bar{c} \cot \bar{\varphi}\right) (N_q - 1) + \bar{q}$$

hvor B er fundamentsfladens bredde, $\bar{\gamma}$ jordens effektive rumvægt og \bar{q} den effektive belastning i funderingsniveau uden for fundamentet. Desuden er

$$N_q = e^{\pi \tan \bar{\varphi}} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{1}{2} \bar{\varphi}\right)$$

I grænsetilfældet $\varphi = 0$ bliver produktet $(N_q - 1) \cot \varphi = \pi + 2$.

Der betragtes nu et sådant fundament med hvilende belastning 12 t/m, heri inkluderet fundamentets egenvægt, og bevægelig belastning 6 t/m, der kan antages i realiteten at virke til stadighed.

Fundamentet skal udføres på en lokalitet, hvor der under 1,4 m løs fyld med rumvægten 1,5 t/m³ ligger et tykt, homogent lerlag med rumvægten 2,1 t/m³. Fundamentsunderkanten lægges i lerlagets overflade, hvor også grundvandspejlet befinder sig.

Lerets styrkeegenskaber er bestemt ved laboratorieforsøg. På grundlag af de nødvendige styrkeparametre, der kan udledes af forsøgsresultaterne, ønskes nedenstående spørgsmål besvaret, idet der benyttes partialkoefficienterne 1,0 på hvilende belastning, 1,5 på bevægelig belastning, 1,7 på c og 1,25 på $\tan \bar{\varphi}$.

- a) Fundamentet dimensioneres på basis af korttidsstabiliteten, svarende til en momentan påførelse af fundamentslasten. Til dette formål udførtes tre ukonsoliderede, udrænedede triaksialforsøg, der gav følgende resultater

Forsøg no.	1	2	3
σ_3 (kg/cm ²)	0,52	1,05	2,61
σ_1 (kg/cm ²)	1,89	2,42	3,98

På grundlag heraf ønskes fundamentets nødvendige bredde angivet.

- b) Fundamentet undersøges derefter for langtidsstabiliteten, svarende til fuldstændig udligning af alle under- eller overtryk i porevandet. Til dette formål udførtes tre konsoliderede, udrænedede triaksialforsøg med måling af de totale hovedspændinger og porevandtstrykket. Resultaterne var her

Forsøg no.	4	5	6
σ_3 (kg/cm ²)	0,53	1,28	3,39
σ_1 (kg/cm ²)	1,63	2,94	6,71
u (kg/cm ²)	-0,02	0,20	0,73

Undersøg på grundlag heraf, om langtidsstabiliteten af fundamentet er tilfredsstillende.

a. Korttidsbæreevnen.

Den nominelle belastning bliver

$$V_n = G_n + P_n = Gf_g + Pf_p = 12 \cdot 1,0 + 6 \cdot 1,5 = 21 \text{ t/m}$$

I alle tre forsøg no. 1-3 er

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 1,37 \text{ kg/cm}^2 \sim 13,7 \text{ t/m}^2 = 2c$$

$$c_n = c : f_c = \frac{1}{2} \cdot 13,7 : 1,7 = 4,03 \text{ t/m}^2$$

Da man i korttidstilstanden har $\varphi = 0$, hvortil svarer $N_q = 1$, reduceres den i opgaven givne bæreevneformel til (5.31.9), der giver den nominelle korttidsbæreevne

$$b_n = Q_n : B = c_n (\pi + 2) + \bar{q} = 4,03 \cdot 5,14 + 1,5 \cdot 1,4 = \underline{22,8 \text{ t/m}^2}$$

$$B = V_n : b_n = 21 : 22,8 = \underline{0,92 \text{ m}}$$

b. Langtidsbæreevnen.

Af brudbetingelsen 5.11.12 findes

$$\frac{1}{2} (\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3) = \frac{1}{2} (\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3) \sin \bar{\varphi} + \bar{c} \cos \bar{\varphi}$$

Da $\bar{\sigma} = \sigma - u$, finder man ud fra de givne data, idet spændingerne stadig udtrykkes i kg/cm²

Forsøg no.	4	5	6
$\bar{\sigma}_1$	1,65	2,74	5,98
$\bar{\sigma}_3$	0,55	1,08	2,66
$\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3$	1,10	1,66	3,32
$\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3$	2,20	3,82	8,64

Talværdierne fra forsøg no. 4 og 6 indsættes i ovenstående ligning. Ved at trække de fremkomne to ligninger fra hinanden og løse med hensyn til $\sin \bar{\varphi}$ fås

$$\sin \bar{\varphi} = \frac{(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)_6 - (\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)_4}{(\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3)_6 - (\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3)_4} = \frac{3,32 - 1,10}{8,64 - 2,20} = 0,345$$

$$\bar{\varphi} = 20,2^\circ \quad \cos \bar{\varphi} = 0,938 \quad \tan \bar{\varphi} = 0,368$$

Af den oprindelige ligning fås ved indsættelse af talværdierne fra forsøg no. 6

$$2\bar{c} \cos \bar{\varphi} = (\bar{\alpha}_1 - \bar{\alpha}_3)_6 - (\bar{\alpha}_1 + \bar{\alpha}_3)_6 \sin \bar{\varphi} = 3,32 - 8,64 \cdot 0,345 = 0,34$$

$$\bar{c} = \frac{0,34}{2 \cos \bar{\varphi}} = \frac{0,34}{2 \cdot 0,938} = 0,181 \text{ kg/cm}^2 \sim 1,81 \text{ t/m}^2$$

De nominelle effektive styrkeparametre bliver

$$\bar{c}_n = \bar{c} : f_c = 1,81 : 1,7 = 1,06 \text{ t/m}^2$$

$$\tan \bar{\varphi}_n = \frac{\tan \bar{\varphi}}{f_\varphi} = \frac{0,368}{1,25} = 0,294 \quad \bar{\varphi}_n = 16,4^\circ \quad \tan^2 (45 + \frac{1}{2} \bar{\varphi}_n) = 1,79$$

I henhold til opgaveteksten bestemmes N_q af (5.31.21)

$$N_q = e^{\pi \tan \bar{\varphi}_n} \tan^2 (45 + \frac{1}{2} \bar{\varphi}_n) = e^{\pi \cdot 0,294} \cdot 1,79 = 4,51$$

Den i opgaven angivne bæreevneformel giver da følgende nominelle langtidsbæreevne

$$\begin{aligned} b_n = Q_n : B &= (\frac{1}{2} \bar{\gamma} B + \bar{q} + \bar{c} \cot \bar{\varphi}_n) (N_q - 1) + \bar{q} \\ &= (\frac{1}{2} \cdot 1,1 \cdot 0,92 + 1,5 \cdot 1,4 + 1,06 : 0,294) (4,51 - 1) + 1,5 \cdot 1,4 \\ &= \underline{23,9 \text{ t/m}^2} > 22,8 \end{aligned}$$

Langtidsstabiliteten er således tilfredsstillende.

EKSEMPEL 35 : SØJLEFUNDAMENTER PÅ SAND.

En centralt påvirket jernbetonsøjle med $G = 290 \text{ t}$, $P = 80 \text{ t}$ og tværsnit $0,8 \cdot 0,8 \text{ m}$ skal funderes i kote +1,8. Forholdene er iøvrigt som følger (se figuren)

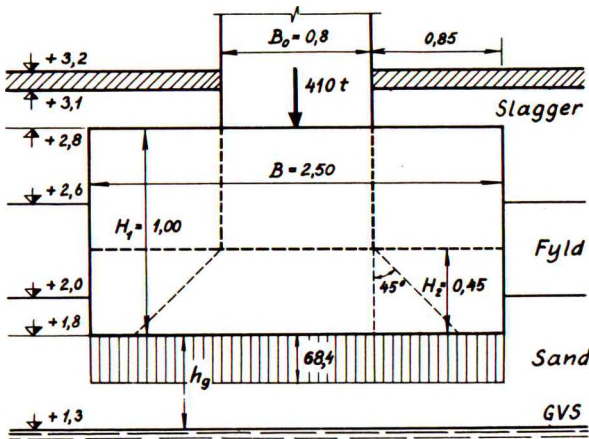
Fra kote +3,2 til +3,1 : Grovbetongulv ($\gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$).

Fra kote +3,1 til +2,6 : Komprimerede slagge ($\gamma = 1,1 \text{ t/m}^3$).

Fra kote +2,6 til +2,0 : Blandet fyld ($\gamma = 1,6 \text{ t/m}^3$, $c \sim 0$, $\varphi \sim 0$).

Under kote +2,0 : Fastlejret sand ($\gamma_d = 1,75 \text{ t/m}^3$, $\gamma_m = 2,1 \text{ t/m}^3$, $\varphi = 37^\circ$).

Den højeste beliggenhed af grundvandspejlet er i kote +1,3.



Under anvendelse af partialkoefficienterne $f_g = 1,0$, $f_p = 1,5$, $f_\varphi = 1,25$ samt $f_m = 1,5$ (stål) henholdsvis 3,0 (beton) skal man dimensionere dels et uarmeret fundament, dels (alternativt) et armeret fundament for denne søjle.

Armeringen leveres med garanteret flydegrænse 2700 kg/cm^2 , medens betonen forudsættes at kunne udføres med en minimumstyrke (\sim middeltallet minus 2 gange spredningen) på 250 kg/cm^2 (cylinderstyrke).

a. Bæreevne og fundamentsbredde.

Man bestemmer først de nominelle størrelser; φ betragtes som den "korrigerede" friktionsvinkel, medens V'_n betegner søjlelasten excl. fundamentets vægt.

$$\tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi}{f_\varphi} = \frac{\tan 37^\circ}{1,25} = 0,603 \quad \varphi_n = 31,1^\circ$$

$$V'_n = 290 \cdot 1,0 + 80 \cdot 1,5 = 410 \text{ t} \quad \sigma_{ns} = \frac{27000}{1,5} = 18000 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{nbt} = 0,06 \cdot 2500 = 150 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_{nbc} = \frac{2500}{3,0} = 833 \text{ t/m}^2$$

Den nominelle bæreevne bestemmes af 5.35.5 med $H = 0$, $\bar{L} = \bar{B} = B$ og $\bar{\gamma}_0 D = \bar{q}$

$$Q_n : B^2 = \frac{1}{2} \bar{\gamma}_u B N_\gamma \cdot 0,6 + \bar{q} N_q \cdot 1,2 (1 + 0,35 D : B)$$

Af fig. 5.31. D findes for $\varphi_n = 31,1^\circ$ værdierne $N_\gamma = 22$ og $N_q = 21$.

\bar{q} er lig den samlede effektive vægt af de over FUK liggende lag eksklusive gulv-vægt

$$\bar{q} = 0,5 \cdot 1,1 + 0,6 \cdot 1,6 + 0,2 \cdot 1,75 = 1,86 \text{ t/m}^2$$

For størrelsen D i dybdefaktoren må man kun indsætte højden af den jord, der har samme styrke som jorden under fundamentet; her altså $D = 0,2 \text{ m}$.

$\bar{\gamma}_u$ er den effektive rumvægt af jorden under fundamentet. Når grundvandspejlet (i højeste stilling) ligger i en dybde h_g mindre end \bar{B} under FUK, kan man ifølge 5.33.6 som en grov tilnærmelse regne

$$\bar{\gamma}_u = (\gamma_m - 1) + \frac{h_g}{\bar{B}} (\gamma_d - \gamma_m + 1) = 1,1 + \frac{0,5}{\bar{B}} (1,75 - 1,1) = 1,1 + \frac{0,325}{\bar{B}}$$

B skal bestemmes således, at $Q_n = V_n$. I sidstnævnte skal nu inkludereres den effektive vægt af fundamentet og den direkte herover liggende jord. Her kan man i middel sætte $\gamma_f = 2 \text{ t/m}^3$ (for den del, der evt. ligger under GVS dog $\gamma_f' = 1 \text{ t/m}^3$).

$$V_n = V_n' + \gamma_f B L D = 410 + 2 \cdot B^2 \cdot 1,4 = 410 + 2,8 B^2$$

Ved indsættelse af de fundne størrelser i bæreevneformlen fås

$$(410 + 2,8 B^2) : B^2 = \frac{1}{2}(1,1 + 0,325 : B) B \cdot 22 \cdot 0,6 + 1,86 \cdot 21 \cdot 1,2(1 + 0,35 \cdot 0,2 : B)$$

$$(410 : B^2 + 2,8) = (7,3 B + 2,1) + (46,9 + 3,3 : B)$$

Ved forsøg findes løsningen $B = 2,50 \text{ m}$, hvilket giver det ensformigt fordelte fundamentstryk

$$b = 410 : 2,50^2 + 2,8 = 68,4 \text{ t/m}^2$$

I et lodret snit langs en søjleside fås da følgende moment og transversalkraft, idet vægten af jord og fundament må trækkes fra fundamentstrykket

$$M_n = 2,50 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,85^2 (68,4 - 2 \cdot 1,4) = 59,3 \text{ tm}$$

$$T_n = 2,50 \cdot 0,85 (68,4 - 2 \cdot 1,4) = 139 \text{ t}$$

b. Uarmeret fundament.

Ved dimensionering for bøjningstrækspændingen må man regne efter elasticitetsteorien, da trækstyrken falder til nul, så snart brud indtræder. Fundamentets nødvendige højde H findes da af

$$\frac{6 M_n}{B H^2} = \sigma_{nbt} \quad H = \sqrt{\frac{6 M_n}{B \sigma_{nbt}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 59,3}{2,50 \cdot 150}} = 0,97 \sim \underline{1,00 \text{ m}}$$

Forskydningsspændingen bliver maksimalt

$$\tau_n = \frac{3 T_n}{2 B H} = \frac{3 \cdot 139}{2 \cdot 2,50 \cdot 1,00} = 83 \text{ t/m}^2 \quad (< \sigma_{nbt} = 150)$$

Trykspændingen i overgangen mellem søjle og fundament er

$$\sigma_n = \frac{410}{0,8^2} = 640 \text{ t/m}^2 < 833 \left[\frac{2,50}{0,8} \right]^2 = 1780 \text{ t/m}^2$$

c. Armeret fundament.

Her kan man anvende plasticitetsteorien, hvorved der regnes med konstant trykstyrke i trykzonen, hvis højde ikke må være over ca. det halve af nyttehøjden H_n .

Med en skønnet pladetykkelse på 45 cm, en jerdiameter på ca. 2 cm og et dækkende betonlag på 3 cm fås nyttehøjden $H_n = 45 - \frac{1}{2} \cdot 2 - 3 = 41$ cm.

Trykzonens højde x og den nødvendige armering A_s findes da af ligevægtsligningerne

$$A_s \sigma_{ns} = B x \sigma_{nbc}$$

$$A_s \sigma_{ns} (H_n - \frac{1}{2} x) = M_n$$

$$x = H_n - \sqrt{H_n^2 - \frac{2 M_n}{B \sigma_{nbc}}} = 0,41 - \sqrt{0,41^2 - \frac{2 \cdot 59,3}{2,50 \cdot 833}} = 0,077 \text{ m } (< \frac{1}{2} \cdot 0,41)$$

$$A_s = \frac{x B \sigma_{nbc}}{\sigma_{ns}} = \frac{0,077 \cdot 2,50 \cdot 833}{18000} = 89,1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \sim 89,1 \text{ cm}^2 \sim \underline{20 \text{ } \phi \text{ } 24}$$

Risikoen for gennemlokning undersøges ved at beregne trækspændingerne vinkelret på sidefladerne (hældning 45°) i en pyramidestub under søjlen. Idet fundamentstrykket på pyramidestubbens underside skal trækkes fra V'_n , får man med tilnærmelse

$$\sigma_n = \frac{410 - (0,8 + 2 \cdot 0,45)^2 \cdot 68,4}{4 \cdot 0,45 (0,8 + 0,45)} = 94 \text{ t/m}^2 \quad (< 150)$$

(Hvis denne spænding havde overskredet det tilladelige, måtte man enten have forøget fundamentets højde, eller have optaget alle de betragtede trækspændinger ved skråjern vinkelret på pyramidestubbens sideflader.)

EKSEMPEL 36 : STABILITET AF STØTTEMUR PÅ SAND.

En støttemur af grovbeton ($\gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$) har de på figuren viste dimensioner. Den står på, og er bagfyldt med sand, der har $\varphi = 35^\circ$, $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ og $\gamma' = 1,05 \text{ t/m}^3$. GVS står i højde med det lave terræn, og kapillariteten regnes at være uden betydning. På det høje terræn kan virke en nyttelast $p = 1,5 \text{ t/m}^2$. Muren kan regnes ru på bagsiden, mens den forsigtigvis regnes glat på forsiden.

Idet der anvendes partialkoefficienterne $f_g = 1,0$, $f_p = 1,5$ og $f_\varphi = 1,2$, skal stabiliteten af muren undersøges.

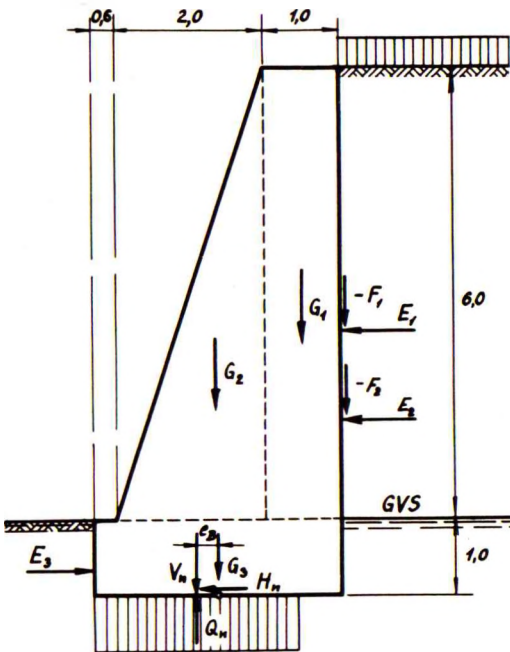
Man finder først de nominelle størrelser

$$p_n = p f_p = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ t/m}^2$$

$$\tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi}{f_\varphi} = \frac{\tan 35^\circ}{1,2} = 0,582 \quad \varphi_n = 30,2^\circ \text{ (jordtryksberegning)}$$

$$\frac{\tan 35^\circ}{1,25} = 0,561 \quad \varphi_n = 29,3^\circ \text{ (bæreevneberegning)}$$

Ved opdeling af muren som vist på figuren findes



$$G_1 = 1 \cdot 6 \cdot 2,3 = 13,8 \text{ t/m}$$

$$G_2 = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 6 \cdot 2,3 = 13,8 \text{ t/m}$$

$$G_3 = 1 \cdot 3,6 (2,3 - 1) = 4,7 \text{ t/m}$$

Det aktive jordtrykks vandrette komponenter på bagsiden, E_1 (fra nyttelast) og E_2 (fra sandets egenvægt), samt det passive jordtryk på forsiden, E_3 , bestemmes ved hjælp af diagrammet fig. 5.23. A, idet der for E_2 's vedkommende ses bort fra virkningen af det meget lavtliggende vandspejl.

$$E_1 = p_n h K_p^{\text{ar}} = 2,25 \cdot 7 \cdot 0,27 = 4,3 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \frac{1}{2} \bar{\gamma} h^2 K_Y^{\text{ar}} = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 7^2 \cdot 0,27 = 11,9 \text{ t/m}$$

$$E_3 = \frac{1}{2} \bar{\gamma} h^2 K_Y^{\text{ps}} = \frac{1}{2} \cdot 1,05 \cdot 1^2 \cdot 3 = 1,6 \text{ t/m}$$

De lodrette, nedadrettede komponenter af de aktive jordtryk bliver

$$-F_1 = E_1 \tan \varphi_n = 4,3 \cdot 0,582 = 2,5 \text{ t/m}$$

$$-F_2 = E_2 \tan \varphi_n = 11,9 \cdot 0,582 = 6,9 \text{ t/m}$$

Samtlige kræfter over fundamentsfladen sammensættes til en resultant med komponenterne

$$V_n = 13,8 + 13,8 + 4,7 + 2,5 + 6,9 = 41,7 \text{ t/m}$$

$$H_n = 4,3 + 11,9 - 1,6 = 14,6 \text{ t/m}$$

Moment om midtpunkt af fundamentsfladen (positivt mod uret)

$$M_n = -13,8 \cdot 1,30 - 13,8 \cdot 0,13 + 4,3 \cdot 3,5 + 11,9 \cdot 2,33 - 1,6 \cdot 0,33 - 2,5 \cdot 1,80 - 6,9 \cdot 1,80 = 5,7 \text{ tm/m}$$

$$\text{Ekscentriciteten } e_B = \frac{M_n}{V_n} = \frac{5,7}{41,7} = 0,14 \text{ m.}$$

$$\text{Den effektive bredde } \bar{B} = B - 2e_B = 3,60 - 2 \cdot 0,14 = 3,32 \text{ m.}$$

Man kontrollerer først, at

$$H_n = 14,6 < V_n \tan \varphi_n = 41,7 \cdot 0,561 = 23,4$$

Den nominelle bæreevne findes da af 5.35.5

$$b_n = Q_n / \bar{A} = \frac{1}{2} \bar{\gamma}_u \bar{B} N_\gamma (1 - H_n / V_n)^4 (1 - 0,4 \bar{B} / \bar{L}) \\ + \bar{\gamma}_o D N_q (1 - H_n / V_n)^2 (1 + 0,2 \bar{B} / \bar{L})$$

Heri er $\bar{L} = \infty$ og $D = 1$ m, og for $\varphi_n = 29,3^\circ$ haves ifølge fig. 5.31.D værdierne $N_\gamma = 16$ og $N_q = 17$. Da der regnes med passivt jordtryk på murens forside, må der ikke også regnes med dybdefaktor.

$$b_n = Q_n / \bar{B} = \frac{1}{2} \cdot 1,05 \cdot 3,32 \cdot 16 (1 - 14,6 : 41,7)^4 \\ + 1,05 \cdot 1,0 \cdot 17 (1 - 14,6 : 41,7)^2 \\ = 27,9 \cdot 0,65^4 + 17,9 \cdot 0,65^2 = 5,0 + 7,6 = 12,6 \text{ t/m}^2$$

$$Q_n = \bar{B} \cdot 12,6 = 3,32 \cdot 12,6 = \underline{41,8 \text{ t/m}} \sim V_n = 41,7 \text{ t/m}$$

Støttemuren er altså netop stabil.

Reaktionen fordeles ensformigt over \bar{B} som vist på figuren. Reaktionstrykket er $41,7 : 3,32 = 12,6 \text{ t/m}^2$.

Betonspændingerne må undersøges i det vandrette snit umiddelbart over fundamentsklodsen og i det lodrette snit langs murens forkant gennem tåen. Det første gøres i princippet på samme måde som i eksempel 37, og det andet som i eksempel 35.

EKSEMPEL 37 : STABILITET AF BROPILLE PÅ LER.

Den på figuren viste bropille af grovbeton ($\gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$) er en af mellempillerne i en enkeltsporet jernbanebro med 30 m lange, simpelt understøttede brofag over et sund. På pilletoppen findes 2 faste og 2 bevægelige lejer. Følgende belastninger er beregnet, hvorved vinden er forudsat at virke under 45° med brolinien (enhedstryk $150 : (\sqrt{2})^2 = 150 : 2 = 75 \text{ kg/m}^2$).

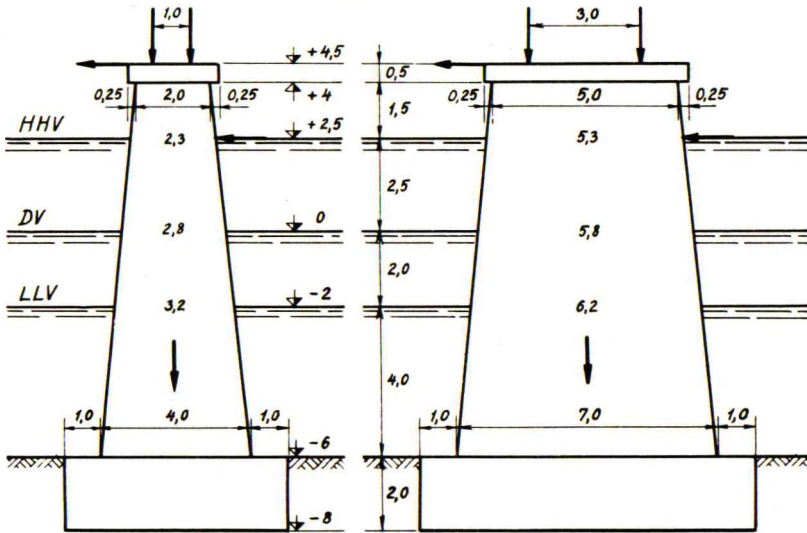
Lodret lejetryk fra egenvægt (pr. leje)	:	30 t
Maksimalt lodret lejetryk fra nyttelast (pr. leje)	:	130 t
Vandret lejefriktion fra egenvægt (pr. leje) \neq brolinien	:	1 t
Maksimal vandret lejefriktion fra nyttelast (pr. leje) \neq brolinien	:	4 t
Vandret bremsekraft \neq brolinien (pr. fast leje)	:	15 t
Vandret slingrekraft \perp brolinien (pr. pille)	:	10 t
Vandret vindtryk på brofag \perp brolinien (pr. leje)	:	3 t
Vandret vindtryk på brofag \neq brolinien (pr. fast leje)	:	6 t
Vandret vindtryk på nyttelast \perp brolinien (pr. leje)	:	2 t
Vandret vindtryk på nyttelast \neq brolinien (pr. fast leje)	:	4 t
Vandret is- og strømtryk \perp brolinien (pr. pille)	:	75 t
Vandret is- og strømtryk \neq brolinien (pr. pille)	:	15 t

Idet pillen står på tertiært ler med $\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$ og $c = 28 \text{ t/m}^2$ ($\varphi = 0$), skal det undersøges, om dens korttidsstabilitet er i orden i følgende 3 belastningstilfælde

1) Laveste lavvande og maksimal lodret belastning med dertil hørende vandrette kræfter. Der anvendes de normale partialkoefficienter $f_g = 1,0$, $f_p = 1,5$ og $f_c = 1,75$.

2) Højeste højvande, ingen nyttelast, men vindtryk som angivet, og de til egenvægten hørende vandrette kræfter. Der anvendes normale partialkoefficienter ($f_v = 1,5$).

3) Højeste højvande, nyttelast på det ene brofag med de hertil og til egenvægten hørende vandrette kræfter, vindtryk samt is- og strømtryk. Der anvendes partialkoefficienterne for ekstraordinære belastningstilfælde: $f_g = 1,0$, $f_p = f_v = 1,5$, $f_c = 1,6$.



1. Egenvægt + maksimal nyttelast.

Pillens egenvægt ved LLV er

$$G_p = 2,3 \cdot 0,5 \cdot 2,5 \cdot 5,5 + \frac{1}{6} \cdot 2,3 \cdot 6 (2 \cdot 3,2 \cdot 6,2 + 2 \cdot 2,0 \cdot 5,0 + 3,2 \cdot 5,0 + 6,2 \cdot 2,0) \\ + \frac{1}{6} \cdot 1,3 \cdot 4 (2 \cdot 4,0 \cdot 7,0 + 2 \cdot 3,2 \cdot 6,2 + 4,0 \cdot 6,2 + 7,0 \cdot 3,2) + 1,3 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 9 = 483 \text{ t}$$

Den nominelle lodrette kraft på fundamentsfladen bliver

$$V_n = 4 \cdot 30 + 4 \cdot 130 \cdot 1,5 + 483 = 1383 \text{ t}$$

og den nominelle vandrette kraft \neq brolinien

$$H_{Bn} = 4 \cdot 1 + 4 \cdot 4 \cdot 1,5 + 2 \cdot 15 \cdot 1,5 = 73 \text{ t}$$

samt endelig den nominelle vandrette kraft \perp brolinien

$$H_{Ln} = 10 \cdot 1,5 = 15 \text{ t}$$

Moment om fundamentfladens længdeakse

$$M_{Bn} = 73 \cdot 12,5 = 912 \text{ tm}$$

$$e_B = 912 : 1383 = 0,66 \text{ m}$$

og om dens breddeakse

$$M_{Ln} = 15 \cdot 12,5 = 188 \text{ tm}$$

$$e_L = 188 : 1383 = 0,14 \text{ m}$$

De effektive fundamentsdimensioner bliver

$$\bar{B} = B - 2e_B = 6,0 - 2 \cdot 0,66 = 4,68 \text{ m}$$

$$\bar{A} = 4,68 \cdot 8,72 = 40,8 \text{ m}^2$$

$$\bar{L} = L - 2e_L = 9,0 - 2 \cdot 0,14 = 8,72 \text{ m}$$

Den nominelle, lodrette korttids-bæreevne kan herefter beregnes af 5.35.4

$$b = Q : \bar{A} = 5,14 c (0,5 + 0,5 \sqrt{1 - H : c \bar{A}}) (1 + 0,2 \bar{B} : \bar{L}) (1 + 0,35 D : \bar{B}) + \bar{y}_0 D$$

Heri må H ikke sættes større end $c\bar{A}$, da der ellers sker glidning. Desuden bør man for en sikkerheds skyld for H indsætte resultanten af de vandrette kræfter

$$H_n = \sqrt{H_{Bn}^2 + H_{Ln}^2} = \sqrt{73^2 + 15^2} = 75 \text{ t}$$

Man kontrollerer nu først, at

$$H_n = 75 \text{ t} < c_n \bar{A} = \frac{28}{1,75} \cdot 40,8 = 654 \text{ t}$$

Derefter findes den nominelle bæreevne af ovenstående formel

$$Q_n : 40,8 = 5,14 \cdot \frac{28}{1,75} \cdot \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{1 - \frac{75 \cdot 1,75}{28 \cdot 40,8}} \right] \left[1 + \frac{0,2 \cdot 4,68}{8,72} \right] \left[1 + \frac{0,35 \cdot 2,0}{4,68} \right] \\ + 0,9 \cdot 2,0 = 82,2 \cdot 0,97 \cdot 1,11 \cdot 1,15 + 1,8 = 103,5 \text{ t/m}^2$$

$$Q_n = 103,5 \cdot 40,8 = \underline{4220 \text{ t}} (> V_n = 1383 \text{ t})$$

2. Egenvægt + vind.

Med de små vindkræfter, der her er tale om, kan dette belastningstilfælde umuligt blive dimensionsbestemmende. Selv om det principielt altid bør undersøges, kan man altså springe det over i det foreliggende tilfælde.

3. Egenvægt + ensidig nyttelast + vind + is.

Pillens egenvægt ved HHV er

$$G_p = 483 - \frac{1}{6} \cdot 1,0 \cdot 4,5(2 \cdot 3,2 \cdot 6,2 + 2 \cdot 2,3 \cdot 5,3 + 3,2 \cdot 5,3 + 6,2 \cdot 2,3) = 412 \text{ t}$$

Vindtryk på pillen over HHV

$$\neq \text{ brolinien: } \frac{1}{2} \cdot 0,15 \cdot 2,0 \cdot 5,25 \sim 1 \text{ t (kote + 3,5)}$$

$$\perp \text{ brolinien: } \frac{1}{2} \cdot 0,15 \cdot 2,0 \cdot 2,25 \sim 0 \text{ t (kote + 3,5)}$$

Herefter finder man

$$V_n = 4 \cdot 30 + 2 \cdot 130 \cdot 1,5 + 412 = 922 \text{ t}$$

$$H_{Bn} = 4 \cdot 1 + 2 \cdot 4 \cdot 1,5 + 2 \cdot 15 \cdot 1,5 + 2 \cdot 6 \cdot 1,5 + 2 \cdot 4 \cdot 1,5 \\ + 1 \cdot 1,5 + 15 \cdot 1,5 = 91 + 1,5 + 22,5 = 115 \text{ t}$$

$$H_{Ln} = 10 \cdot 1,5 + 4 \cdot 3 \cdot 1,5 + 2 \cdot 2 \cdot 1,5 + 0 \cdot 1,5 + 75 \cdot 1,5 = 39 + 0 + 113 = 152 \text{ t}$$

$$M_{Bn} = 2 \cdot 130 \cdot 1,5 \cdot 0,5 + 91 \cdot 12,5 + 1,5 \cdot 11,5 + 22,5 \cdot 10,5 = 1585 \text{ tm}$$

$$M_{Ln} = 39 \cdot 12,5 + 0 \cdot 11,5 + 113 \cdot 10,5 = 1673 \text{ tm}$$

$$e_B = 1585 : 922 = 1,72 \text{ m}$$

$$e_L = 1673 : 922 = 1,82 \text{ m}$$

$$\bar{B} = 6,0 - 2 \cdot 1,72 = 2,56 \text{ m}$$

$$\bar{A} = 2,56 \cdot 5,36 = 13,7 \text{ m}^2$$

$$\bar{L} = 9,0 - 2 \cdot 1,82 = 5,36 \text{ m}$$

$$H_n = \sqrt{115^2 + 152^2} = 191 \text{ t} < \frac{28}{1,6} \cdot 13,7 = 240 \text{ t}$$

$$Q_n : 13,7 = 5,14 \cdot \frac{28}{1,6} \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{1 - \frac{191 \cdot 1,6}{28 \cdot 13,7}} \right] \left[1 + \frac{0,2 \cdot 2,56}{5,36} \right] \left[1 + \frac{0,35 \cdot 2,0}{2,56} \right]$$

$$+ 0,9 \cdot 2,0 = 90,0 \cdot 0,73 \cdot 1,09 \cdot 1,27 + 1,8 = 92,7 \text{ t/m}^2$$

$$Q_n = 92,7 \cdot 13,7 = \underline{1270 \text{ t}} \quad (> V_n = 922 \text{ t})$$

Det fremgår heraf, at pillen er tilstrækkelig stabil, medmindre en anden kombination af belastninger og vandstand skulle vise sig at være endnu farligere.

(For en ordens skyld skal det bemærkes, at man her har set bort fra det nominelle, vridende moment om V_n 's lodrette, ekscentriske virkelinie. Det udgør, idet istrykket \neq brolinien virker i pillens endeflade

$$M_{Vn} = 22,5(2,65 + 1,82) + (91 + 1,5)1,82 - 152 \cdot 1,72 = 7 \text{ tm}$$

og er følgelig her betydningsløst.)

Betonspændingerne i det vandrette snit lige over kote - 6 m å undersøges. Her er

$$\begin{array}{l|l} V_n = 922 - 1,3 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 9 = 782 \text{ t} & H_n = 191 \text{ t} \\ M_{Bn} = 1585 - (91 + 1,5 + 22,5) 2,0 = 1355 \text{ tm} & e_B = 1355 : 782 = 1,73 \text{ m} \\ M_{Ln} = 1673 - (39 + 0 + 113) 2,0 = 1369 \text{ tm} & e_L = 1369 : 782 = 1,75 \text{ m} \\ \bar{B} \quad \left| \quad = 4,0 - 2 \cdot 1,73 = 0,54 \text{ m} & \bar{L} = 7,0 - 2 \cdot 1,75 = 3,50 \text{ m} \end{array}$$

Efter en plasticitetsteoretisk betragtning svarende til bæreevne-teorien bliver betontrykspændingen nominelt

$$\sigma_c = V_n : (\bar{B} \bar{L}) = 782 : (0,54 \cdot 3,50) = 414 \text{ t/m}^2$$

hvilket i det betragtede ekstraordinære belastningstilfælde kræver en beton med garanteret cylinderstyrke

$$\sigma_m = \sigma_n f_m = 414 \cdot 2,7 = 1120 \text{ t/m}^2 \sim 110 \text{ kg/cm}^2$$

Da vridningsmomentet om det effektive areals lodrette tyngdepunktakse er forsvindende, bliver forskydningsspændingen på det effektive areal nominelt

$$\tau_n = H_n : (\bar{B} \bar{L}) = 191 : (0,54 \cdot 3,50) = 101 \text{ t/m}^2$$

hvilket kræver en garanteret cylinderstyrke på

$$\sigma_m = 101 : 0,06 = 1680 \text{ t/m}^2 \sim 170 \text{ kg/cm}^2$$

Bøjningstrækspændingerne må beregnes efter elasticitetsteorien

$$\sigma_t = \frac{782}{4 \cdot 7} + \frac{6 \cdot 1355}{4^2 \cdot 7} + \frac{6 \cdot 1369}{4 \cdot 7^2} = +142 \text{ t/m}^2 \text{ (tryk)} < 1700$$

$$- 86 \text{ t/m}^2 \text{ (træk)} < 0,06 \cdot 1700$$

Selv om de beregnede spændinger er tilladelige, må det i reglen anbefales at føre en passende armering gennem det betragtede snit.

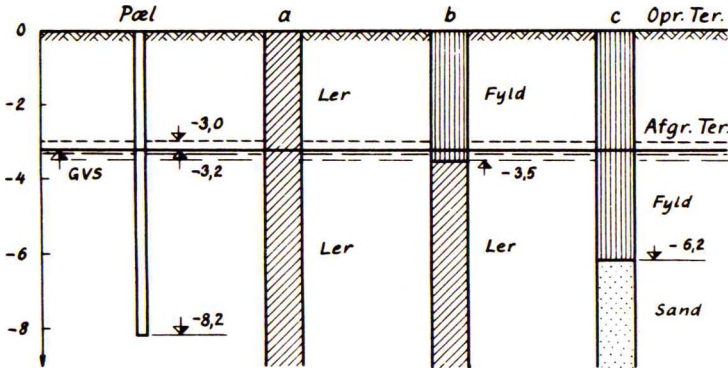
EKSEMPEL 38 : BÆREEVNE AF ENKELTPÆLE. (E 1956 b).

En 25×25 cm jernbetonpæl rammes 8,2 m ned i jorden og prøvebelastes efter lang tids forløb, hvorved brudbelastningen viser sig at være 110 t. Derefter afgraves der 3,0 m af jorden over et stort areal omkring pælen, og pælen afkortes tilsvarende. Hvor stor er pælens brudbelastning nu? Spørgsmålet besvares for følgende 3 tilfælde

- Bunden består af homogent ler fra jordoverfladen til stor dybde.
- Bunden består øverst af 3,5 m fyld og derunder af homogent ler.
- Bunden består øverst af 6,2 m fyld og derunder af homogent sand.

I alle 3 tilfælde står grundvandspejlet 3,2 m under jordoverfladen, og man kan se bort fra fyldens kohæsion og friktion. Leret regnes at genvinde sin fulde forskydningsstyrke kort tid efter ramningen. Om rumvægtene foreligger følgende oplysninger

- Fyld over vand : 1,6 t/m³
- Fyld under vand : 1,9 t/m³
- Ler : 1,8 t/m³
- Sand : 2,1 t/m³



a. Pæl i ler.

Korttids-brudbæreevnen af en enkeltpæl i ler bestemmes af 5.41.1, 5 og 8

$$Q_f = Q_p + \Sigma Q_m = 9c A_p + \Sigma m s r c A_m$$

Materialfaktor $m = 1$ (jernbeton), formfaktor $s = 1$ (konstant tværsnit). Regenerationsfaktoren r kan ifølge opgaveteksten antages at være 1.

Lerets udrænedede forskydningsstyrke c findes af

$$110 = 9c \cdot 0,25^2 + 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot c \cdot 8,2 \cdot 4 \cdot 0,25 = 8,76c$$

$$c = 110 : 8,76 = 12,5 \text{ t/m}^2$$

Efter 3 m afgravning er pælens korttids-brudbæreevne

$$Q_f^1 = 110 - 12,5 \cdot 3 \cdot 4 \cdot 0,25 = \underline{72,5 \text{ t}}$$

b. Pæl i fyld og ler.

Da den bortgravede fyld ifølge opgaveteksten ingen styrke har, og da ændringen i totale spændinger i leret ved fyldens bortgravning i første øjeblik ikke medfører nogen ændring af de effektive spændinger og derved ingen indflydelse har på lerets udrænedede styrke, finder man

$$Q_f^1 = Q_f = \underline{110 \text{ t}}$$

c. Pæl i fyld og sand.

Brudbæreevnen af en enkeltpæl i sand bestemmes af 5.41.1, 3 og 5

$$Q_f = Q_p + \Sigma Q_m = 2 N_q \bar{q}_p A_p + N_m \bar{q}_m A_m$$

I 1956 anvendte man for faktoren N_m det teoretiske udtryk $\sin \varphi \cos \varphi$. Denne størrelse ligger normalt i intervallet 0,4 - 0,5 og kan uden større fejl sættes til 0,45.

Den lodrette effektive spænding i pælespidsens niveau er

$$\text{Før afgravning : } \bar{q}_p = 3,2 \cdot 1,6 + 3,0 \cdot 0,9 + 2,0 \cdot 1,1 = 10,0 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Efter afgravning : } \bar{q}'_p = 10,0 - 3,0 \cdot 1,6 = 5,2 \text{ t/m}^2$$

Den lodrette effektive spænding ud for midten af den del af pælen, der står i sandet, er

$$\text{Før afgravning : } \bar{q}_m = 3,2 \cdot 1,6 + 3,0 \cdot 0,9 + 1,0 \cdot 1,1 = 8,9 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Efter afgravning : } \bar{q}'_m = 8,9 - 3,0 \cdot 1,6 = 4,1 \text{ t/m}^2$$

Overflademodstanden og spidsmodstanden før afgravning udgør

$$Q_m = N_m \bar{q}_m A_m \sim 0,45 \cdot 8,9 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 0,25 = 8,0 \text{ t}$$

$$Q_p = Q_f - Q_m = 110 - 8,0 = 102 \text{ t}$$

Efter afgravning haves

$$\underline{Q'_f} = Q'_p + Q'_m = 102 \frac{5,2}{10,0} + 8,0 \frac{4,1}{8,9} = \underline{56,7 \text{ t}}$$

EKSEMPEL 39 : PÆLE MED NEGATIV FRIKTION OG GRUPPEVIRKNING.

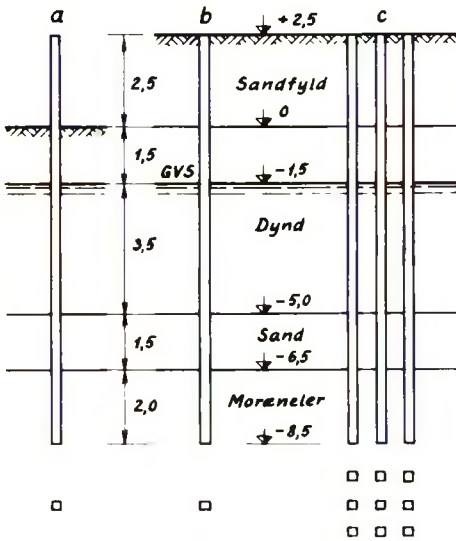
En bygning skal pælefunderes på et område med følgende jordbundsforhold

Fra kote 0 til -5 : Dynd med $\gamma = 1,55 \text{ t/m}^3$, $c = 2 \text{ t/m}^2$ ($\varphi = 0$), $\bar{\varphi} = 23^\circ$,
 $\bar{c} = 0,5 \text{ t/m}^2$, $e = 1,9$ og $C = 0,22$.

Fra kote -5 til -6,5 : Diluvialsand med $\gamma = 2,05 \text{ t/m}^3$ og $\varphi = 37^\circ$ ($c = 0$).

Under kote -6,5 : Moræneler med $\gamma = 2,2 \text{ t/m}^3$, $c = 50 \text{ t/m}^2$ ($\varphi = 0$)
og $\bar{\varphi} = 35^\circ$ ($\bar{c} = 0$).

Grundvandspejlet står i kote -1,5.



Der rammes nu 11 m lange jernbetonpæle 25×25 cm til kote $-8,5$. Hvor stor er den nominelle korttidsbæreevne af en sådan enkeltpæl, når regenerationsfaktoren sættes til $0,4$ for moræneleret og $0,9$ for dyndet, og spidsmodstands-faktoren for moræneleret er 18 ? Og hvor stor er den nominelle langtidsbæreevne?

Af forskellige grunde viser det sig nødvendigt inden bygningens opførelse at hæve terrænkoten til $+2,5$. Dette sker ved hjælp af indskyllet sand med $\gamma = 1,7$ t/m³ og $\varphi = 32^\circ$ ($c = 0$). Hvor stor vil sandlagets sætning blive, og hvor stor er nu den maksimale, nominelle korttidsbæreevne af en enkeltpæl?

Under hvert søjlefundament anbringes 9 lodpæle i en kvadratisk gruppe med centerafstand 75 cm mellem de enkelte pæle. Er korttidsbæreevnen af en sådan gruppe tilstrækkelig (under hensyntagen til negativ friktion), når $G = 260$ t, $P = 100$ t, $f_g = 1,0$, $f_p = 1,5$ og $f_a = 2,0$?

Man skal endelig bestemme pælens nødvendige armering, idet den ved løftning forudsættes understøttet i ét punkt og på spidsen; af hensyn til revnefarens tillades her kun 1300 kg/cm² i jernet (revnet tværsnit) og 25 kg/cm² træk i betonen (urevnet tværsnit). Hvilken grænse sætter iøvrigt pælens betontrykspænding for dens nominelle bæreevne, når betonen har en garanteret cylinderstyrke på 250 kg/cm²?

Ved beregning af aktuelle overflademodstande i friktionsjord (5.41.5) kan der for rammede pæle regnes med den erfaringsmæssige middelværdi $N_m = 0,6$, der kan anvendes på den del af \bar{q}_m , som var til stede under nedramningen. For borede pæle og for bidraget fra en eventuel ændring i \bar{q}_m efter pælens ramning må man erfaringsmæssigt anvende væsentligt lavere værdier af N_m . I denne opgave anvendes eksempelvis værdien $0,2$; i praksis kan den formentlig blive endnu lavere.

a. Enkeltpælens bæreevne inden opfyldningen.

Ved anvendelse af 5.41.1, 4 (med faktor 18), 5 (med faktor $0,6$: $f_a = 0,3$) og 6 (med $c_n = c$: $f_a = c$: $2,0$) findes den nominelle korttidsbæreevne, idet $m = s = 1$

$$Q_n = 0,9 \cdot \frac{2}{2,0} \cdot 4 \cdot 0,25 \cdot 5 + 0,3 (1,55 \cdot 1,5 + 0,55 \cdot 3,5 + \frac{1}{2} \cdot 1,05 \cdot 1,5) \cdot 4 \cdot 0,25 \cdot 1,5$$

$$+ 0,4 \cdot \frac{50}{2,0} \cdot 4 \cdot 0,25 \cdot 2,0 + 18 \cdot \frac{50}{2,0} \cdot 0,25^2 = 4,5 + 2,3 + 20,0 + 28,1 = \underline{54,9 \text{ t}}$$

Ved beregningen af enkeltpælens nominelle langtidsbæreevne får man brug for den nominelle effektive friktionsvinkel for moræneleret

$$\tan \bar{\varphi}_n = \frac{\tan \bar{\varphi}}{f_\varphi} = \frac{\tan 35^\circ}{1,25} = 0,560 \quad \bar{\varphi}_n = 29,2^\circ$$

Hertil svarer ifølge fig. 5.31.D et $N_q \sim 17$.

Man anvender herefter 5.41.1, 3 og 5, idet der i sidstnævnte tages hensyn til kohæsionen ved at addere produktet $\bar{c} \cot \bar{\varphi}$ til \bar{q}_m .

$$\begin{aligned} Q_n = & 0,3 \left(\frac{1}{2} \cdot 1,55 \cdot 1,5 + 0,5 \cot 23 \right) 4 \cdot 0,25 \cdot 1,5 \\ & + 0,3 \left(1,55 \cdot 1,5 + \frac{1}{2} \cdot 0,55 \cdot 3,5 + 0,5 \cot 23 \right) 4 \cdot 0,25 \cdot 3,5 \\ & + 0,3 \left(1,55 \cdot 1,5 + 0,55 \cdot 3,5 + \frac{1}{2} \cdot 1,05 \cdot 1,5 \right) 4 \cdot 0,25 \cdot 1,5 \\ & + 0,3 \left(1,55 \cdot 1,5 + 0,55 \cdot 3,5 + 1,05 \cdot 1,5 + \frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot 2,0 \right) 4 \cdot 0,25 \cdot 2,0 \\ & + 2 \cdot 17 \left(1,55 \cdot 1,5 + 0,55 \cdot 3,5 + 1,05 \cdot 1,5 + 1,2 \cdot 2,0 \right) 0,25^2 = \\ & 5,7 + 2,2 + 4,2 + 17,5 = \underline{29,6 \text{ t}} \end{aligned}$$

Ligesom man erfaringsmæssigt for fastlejret sand finder bæreevner, der er flere gange så store som de teoretisk beregnede (G 227), synes det samme at gælde for fast moræneler i langtidstilstanden. Den beregnede langtidsbæreevne for fundamenter og pæle på moræneler er derfor i reglen meget på den sikre side.

b. Enkeltpælens bæreevne efter opfyldningen.

Det indskyllede sands vægt vil få dyndlaget til at konsolidere sig. På basis af det angivne poretal $e = 1,9$ og konsolideringsindeks $C = 0,22$, der må opfattes som middelværdier, kan poretalesændringen beregnes ved hjælp af 1.31.2, der giver

$$-\Delta e = C \cdot \Delta (\log \bar{q}) = C \log (\bar{q}_1 : \bar{q}_0)$$

hvor \bar{q}_0 og \bar{q}_1 er de effektive spændinger før og efter sandopfyldningen. I det aktuelle tilfælde, hvor en nøjagtigere sætningsberegning ikke er påkrævet, kan man undlade at dele dyndlaget op i flere tynde lag. I stedet beregner man blot spændingerne i lagets midte

$$\bar{q}_0 = 1,55 \cdot 1,5 + 0,55 \cdot 1,0 = 2,9 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{q}_1 = 2,9 + 1,7 \cdot 2,5 = 7,15 \text{ t/m}^2$$

Sætningerne bliver altså med tilnærmelse

$$\delta_c \sim \frac{-\Delta e}{1+e_0} \cdot H = \frac{CH}{1+e_0} \log (\bar{q}_1 : \bar{q}_0) = \frac{0,22 \cdot 5}{1+1,9} \log \frac{7,15}{2,9} = \underline{0,15 \text{ m}}$$

Skal man stadig kunne regne med positiv (bærende) overflademodstand i alle de jordlag, pælen går igennem, forudsætter dette, at man kan tolerere en sætning af pælen af den beregnede størrelsesorden.

I det givne eksempel er dette ikke tilfældet, og der må følgelig regnes med negativ overflademodstand, ikke alene i selve det konsoliderende lag, men også i alle over dette liggende jordlag.

De aktuelle værdier af henholdsvis overflademodstanden i de lag, hvor den kan blive negativ, overflademodstanden i de lag, hvor den altid er positiv, samt spidsmodstanden beregnes herefter, idet N_m i 5.41.5, for ændringer i \bar{q}_m på grund af opfyldningen, sættes til 0, 2.

$$Q_{an} = 0,2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,7 \cdot 2,5 \cdot 4 \cdot 0,25 \cdot 2,5 + 0,9 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 0,25 \cdot 5 = 1,1 + 9,0 = 10,1 \text{ t}$$

$$Q_{am} = \left[0,2 \cdot 1,7 \cdot 2,5 + 0,6 (1,55 \cdot 1,5 + 0,55 \cdot 3,5 + \frac{1}{2} \cdot 1,05 \cdot 1,5) \right] 4 \cdot 0,25 \cdot 1,5 + 0,4 \cdot 50 \cdot 4 \cdot 0,25 \cdot 2,0 = 5,8 + 40,0 = 45,8 \text{ t}$$

$$Q_{ap} = 18 \cdot 50 \cdot 0,25^2 = 56,2 \text{ t}$$

Den maksimale, nominelle bæreevne uden hensyntagen til negativ friktion er

$$Q_n = (10,1 + 45,8 + 56,2) : 2,0 = \underline{56,0 \text{ t}}$$

c. Pælegruppens bæreevne efter opfyldningen.

Ved beregningen af de 9 pæles samlede bæreevne betragtes gruppen for overflademodstandenes vedkommende som én "pæl" med sidelinie $0,25 + 2 \cdot 0,75 = 1,75 \text{ m}$ (~ 7 gange enkeltpæles). For spidsmodstandenes vedkommende regnes derimod forsigtigvis kun med summen af de enkelte pæles spidsarealer.

Til den hvilende belastning må medregnes den effektive vægt af jorden indenfor pælegruppen. Selve pælenes egenvægte ækvivaleres derimod (som sædvanlig) nogenlunde af det i pæleformlerne negligerede led $\bar{q}_p A_p$.

Ifølge G 241 skal der foretages følgende undersøgelser

$$G + P f_p = (1,7 \cdot 2,5 + 1,55 \cdot 1,5 + 0,55 \cdot 3,5 + 1,05 \cdot 1,5 + 1,2 \cdot 2,0) \cdot (1,75^2 \cdot 0,25^2 \cdot 9) + 260 + 100 \cdot 1,5 = 31 + 260 + 150 = 441 \text{ t} <$$

$$(Q_{ap} + Q_{am} + Q_{an}) : f_a = (9 \cdot 56,2 + 7 \cdot 45,8 + 7 \cdot 10,1) : 2,0 = 449 \text{ t}$$

$$G + P \sqrt{f_p} + Q_{an} = 31 + 260 + 100 \sqrt{1,5} + 7 \cdot 10,1 = 484 \text{ t} <$$

$$(Q_{ap} + Q_{am}) : \sqrt{f_a} = (9 \cdot 56,2 + 7 \cdot 45,8) : \sqrt{2,0} = 585 \text{ t}$$

Pælegruppens bæreevne er altså tilstrækkelig.

d. Armering og betonspændinger.

Idet pælens totallængde er L og dens egenvægt pr. længdeenhed g , fås følgende maksimale momenter i pælen, når den løftes på de nedenfor angivne måder (tallene i parentes angiver løftepunkternes beliggenhed, udtrykt i % af L).

Løftning i 1 punkt og spidsen	:	$M = 0,043 \text{ gL}^2$	(29-71)
Løftning i 2 punkter	:	$M = 0,022 \text{ gL}^2$	(21-58-21)
Løftning i 1 hammel og spidsen	:	$M = 0,015 \text{ gL}^2$	(17-45-38)
Løftning i 1 hammel og 1 punkt	:	$M = 0,0095 \text{ gL}^2$	(14-36-36-14)
Løftning i 2 hammeler	:	$M = 0,0055 \text{ gL}^2$	(10-27-26-27-10)

I dette tilfælde fås, da $L = 11 \text{ m}$ og $\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$

$$M = 0,043 \cdot 0,25^2 \cdot 2,4 \cdot 11^2 = 0,78 \text{ tm.}$$

Betondækningen på hovedarmeringen må være mindst 3 cm. Skønnes jerdiameteren til ca. 2 cm, bliver tværsnittets nyttehøjde $25 - 3 - \frac{1}{2} \cdot 2 = 21 \text{ cm}$. Det nødvendige jernareal i hele pælen er da

$$F_j = \frac{78000 \cdot 2}{0,9 \cdot 21 \cdot 1300} = 6,4 \text{ cm}^2 \sim \underline{4 \text{ } \phi 16} \quad (8,0 \text{ cm}^2 \sim 1,3 \% > 0,75 \%)$$

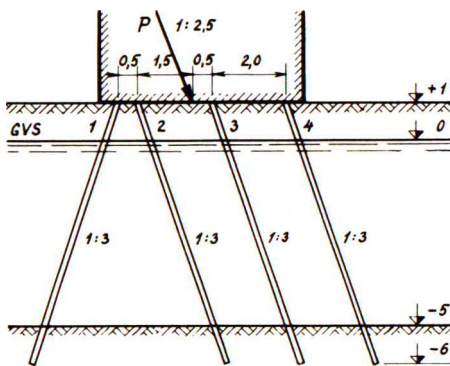
$$F_b = 25^2 + 10 \cdot 8,0 = 705 \text{ cm}^2 \quad W_b = \frac{1}{6} \cdot 25^3 + 10 \cdot 8,0 \cdot 8,7^2 : 12,5 = 3085 \text{ cm}^3$$

$$\text{Betontrækspænding: } \sigma_b = 78000 : 3085 = 25 \text{ kg/cm}^2$$

For den nominelle betontrykstyrke fås, idet cylinderstyrken er 250 kg/cm^2

$$\sigma_n = \frac{\sigma_m}{f_m} = \frac{2500}{3,0} = 833 \text{ t/m}^2 \quad Q_n = 833 \cdot 0,0705 = \underline{58,7 \text{ t}} \quad (> 56,0)$$

EKSEMPEL 40 : BÆREEVNE AF ENKELTPÆLE OG PLANT PÆLEVÆRK. (E 1959 a).



Det på figuren viste plane pæleværk består af 4 rækker jernbetonpæle, alle med kvadratisk tværsnit $20 \times 20 \text{ cm}$, og alle rammet med hældning 1 : 3. Centerafstanden mellem de enkelte pæle er 1 m for række 1, og 2 m for række 2-4. De på figuren angivne mål og koter er givet i meter.

Jordoverfladen ligger i kote +1 m og grundvandspejlet i kote 0. Fra +1 m til -5 m består jorden af homogent, vandmættet ler med rumvægt $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$ og udrænet forskydningsstyr-

ke $c = 5 \text{ t/m}^2$. For det betragtede tidspunkt efter pælenes ramning kan regenerationsfaktoren sættes til $r = 0,6$.

Under -5 m findes tætlejret, groft sand med rumvægt $\gamma = 2,05 \text{ t/m}^3$ og en "korrigeret" friktionsvinkel $\varphi = 46^\circ$, hvortil svarer et $N_q = 150$.

- Bestem først den virkelige brudlast Q_f for en enkeltpæl påvirket til henholdsvis tryk og træk.
- Idet pæleværket påvirkes af en nedadrettet ydre kraft P med hældning $1 : 2,5$, der skærer fundamentsunderkanten i det på figuren angivne punkt, skal man ved hjælp af plasticitetsteorien beregne pæleværkets virkelige brudlast P_f i t/m .
- Bestem de til den fundne brudlast P_f svarende pælekræfter i alle 4 rækker og påvis, at løsningen er både statisk og kinematisk mulig.

a. Enkeltpælens brudlast.

Pælehældningen $1 : 3$ svarer til en hældningsvinkel på $18,4^\circ$. Brudlasten Q_t for træk er lig overflademodstanden Q_m . Når der regnes med den tidligere anvendte faktor $N_m = \sin \varphi \cos \varphi$ i 5.41.5, får man af denne og 5.41.6

$$Q_t = Q_m = (1,7 \cdot 1,0 + 0,7 \cdot 5,0 + 1,05 \cdot 0,5) \cdot 4 \cdot 0,2 \cdot 1,0 \sec 18,4 \sin 46 \cos 46 \\ + 0,6 \cdot 5 \cdot 4 \cdot 0,2 \cdot 6 \sec 18,4 = 2,4 + 15,2 = \underline{17,6 \text{ t}}$$

For at bestemme brudlasten Q_c for tryk skal man addere spidsmodstanden Q_p , der findes af 5.41.3

$$Q_c = Q_m + Q_p = 17,6 + 2 \cdot 150 (1,7 \cdot 1,0 + 0,7 \cdot 5,0 + 1,05 \cdot 1,0) \cdot 0,20^2 = \\ 17,6 + 75,0 = \underline{92,6 \text{ t}}$$

b. Pæleværkets brudlast.

Hvis det antages, at række 1 får træk og de øvrige tryk, bliver brudbelastningen i række 1 (afstande 1 m) $-17,6 \text{ t/m}$ og i de øvrige rækker (afstande 2 m) $\frac{1}{2} \cdot 92,6 = 46,3 \text{ t/m}$.

Man skønner nu, at f. eks. rækkerne 1 og 4 ikke bliver fuldt udnyttet. Pæleværkets drejningspunkt er da skæringspunktet mellem disse to rækker. Det ligger lodret over fundamentets midte i højden $\frac{1}{2} \cdot 4,5 \cdot 3 = 6,75 \text{ m}$ over fundamentets underkant.

Idet den ydre kraft P_f har en hældning $1 : 2,5$, hvilket svarer til en vinkel på $21,8^\circ$, kan den bestemmes ved momentligningen om drejningspunktet, hvorved der skal regnes med trykbrud i række 2 og 3 ($P_2 = P_3 = 46,3 \text{ t/m}$)

$$P_f (0,25 \cos 21,8 + 6,75 \sin 21,8) = 46,3 (4,0 + 2,0) \cos 18,4 = 263 = 2,74 P_f$$

$$\underline{P_f = 96,0 \text{ t/m}}$$

c. De enkelte pælekræfter.

Pælekræften i række 1 findes ved projektion på en linie, der er vinkelret på de øvrige 3 rækker

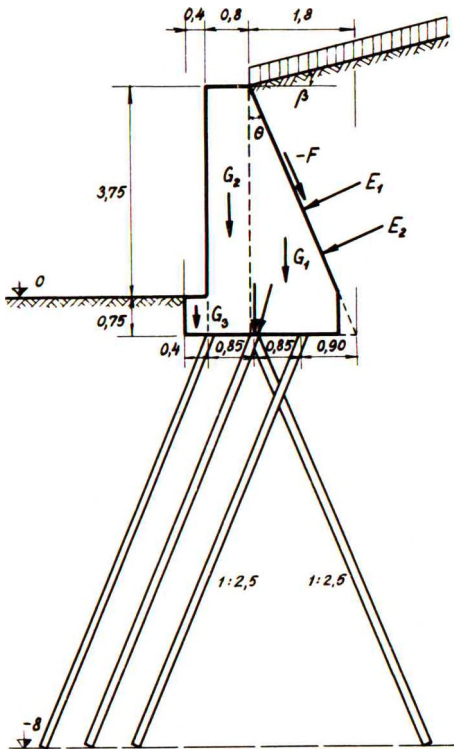
$$P_1 \sin 36,8 = -96,0 \sin 3,4 = -5,7 \quad \underline{P_1 = -9,5 \text{ t/m (træk)}}$$

Pælekræften i række 4 findes endelig ved lodret projektion

$$P_4 \cos 18,4 = 96,0 \cos 21,8 - (2 \cdot 46,3 - 9,5) \cos 18,4 = 10,3 \quad \underline{P_4 = 10,9 \text{ t/m}}$$

Da P_1 er (numerisk) mindre end trækbrudlasten for række 1 (17,6 t/m), og P_4 er mindre end trykbrudlasten for række 4 (46,3 t/m), er løsningen statisk mulig. Da endvidere de to fuldt udnyttede pælerækker 2 og 3 begge ligger til samme side for drejningspunktet, er løsningen også kinematisk mulig.

EKSEMPEL 41 : STØTTEMUR PÅ PÆLE I SAND.



En støttemur af grovbeton ($\gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$) har de på figuren viste dimensioner. Den står på og er bagfyldt med lerholdigt sand, der har $\phi = 29^\circ$, $c = 0,75 \text{ t/m}^2$, $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ og $\gamma' = 1,1 \text{ t/m}^3$. KVS står under murens underside. Muren kan regnes ru på bagsiden, og der ses forsigtigvis bort fra jordtryk på forsiden. På det høje terræn, der stiger 1 : 4, kan virke en lodret nyttelast $p = 1,5 \text{ t/m}^2$ af den skrå overflade.

Med 10 m lange, $20 \times 20 \text{ cm}$ jernbetonpæle er der foretaget prøveramninger fra eksisterende terræn i kote 0 til kote - 8. Med et ramslag på 1,0 t og en faldhøjde på 0,8 m (effektivitetsfaktor 0,7) har man i de sidste serier i middel fundet en nedsynkning på 2,5 cm pr. slag.

Idet den maksimale pælehældning er 1 : 2,5, og der anvendes $20 \times 20 \text{ cm}$ pæle rammet til kote - 8, skal man dimensionere et økonomisk pæleværk med 4 rækker pæle. Der regnes med partialkoefficienter $f_g = 1,0$, $f_p = 1,5$, $f_\psi = 1,2$, $f_c = 1,5$ og $f_d = 2,0$.

Man bestemmer først de nominelle størrelser

$$\tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi}{f} = \frac{\tan 29}{1,2} = 0,462 \quad \varphi_n = 24,8^\circ$$

$$c_n = c : f_c = 0,75 : 1,5 = 0,50 \text{ t/m}^2 \quad p_n = p f_p = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ t/m}^2$$

Den nominelle bæreevne af en trykpæl findes ved hjælp af den danske rammeformel (5.42.3, 5 og 8).

$$S_0 = \sqrt{2\eta H G_R L_p : AE} = \sqrt{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 10 : (0,20^2 \cdot 2 \cdot 10^6)} = 0,012 \text{ m}$$

$$Q = \frac{\eta H G_R}{S + \frac{1}{2} S_0} = \frac{0,7 \cdot 0,8 \cdot 1,0}{0,025 + \frac{1}{2} \cdot 0,012} = 18,1 \text{ t} \quad Q_n = Q : f_d = 18,1 : 2,0 = \underline{9,05 \text{ t}}$$

Ved opdeling af muren som vist på figuren findes (med tilnærmelse)

$$G_1 = \frac{1}{2} \cdot 4,5 \cdot 1,8 \cdot 2,3 = 9,3 \text{ t/m}$$

$$G_2 = 4,5 \cdot 0,80 \cdot 2,3 = 8,3 \text{ t/m}$$

$$G_3 = 0,75 \cdot 0,4 \cdot 2,3 = 0,7 \text{ t/m}$$

Det aktive jordtryk på bagsiden beregnes ved hjælp af G 188-89. Først bestemmes vinklerne β og θ

$$\tan \beta = 1 : 4 = 0,25 \quad \beta = +14,0^\circ$$

$$\tan \theta = 1,8 : 4,5 = 0,40 \quad \theta = +21,8^\circ$$

Dernæst beregnes v_0 og v_1 af 5.15.4 og 12 med $p_n = 2,25 \text{ t/m}^2$, $\delta = \varphi_n = -24,8^\circ$ og $a = c_n = -0,50 \text{ t/m}^2$ (minustegnene skyldes, at trykket er aktivt). Bemærk også, at der foran kvadratrodsteget i 5.15.4 faktisk skulle have stået dobbeltfortegnet \pm , hvoraf $+$ bruges ved passivt tryk, $-$ ved aktivt.

$$\tan(v_0 + \frac{1}{2}\varphi - \frac{1}{2}\beta) = \frac{c \cos \varphi \sin \beta - \sqrt{c^2 \cos^2 \varphi + pc \sin 2\varphi \cos \beta + p^2 (\sin^2 \varphi - \sin^2 \beta)}}{c \cos \varphi \cos \beta + p (\sin \varphi - \sin \beta)}$$

$$\frac{-0,50 \cdot \cos 24,8 \sin 14,0 - \sqrt{0,50^2 \cdot \cos^2 24,8 + 2,25 \cdot 0,50 \cdot \sin 49,6 \cos 14,0 + 2,25^2 (\sin^2 24,8 - \sin^2 14,0)}}{-0,50 \cdot \cos 24,8 \cos 14,0 - 2,25 (\sin 24,8 + \sin 14,0)} = 0,72$$

$$v_0 = 35,7 - \frac{1}{2}\varphi + \frac{1}{2}\beta = 35,7 + 12,4 + 7,0 = 55,1^\circ$$

$$\cos(2v_1 + \varphi + \delta - 2\theta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} = 1$$

$$v_1 = 0 - \frac{1}{2}\varphi - \frac{1}{2}\delta + \theta = 0 + 12,4 + 12,4 + 21,8 = 46,6^\circ$$

Herefter beregnes jordtrykskoefficienterne af 5.23.2-4

$$K_P^Z = \frac{\cos \delta \sin(v_0 + \varphi) \cos(v_1 - \theta)}{\sin(v_0 - \beta) \cos(v_1 + \varphi + \delta - \theta)} e^{2(v_0 - v_1) \tan \varphi} =$$

$$\frac{\cos 24,8 \sin(55,1 - 24,8) \cos(46,6 - 21,8)}{\sin(55,1 - 14,0) \cos(46,6 - 24,8 - 24,8 - 21,8)} e^{-2 \cdot 0,462(55,1 - 46,6)\pi : 180} = 0,61$$

$$K_C^Z = \left[K_P^Z \frac{\sin(v_0 + \varphi - \beta)}{\sin(v_0 + \varphi)} - 1 \right] \cot \varphi = \left[0,61 \frac{\sin(55,1 - 24,8 - 14,0)}{\sin(55,1 - 24,8)} - 1 \right] \cot(-24,8) = 1,43$$

$$K_Y^Z = \left[K_P^Z + 0,007(e^{9 \sin \delta} - 1) \right] \cos(\beta - \theta) = \left[0,61 + 0,007(e^{-9 \sin 24,8} - 1) \right] \cos(14,0 - 21,8)$$

$$= 0,60$$

Ved hjælp af 5.23.1 (hvori c skal regnes negativ ved aktivt tryk) kan jordtrykkes normalkomponenter e beregnes i øverste og nederste punkt af den teoretiske, plane bagside, hvis skråt målte højde er 4,5 : $\cos 21,8 = 4,85$ m.

$$\text{Øverst : } 2,25 \cdot 0,61 - 0,50 \cdot 1,43 = 0,66 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Nederst : } 0,66 + 1,8 \cdot 4,85 \cdot 0,60 = 5,90 \text{ t/m}^2$$

Normalkomponenterne E_1 (fra nyttelast og kohæsion) og E_2 (fra sandets egenvægt) bliver

$$E_1 = 4,85 \cdot 0,66 = 3,2 \text{ t/m} \quad (\text{virkende i midtpunktet})$$

$$E_2 = \frac{1}{2} \cdot 4,85(5,90 - 0,66) = 12,7 \text{ t/m} \quad (\text{virkende i trediedelpunktet})$$

Den nedadrettede tangentialkomponent bliver ifølge 5.23.5 (hvori δ og a skal regnes negative ved aktivt tryk)

$$-F = -E \tan \delta - ah = -(3,2 + 12,7) \tan(-24,8) - (-0,50)4,85 = 9,8 \text{ t/m}$$

Samtlige kræfter over fundamentsfladen sammensættes til en resultant med komponenterne

$$V_n = 9,3 + 8,3 + 0,7 + 9,8 \cos 21,8 + (3,2 + 12,7) \sin 21,8 = 33,3 \text{ t/m}$$

$$H_n = (3,2 + 12,7) \cos 21,8 - 9,8 \sin 21,8 = 11,1 \text{ t/m}$$

Moment om fundamentsfladens teoretiske bagkant

$$M_n = 9,3 \cdot 1,2 + 8,3 \cdot 2,2 + 0,7 \cdot 2,8 + 3,2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,85 + 12,7 \cdot \frac{1}{3} \cdot 4,85 = 59,7 \text{ tm/m}$$

Resultanten angriber altså fundamentsfladen 59,7 : 33,3 = 1,79 m foran den teoretiske bagkant. Dens hældning er 11,1 : 33,3 = 1 : 3 (18,4°).

Pæleværket skal naturligvis også kunne bære muren, før bagfylden anbringes

$$V_n' = 9,3 + 8,3 + 0,7 = 18,3 \text{ t/m} \quad H_n' = 0$$

$$M_n' = 9,3 \cdot 1,2 + 8,3 \cdot 2,2 + 0,7 \cdot 2,8 = 31,5 \text{ tm/m}$$

Denne resultant er altså lodret og angriber fundamentsfladen $31,5 : 18,3 = 1,72$ m foran den teoretiske bagkant.

Ved dimensioneringen af pæleværket er det mest økonomisk at anvende 2 grupper skråpæle med maksimalhældningen $1 : 2,5$ ($21,8^\circ$). Ved opløsning af de to kraftresultanter efter disse gruppers retninger finder man i begge tilfælde tryk i alle pæle og følgende kræfter i de 2 grupper

$$\begin{aligned} \text{Med bagfyld : } \frac{1}{2} \cdot 33,3 : \cos 21,8 + \frac{1}{2} \cdot 11,1 : \sin 21,8 &= 32,9 \text{ t/m} \\ &= 3,0 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\text{Uden bagfyld : } \frac{1}{2} \cdot 18,3 : \cos 21,8 = 9,9 \text{ t/m i begge grupper.}$$

Der skal åbenbart være 3 rækker pæle i den ene gruppe og 1 række i den anden. Tyngdepunktsakserne for de 2 grupper bør skære hinanden i nærheden af de 2 kraftresultanternes skæringspunkt. Herved fås det på figuren viste pæleværk.

Da begge resultanters moment om pælegruppens 0-punkt (skæringspunktet for de 2 gruppers tyngdepunktsakser) er forsvindende, er pælegruppen plasticitetsteoretisk tilfredsstillende, når centerafstanden mellem pælene i de enkelte rækker gøres lig $9,05 : (1/3 \cdot 32,9) = \underline{0,83 \text{ m}}$.

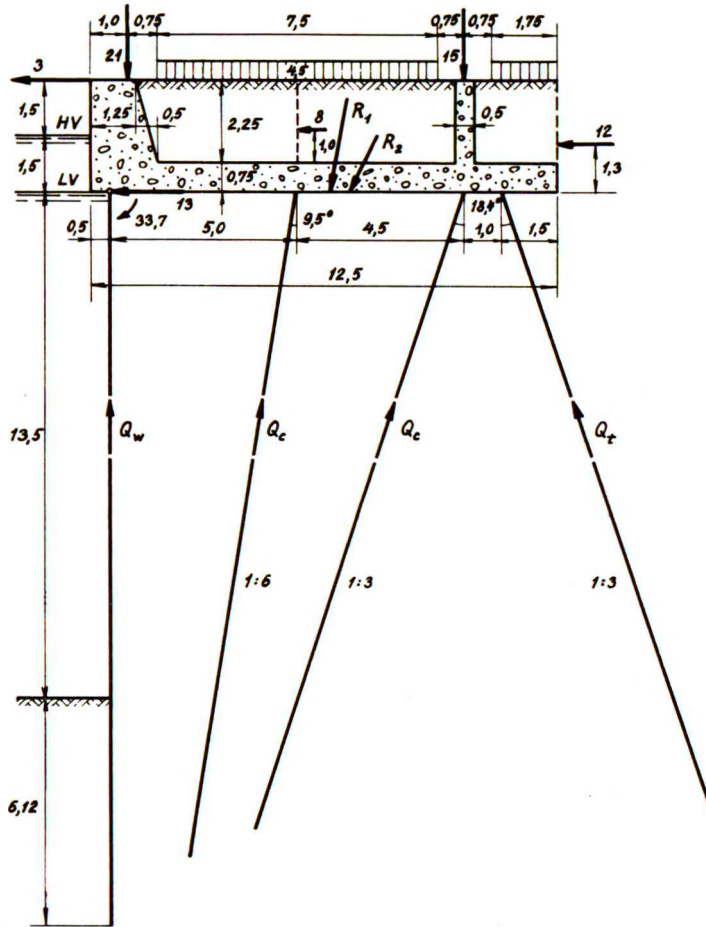
EKSEMPEL 42 : KAJ PÅ STALPÆLE I SAND.

For den i eksempel 30 behandlede C&N-kaj skal der nu projekteres en fundering på stål-pæle af DIP-profiler. Såvel pælene som spunsvæggen, hvortil der anvendes et Krupp-profil, udføres af stål med garanteret flydegrænse 2600 kg/cm^2 og forudsættes beskyttet katodisk.

Den mere detaljerede udformning af overbygningen er vist på figuren nedenfor. Der kan virke et vandret pullertræk på 2 t/m . På forreste kranskinne ($1,0 \text{ m}$ fra kajforkant) virker en belastning 14 t/m , og på bageste kranskinne ($10,0 \text{ m}$ fra kajforkant) en belastning 10 t/m . Den jævnt fordelte nyttelast (3 t/m^2) kan ikke komme nærmere til kranskinne end $0,75 \text{ m}$. Alle de nævnte belastninger skal multipliceres med $f_p = 1,5$.

Pæleværket og aflastningspladen skal dimensioneres med normale partialkoefficienter for følgende 2 belastningstilfælde

- 1) Lavvande (kote $-0,5$) samt maksimal vandret og lodret belastning.
- 2) Højvande (kote $+1,0$) samt maksimal vandret og minimal lodret belastning.



a. Maksimal vandret + lodret belastning.

Fra beregningen af spunsvæggen vides det, at denne i den nominelle brudtilstand påvirker overbygningen med en vandret kraft på 13,0 t/m og et moment på 33,7 tm/m (med uret).

Egenvægten af overbygningen er

$$G = (12,5 \cdot 0,75 + 2,0 \cdot 2,25) \cdot 2,4 + 10,5 \cdot 2,25 \cdot 1,8 = 76 \text{ t/m}$$

De nominelle værdier af pullertrækket, krantrykkene og den ensformigt fordelte nyttelast bliver henholdsvis

$$2,0 \cdot 1,5 = 3 \text{ t/m} \quad 14 \cdot 1,5 = 21 \text{ t/m} \quad 10 \cdot 1,5 = 15 \text{ t/m} \quad 9,25 \cdot 3 \cdot 1,5 = 42 \text{ t/m}$$

Jordtrykket på overbygningens bagside beregnes forsigtigvis som hviletryk. Man kan herved for hviletrykkoefficienten anvende det empiriske udtryk

$$K^0 \sim 1 - \sin \bar{\varphi}$$

og heri indsætte den nominelle værdi $\bar{\varphi}_n$

$$K_n^0 = 1 - \sin 30,2 = 0,50$$

Det vandret virkende hviletryk på bagsiden bliver da ifølge 5.21.4

$$E_n^0 = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 3,0^2 \cdot 0,50 + 3 \cdot 1,5 \cdot 3,0 \cdot 0,50 = 4,1 + 6,8 = 11 \text{ t/m}$$

$$z^0 = \left(\frac{1}{3} \cdot 3,0 \cdot 4,1 + \frac{1}{2} \cdot 3,0 \cdot 6,8 \right) : 11 = 1,3 \text{ m}$$

(I det følgende er der dog anvendt den tidligere beregnede værdi $E_n^0 = 12 \text{ t/m}$).

Resultanten af de på overbygningen virkende kræfter har komposanterne

$$V_n = 76 + 42 + 21 + 15 = 154 \text{ t/m} \quad H_n = 13 + 3 + 12 = 28 \text{ t/m}$$

og følgende moment om midtpunktet af pladens underkant, idet resultanten af egenvægt + jævnt fordelt nyttelast antages at virke centralt

$$M_n = 21 \cdot 5,25 - 15 \cdot 3,75 + 3 \cdot 3,0 + 12 \cdot 1,3 - 33,7 = 45 \text{ tm/m}$$

Resultanten skærer altså pladens underkant i en afstand af $45 : 154 = 0,3 \text{ m}$ foran midtpunktet. Hældningen er ca. 1 : 5,5.

b. Maksimal vandret + minimal lodret belastning.

Hævningen af vandspejlet med 1,5 m ændrer ikke i nævneværdig grad indspændingsmoment og ankertræk fra spunsvæggen. Jordtrykket på overbygningens bagside reduceres noget, men så lidt, at det kan regnes uændret. Overbygningens effektive vægt reduceres derimod af opdriften med

$$\Delta G = -1,5 \cdot 12,5 = -19 \text{ t/m}$$

Resultanten bestemmes følgelig her af

$$V_n' = 76 - 19 = 57 \text{ t/m} \quad H_n' = 28 \text{ t/m}$$

$$M_n' = 3 \cdot 3,0 + 12 \cdot 1,3 - 33,7 = -9 \text{ tm/m}$$

Resultanten skærer altså her pladens underkant i en afstand af $9 : 57 = 0,15 \text{ m}$ bag midtpunktet. Hældningen er ca. 1 : 2.

c. Dimensionering af pæleværk.

Det forudsættes her, at maksimalhældningen for pælene er 1 : 3. Da resultant no. 2 har større hældning, må man have mindst én "trækpælerække". Denne kan imidlertid næppe udnyttes fuldt ud af resultant no. 1, og det samme gælder sandsynligvis spunsvæggen, som er rammet dybt ned i fast sand. Følgelig bliver drejningspunktet for pælegruppen i belastningstilfælde 1 skæringspunktet mellem spunsvæggen og "trækpælerækken". Trykpælerækkerne kan derimod dimensioneres således, at de udnyttes

fuldt ud i belastningstilfælde 1. De ligger begge til samme side for drejningspunktet og tilfredsstiller således den kinematiske betingelse (G 250).

Et sådant pæleværk kan dimensioneres på mange måder, og problemet kompliceres af, at det ikke er prisen for selve pæleværket, der skal gøres til et minimum, men den samlede pris for pæleværk + overbygning. Det pæleværk, der undersøges i det følgende, er ikke nødvendigvis det mest økonomiske, og i praksis kan man blive nødt til at forsøge forskellige muligheder.

For det på figuren viste pæleværk bestemmer man i belastningstilfælde 1 den nominelle pælekraft Q_c i hver af de to trykpælerækker ved momentligningen om drejningspunktet (der ligger $3 \cdot 10,5 = 31,5$ m over pladens underkant)

$$Q_c \sin 9,5 \cdot (31,5 + 5,0 \cdot 6) + Q_c \sin 18,4 \cdot (31,5 + 9,5 \cdot 3) = 154(5,75 - 0,30) + 28 \cdot 31,5 = 1720 = Q_c \cdot 29,0 \quad \underline{Q_c = 59,3 \text{ t/m}}$$

Kraften Q_t i "trækpælerækken" findes ved vandret projektion

$$Q_t \sin 18,4 = 59,3(\sin 18,4 + \sin 9,5) - 28 = 0,5 \quad \underline{Q_t = 1,6 \text{ t/m}}$$

Endelig findes kraften Q_w i spunsvæggen ved lodret projektion

$$\underline{Q_w} = 154 - 59,3(\cos 18,4 + \cos 9,5) - 1,6 \cos 18,4 = \underline{37,9 \text{ t/m}}$$

Som det senere skal vises, er Q_w mindre end spunsvæggens nominelle trykbæreevne, og løsningen er derfor statisk mulig.

Det samme pæleværk undersøges nu for belastningstilfælde 2. Her er det sandsynligvis - foruden spunsvæggen - den stejleste trykpælerække, der ikke kan udnyttes fuldt ud. Drejningspunktet er derfor nu skæringspunktet mellem denne række og spunsvæggen. Da de to øvrige pælerækker ligger til hver sin side for drejningspunktet, er løsningen kinematisk mulig, såfremt man finder tryk i den ene og træk i den anden af disse to rækker.

Idet man i den udnyttede trykpælerække regner med $Q_c' = 59,3$ t/m ligesom i belastningstilfælde 1, finder man ved momentligningen om drejningspunktet (der ligger $5,0 \cdot 6 = 30$ m under pladens underkant)

$$Q_t' \sin 18,4 \cdot (30 + 10,5 \cdot 3) = 59,3 \sin 18,4 \cdot (30 - 9,5 \cdot 3) + 57(5,75 + 0,15) - 28 \cdot 30 = -476 = Q_t' \cdot 19,4 \quad \underline{Q_t' = -24,5 \text{ t/m}}$$

Kraften i den anden trykpælerække findes ved vandret projektion

$$Q_c' \sin 9,5 = 28 - 59,3 \sin 18,4 - 24,5 \sin 18,4 = 1,6 \quad \underline{Q_c' = 9,7 \text{ t/m}}$$

og kraften i spunsvæggen ved lodret projektion

$$\underline{Q_w'} = 57 - 9,7 \cos 9,5 - 59,3 \cos 18,4 + 24,5 \cos 18,4 = \underline{14,5 \text{ t/m}}$$

Det fremgår heraf, at løsningen er statisk mulig.

Som pæleprofil vælges her DIP 30 (154 cm^2), hvis effektive omkreds er $4 \cdot 0,30 = 1,2 \text{ m}$. Det effektive spidsareal er $0,30^2 = 0,09 \text{ m}^2$. For en pæl af skønnet længde 18 m findes den nominelle overflademodstand af 5.41.5, hvori der for faktoren N_m anvendes den nominelle værdi $0,6 : f_a = 0,6 : 2,0 = 0,3$.

$$Q_m = 0,3 \cdot \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot \cos 18,4 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 18 = \underline{55 \text{ t}}$$

Spidsmodstanden fås af 5.41.3 og fig. 5.31.D, der for $\varphi_n = 30,2^\circ$ giver $N_q = 19$

$$Q_p = 2 \cdot 19 \cdot 18 \cdot \cos 18,4 \cdot 1,0 \cdot 0,09 = \underline{58 \text{ t}}$$

Den indbyrdes pæleafstand skal altså i trykpælerækkerne være $(55+58) : 59,3 \sim 1,90 \text{ m}$, medens den i trækpælerækken skal være højst $55 : 24,5 \sim 2,25 \text{ m}$. Det vil være mest praktisk at bruge samme afstand i alle rækker; trækpælens nødvendige længde L_t bestemmes da af

$$0,3 \cdot \frac{1}{2} L_t \cos 18,4 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot L_t = 24,5 \cdot 1,90 \qquad \underline{L_t = 16,5 \text{ m}}$$

Pælene i den stejleste trykpælerække kan strengt taget gøres lidt kortere end 18 m, så de får nøjagtig samme bæreevne som de beregnede 18 m pæle i den anden trykpælerække.

Den nominelle spænding i pælematerialet er maksimalt

$$\sigma_p = \frac{59300 \cdot 1,90}{154} = 730 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_n = \frac{\sigma_m}{f_m} = \frac{2600}{1,5} = 1730 \text{ kg/cm}^2$$

d. Dimensionering af spunsvæg.

I spunsvæggen har man fundet et maksimalmoment på $33,7 \text{ tm/m}$ og en maksimal pælekraft på $37,9 \text{ t/m}$.

Vælger man f. eks. profil Larssen IVn ($236 \text{ cm}^2/\text{m}$, $2200 \text{ cm}^3/\text{m}$), bliver den nominelle spænding maksimalt

$$\sigma_s = \frac{37900}{236} + \frac{3370000}{2200} = 160 + 1530 = 1690 \text{ kg/cm}^2 \quad (< 1730)$$

Profilhøjden er 36 cm, og regner man som effektivt spidsareal med 80 % af arealet indenfor to parallelle linier, der tangerer profilet, får man for dybden 6,12 m og med $N_q = 19$ spidsmodstanden

$$Q_p = 2 \cdot 19 \cdot 6,12 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 0,36 = 67 \text{ t/m}$$

Der kan ikke hertil lægges nogen bærende overflademodstand. Tværtimod skal man subtrahere det nedadrettede jordtryk på spunsvæggens højre side, men til gengæld addere det opadrettede på den venstre side. Af fig. 5.25.O og P fremgår det,

at man både for $\rho = 1$ og $\rho = 0$ har $\delta_n = \varphi_n$. Følgelig vil kræfterne F_n under det mellemste flydecharnier (ligesom kræfterne E_n) ophæve hinanden. For kræfterne over dette punkt er E_n lig ankertrækket (13,0 t/m) og F_n følgelig numerisk lig $E_n \tan \delta_n = 13,0 \cdot 0,582 \sim 8$ t/m, der således angiver spunsvæggens nominelle trækmodstand, såfremt man stadig skal kunne regne med de tidligere fundne jordtryk på væggen. Ved beregningen af spunsvæggens nominelle trykbæreevne skal de 8 t/m trækkes fra spidsmodstanden, hvorved man får $67 - 8 = 59$ t/m ($> 37,9$). Den i pæleberegningerne gjorte forudsætning: at spunsvæggens nominelle bæreevne ikke kan udnyttes fuldt ud, er således korrekt.

e. Undersøgelse for plastisk instabilitet.

Når et pæleværk er dimensioneret efter plasticitetsteorien, og kan blive udsat for vekslende påvirkninger, er det nødvendigt at undersøge det for plastisk instabilitet. (Se Bent Hansens artikler i Geoteknisk Instituts Bulletin No. 6, 1959). I det følgende må ordet "nominel" underforstås, hver gang der tales om en belastning (pælekraft) eller bæreevne (brudlast).

Når pæleværket første gang udsættes for sin maksimale belastning, vil en eller flere pæle få plastiske deformationer. Forsvinder belastningen igen, vil pæleværket have fået indre forspændinger. For enhver ny belastning kan man tænke sig tillægspælekræfterne beregnet efter elasticitetsteorien, og det må da kræves, at ingen pælekraft overskrider den tilsvarende brudlast. Til gengæld kan det herved forudsættes, at forspændingerne af sig selv har indstillet sig på den gunstigst mulige måde.

Der er to muligheder for plastisk instabilitet. I den første findes der mindst én pæl, som for én belastning påvirkes til trykbrud og for en anden til trækbrud. Dette bør undgås af hensyn til æltningen af jorden omkring pælen. Den anden mulighed er, at enhver pæl på den ene side af en omdrejningsakse for en eller anden belastning påvirkes til trykbrud, samtidig med, at enhver pæl på den anden side for en eller anden belastning påvirkes til trækbrud. Dette ville føre til stadigt forøgede plastiske deformationer.

I princippet må undersøgelsen for plastisk instabilitet derfor foregå således

1) For hvert bestemmende belastningstilfælde beregnes alle pælekræfterne efter elasticitetsteorien, hvorved man for hver pæl får bestemt P_{\max} og P_{\min} (tryk regnes positivt og træk negativt). Man kan hertil anvende f. eks. Nøkkentveds metode eller den af Bent Hansen udviklede.

2) Sikkerheden f_1 mod skiftevis plastisk nedpresning og optrækning af samme pæl bliver, idet Q_c og Q_t (regnet med fortegn) betegner henholdsvis tryk- og træk-brudbelastningerne for denne pæl

$$f_1 = \frac{Q_c - Q_t}{P_{\max} - P_{\min}}$$

3) Sikkerheden f_2 mod stadigt forøgede plastiske deformationer af pæleværket som helhed ved drejning om en bestemt akse kan udtrykkes som

$$f_2 = \frac{M(Q_c, Q_t)}{M(P_{\max}, P_{\min})}$$

$M(Q_c, Q_t)$ er det samlede moment om akse af tryk-brudbelastninger i alle pæle på den ene side af akse, og træk-brudbelastninger i alle pæle på den anden side.

$M(P_{\max}, P_{\min})$ er det samlede moment af maksimal pælekraft i enhver pæl på den ene side, og minimal pælekraft i enhver pæl på den anden side.

4) For pæle, der ikke skærer omdrejningsaksen, findes forspændingen som henholdsvis

$$P_c^0 = Q_c - f_2 P_{\max} \quad P_t^0 = Q_t - f_2 P_{\min}$$

alt eftersom pælen ligger på den ene eller den anden side af akse. Idet den ydre belastning i forspændingstilstanden er nul, finder man herefter af ligevægtsbetingelserne forspændingerne P^0 i de pæle, der skærer akse. Det skal da påvises, at

$$P^0 + f_2 P_{\max} < Q_c \quad P^0 + f_2 P_{\min} > Q_t$$

For det i nærværende eksempel behandlede plane pæleværk har man efter elasticitetsteorien (under anvendelse af passende stivhedstal) fundet følgende nominelle pælekræfter

Pælekraft (t/m) i	Spunsvæg	Trykpæl 1:6	Trykpæl 1:3	Trækpæl 1:3
Bel. tilf. 1	46,1	41,7	68,6	1,7
Bel. tilf. 2	6,5	27,0	49,9	- 24,7
Brudlast	59,0	59,3	59,3	- 24,5
Forspænding	- 7,3	15,5	- 8,2	- 0,2

Det vil ses, at der i belastningstilfælde 1 sker flydning (lokalt brud) i den mest skrå trykpælerække, medens der i belastningstilfælde 2 sker flydning i trækpælerækken. Derimod vil spunsvæggen og den mindst skrå trykpælerække forblive i elastisk tilstand, og disses skæringspunkt definerer derfor omdrejningsaksen. Man finder da

$$f_2 = \frac{1,5 \cdot 59,3 \sin 18,4 + 61,5 \cdot 24,5 \sin 18,4}{1,5 \cdot 68,6 \sin 18,4 + 61,5 \cdot 24,7 \sin 18,4} = 0,984$$

Da man i det nominelle brudstadium skal have $f > 1$, er pæleværket strengt taget plastisk instabilt, men afvigelsen er dog her betydningsløs.

Forspændingerne, beregnet som ovenfor beskrevet, er angivet i tabellen ovenfor. Det vil ses, at de opfylder de nødvendige betingelser.

f. Dimensionering af aflastningsplade.

Der betragtes her belastningstilfælde 1 med de fundne pælekræfter. Man beregner de nominelle snitkræfter (M , N og T) i de bestemmende tværsnit, d.v.s. over pælerækkerne og midt imellem disse.

Når man vil finde snitkræfterne i et tværsnit i pladen, må man medtage det jordtryk, der virker i samme snit over pladen. Beregnes dette som hviletryk, får man

$$E_n^0 = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 2,25^2 \cdot 0,56 + 3 \cdot 1,5 \cdot 2,25 \cdot 0,56 = 2,5 + 5,7 \sim 8 \text{ t/m}$$

$$z^0 = \left(\frac{1}{3} \cdot 2,25 \cdot 2,5 + \frac{1}{2} \cdot 2,25 \cdot 5,7 \right) : 8 \sim 1,0 \text{ m}$$

Ved beregningen af pladens snitkræfter er det yderst vigtigt, at det anvendte kraftsystem (i hvert fald formelt) er i nøjagtig ligevægt. Da man ved pæleberegningen har antaget, at den samlede vægt af overbygning + ensformig fordelt nyttelast virker centralt, må den samme forudsætning gøres ved pladeberegningen. De nævnte belastninger skal derfor ækvivaleres af en ensformig fordelt last af størrelsen $(76 + 42) : 12,5 = 9,45 \text{ t/m}^2$.

I det foreliggende tilfælde finder man, at største positive moment optræder umiddelbart bag formuren

$$M_n = 33,7 + 13 \cdot 0,375 + 37,9 \cdot 1,25 - 3 \cdot 2,625 \\ - 21 \cdot 0,75 - \frac{1}{2} \cdot 9,45 \cdot 1,75^2 - 8 \cdot 1,375 = + 37 \text{ tm/m}$$

$$N_n = -3 - 13 - 8 = -24 \text{ t/m (træk)} \quad T_n = 37,9 - 21 - 9,45 \cdot 1,75 = 0 \text{ t/m}$$

Største negative moment findes at optræde over den stejleste trykpælerække

$$M_n = 33,7 + 13 \cdot 0,375 + 37,9 \cdot 5,0 - 3 \cdot 2,625 \\ - 21 \cdot 4,5 - \frac{1}{2} \cdot 9,45 \cdot 5,5^2 - 8 \cdot 1,375 = - 29 \text{ tm/m}$$

$$N_n = -3 - 13 - 8 = -24 \text{ t/m (træk)} \quad T_n = 37,9 - 21 - 9,45 \cdot 5,5 = - 35 \text{ t/m}$$

(Principielt bør belastningstilfælde 2 naturligvis også undersøges).

For de fundne maksimale snitkræfter skal pladen dimensioneres med nominelle materialspændinger, der f.eks. for beton med garanteret cylinderstyrke 300 kg/cm^2 og stål med garanteret flydegrænse 2600 kg/cm^2 vil udgøre

$$\sigma_{nb} = \frac{300}{3,0} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ns} = \frac{2600}{1,5} = 1730 \text{ kg/cm}^2$$

EKSEMPEL 43 : BROPILLE PÅ TRÆPÆLE I LER.

Den i eksempel 37 behandlede bropille antages nu at skulle funderes på så blødt ler, at en direkte fundering ikke er mulig. Der skal derfor dimensioneres en økonomisk pælegruppe af træpæle med maksimalhældning 1 : 3, som har tilstrækkelig korttidsbæreevne i de i eksempel 37 omtalte belastningstilfælde.

Leret har en rumvægt $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$, og dets udrænedede forskydningsstyrke er $c = (12 + 0,4z) \text{ t/m}^2$, hvor z er dybden under lerlagets overflade (i kote -6). Træpælene er 12 m lange med topdiameter 14 cm og roddiameter 26 cm. Trykbrudstyrken er ved en forsøgsrække fundet at være i middel 370 kg/cm^2 med en spredning på 15 %. Partialkoefficienten f_m sættes til 3,0 i normale og 2,7 i ekstraordinære belastningstilfælde. Regenerationsfaktoren kan sættes til 0,6.

a. Enkeltpælenes bæreevner.

I de normale belastningstilfælde er lerets nominelle forskydningsstyrke

$$c_n = (12 + 0,4z) : f_c = (12 + 0,4z) : 2,0 = 6 + 0,2z \text{ (t/m}^2\text{)}$$

En træpæls nominelle korttidsbæreevne i ler findes af 5.41.1, 4 og 6 (med $m = 1$). For en konisk pæl med den tynde ende nedad er ifølge G 240 formfaktoren $s = 1,2$ for en trykpæl og $s = 1,0$ for en trækpæl. Idet der for simpelheds skyld regnes med samme bæreevne af skråpæle og lodpæle, og pilleunderkanten ligger 2 m under lerets overflade, får man for den nominelle bæreevne ved henholdsvis træk og tryk

$$Q_t = 1,0 \cdot 0,6 (6 + 0,2 (2 + \frac{1}{2} \cdot 12)) \cdot \pi \cdot \frac{1}{2} (0,14 + 0,26) \cdot 12 = \underline{34,3 \text{ t}}$$

$$Q_c = 34,3 \cdot \frac{1,2}{1,0} + 9 (6 + 0,2 (2 + 12)) \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 0,14^2 = \underline{42,3 \text{ t}}$$

I det ekstraordinære belastningstilfælde nedsættes f_c fra 2,0 til 1,8, hvilket vil sige, at pælenes nominelle bæreevner forøges til

$$Q_t' = 34,3 \cdot \frac{2,0}{1,8} = \underline{38,1 \text{ t}}$$

$$Q_c' = 42,3 \cdot \frac{2,0}{1,8} = \underline{47,0 \text{ t}}$$

Den nominelle trykbrudstyrke for pælematerialet er normalt

$$\sigma_n = \frac{370 (1 - 2 \cdot 0,15)}{3,0} = 86 \text{ kg/cm}^2$$

Herved bliver de grænser, som materialets styrke sætter for det nominelle pæletryk i henholdsvis normale og ekstraordinære belastningstilfælde

$$Q_n = 860 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 0,26^2 = 45,6 \text{ t} (> 42,3)$$

$$Q_n' = 45,6 \cdot \frac{3,0}{2,7} = 50,7 \text{ t} (> 47,0)$$

b. Egenvægt + ensidig nyttelast + vind + is.

En lavere grænse for pæleantallet findes ved at dividere den maksimale lodrette last (belastningstilfælde 1) med en trykpæls normale bæreevne. Herved fås $1383 : 42,3 = 33$ pæle. Pælegruppen bør iøvrigt normalt gøres dobbeltsymmetrisk, da de vandrette kræfter (med eventuel undtagelse af is- og strømtryk) kan skifte retning. Det vil i reglen være mest økonomisk at anordne skråpæle med maksimalhældning i det størst mulige relative antal.

Da belastningstilfælde 3 i eksempel 37 viste sig at være farligst, begynder man at dimensionere pæleværket for dette (ekstraordinære) belastningstilfælde. Kræfterne på fundamentsfladen ($6 \cdot 9$ m) er i eksempel 37 fundet til følgende (det vridende moment (fra istrykket) om den lodrette midterakse bliver $22,5 \cdot 2,65 = 60$ tm)

$$\begin{array}{lll} V_n = 922 \text{ t} & H_{Bn} = 115 \text{ t} & H_{Ln} = 152 \text{ t} \\ M_{Vn} = 60 \text{ tm} & M_{Bn} = 1585 \text{ tm} & M_{Ln} = 1673 \text{ tm} \end{array}$$

Princippet er nu det enkle, at man konstruerer en pælegruppe, som på en eller anden måde kan optage disse kræfter. Man får herved et statisk muligt pæleværk, som i hvert fald er tilstrækkelig stabilt, men måske ikke det mest økonomiske.

Når V_n forudsættes at virke centralt, kommer H_{Bn} og H_{Ln} til at ligge i følgende højder over fundamentsunderkant

$$z_{Bn} = 1585 : 115 = 13,8 \text{ m} \qquad z_{Ln} = 1673 : 152 = 11,0 \text{ m}$$

Når M_{Vn} divideres med en momentarm $\sim \frac{1}{2} L$, fås følgende vandrette tillægskraft på en pillehalvdel (virkende i vilkårlig højde)

$$\Delta \left(\frac{1}{2} H_{Bn} \right) = M_{Vn} : \left(\frac{1}{2} L \right) = 60 : \left(\frac{1}{2} \cdot 9 \right) = 13 \text{ t} \qquad H'_{Bn} = 115 + 2 \cdot 13 = 141 \text{ t}$$

V_n deles nu f. eks. i forholdet $H'_{Bn} : H_{Ln}$, hvilket giver

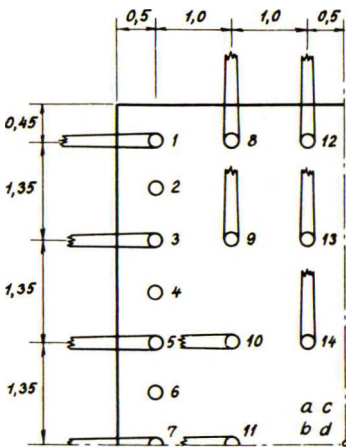
$$V_{Bn} = 922 \cdot \frac{141}{141+152} = 444 \text{ t} \qquad V_{Ln} = 922 \cdot \frac{152}{141+152} = 478 \text{ t}$$

Med to grupper skråpæle med maksimalhældningen $1 : 3 \sim 18,4^\circ$ fås i pillens tværretning pr. gruppe

$$P = \frac{1}{2} \cdot 444 : \cos 18,4 + \frac{1}{2} \cdot 141 : \sin 18,4 = \frac{459}{11} \text{ t}$$

Det nødvendige antal skråpæle pr. pillehalvdel bliver da, henholdsvis i tværretningen og i længderetningen

$$\frac{1}{2} n_{Bs} = 459 : 47,0 = \underline{9,7} \quad (10) \qquad \frac{1}{2} n_{Ls} = 9,7 \cdot 152 : 141 = \underline{10,4} \quad (10)$$



Ved en omfordeling af V_n er det let at opnå, at der er brug for netop 10 skråpæle i hver retning pr. pillehalvdel. Disse må naturligvis anordnes på en sådan måde, at de ikke støder sammen nede i jorden.

En fjerdedel af en sådan dobbeltsymmetrisk pælegruppe er vist på hosstående plan. Man mangler endnu at optage de horisontale kræfters momenter om skråpælegruppernes 0-punkter (skæringspunkter for tyngdepunktslinierne). Hertil anvendes bedst lodpæle med så stor momentarm som muligt. Disse skal selvfølgelig gå fri af skråpælene.

0-punkterne for skråpælene i henholdsvis tværretningen og længderetningen ligger efter den valgte pæleplan i følgende højder over fundamentsunderkant

$$z_B^1 = (3,5 \cdot 2,5 + 1,5 \cdot 1,5) \cdot 3 : 5 = 6,60 \text{ m}$$

$$z_L^1 = (2 \cdot 4,05 + 2 \cdot 2,70 + 1 \cdot 1,35) \cdot 3 : 5 = 8,90 \text{ m}$$

Til de resterende momenter kan man her overføre så stor en del af V_n , at man netop udnytter lodpælene både til træk og til tryk. Dette vil sige, at lodpælenes antal skal beregnes svarende til middelværdien af Q_c og Q_t . Det nødvendige antal lodpæle pr. pillehalvdel bliver da, henholdsvis i tværretningen og i længderetningen

$$\frac{1}{2} n_{B1} = \frac{115(13,8 - 6,60)}{\frac{1}{2}(47,0 + 38,1) \cdot 5,0} = \underline{3,9} \quad (4) \quad \frac{1}{2} n_{L1} = \frac{152(11,0 - 8,90)}{\frac{1}{2}(47,0 + 38,1) \cdot 6,75} = \underline{1,1} \quad (2)$$

Tallene i parenteser angiver det valgte antal af de pågældende pæle ifølge figuren. Det vil bemærkes, at det samlede pæleantal er $4 \cdot 13 = 52 (> 33)$.

c. Egenvægt + maksimal nyttelast.

For belastningstilfælde 1 er i eksempel 37 kræfterne i fundamentsfladen fundet til

$$\begin{array}{lll} V_n = 1383 \text{ t} & H_{Bn} = 73 \text{ t} & H_{Ln} = 15 \text{ t} \\ M_{Vn} = 0 \text{ tm} & M_{Bn} = 912 \text{ tm} & M_{Ln} = 188 \text{ tm} \end{array}$$

Man skal nu undersøge, om det ovenfor dimensionerede pæleværk på en eller anden måde kan optage disse kræfter (med normale partialkoefficienter). Man finder

$$z_{Bn} = 912 : 73 = 12,5 \text{ m} \quad z_{Ln} = 188 : 15 = 12,5 \text{ m}$$

Man bestemmer først, hvor stor en del af V_n , der kan optages sammen med H_{Bn} af skråpælene i tværretningen, og sammen med H_{Ln} af skråpælene i længderetningen

$$\frac{1}{2} V_{Bn} : \cos 18,4 + \frac{1}{2} \cdot 73 : \sin 18,4 = 10 \cdot 42,3 \quad V_{Bn} = 581 \text{ t}$$

$$\frac{1}{2} V_{Ln} : \cos 18,4 + \frac{1}{2} \cdot 15 : \sin 18,4 = 10 \cdot 42,3 \quad V_{Ln} = 757 \text{ t}$$

Resten af V_n ($1383 - 581 - 757 = 45 \text{ t}$) skulle da gerne kunne optages af lodpælene sammen med momenterne. Forudsættes de 45 t optaget udelukkende af lodpælene i tværretningen, findes følgende pælekræfter i lodpælene, henholdsvis i tværretningen og i længderetningen

$$Q_B = \frac{45}{8} + \frac{73(12,5 - 6,60)}{4 \cdot 5,0} = \begin{matrix} +27,2 \text{ t} (< 42,3) \\ -15,9 \text{ t} (< 34,3) \end{matrix}$$

$$Q_L = \begin{matrix} + \frac{15(12,5 - 8,90)}{2 \cdot 6,75} = +4,0 \text{ t} (< 42,3) \\ - \frac{15(12,5 - 8,90)}{2 \cdot 6,75} = -4,0 \text{ t} (< 34,3) \end{matrix}$$

Det er hermed påvist, at pæleværket har den fornødne bæreevne også i dette belastningstilfælde. Var man kommet til det modsatte resultat, kunne man have prøvet med andre fordelinger af kræfterne over pælene, og kunne man herved stadig ikke finde en statisk mulig løsning, måtte man have forstærket pæleværket.

d. Undersøgelse for plastisk instabilitet.

For bropillens vedkommende er der den komplikation, at der er regnet med forskellige nominelle brudbelastninger i de to belastningstilfælde. Dette klares dog let ved f.eks. at anvende de ekstraordinære brudbelastninger (fra tilfælde 3) i begge tilfælde; man skal da blot multiplicere de ydre belastninger i tilfælde 1 med faktoren $2,0 : 1,8 = 1,111$.

Når pælene i den på figuren viste kvadrant nummereres som vist, og de fire kvadranter betegnes a, b, c og d, finder man efter elasticitetsteorien (og med samme stivhedstal for alle pæle) følgende pælekræfter i henholdsvis belastningstilfælde 3 og 1 (sidstnævnte transformeret som beskrevet). Det bemærkes dog, at man for en fuldstændig undersøgelse skulle medtage samtlige mulige belastningstilfælde, herunder sådanne, der vel ikke er farlige for endelig brudtilstand, men som i enkelte pæle giver større pælekræfter end de her fundne.

(t)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
a	38,1	34,4	38,3	36,8	38,6	39,1	38,8	2,2	4,4	30,5	30,8	-4,4	-2,1	0,1
b	39,6	46,3	39,3	43,9	39,1	41,5		58,3	56,1	31,1		48,8	46,6	44,3
c	-15,1	-7,9	-10,9	-5,5	-6,6	-3,1	-2,4	-17,5	-15,2	1,4	5,6	-10,9	-8,7	-6,4
d	10,4	4,0	6,1	1,6	1,9	-0,7		29,8	27,6	9,9		39,3	37,1	34,8
a	43,3	43,1	43,7	43,6	44,2	44,0	44,6	34,3	34,8	39,5	39,9	29,7	30,1	30,6
b	45,9	45,3	45,4	44,9	45,0	44,5		40,3	39,9	40,4		35,7	35,2	34,8
c	14,9	18,7	15,3	19,1	15,7	19,5	16,1	20,4	20,9	20,4	20,8	25,1	25,5	25,9
d	17,4	20,9	17,0	20,4	16,6	20,0		26,4	26,0	21,2		31,0	30,6	30,2

Når belastningen i hvert af de to tilfælde forudsættes at kunne variere dobbeltsymmetrisk, idet alle vandrette kræfter kan skifte retning, skal P_{\max} for hver af 4 ensbeliggende pæle sættes lig den største P_{\max} for én af dem.

På grund af symmetrien kan den resulterende plastiske bevægelse, som eventuelt forårsages af vekslende påvirkninger, kun være en lodret translation. Sikkerheden f_2 mod stadigt forøgede plastiske sætninger kan derfor findes ved lodret projektion

$$f_2 = \frac{\Sigma Q_c \cos \alpha}{\Sigma P_{\max} \cos \alpha}$$

hvor α er vinklen mellem den enkelte pæleakse og vertikalen.

Betragtes den mulige vekslen mellem alle 4 varianter af begge belastningstilfælde, finder man, idet $Q_c = 47,0 \text{ t}$

$$f_2 = 47,0 (3 + 10 \cos 18,4) : \left[(46,3 + 44,9 + 44,5) + (45,9 + 45,4 + 45,0 + \frac{1}{2} \cdot 44,6 + 58,3 + 56,1 + 40,4 + \frac{1}{2} \cdot 39,9 + 48,8 + 46,6 + 44,3) \cos 18,4 \right] = \underline{1,01}$$

En beregning, hvor samtlige mulige belastningstilfælde er medtaget, giver $f_2 = \underline{0,85}$.

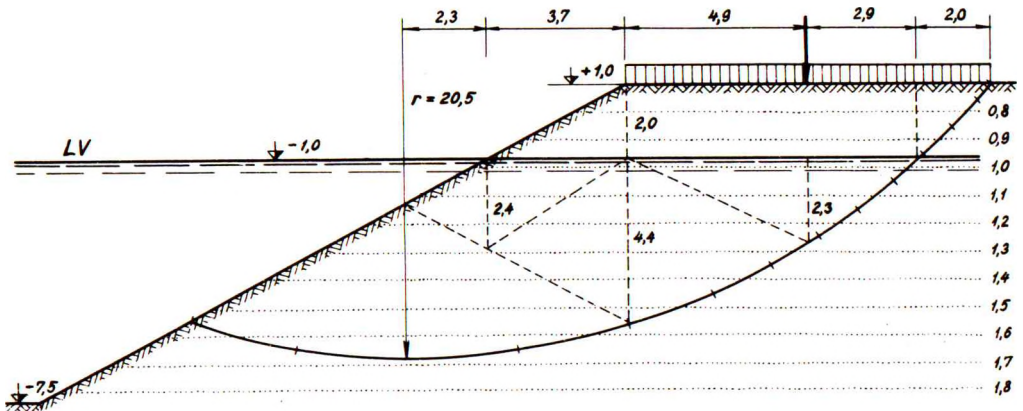
Da man i det betragtede nominelle brudstadium skal have $f > 1$, er pæleværket altså ikke tilstrækkeligt, set fra den plastiske instabilitets synspunkt. Det må enten forstærkes, eller man kan (eventuelt) lade overskridelsen dække af den i partialkoefficienterne implicerede almindelige sikkerhed.

Det vil bemærkes, at i sammenligning med den simple plasticitetsteoretiske dimensionering eller beregning af pæleværker, er undersøgelsen for plastisk instabilitet betydelig mere kompliceret og tidskrævende. Da den fornødne forstærkning formentlig normalt ligger mellem 0 og 10 %, vil man sikkert ofte foretrække uden nærmere undersøgelse at give pæleværket en skønsmæssig forøgelse af den nævnte størrelsesorden.

EKSEMPEL 44 : STABILITET AF SKRÅNING I LER.

Den på figuren viste skrånning er udgravet i ler med $\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$ over kote -1,0 og $\gamma = 1,6 \text{ t/m}^3$ herunder. Dets udrænedede forskydningsstyrke er ved hjælp af vingeboringer fundet at variere med dybden som angivet ved de prikkede linier på den første figur. Dets effektive parametre er ved triaksialforsøg fundet at være $\bar{c} = 26,5^\circ$ og $\bar{c} = 0,8 \text{ t/m}^2$. Poretryksmålinger, udført efter så lang tids forløb, at en stationær tilstand kan forudsættes at være indtrådt, svarer nogenlunde til det på den anden figur viste strømnet. Det vandrette terræn i kote +1,0 er belastet med $0,25 \text{ t/m}^2$, og laveste lavvande ligger i kote -1,0.

Man skal bestemme skråningens totalsikkerhed F , såvel i korttids- som i langtidstilstanden.



Man undersøger først korttidstilstanden ved hjælp af forskellige cirkulære brudlinier ($\sim \varphi = 0$). Den kritiske cirkel (\sim min. F) er vist på den første figur og giver følgende resultater, idet der ses bort fra vægten af det jordlegeme, hvis tyngdepunkt ligger lodret under cirkelns centrum. Buelængderne i cirklen måles på figuren.

$$\begin{aligned}
 M_G &= \frac{1}{2} \cdot 1,9 \cdot 2,0 \cdot 3,7 \left(\frac{2}{3} \cdot 3,7 + 2,3 \right) + 1,9 \cdot 2,0 \cdot 7,8 \left(\frac{1}{2} \cdot 7,8 + 6,0 \right) \\
 &+ \frac{1}{2} \cdot 1,9 \cdot 2,0 \cdot 2,0 \left(\frac{1}{3} \cdot 2,0 + 13,8 \right) + \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot 2,4 \cdot 2,3^2 \cdot \frac{2}{3} \\
 &+ \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot 2,4 \cdot 3,7 \left(\frac{1}{3} \cdot 3,7 + 2,3 \right) + \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot 4,4 \cdot 3,7 \left(\frac{2}{3} \cdot 3,7 + 2,3 \right) \\
 &+ \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot 4,4 \cdot 4,9 \left(\frac{1}{3} \cdot 4,9 + 6,0 \right) + \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot 2,3 \cdot 4,9 \left(\frac{2}{3} \cdot 4,9 + 6,0 \right) \\
 &+ \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot 2,3 \cdot 2,9 \left(\frac{1}{3} \cdot 2,9 + 10,9 \right) = 520 \text{ tm/m}
 \end{aligned}$$

$$M_P = 0,25 \cdot 9,8 \cdot 10,9 = 27 \text{ tm/m}$$

$$\begin{aligned}
 M_c &= 20,5(0,5 \cdot 0,7 + 1,0 \cdot 0,8 + 1,1 \cdot 0,9 + 1,1 \cdot 1,0 + 1,2 \cdot 1,1 + 1,3 \cdot 1,2 \\
 &+ 1,5 \cdot 1,3 + 1,7 \cdot 1,4 + 2,3 \cdot 1,5 + 3,0 \cdot 1,6 + 6,0 \cdot 1,65 + 3,0 \cdot 1,6) =
 \end{aligned}$$

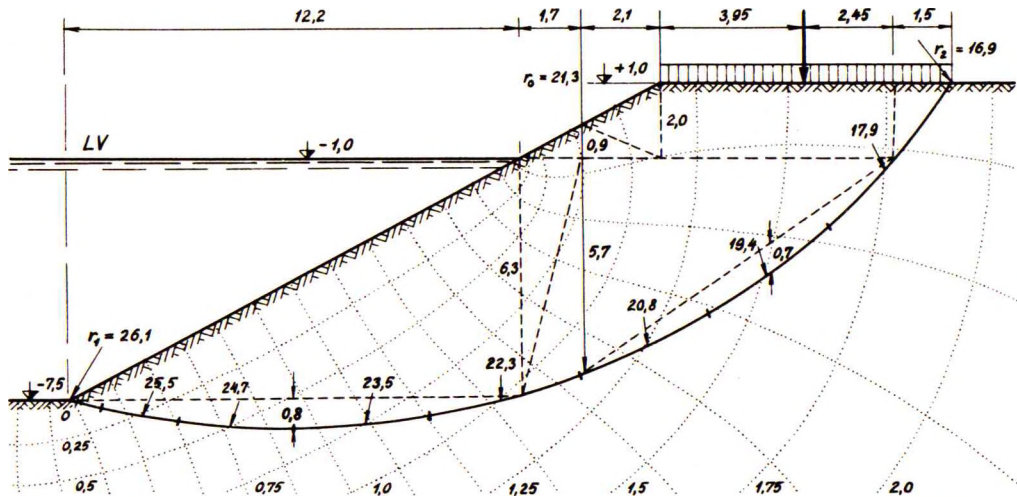
$$686 \text{ tm/m}$$

$$F = \frac{M_c}{M_G + M_P} = \frac{686}{520 + 27} = \underline{1,25}$$

Dernæst betragtes langtidstilstanden. Som brudlinier skal her anvendes spiraler svarende til $(\tan \bar{\varphi}) : F$. Der anvendes forsøgsvis en 20° spiral, svarende til et skønet

$$F_\varphi = \frac{\tan 26,5}{\tan 20} = 1,37$$

Den hertil svarende kritiske spiral ($\sim \min. F_c$) er vist på den anden figur. Den er fremkommet som et resultat af adskillige forsøg.



Hvad strømnettet angår, er skråningen under vand naturligvis en potentiallinie. Jordoverfladen over vand må derimod være en strømlinie, da man her praktisk taget overalt finder negative porevandstryk, som desuden er numerisk mindre end det maksimalt mulige kapillartryk. På potentiallinierne er påskrevet potentialerne h i m, idet LV (kote -1,0) betragtes som udgangsniveau.

Ifølge G 257 kan man se bort fra de hydrostatiske vandtryk, når man regner med rumvægt γ' for hele jordlegemet, samt med potentialtryk h_{γ_w} vinkelret på brudlinien, og med potential- plus kapillartryk, ialt z_{γ_w} , vinkelret på jordoverfladen over vand (z er højden over udgangsniveauet).

For den viste spiral finder man, bl. a. ved hjælp af 5.51.2, og idet momentarmen for en normalspænding på spiralen er lig $r \sin \varphi$

$$M_{Gd} = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 2,1^2 \cdot \frac{1}{3} + \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 2,0 \cdot 2,1^2 \cdot \frac{2}{3} \\ + 0,9 \cdot 2,0 \cdot 6,4 \left(\frac{1}{2} \cdot 6,4 + 2,1 \right) + \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 2,0 \cdot 1,5 \left(\frac{1}{3} \cdot 1,5 + 8,5 \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot 5,7 \cdot 8,5^2 \cdot \frac{1}{3} + \frac{2}{3} \cdot 0,6 \cdot 0,7 \cdot 8,5^2 \cdot \frac{1}{2} = 128 \text{ tm/m}$$

$$M_{Gs} = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 1,7^2 \cdot \frac{1}{3} + \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot 5,7 \cdot 1,7^2 \cdot \frac{1}{3} + \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot 6,3 \cdot 1,7^2 \cdot \frac{2}{3} \\ + \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot 6,3 \cdot 12,2 \left(\frac{1}{3} \cdot 12,2 + 1,7 \right) + \frac{2}{3} \cdot 0,6 \cdot 0,8 \cdot 12,2 \left(\frac{1}{2} \cdot 12,2 + 1,7 \right) \\ = 169 \text{ tm/m}$$

$$M_P = 0,25 \cdot 7,9 \cdot 6,05 = 12 \text{ tm/m}$$

$$M_h = (2,1 \cdot 0,25 \cdot 25,5 + 3,2 \cdot 0,5 \cdot 24,7 + 3,6 \cdot 0,75 \cdot 23,5 + 4,3 \cdot 1,0 \cdot 22,3 \\ + 3,8 \cdot 1,25 \cdot 20,8 + 4,0 \cdot 1,5 \cdot 19,4 + 5,2 \cdot 1,75 \cdot 17,9) \sin 20 = 202 \text{ tm/m}$$

$$M_z = 2,0 \cdot 7,9 \cdot 6,05 + \frac{1}{2} \cdot 2,0 \cdot 3,8 (2,1 - \frac{1}{3} \cdot 3,8) \\ - \frac{1}{2} \cdot 2,0 \cdot 2,0 (21,3 - 5,7 - \frac{2}{3} \cdot 2,0) = 70 \text{ tm/m}$$

$$M_c = \frac{1}{2} (26,1^2 - 16,9^2) 0,8 \cot 20 = 434 \text{ tm/m}$$

$$F_c = \frac{M_c}{M_{Gd} - M_{Gs} + M_P + M_h + M_z} = \frac{434}{128 - 169 + 12 + 202 + 70} = 1,79$$

Totalsikkerheden må ligge mellem F_φ og F_c . Den kan med tilnærmelse bestemmes som middeltallet

$$F = \frac{1}{2} (F_\varphi + F_c) = \frac{1}{2} (1,37 + 1,79) = \underline{1,58}$$

Er afvigelsen mellem F_φ og F_c væsentlig (som i dette tilfælde), bør man dog regne om med en spiral svarende til middeltallet. Herved kan man normalt placere den nye spiral "oveni" den tidligere fundne, kritiske spiral og nøjes med at foretage momentberegningen for samme brudlinie i forhold til den nye beliggenhed af polen. Herved findes i det foreliggende tilfælde $F_\varphi = 1,58$, $F_c = 1,48$, altså $F = \underline{1,53}$.

EKSEMPEL 45: STABILITET AF KAJ PÅ BLØD BUND.

En kajindfatning er udformet som en forankret spunsvæg med ankerplader. Kajbelastning $p = 1 \text{ t/m}^2$. Over klippen, hvis overflade ligger i kote -13, ligger først et 4 m tykt lag af blødt ler med udrænet forskydningsstyrke $c = 4 \text{ t/m}^2$ og $\gamma^1 = 0,6 \text{ t/m}^3$. Herover findes sand med $\varphi = 29^\circ$, $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$ og $\gamma^1 = 0,95 \text{ t/m}^3$.

Idet der regnes med partialkoefficienter $f_g = 1,0$, $f_p = 1,5$, $f_c = 1,5$ og $f_\varphi = 1,2$, skal det undersøges, om kajens korttidsstabilitet er tilfredsstillende. Det forudsættes, at den almindelige jordtryksberegning og ankerlængde-bestemmelse er udført med tilfredsstillende resultat, ligesom det forudsættes, at væggen kan regnes fuldstændig drænet (samme vandtryk foran og bagved væggen).

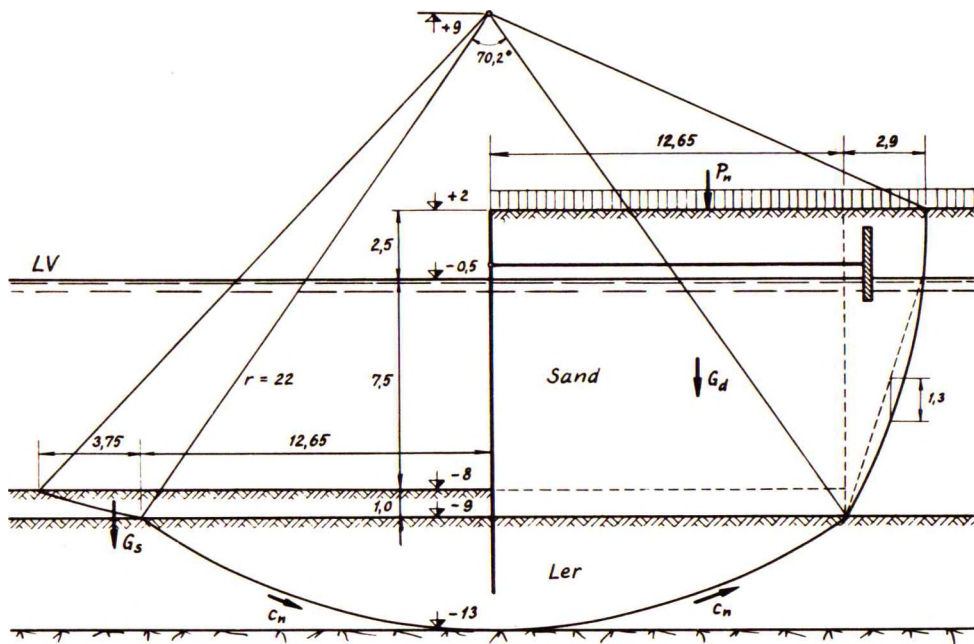
De nominelle størrelser beregnes først

$$p_n = p f_p = 1 \cdot 1,5 = 1,5 \text{ t/m}^2$$

$$c_n = c : f_c = 4 : 1,5 = 2,67 \text{ t/m}^2$$

$$\tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi}{f_\varphi} = \frac{\tan 29^\circ}{1,2} = 0,462$$

$$\varphi_n = 24,8^\circ$$



Der anvendes en sammensat brudlinie, bestående af en cirkel ($\sim \varphi = 0$) i leret og logaritmiske spiraler ($\sim \varphi_n = 24,8^\circ$) i sandet. Den kritiske brudlinie vil tangere klippeoverfladen og have sit centrum (pol) beliggende i kajlinien. Den viste brudlinie undersøges nu, idet stabilitetsforholdet beregnes af 5.51.5. Man kan dog herved se bort fra vægten af det 25,3 m brede jordlegeme under kote -8, som intet moment giver om polen.

$$\begin{aligned}
 M_{Gd} &= (1,7 \cdot 2,5 + 0,95 \cdot 7,5) \cdot \frac{1}{2} \cdot 12,65^2 + 1,7 \cdot 2,5 \cdot 2,9 \left(\frac{1}{2} \cdot 2,9 + 12,65 \right) \\
 &\quad + \frac{1}{2} \cdot 0,95 \cdot 8,5 \cdot 2,9 \left(\frac{1}{3} \cdot 2,9 + 12,65 \right) + \frac{2}{3} \cdot 0,95 \cdot 2,9 \cdot 1,3 \left(\frac{1}{2} \cdot 2,9 + 12,65 \right) \\
 &= 1277 \text{ tm/m}
 \end{aligned}$$

$$M_{Gs} = \frac{1}{2} \cdot 0,95 \cdot 1,0 \cdot 3,75 \left(\frac{1}{3} \cdot 3,75 + 12,65 \right) = 25 \text{ tm/m}$$

$$M_P = \frac{1}{2} \cdot 1,5 (12,65 + 2,9)^2 = 181 \text{ tm/m}$$

$$M_c = 2,67 \cdot 22^2 \cdot 70,2 \cdot \pi : 180 = 1583 \text{ tm/m}$$

Det tilsvarende stabilitetsforhold bliver

$$f = \frac{M_{Gs} + M_c}{M_{Gd} + M_P} = \frac{25 + 1583}{1277 + 181} = 1,10$$

Man må naturligvis også undersøge andre beliggenheder af polen, og finder man herved $\min. f > 1$, er kajen tilstrækkelig stabil i korttidstilstanden. Den på figuren viste brudlinie er iøvrigt den kritiske.

Et hurtigt skøn over stabiliteten kan iøvrigt fås på følgende måde. Den nominelle nettobelastning fra kajkonstruktionen er

$$p_n + \Sigma \bar{\gamma} h = 1,5 + 1,7 \cdot 2,5 + 0,95 \cdot 7,5 = 12,9 \text{ t/m}^2$$

Lerets nominelle nettobæreevne er i korttidstilstanden ($\varphi = 0$)

$$N_c^0 c_n = 5,14 \cdot 2,67 = 13,7 \text{ t/m}^2$$

Da den nominelle bæreevne er større end den nominelle belastning, er stabiliteten efter al sandsynlighed i orden.

EKSEMPEL 46 : STABILISERING AF KAJ VED KONSOLIDERING. (E 1958a).

Der skal bygges en kaj på et vanddækket areal, hvor man har middelvandstand i kote 0, lavvande i kote -1 m og højvande i kote +1 m. Fra kote -6 m til -41 m findes et lag normalt konsolideret ler med rumvægt $1,9 \text{ t/m}^3$ og en udrænet forskydningsstyrke, der er $1,0 \text{ t/m}^2$ i overfladen og tiltager med $0,225 \text{ t/m}^2$ for hver meters dybde under overfladen. Under lerlaget findes groft grus.

Kajen skal udføres som en forankret stålspunsvæg, bagfyldt med indskyllet sand. Dets friktionsvinkel er 32° , dets rumvægt $1,8 \text{ t/m}^3$ over vand og $2,0 \text{ t/m}^3$ i vandmættet tilstand. Bundkoten skal være -6 m, kajkoten +2 m og nyttelasten $3,0 \text{ t/m}^2$; pullertræk $2,0 \text{ t/m}$ i kote +2 m. Vandspejlet antages altid at stå lige højt på begge sider af væggen.

a) Den færdige konstruktions stabilitet ønskes først undersøgt under den forudsætning, at kajen bygges straks. Der regnes med partialkoefficienter 1,0 på egenvægte og 1,5 på nyttelast og pullertræk samt på lerets forskydningsstyrke. På sandfyldens friktionskoefficient regnes med partialkoefficient 1,2.

Det antages, at brudlinien består af en cirkel i leret og en logaritmisk spiral i sandfylden; spiralen tilnærmes dog for simpelhedens skyld ved en ret linie, der støder sammen med cirklen under den korrekte vinkel. Den kritiske brudlinie kan antages at have sit centrum (pol) beliggende i kote +16 m lodret over spunsvæggen og at tangere en vandret linie i kote -24 m. Spunsvæggen og dens forankring ligger helt inden for denne brudlinie.

b) Det forudsættes nu, at man inden kajens bygning vil delvis konsolidere leret ved udlægning af sandfyld (med egenskaber som ovenfor angivet) til kote +2 m over et meget bredt område. Man lader sandfylden ligge, indtil man for lerlaget har opnået en

konsolideringsgrad (forhold mellem gennemsnitlig effektiv spændingstilvækst og total spændingstilvækst) på 40 %, og bygger derefter kajkonstruktionen, idet sandet foran spunsvæggen fjernes ved uddybning.

Når isochronen (kurve, der angiver den effektive spændingstilvækst som funktion af dybden) antages parabelformet, og der regnes med samme forhold mellem tilvækst til udrænet forskydningsstyrke og tilvækst til lodret effektiv spænding som i den naturlige aflejring, skal man undersøge stabiliteten umiddelbart efter kajens bygning, når denne forudsættes at ske momentant. Det antages herved, at den kritiske brudlinie er den samme som angivet ovenfor, og der ses bort fra den af konsolideringen forårsagede sænkning af leroverfladen.

c) Det skal endelig beregnes, hvor lang tid det vil tage at opnå de 40 % konsolidering, når det oplyses, at man ved et konsolideringsforsøg med en 2 cm tyk prøve af leret har opnået 30 % konsolidering i løbet af 1,5 minutter.

a. Kajens stabilitet ved omgående bygning.

Med partialkoefficienterne påført fås følgende nominelle værdier af nyttelasten p , pullertrækket P , sandets friktionsvinkel φ og lerets udrænedede forskydningsstyrke c (z = dybde under leroverflade).

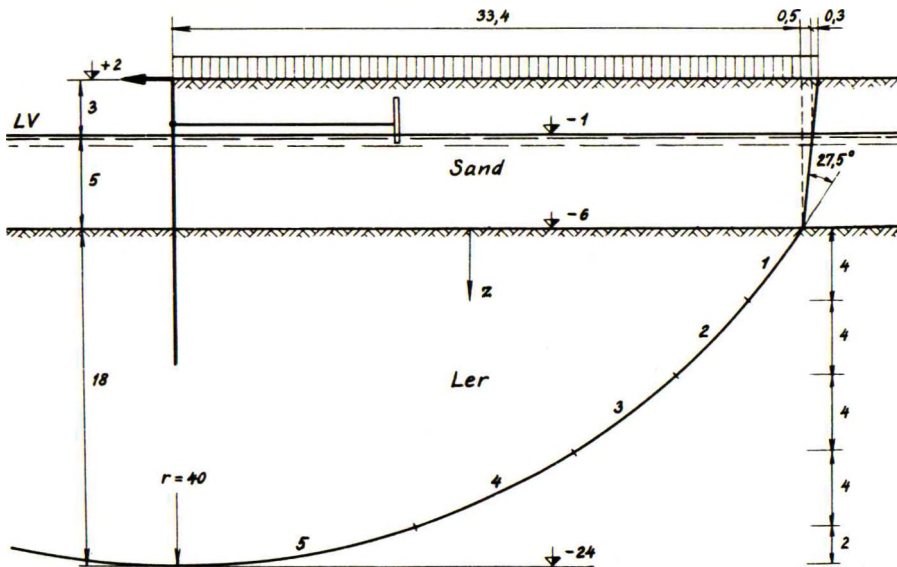
$$p_n = p f_p = 3,0 \cdot 1,5 = 4,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_n = P f_p = 2,0 \cdot 1,5 = 3,0 \text{ t/m}$$

$$\tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi}{f_\varphi} = \frac{\tan 32}{1,2} = 0,521$$

$$\varphi_n = 27,5^\circ$$

$$c_n = \frac{c}{f_c} = \frac{1,0 + 0,225 \cdot z}{1,5} = 0,67 + 0,15 \cdot z \text{ (t/m}^2\text{)}$$



Den farligste påvirkning fås ved lavvande (kote - 1), med vandret pullertræk og fuld nyttelast. Stabiliteten undersøges ved hjælp af momentligningen om polen. Der kan her ses bort fra vægte, hvis samlede momentbidrag er nul, altså fra vægten af leret over brudlinien. På figuren er kun vist godt halvdelen af den kritiske brudlinie. Brudlinien i sandet skal med brudlinien i leret danne en vinkel på $\Delta\varphi_n = 27,5 - 0 = 27,5^\circ$

Momenterne fra egenvægt samt nyttelast + pullertræk bliver

$$M_G = \frac{1}{2}(1,8 \cdot 3 + 1,0 \cdot 5) \cdot 33,4^2 + 1,8 \cdot 3 \cdot 0,5 \left(\frac{1}{2} \cdot 0,5 + 33,4\right) \\ + \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 3 \cdot 0,3 \left(\frac{1}{3} \cdot 0,3 + 33,9\right) + \frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot 5 \cdot 0,5 \left(\frac{1}{3} \cdot 0,5 + 33,4\right) = 5960 \text{ tm/m}$$

$$M_P = \frac{1}{2} \cdot 4,5 \cdot 34,2^2 + 3,0 \cdot 14 = 2670 \text{ tm/m}$$

Momentet fra forskydningsspændingerne i cirklen findes lettest ved at inddele leret i 5 lag af henholdsvis 4, 4, 4, 4 og 2 m tykkelse. Når buelængderne i de enkelte lag kaldes Δs , får man ved summation over den halve cirkel

Lag No.	z (m)	c_n (t/m ²)	Δs (m)	$c_n \Delta s$ (t/m)
1	2	0,97	4,9	4,7
2	6	1,57	5,6	8,8
3	10	2,17	6,8	14,8
4	14	2,77	9,5	26,3
5	17	3,22	13,0	41,9
				96,5

$$M_c = 2r \sum c_n \Delta s = 2 \cdot 40 \cdot 96,5 = 7720 \text{ tm/m}$$

$$f = \frac{M_c}{M_G + M_P} = \frac{7720}{5960 + 2670} = \underline{0,89} < 1,0$$

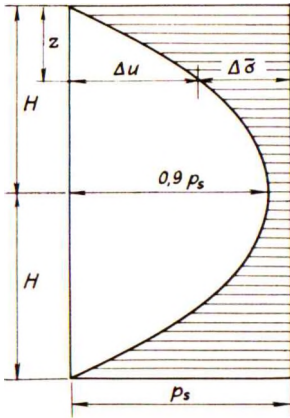
Stabiliteten er altså ikke tilfredsstillende, såfremt kajen bygges straks.

b. Kajens stabilitet ved senere bygning.

Som sætningsgivende last kan kun regnes den effektive egenvægt af sandet ved midelvandstand (kote 0)

$$p_s = 1,8 \cdot 2 + 1,0 \cdot 6 = 9,6 \text{ t/m}^2$$

For mere end 33 % konsolidering fås en isochron som vist, idet lerlaget er drænet både foroven og forneden.



Den effektive spændingstilvækst angives af det skraverede areal. Når dette skal svare til 40 % konsolidering, må parablens areal udgøre 60 %. Dens relative pilhøjde skal derfor være $1,5 \cdot 60 = 90$ %. Af parablens ligning fås

$$\frac{\Delta \bar{\sigma}}{p_s} = 1 - 1,8 \frac{z}{H} + 0,9 \left(\frac{z}{H}\right)^2$$

hvor $H = \frac{1}{2} \cdot 35 = 17,5$ m.

Den effektive tillægsspænding $\Delta \bar{\sigma}$ giver en forøget nominal forskydningsstyrke Δc_n . For at bestemme denne bemærkes det, at man i den naturlige leraflejring har

$$\frac{\Delta c_n}{\Delta \bar{\sigma}} = \frac{\Delta c_n}{\gamma \Delta z} = \frac{0,15}{0,9} = 0,167$$

Ved summation over den halve brudcirkel fås

Lag No.	z (m)	$\frac{z}{H}$	$1,8 \frac{z}{H}$	$0,9 \left[\frac{z}{H}\right]^2$	$\frac{\Delta \bar{\sigma}}{p_s}$	Δs (m)	$\frac{\Delta \bar{\sigma}}{p_s} \Delta s$
1	2	0,114	0,205	0,012	0,807	4,9	3,95
2	6	0,343	0,616	0,106	0,490	5,6	2,75
3	10	0,571	1,029	0,294	0,265	6,8	1,80
4	14	0,800	1,438	0,574	0,136	9,5	1,29
5	17	0,972	1,748	0,850	0,102	13,0	1,33

11,12

$$\Delta M_c = 2 r p_s \frac{\Delta c_n}{\Delta \bar{\sigma}} \sum \frac{\Delta \bar{\sigma}}{p_s} \Delta s = 2 \cdot 40 \cdot 9,6 \cdot 0,167 \cdot 11,12 = 1430 \text{ tm/m}$$

$$f = \frac{M_c + \Delta M_c}{M_G + M_P} = \frac{7720 + 1430}{5960 + 2670} = 1,06$$

Stabiliteten er altså nu tilfredsstillende.

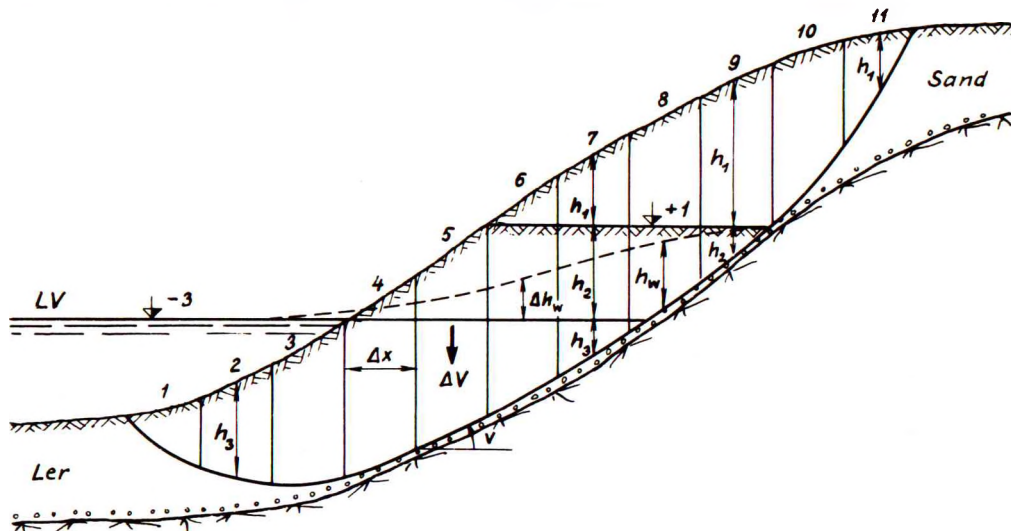
c. Nødvendig konsolideringstid.

Da der i konsolideringsforsøget er dobbeltsidig dræning, er $H = \frac{1}{2} \cdot 2 = 1$ cm = 0,01 m. Ifølge 3.43.5 er tidsfaktoren T (og dermed tiden t) proportional med anden potens af konsolideringsgraden U (for $U < 70$ %). Desuden er tiden t ifølge 3.42.3 proportional med H^2 . Man får derfor (idet k, K og γ_w er de samme)

$$t_{40} = 1,5 \left[\frac{0,40}{0,30} \right]^2 \left[\frac{17,5}{0,01} \right]^2 = 8,17 \cdot 10^6 \text{ min.} \sim \frac{8,17 \cdot 10^6}{60 \cdot 24 \cdot 365} = 15,5 \text{ år.}$$

EKSEMPEL 47 : LANGTIDSSTABILITET AF FLODBRED.

På figuren er vist et tværprofil gennem en flodbred. Over klippen ligger et tyndt lag grus, og herover (indtil kote +1) blødt ler med $\bar{c} = 0,6 \text{ t/m}^2$, $\bar{\varphi} = 28^\circ$, $\gamma_2 = 1,7 \text{ t/m}^3$ over vand og $\gamma_3 = 0,7 \text{ t/m}^3$ under vand. Over kote +1 findes sand med $\gamma_1 = 1,8 \text{ t/m}^3$ og $\varphi = 36^\circ$ ($c = 0$). Ved en række poretryksmålninger i leret umiddelbart over gruslaget har man (ved LV) fundet potentialer svarende til den punkterede kurve (hvorfor til altså vandet ville stige i et med poretryksmålere forbundet vandstandsør).



Idet der regnes med partialkoefficienter $f_g = 1,0$, $f_c = 1,5$ og $f_\varphi = 1,2$, ønskes det undersøgt, om skråningens langtidsstabilitet kan betegnes som tilfredsstillende. I modsat fald ønskes totalsikkerheden beregnet.

Man finder først de nominelle styrkeparametre

$$\tan \bar{\varphi}_n = \frac{\tan \bar{\varphi}}{f_\varphi} = \frac{\tan 28}{1,2} = \frac{0,532}{1,2} = 0,444 \quad \bar{c}_n = \frac{\bar{c}}{f_c} = \frac{0,6}{1,5} = 0,4 \text{ t/m}^2$$

$$\tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi}{f_\varphi} = \frac{\tan 36}{1,2} = \frac{0,726}{1,2} = 0,605$$

Den kritiske brudlinies form og beliggenhed er praktisk talt givet, idet den i vid udstrækning må følge gruslagets overside. Den kan derfor hverken tilnærmes ved en cirkel eller en spiral, hvorfor det er nødvendigt at anvende strimmelmetoden (G 258).

Jordlegemet over den tegnede (skønnede) brudlinie inddeles i 11 lodrette strimler à $\Delta x = 3 \text{ m}$ bredde. Strimlens effektive belastning $\bar{q} = \Delta V : \Delta x$, og vandtrykket u på

dens underside (for et punkt under det ydre vandspejl overtrykket) beregnes som følger, alt eftersom strimlen ligger

$$\text{helt under ydre vandspejl} : \bar{q} = \gamma_3^1 h_3 \quad u = \gamma_w \Delta h_w$$

$$\text{delvis under ydre vandspejl} : \bar{q} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3^1 h_3 \quad u = \gamma_w \Delta h_w$$

$$\text{helt over ydre vandspejl} : \bar{q} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 \quad u = \gamma_w h_w$$

Ved opmåling på figuren kan man nu bestemme følgende

Strimmel No.	h_1 (m)	h_2 (m)	h_3 (m)	$\gamma_1 h_1$ (t/m ²)	$\gamma_2 h_2$ (t/m ²)	$\gamma_3^1 h_3$ (t/m ²)	\bar{q} (t/m ²)	u (t/m ²)	$\bar{q} - u$ (t/m ²)
1	-	-	1,8	-	-	1,26	1,26	-	1,26
2	-	-	4,0	-	-	2,80	2,80	-	2,80
3	-	-	5,8	-	-	4,06	4,06	0,2	3,86
4	-	1,0	5,9	-	1,70	4,13	5,83	0,5	5,33
5	-	2,8	4,6	-	4,76	3,22	7,98	1,0	6,98
6	1,0	4,0	3,2	1,80	6,80	2,24	10,84	1,7	9,14
7	2,9	4,0	1,4	5,22	6,80	0,98	13,00	2,6	10,40
8	4,5	3,2	-	8,10	5,44	-	13,54	2,6	10,94
9	6,0	1,1	-	10,80	1,87	-	12,67	0,9	11,77
10	5,6	-	-	10,08	-	-	10,08	-	10,08
11	2,5	-	-	4,50	-	-	4,50	-	4,50

Efter indførelse af forkortelsen

$$\alpha_n = \left[1 + \tan \bar{\varphi}_n \tan v \right] \cos^2 v$$

kan 5.52.11 skrives på følgende simplificerede form

$$f = \frac{\sum \left[(\bar{q}_n - u) \tan \bar{\varphi}_n + \bar{c}_n \right] : \alpha_n}{H_n : \Delta x + \sum q_n \tan v} = \frac{\sum A_n : \alpha_n}{H_n : \Delta x + \sum B_n}$$

Strimmel No.	v	$\tan v$	$\cos^2 v$	$\tan \bar{\varphi}_n$	α_n	\bar{c}_n (t/m ²)	A_n (t/m ²)	$A_n : \alpha_n$ (t/m ²)	B_n (t/m ²)
1	-35°	-0,700	0,671	0,444	0,462	0,4	0,96	2,08	-0,88
2	-12°	-0,213	0,956	0,444	0,866	0,4	1,64	1,89	-0,60
3	+5°	0,087	0,992	0,444	1,030	0,4	2,11	2,05	0,35
4	+21°	0,384	0,872	0,444	1,021	0,4	2,77	2,71	2,24
5	+23°	0,424	0,847	0,444	1,006	0,4	3,50	3,48	3,38
6	+28°	0,532	0,780	0,444	0,964	0,4	4,46	4,63	5,77
7	+32°	0,625	0,719	0,444	0,919	0,4	5,02	5,46	8,12
8	+35°	0,700	0,671	0,444	0,880	0,4	5,26	5,98	9,48
9	+38°	0,781	0,622	0,444	0,838	0,4	5,63	6,72	9,90
10	+47°	1,072	0,465	0,605	0,767	-	6,10	7,95	10,81
11	+59°	1,664	0,265	0,605	0,532	-	2,72	5,11	7,49

48,06 56,06

Stabilitetsforholdet bliver altså

$$f = 48,06 : 56,06 = \underline{0,85} < 1,00$$

hvilket vil sige, at stabiliteten ikke er tilfredsstillende (med normale partialkoefficienter).

Til bestemmelse af totalsikkerheden $F = f_c = f_\varphi$ indfører man først

$$\alpha = \left[1 + \frac{1}{F} \tan \bar{\varphi} \tan v \right] \cos^2 v$$

hvorefter 5.52.7 kan skrives på følgende simplificerede form

$$F = \frac{\sum \left[(\bar{q} - u) \tan \bar{\varphi} + \bar{c} \right] : \alpha}{H : \Delta x + \sum \bar{q} \tan v} = \frac{\Sigma A : \alpha}{H : \Delta x + \Sigma B}$$

Da man ovenfor har fundet $f = 0,85$ med $f_c = 1,5$ og $f_\varphi = 1,2$, skønner man nu $F = 0,85 \cdot \frac{1}{2}(1,5 + 1,2) = 1,15$ og får da de 6 første kolonner i følgende skema

Strimmel No.	$\tan \bar{\varphi}$	α	\bar{c} (t/m ²)	A (t/m ²)	A : α (t/m ²)	α'	A : α' (t/m ²)
1	0,532	0,454	0,6	1,27	2,80	0,431	2,95
2	0,532	0,862	0,6	2,09	2,42	0,852	2,45
3	0,532	1,033	0,6	2,65	2,57	1,036	2,56
4	0,532	1,027	0,6	3,44	3,35	1,043	3,30
5	0,532	1,013	0,6	4,31	4,25	1,031	4,18
6	0,532	0,972	0,6	5,46	5,62	0,992	5,50
7	0,532	0,927	0,6	6,13	6,61	0,949	6,46
8	0,532	0,888	0,6	6,42	7,23	0,911	7,05
9	0,532	0,847	0,6	6,86	8,10	0,870	7,89
10	0,726	0,780	-	7,32	9,38	0,813	9,00
11	0,726	0,543	-	3,27	6,02	0,573	5,71
					58,35		57,05

Da man i dette tilfælde har $B = B_n$ (ingen nyttelast), får man totalsikkerheden

$$F = 58,35 : 56,06 = 1,04$$

Foretager man en omregning med denne værdi i stedet for den ovenfor skønnede ($F = 1,15$), finder man de 2 sidste kolonner i ovenstående skema, hvilket giver

$$F' = 57,05 : 56,06 = \underline{1,02}$$

Skråningen skulle herefter være på nippet til at skride ud i floden.

De forskellige momenter om polen beregnes

$$M_G = (1,8 \cdot 2 + 1,0 \cdot 11 - \frac{2}{3} \cdot 1,0 \cdot 1,3) \cdot 5 \cdot 1,7 = 117 \text{ tm/m}$$

$$M_H = 2,25 \cdot 14,1 = 32 \text{ tm/m}$$

$$M_{Ea} = 38,5 \cdot 6,2 = 239 \text{ tm/m}$$

$$M_{Fa} = 22,4 \cdot 4,2 = 94 \text{ tm/m}$$

$$M_{Ep} = 25,6 \cdot 2,1 = 54 \text{ tm/m}$$

$$M_{Fp} = 14,9 \cdot 0,8 = 12 \text{ tm/m}$$

Det tilsvarende stabilitetsforhold bliver

$$f = \frac{M_G + M_{Ep} + M_{Fp}}{M_H + M_{Ea} - M_{Fa}} = \frac{117 + 54 + 12}{32 + 239 - 94} = \underline{1,03}$$

Hvis det er påvist, at den her undersøgte spiral er den kritiske ($\sim \text{min. } f$), er konstruktionen i og for sig tilstrækkelig stabil.

Det er dog et spørgsmål, om man kan tillade den bevægelse (drejning) af fangedæmningen, som er nødvendig for at udvikle det til ligevægt fornødne passive jordtryk på venstre side. Er dette ikke tilfældet, må man hellere regne med hviletryk her, hvilket kræver større bredde eller større rammedybde for opnåelse af stabilitet.

EKSEMPEL 49 : BESTEMMELSE AF ANKERLÆNGDE I SAND.

En forankret spunsvæg og dens ankerplader har de på figuren viste hoveddimensioner. Jorden består af sand med $\varphi = 35^\circ$, $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ og $\gamma' = 1,0 \text{ t/m}^3$. På jordoverfladen kan der forekomme en nyttelast $p = 1,33 \text{ t/m}^2$. Såvel spunsvæggen som ankerpladen regnes ru.

Idet der anvendes partialkoefficienterne $f_g = 1,0$, $f_p = 1,5$ og $f_\varphi = 1,2$, skal det undersøges, om den skønnede ankerlængde på 15 m er passende.

Man finder først de nominelle størrelser

$$p_n = p f_p = 1,33 \cdot 1,5 = 2 \text{ t/m}^2$$

$$\tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi}{f_\varphi} = \frac{\tan 35^\circ}{1,2} = 0,582 \quad \varphi_n = 30,2^\circ$$

Dernæst beregnes det aktive jordtryk på ankerpladens bagside ved hjælp af fig. 5.23.A, der giver $K_\gamma^{ar} = K_p^{ar} = 0,27$

$$E^a = (\frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 3,25^2 - \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 0,75^2) \cdot 0,27 + 2 \cdot 3,25 \cdot 0,27 = 4,3 \text{ t/m}$$

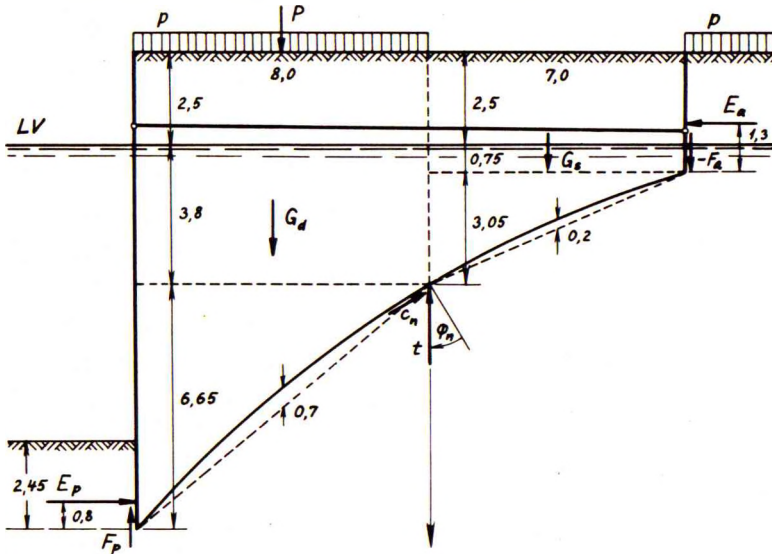
$$E^a z^a = (\frac{1}{6} \cdot 1,8 \cdot 3,25^3 - \frac{1}{6} \cdot 0,8 \cdot 0,75^3) \cdot 0,27 + \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 3,25^2 \cdot 0,27 = 5,6 \text{ tm/m}$$

$$-F^a = 4,3 \cdot 0,582 = 2,5 \text{ t/m} \quad z^a = 1,3 \text{ m}$$

For det passive jordtryk på spunsvæggens forside findes af fig. 5.23. A et $K_Y^{pr} = 5,7$

$$E^D = \frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot 2,45^2 \cdot 5,7 = 17,1 \text{ t/m}$$

$$F^D = 17,1 \cdot 0,582 = 9,9 \text{ t/m} \quad z^D = \frac{1}{3} \cdot 2,45 = 0,8 \text{ m}$$



Man indlægger en til $\varphi_n = 30,2^\circ$ svarende spiral mellem spunsvæggens og ankerpladens fod, og beregner stabilitetsforholdet f ved hjælp af 5.54.1. Den til min. f svarende, kritiske spiral er vist på figuren; dens pol ligger 8,0 m bag spunsvæggen og 32,6 m under jordoverfladen.

De forskellige momenter om polen kan nu beregnes.

$$M_{Gd} = (1,8 \cdot 2,5 + 1,0 \cdot 3,8) \cdot \frac{1}{2} \cdot 8^2 + \frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot 6,65 \cdot \frac{2}{3} \cdot 8^2 - \frac{2}{3} \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot \frac{1}{2} \cdot 8^2 = 393 \text{ tm/m}$$

$$M_{Gs} = (1,8 \cdot 2,5 + 1,0 \cdot 0,75) \cdot \frac{1}{2} \cdot 7^2 + \frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot 3,05 \cdot \frac{1}{3} \cdot 7^2 - \frac{2}{3} \cdot 1,0 \cdot 0,2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 7^2 = 150 \text{ tm/m}$$

$$M_P = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 8^2 = 64 \text{ tm/m}$$

$$M_{Ea} = 4,3(32,6 - 3,25 + 1,3) = 132 \text{ tm/m}$$

$$M_{Fa} = 2,5 \cdot 7 = 17 \text{ tm/m}$$

$$M_{Ep} = 17,1(32,6 - 12,95 + 0,8) = 349 \text{ tm/m}$$

$$M_{Fp} = 9,9 \cdot 8 = 79 \text{ tm/m}$$

Det tilsvarende stabilitetsforhold fås af 5.54.1

$$f = \frac{M_{Gs} + M_{Ep} + M_{Fp}}{M_{Gd} + M_{Ea} - M_{Fa} + M_P} = \frac{150 + 349 + 79}{393 + 132 - 17 + 64} = \underline{1,01}$$

Hvis det er påvist, at denne spiral er den kritiske (\sim min. f), må man konkludere, at den skønnede ankerlængde netop er tilstrækkelig.

EKSEMPEL 50 : STABILISERENDE PÆLE I LER.

En kajkonstruktion er udformet som vist på nedenstående figur. Kajbelastningen er $p = 2,0 \text{ t/m}^2$, og overbygningens egenvægt er gennemsnitlig $g = 1,5 \text{ t/m}^2$.

Stålspunsvæggen og jernbetonpælene er rammet i den naturlige bund (endemoræne), hvis rumvægt er $2,2 \text{ t/m}^3$, og hvis forskydningsstyrke er fundet at være $(3,0 + 0,24z) \text{ t/m}^2$, hvor z er dybden under morænsens overside (kote - 5,5). Ovenover er der bag spunsvæggen indskyllet groft sand med $\varphi = 35^\circ$, $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ og $\gamma' = 1,0 \text{ t/m}^3$.

Jernbetonpælene er $35 \cdot 35 \text{ cm}$ og armeret med 4 $\varnothing 20$ (dæklag 3 cm). Deres indbyrdes afstand i kajens længderetning er 2,75 m. Armeringen har en garanteret flydegrænse på 2250 kg/cm^2 .

Kajkonstruktionen er forbundet med ankerplader gennem stålankre $\varnothing 38 \text{ pr. } 2,75 \text{ m}$. Disse har en garanteret flydegrænse på 3200 kg/cm^2 .

Idet der regnes med partialkoefficienter $f_g = 1,0$, $f_p = 1,5$, $f_\varphi = 1,2$, $f_c = 1,5$ og $f_m = 1,35$ (stål), skal kajens korttidsstabilitet undersøges for en brudlinie, der går nedenunder spunsvæggen, men gennemskærer såvel jernbetonpælene som stålankrene. (Det forudsættes, at stabiliteten for brudlinier, der hverken gennemskærer pæle eller ankre, er undersøgt og fundet tilfredsstillende).

Der betragtes den viste brudlinie, der iøvrigt meget nær er den kritiske. Den er som sædvanlig sammensat af en cirkel i leret og en logaritmisk spiral ($\sim \varphi_n$) i sandet (G 256). Centret (polen) ligger 9 m foran kajforkant og 25,5 m over kajgaden.

Det bemærkes, at cirklen ikke - som ellers - fortsætter, til den når jordoverfladen foran kajen. Når brudlinien berører spunsvægsspidsen, er der kinematisk intet i vejen for, at den kan have et knæk her, og det er faktisk farligere at regne med normalt passivt jordtryk på spunsvæggens forside. (Dette skulle egentlig svare til centret som drejningspunkt, men kan med god tilnærmelse regnes at svare til et zonebrud).

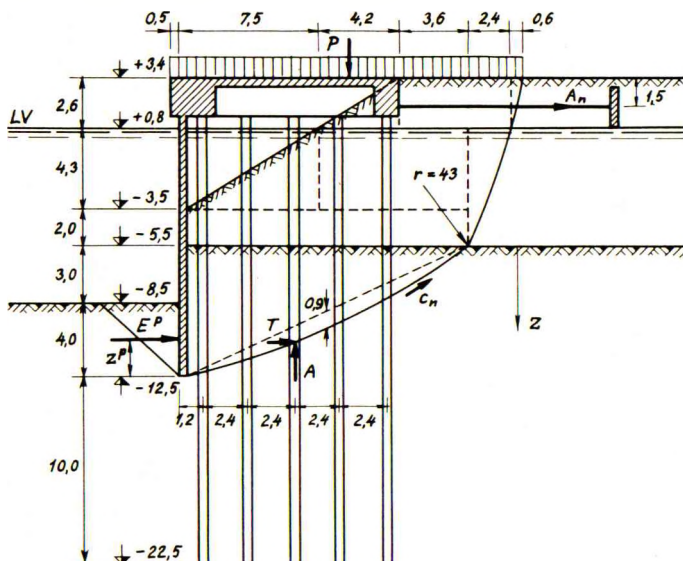
Man må nu beregne de nominelle størrelser

$$\tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi}{f_\varphi} = \frac{\tan 35}{1,2} = 0,582 \quad \varphi_n = 30,2^\circ \quad p_n = p f_p = 2,0 \cdot 1,5 = 3,0 \text{ t/m}^2$$

$$c_n = c : f_c = (3,0 + 0,24z) : 1,5 = 2,0 + 0,16z \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{ns} = \sigma_m : f_m = 2250 : 1,35 = 1670 \text{ kg/cm}^2 \text{ (pælearmering)}$$

$$\sigma_{ns} = 3200 : 1,35 = 2370 \text{ kg/cm}^2 \text{ (stålankre)}$$



Det nominelle passive jordtryk bliver, idet der regnes med glat væg, og man af fig. 5.23.A for $\varphi = 0$ finder $K_Y^{ps} = 1$ og $K_C^{ps} = 2$

$$E^P = \frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot 4^2 \cdot 1 + 4(2,0 + 0,16 \cdot 3) \cdot 2 + \frac{1}{2} \cdot 4^2 \cdot 0,16 \cdot 2 = 9,6 + 19,8 + 2,6 = 32,0 \text{ t/m}$$

$$E^P z^P = \frac{1}{3} \cdot 4(9,6 + 2,6) + \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 19,8 = 55,9 \text{ tm/m} \quad z^P = 1,75 \text{ m}$$

Det nominelle ankertræk (pr. anker $\phi 38 \sim 11,4 \text{ cm}^2$) bliver, idet ankerpladerne forudsættes at kunne optage (mindst) samme nominelle kraft som ankrene

$$A_n = 11,4 \cdot 2370 = 27200 \text{ kg} \sim 27,2 \text{ t}$$

Det nominelle brudmoment i en jernbetonpæl bliver, idet nyttehøjden er $35 - 3 - \frac{1}{2} \cdot 2 = 31 \text{ cm}$, og $2 \phi 20 \sim 6,3 \text{ cm}^2$

$$M_t = 6,3 \cdot 1670 \cdot 0,9 \cdot 31 = 294000 \text{ kg cm} \sim 2,94 \text{ tm}$$

Den stabiliserende transversale pælekraft T (G 266) beregnes ved hjælp af 5.55.1 og 6, hvori man for c kan indsætte den nominelle middelværdi i kote -10,5

$$T = \sqrt{15cdM_t} = \sqrt{15(2,0 + 0,16 \cdot 5) \cdot 0,35 \cdot 2,94} = 6,6 \text{ t}$$

(5.55.4 skal ikke anvendes her, da den giver en større værdi).

Den stabiliserende aksiale pælekraft A (G 265) findes her som den nominelle nedtrykningsmodstand af den del af pælen, der ligger under brudlinien. Da der herved er tale om en pæls bæreevne, bør man regne $f_c = 2,0$ og finder da af 5.41.5 og 8 (med en regenerationsfaktor $r = 0,8$) i middel

$$A = (12 \cdot 4 \cdot 0,35 \cdot 0,8(2,0 + 0,16 \cdot 11) + 9 \cdot 0,35^2(2,0 + 0,16 \cdot 17)) \cdot \frac{1,5}{2,0} = 41,7 \text{ t}$$

Man kan nu beregne de forskellige momenter om centret (polen), nemlig M_G (egenvægt af jord og kajoverbygning), M_P (nyttelast), M_C (forskydningsstyrke i brudcirklen), M_{EP} (passivt jordtryk), M_{An} (ankertræk), M_T (transversale pælemodstande) og M_A (aksiale pælemodstande)

$$\begin{aligned} M_G &= \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot 2,6 \cdot 1,8 \cdot 27,4 + 6,0 \cdot 2,6 \cdot 1,8 \cdot 24,2 + \frac{1}{2} \cdot 4,2 \cdot 2,6 \cdot 1,8 \cdot 19,8 \\ &+ \frac{1}{2} \cdot 2,4 \cdot 6,3 \cdot 1,0 \cdot 25,6 + 7,8 \cdot 4,3 \cdot 1,0 \cdot 20,9 + \frac{1}{2} \cdot 7,5 \cdot 4,3 \cdot 1,0 \cdot 14,5 \\ &+ 15,3 \cdot 2,0 \cdot 1,0 \cdot 17,15 + \frac{1}{2} \cdot 15,3 \cdot 7,0 \cdot 1,2 \cdot 14,6 \\ &+ \frac{2}{3} \cdot 15,3 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot 17,15 + 12,2 \cdot 1,5 \cdot 15,1 = 3965 \text{ tm/m} \end{aligned}$$

$$M_P = 18,8 \cdot 3,0 \cdot 18,4 = 1040 \text{ tm/m} \quad M_C = (2,0 + 0,16 \cdot 4) \cdot 17,0 \cdot 43 = 1930 \text{ tm/m}$$

$$M_{EP} = 32,0 \cdot 39,65 = 1270 \text{ tm/m} \quad M_{An} = 27,2 \cdot 27,0 : 2,75 = 265 \text{ tm/m}$$

$$M_T = 5 \cdot 6,6 \cdot 39,4 : 2,75 = 470 \text{ tm/m} \quad M_A = 5 \cdot 41,7 \cdot 15,5 : 2,75 = 1175 \text{ tm/m}$$

Det tilsvarende stabilitetsforhold bliver

$$f = \frac{M_C + M_{EP} + M_{An} + M_T + M_A}{M_G + M_P} = \frac{1930 + 1270 + 265 + 470 + 1175}{3965 + 1040} = 1,02$$

Korttidsstabiliteten (i den undersøgte brudlinie) er altså netop i orden.



SPÆNDINGSINFLUENSKORT

For en lodret enkeltkraft, virkende på den vandrette overflade af et halvuendeligt, elastisk medium med Poisson's forhold $\nu = \frac{1}{2}$, har Boussinesq udledt simple formler for spændingerne i et vilkårligt punkt (G 118).

Når overfladen er belastet med en vilkårligt fordelt belastning inden for et areal af vilkårlig form, bestemmes spændingerne i et vilkårligt punkt lettest ved hjælp af de følgende 3 influenskort, angivet af Newmark 1942. Fig. I bestemmer den lodrette spænding σ_z , fig. II spændingssummen $\sigma_s = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$, og fig. III den vandrette spænding σ_x eller σ_y .

Influenskortene anvendes som følger. Hvis spændingerne skal bestemmes i en gi-ven dybde z, må man først optegne (på transparent papir) en plan af det belastede areal i en sådan målestok, at længden z nøjagtig bliver lig længden af det på influenskortet angivne liniestykke. Denne plan anbringes på influenskortet, således at det punkt, under hvilket man (i dybden z) søger spændingerne, falder nøjagtig sammen med influenskortets symmetricenterum.

Man skal nu blot optælle antallet n af enhedsarealer på influenskortet, som dækkes af det belastede areal. For henholdsvis konstant belastningsintensitet p og varierende intensiteter p_i bliver da den søgte spænding

$$\sigma = 0,001 pn \qquad \sigma = 0,001 \sum p_i n_i$$

Fig. I og II er begge radialsymmetriske, hvorfor det belastede areals orientering her er ligegyldig. På fig. III skal man derimod, når man søger den vandrette spænding i en bestemt retning, orientere det belastede areal således, at den pågældende retning bliver parallel med influenskortets lodrette akse.

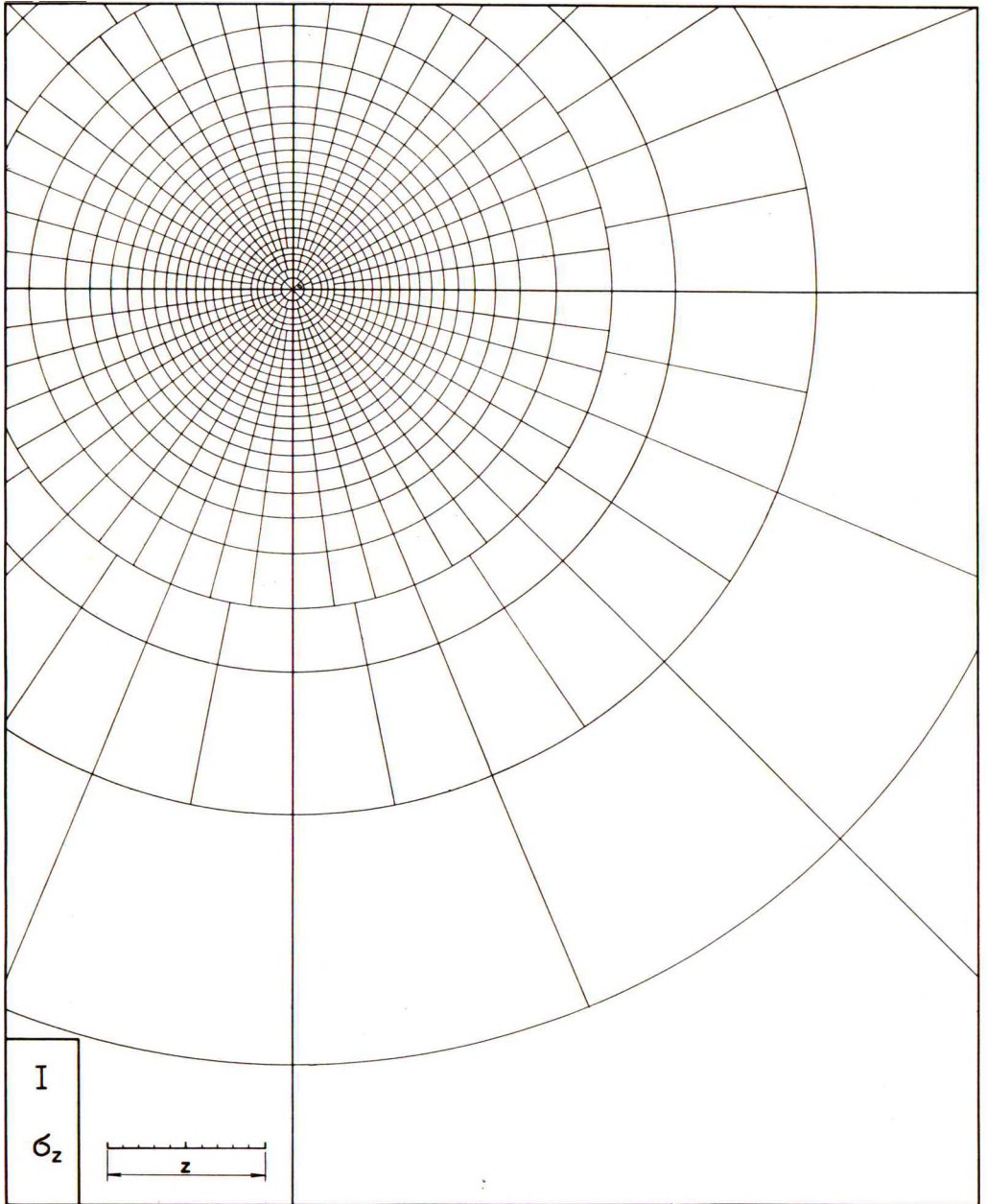
Ved konventionel beregning af konsolideringssætninger (G 132) behøver man blot ved hjælp af fig. I at bestemme de lodrette spændinger σ_z i en række punkter af en lodret linie under det punkt, hvis sætning man vil finde. (Der må dog for hver dybde z tegnes en ny plan af belastningsarealet). Kendes konsolideringsmodulen K, får man

$$\delta_c = \sum \frac{\Delta H}{K} \sigma_z$$

Ved beregning af initialsætninger (G 135) skal man i det generelle tilfælde bruge følgende formel, hvor E er elasticitetsmodulen og $\nu = \frac{1}{2}$

$$\delta_i = \sum \frac{\Delta H}{E} (\sigma_z - \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y)) = \sum \frac{\Delta H}{E} (1,5 \sigma_z - 0,5 \sigma_s)$$

Som det vil ses, behøver man hertil kun fig. I og II.

Fig. I: Lodret spænding σ_z .

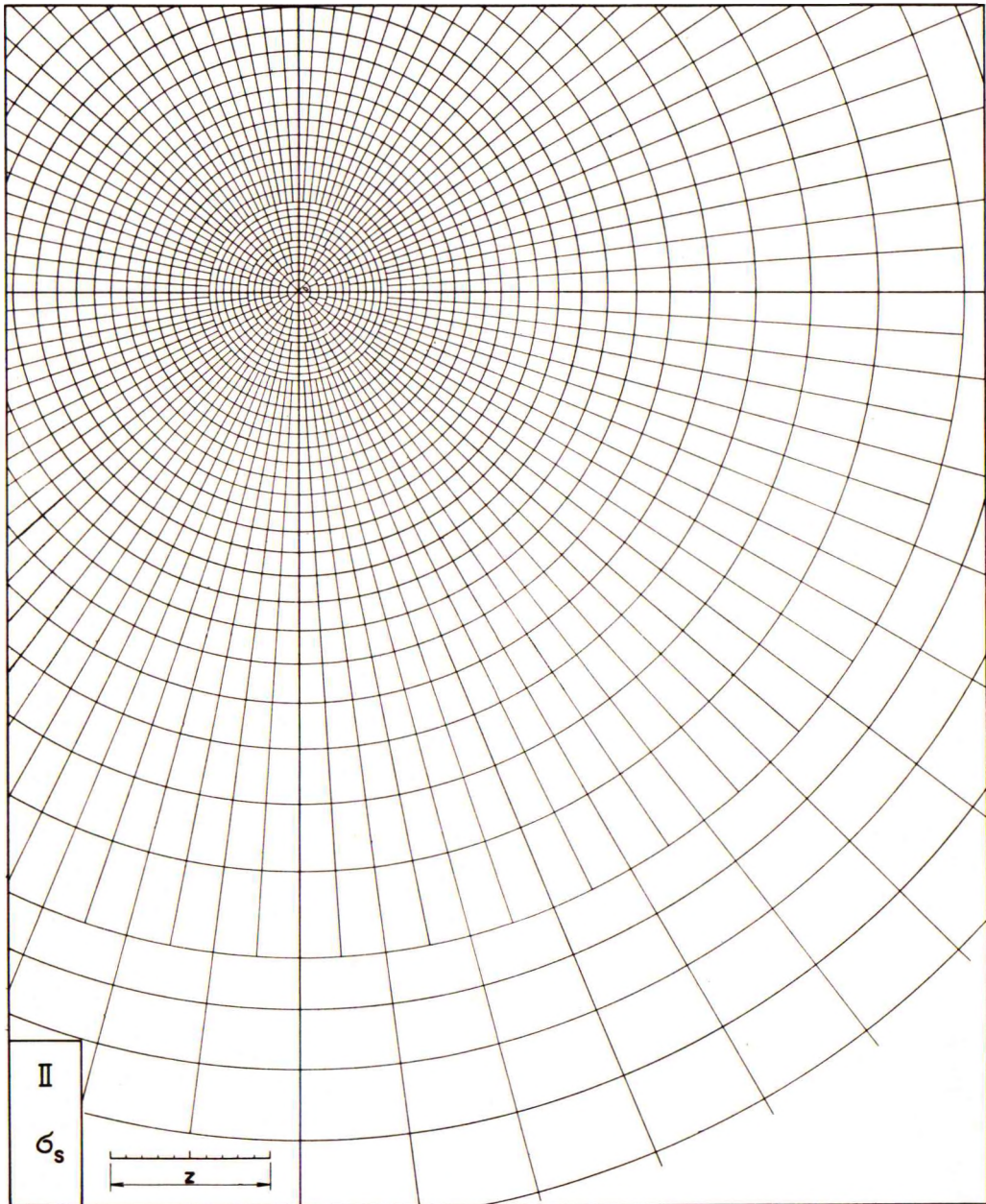
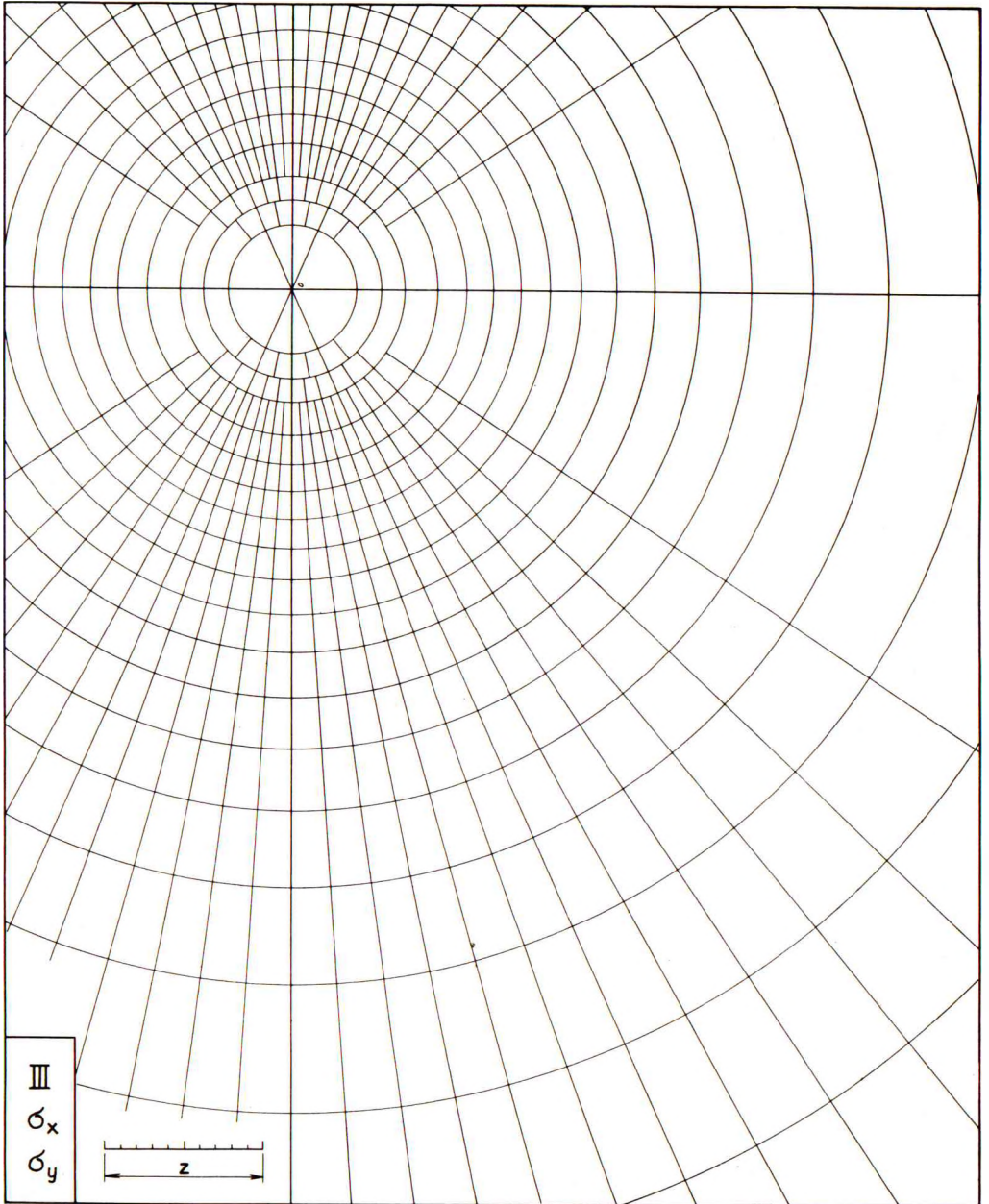


Fig. II: Spændingssum $\sigma_s = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$.

Fig. III: Vandret spænding σ_x eller σ_y .

DIMENSIONERING AF BETONTVÆRSNIT

1. Indledning.

Ifølge de nye funderingsnormer (1965) skal konstruktioner og konstruktionsdele, som i væsentlig grad påvirkes af kræfter overført gennem jord, beregnes for det nominelle brudstadium under anvendelse af partialkoefficienter. Dette gælder således beton- og jernbetonkonstruktioner, som f.eks. fundamenter, støttemure og kældermure. Da der imidlertid har vist sig at råde usikkerhed om, hvorledes normernes bestemmelser om beregning af sådanne konstruktioner skal fortolkes, skal der nedenfor gives en kort fremstilling belyst ved nogle få eksempler.

Vanskeligheden ligger i, at normerne kun angiver partialkoefficienten for betons trykstyrke, hvorimod det ikke er angivet, ved hvilken type forsøg denne trykstyrke skal måles. Forklaringen herpå er den enkle, at forsøgstypen afhænger af, hvilken forudsætning man gør om spændingsfordelingen i betonen ved nominelt brud.

Ved beregning af jernbeton skal man således regne med bøjningstrykstyrken, σ_B , hvis beregningen foretages efter elasticitetsteorien, mens cylinderstyrken, σ_C , skal bruges, hvis der regnes på brudstadiet. Af disse metoder må den sidstnævnte siges at være mest i overensstemmelse med funderingsnormernes synspunkt, hvorfor den formentlig må foretrækkes. Der er imidlertid ingen større forskel på resultatet efter de to metoder, hvis blot de anvendes konsekvent hver for sig.

Ved konstruktioner af uarmeret beton er man nødt til at bruge elasticitetsteoriens spændingsfordeling af hensyn til revnefare. Vejledningen til funderingsnormerne angiver her, at den nominelle bøjningstrækstyrke kan sættes lig med 6 % af cylinderstyrken.

2. Jernbeton.

Har man eksempelvis en jernbeton med terningstyrken $\sigma_T = 240 \text{ kg/cm}^2$, hvortil med tilnærmelse svarer en bøjningstrykstyrke $\sigma_B = 1,25 \cdot \sigma_T = 300 \text{ kg/cm}^2$ og en cylinderstyrke $\sigma_C = 0,8 \cdot \sigma_T = 192 \text{ kg/cm}^2$, samt en armering med en garanteret flydespænding $\sigma_F = 2700 \text{ kg/cm}^2$ (sædvanlig kontrol), skal et bjælke- eller plade-tværsnit ifølge funderingsnormerne beregnes for bøjning under en af følgende to forudsætninger.

- I. Efter jernbetonnormernes n-metode (elasticitetsteorien) med en nominal betonstyrke

$$\sigma_{bn} = \frac{300}{3,0} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

og en nominal flydegrænse for stålet

$$\sigma_{jn} = \frac{2700}{1,5} = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

- II. Efter metoden med konstante betontrykspændinger (brudteorien) med en nominal betonstyrke

$$\sigma_{bn} = \frac{192}{3,0} = 64 \text{ kg/cm}^2$$

og en nominal flydegrænse (som før)

$$\sigma_{jn} = \frac{2700}{1,5} = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

Efter de nugældende jernbetonnormer skulle beregningen foretages med de tilladelige spændinger $r_b = 75 \text{ kg/cm}^2$ og $r_j = 1350 \text{ kg/cm}^2$. Der skulle dog i så tilfælde også regnes med aktuelle i stedet for nominelle belastninger.

Da de under I ovenfor nævnte nominelle styrker er 1,33 gange de tilladelige spændinger, ses det, at de to beregninger efter elasticitetsteorien vil give samme resultat, såfremt den bevægelige belastning (med partialkoefficienten $f_p = 1,5$) er dobbelt så stor som den hvilende. Er den større, fås sværere konstruktioner efter funderingsnormerne, men er den mindre, hvilket formentlig normalt vil være tilfældet, fås lettere konstruktioner. Metoderne I og II ovenfor giver som sagt meget nær samme resultat.

En beregning efter elasticitetsteorien kan f. eks. foretages direkte efter "Teknisk Ståbi".

For en beregning på brudstadiet er tilsvarende formler og tabeller givet i f. eks. Erwin Poulsen: "Rektangulære jernbetontværsnits bæreevne og dimensionering i brudstadiet", Ingeniøren no. 4, 1963, hvortil der henvises.

Beregningen kan iøvrigt foretages, uden at man behøver at huske eller finde nogen formel, såfremt man forudsætter rektangulært og under- eller normaltarmeret tværsnit med betonspændinger lig med den nominelle betonstyrke overalt i trykzonen.

Sættes tværsnittets bredde lig med b , og nyttehøjden lig med h_n , kan man definere

$$\text{Trykzonens højde} \quad y_o = \beta h_n \quad (1)$$

For underarmerede tværsnit skal man have $\beta \lesssim 0,5$

$$\text{Den samlede trykkraft} \quad C = \beta b h_n \sigma_{nb} \quad (2)$$

hvilket for rent momentpåvirkede tværsnit med armeringsprocenten φ og jernarealet

$$F_j = \varphi b h_n \quad (3)$$

er lig med den samlede trækraft

$$\beta b h_n \sigma_{nb} = \varphi b h_n \sigma_{nj} \quad (4)$$

Med

$$n_p = \frac{\sigma_{nj}}{\sigma_{nb}} \quad (5)$$

fås heraf

$$\beta = \varphi n_p \quad (6)$$

Momentligningen giver nu

$$M_n = (1 - 0,5 \beta) h_n C = (1 - 0,5 \beta) h_n F_j \sigma_{nj} = \beta (1 - 0,5 \beta) b h_n^2 \sigma_{nb} \quad (7)$$

Definerer vi

$$\mu = \frac{M_n}{b h_n^2 \sigma_{nb}} \quad (8)$$

fås

$$\mu = \beta (1 - 0,5 \beta) \quad (9)$$

eller

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (10)$$

Fremgangsmåden ved dimensionering er nu følgende. Når b , h_n , σ_{nb} og σ_{nj} samt M_n er kendt, findes n_p af (5) og μ af (8). For at tværsnittet skal være underarmeret, skal $\mu \lesssim 0,375$ ifølge (9). β kan nu findes af (10), φ af (6) og F_j af (3).

Skal man derimod finde bæreevnen af et givet tværsnit (F_j kendt), må man finde n_p af (5) og φ af (3). β kan da findes af (6) og μ af (9), hvorefter M_n er givet af (8).

Med de ovenfor gjorte antagelser om betonstyrker og armering finder man således for en 25 cm jernbetonplade med nyttehøjden $h_n = 21$ cm, der skal optage et bøjningsmoment på 4 tm/m fra den hvilende og 2 tm/m fra den bevægelige belastning

$$M_n = 4 + 1,5 \cdot 2 = 7 \text{ tm/m}$$

$$n_p = \frac{1800}{64} = 28,1$$

$$\mu = \frac{7}{0,21^2 \cdot 640} = 0,248 < 0,375$$

$$\beta = 1 - \sqrt{0,504} = 0,290$$

$$F_j = \frac{0,290}{28,1} \cdot 100 \cdot 21,0 = 21,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$7 \text{ } \emptyset \text{ 20 har } F_j = 21,99 \text{ cm}^2.$$

Regnes efter elasticitetsteorien fås

$$c_1 = \frac{h_n}{\sqrt{M_{100}}} = \frac{21,0}{\sqrt{7000}} = \frac{21,0}{83,7} = 0,251$$

Med $\sigma_j = 1800 \text{ kg/cm}^2$ svarer dette ifølge "Teknisk Ståbi" til $\sigma_b = 88 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2$ og $c_2 = 0,260$.

$$F_j = c_2 \sqrt{M_{100}} = 0,260 \cdot 83,7 = 21,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

altså næsten identisk det samme resultat.

Efter de nugældende jernbetonnormer fås til sammenligning (med $M = 4 + 2 = 6 \text{ tm/m}$)

$$c_1 = \frac{21,0}{\sqrt{6000}} = \frac{21,0}{77,5} = 0,271$$

Med $\sigma_j = 1350 \text{ kg/cm}^2$ svarer dette til $\sigma_b = 72 \text{ kg/cm}^2 < 75 \text{ kg/cm}^2$ og $c_2 = 0,320$

$$F_j = 0,320 \cdot 77,5 = 24,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

altså som forventet noget større end før.

3. Uarmeret beton.

Ved uarmeret beton må man regne med retlinet spændingsfordeling og dimensionere ud fra kriteriet, at største trækspænding ikke må overskride den nominelle bøjningstrækstyrke

$$\sigma_{nbt} = 0,06 \sigma_C$$

Med de i foregående afsnit ansatte betonstyrker bliver $\sigma_{nbt} = 11,5 \text{ kg/cm}^2$. Med beton 1 : 4 : 7, som i praksis hyppigt anvendes til betonfundamenter og kældervægge, har man dog nærmere $\sigma_C = 75 \text{ kg/cm}^2$ og derfor $\sigma_{nbt} = 4,5 \text{ kg/cm}^2$ (i visse tilfælde endnu lavere).

For et uarmeret fundament med højden h og fremspringet a , påvirket på undersiden af den ensformigt fordelte, nominelle reaktion b_n , finder man under forudsætning af plan spændingsfordeling i et snit langs en søjle- eller vægside

$$\sigma_t = \frac{\frac{1}{2} b_n a^2}{\frac{1}{6} h^2} \leq \sigma_{nbt} \quad (12)$$

hvoraf fås det nødvendige fremspringsforhold

$$\frac{h}{a} \geq \sqrt{\frac{3 b_n}{\sigma_{nbt}}} \quad (13)$$

Fra b_n må man trække vægten af jord og fundament. Denne korrektion er dog normalt kun af ringe betydning. (12) er noget på den sikre side, i hvert fald for vægfundamenter, idet spændingsfordelingen i virkeligheden ikke er plan.

Ifølge (13) finder man det hyppigt anvendte fremspringsforhold $\frac{h}{a} = 1,5$ ved

$$b_n = 0,75 \sigma_{nbt} \quad (14)$$

hvilket formentlig er nær ved gængs praksis.

Kældervægge og lignende konstruktioner beregnes bedst efter brudlinieteorien, idet det fundne brudmoment M_n herefter sammenlignes med $\frac{1}{6} h^2 \sigma_{nbt}$.

Bent Hansen.

SAGSREGISTER

(Tallene angiver Eks. No.)

A

Adhæsion, negativ, 39
 Aflastningsplade, 29, 30, 42
 Afstivet spunsvæg, 31
 Afstivningstryk, 31
 Aksial påvirkning af spunsvæg, 42
 Aksial virkning af pæle, 50
 Aktivt jordtryk, 21, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 36, 41, 48, 49
 Aktivt tryk i brudlinie, 21
 Analyse, $c\phi$ -, 28, 34, 39, 44, 47
 korttids-, 14, 15, 28, 31, 34, 37, 38, 39, 43, 44, 45, 46, 50
 langtids-, 28, 34, 39, 44, 47
 $\phi = 0$ -, 14, 15, 28, 31, 34, 37, 38, 39, 43, 44, 45, 46, 50
 Anisotrop jord, 9
 Ankerlængde, nødvendig, 49
 Ankerplade, 32
 Ankertræk, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 32, 50
 Ankertværsnit, nødvendigt, 26, 27
 Artesisk strømning, 12

B

Ballasttal, 20
 Belastningsforsøg, 33
 Betonpæle, 38, 39, 40, 41, 50
 Betonspunsvæg, 28
 Bjælke, elastisk, 20
 Bropille, 13, 17, 37, 43
 Brud, linie-, 21
 zone-, 22
 Byggegrube, 6, 7, 10, 11, 12, 24, 31
 Bæreevne, fundamenter, 7, 14, 15, 33, 34, 35, 36, 37
 korttids-, 14, 15, 34, 37, 38, 39, 40, 43, 50
 langtids-, 34, 39
 pæle, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 50
 Bøjeligt fundament, 19, 20

C

Cellefangedæmning, 48
 Centralt belastet fundament, 7, 14, 15, 33, 34, 35
 C&N-kaj, 30, 42
 $c\phi$ -analyse, 28, 34, 39, 44, 47

D

Danske rammeformel, 41
 Differens-vandtryk, 23, 24, 25, 27
 Direkte fundering, 7, 13, 14, 15, 18, 19, 20, 33, 34, 35, 36, 37
 Dobbelt ekscentricitet, 37
 Dobbelt hældning, 37
 Doktværsnit, 19

E

Effektiv friktionsvinkel, 34
 Effektiv kohæsion, 34
 Effektiv porediameter, 2
 Effektiv rumvægt, 1, 35
 Effektive styrkeparametre, 34
 Effektivt areal, 36, 37
 Ekscentricitet, dobbelt, 37
 Ekscentrisk belastet fundament, 36, 37
 Ekspansion, 11
 Ekstra rammedybde, 24, 30
 Elasticitetsteoretisk trykspredning, 18, 19
 Erosion, 6, 7, 8, 11, 12

F

Filtertab, 12
 Filterhastighed, 23
 Flodbred, stabilitet af, 47
 Flydecharnier, 24, 26, 27, 28, 30
 Forankret spunsvæg, 25, 26, 27, 28, 49, 50
 Forkonsolidering, 8
 Fri spunsvæg, 24
 Friktion, negativ, 39
 Friktionsvinkel, bestemmelse af, 34
 Fundament, bøjeligt, 19, 20
 centralt belastet, 7, 14, 15, 33, 34, 35
 ekscentrisk belastet, 36, 37
 på ler, 14, 15, 18, 19, 34, 37
 på sand, 7, 33, 35, 36
 skrån belastet, 36, 37
 Fundamenters bæreevne, 7, 14, 15, 33, 34, 35, 36, 37
 Fundering, direkte, 7, 14, 15, 18, 19, 33, 34, 35, 36, 37
 pæle-, 17, 23, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 50

- G
- Gennemlokning, 35
 Geostatisk beregning for pæl, 38, 39,
 40, 42, 43, 50
 Grundvandsenkning, 12, 14, 15
 prøve-, 12
 Grøppevirkning, 39
- H
- Hovedspændinger, bestemmelse af, 3
 Hviletryk, 42
 Hydrostatisk jordtryk, 22, 32
 Hældning, dobbelt, 37
- I
- Indspænding i jorden, 24, 30
 Indspændt spunsvæg, 29, 30, 42
 Influenskort, Newmarks, 18
 Initialsætning, 13, 17
 Instabilitet, plastisk, 42, 43
- J
- Jordtryk, aktivt, 21, 23, 24, 25, 26,
 27, 28, 29, 30, 31, 32, 36, 41, 48, 49
 negativt, 28
 passivt, 10, 22, 24, 25, 26, 27, 28,
 29, 30, 32, 48, 49, 50
 ved liniebrud, 21
 ved zonebrud, 22
- K
- Kaj, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 42, 45, 46,
 49, 50
 Kapillartryk, 44
 Kapillær stighøjde, 2, 7, 44
 Konsolidering, negativ, 11
 primær, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19,
 23, 46
 stabilisering ved, 46
 Konsolideringens tidsforløb, 15, 16, 23,
 46
 Konsolideringsforsøg, 14, 16
 Konsolideringsgrad, 15, 16, 23, 46
 Konsolideringsindeks, 39
 Konsolideringskurve, 14
 Konsolideringsmodul, bestemmelse af,
 16
 Konsolideringssætning, beregning ved
 konsolideringsindeks, 39
 beregning ved konsolideringskurve, 14
 beregning ved konsolideringsmodul,
 8, 11, 13, 15, 17, 18, 19, 23
 Korttidsanalyse, 14, 15, 28, 31, 34, 37,
 38, 39, 43, 44, 45, 46, 50
 Korttidsbæreevne, 14, 15, 34, 37, 38,
 39, 40, 43, 50
- L
- Korttidsstabilitet, 14, 15, 28, 31, 34,
 37, 44, 45, 46, 49, 50
 Kranbjælke, 20
- M
- Modelforsøg, 33
 Modellove, 33
 Modstandsmoment, nødvendigt, 24, 26
 Mohr's cirkel for spændinger, 4, 5, 34
 Måtningsgrad, 1
- N
- Naturlig skråning, 44, 47
 Negativ adhæsion, 39
 Negativ friktion, 39
 Negativ konsolidering, 11
 Negativ overflademodstand, 39
 Negativt jordtryk, 28
 Newmark's influenskort, 18
 Nødvendig ankerlængde, 49
 Nødvendig rammedybde, 24, 26, 27, 28,
 29, 30
 Nødvendigt ankertværsnit, 26, 27
 Nødvendigt modstandsmoment, 24, 26
- O
- Opfyldning, virkning af, 38, 39
 Overflademodstand, 38, 39, 40, 41, 42
 43, 50
 negativ, 39
- P
- Parallelstrømning, lodret, 7, 10, 11,
 12, 23
 Passivt jordtryk, 10, 22, 24, 25, 26,
 27, 28, 29, 30, 32, 48, 49, 50
 Passivt tryk i brudlinie, 22
 Permeabilitet, bestemmelse af, 12
 Plastisk instabilitet, 42, 43
 Platformskaj, 29
 Porediameter, effektiv, 2
 Poretal, 1
 Poretryk, 6, 7, 8, 9, 34, 47
 Poretrykskoefficient, 4
 Porøsitet, 1

Potentialtryk, 44
 Praktisk trykspredning, 13, 14, 15, 17
 Primær konsolidering, 13, 14, 15, 16,
 17, 18, 19, 23, 46
 Prøvepumpning, 12
 Pumpebrønd, 12
 Pæle, 17, 23, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 50
 aksial virkning, 50
 beton-, 38, 39, 40, 41, 50
 løftning af, 39
 stabiliserende, 50
 stål-, 42
 transversal virkning, 50
 træ-, 43
 Pæleanordning, 40, 41, 42, 43
 Pælegruppe, 39
 Pæles bæreevne, 38, 39, 40, 41, 42,
 43, 50
 Pæles sætninger, 17
 Pæleværk, 23, 40, 41, 42, 43, 50

R

Rammedybde, ekstra, 24, 30
 nødvendig, 24, 26, 27, 28, 29, 30
 Rammeformel, den danske, 41
 Reaktionsfordeling, bøjeligt fundament,
 19, 20
 stift fundament, 18, 35, 36
 Rumvægt, bestemmelse af, 1, 35
 Rækkevidde af grundvandsenkning, 12

S

S₀-formlen, 41
 Silo, 15, 18
 Simpelt trykforsøg, 3, 4, 5
 Singulære punkter, 6, 7, 8, 9
 Skred, 44, 45, 46, 47, 49, 50
 Skråning, naturlig, 44, 47
 Skråpæle, 23, 40, 41, 42, 43
 Skråt belastet fundament, 36, 37
 Spidsmodstand, 38, 39, 40, 41, 42, 43,
 50
 Spunsvæg, afstivet, 31
 aksial påvirkning af, 42
 beton-, 28
 forankret, 25, 26, 27, 28, 49, 50
 fri, 24
 indspændt, 29, 30, 42
 stål-, 24, 26, 27, 31, 42, 50
 Stabiliserende pæle, 50
 Stabilisering ved konsolidering, 46
 Stabilitet, korttids-, 14, 15, 28, 31, 34,
 37, 44, 45, 46, 49, 50
 langtids-, 28, 34, 44, 47
 lodret, 9, 10, 11

Stift fundament, 18, 35, 36
 Strimmelmetoden, 47
 Strømkrafter, 10, 25
 Strømnet, 6, 7, 8, 9, 25, 44
 Strømning, artesisk, 12
 Støttemur, 23, 36, 41
 Stålpæle, 42
 Stålspunsvæg, 24, 26, 27, 31, 42, 50
 Sænkingsanlæg, 12
 Sætning, beregnet ved elasticitetsmodul,
 13, 17
 beregnet ved konsolideringsindeks, 39
 beregnet ved konsolideringskurve, 14
 beregnet ved konsolideringsmodul, 8,
 11, 13, 15, 17, 18, 19, 23
 beregnet ved sætningsmodul, 33
 Sætninger, pæle, 17
 Søjlefundament, 7, 33, 34, 35

T

Tidsfaktor, 15, 16, 23, 46
 Tidsforløb, konsolideringens, 15, 16,
 23, 46
 Totalsikkerhed, 14, 33, 44, 47
 Transversal virkning af pæle, 50
 Triaksiale trykforsøg, 34
 Trykaflastning, 12
 Trykforsøg, simpelt, 3, 4, 5
 triaksialt, 34
 Trykspredning, elasticitetsteoretisk, 18,
 19
 praktisk, 13, 14, 15, 17
 Trykstyrke, 4, 5, 34
 Træpæle, 43

U

Ueftergivelig væg, 31, 42

V

Vandindhold, 1
 Vandtryk, 6, 7, 9, 10, 11, 23, 24, 25,
 27, 47
 Væg, afstivet, 31
 med flydecharnier, 24, 26, 27, 28, 30
 uden flydecharnier, 25, 29, 31
 ueftergivelig, 31, 42

Z

Zonebrud, 22

⊙

⊙ = 0 - analyse, 14, 15, 28, 31, 34, 37,
 38, 39, 43, 44, 45, 46, 50