



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

No. 13

SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

REPRINTS AND PRELIMINARY REPORTS

Supplement to the "Proceedings" and "Meddelanden" of the Institute

Förankring av ledningar i jord

av Bengt Broms och Olle Orrje

Särtryck ur Stadsbyggnad 32 (1966):6

STOCKHOLM 1966

FÖRANKRING AV LEDNINGAR I JORD

Överdirektör *BENGT BROMS* och civilingenjör *SVR OLLE ORRJE*, Statens Geotekniska Institut

Stadsbyggnad 6/1966

INLEDNING

Rörledningar under jord måste i många fall förankras med stödblock eller stödplattor i underliggande berg eller i omgivande jord för att motstå de horisontalkrafter som uppstår t.ex. vid rörkrökar. I denna artikel redogörs för metoder som kan användas för dimensionering av förankringar i såväl friktions- som kohesionsjordarter.

EXEMPEL PÅ FÖRANKRINGSANORDNINGAR

Stödblock av betong

Ett exempel på ett stödblock av betong som används vid förankring av rörkrökar visas i fig. 1. Detta stödblock består av en armerad vertikal betongplatta och en stödklack. Plattans tjocklek och armering avpassas så att plattan kan motstå en jämnt fördelad belastning från jorden utan att den maximala beräknade betongtryckspänningen eller den maximala beräknade dragspänningen i armeringen överskrider de spänningar som kan tillåtas i resp. material.

Man kan ofta i friktionsjord ej gjuta stödblocket direkt mot orörd jord. Om så är fallet återfyller man efter gjutning av stödblocket mellanrummet mellan stödblock och schaktvägg med friktionsmaterial (sand eller grus) som packas upp till stödblockets överkant. I kohesionsjordarter gjuter man stödblocket direkt mot den orörda rensade schaktväggen.

Stödvägg av stålspons

Stödvägg av styv stålspons (fig. 2) används i allmänhet vid förankring av rörkrökar i lera eller mjåla med låg skjuvhållfasthet, då stödblock av betong genom sin tyngd kan orsaka avsevärda sättningar av rörkröken. I det exempel som visas i fig. 2 består stödväggen av stålspons, en lastfördelande stålbalk och en stödklack. Stålsponen och stålbalken dimensioneras i allmänhet för ett jämnt fördelat jordtryck.

Sponten slås ned innan urschaktningen har skett så att sponten stöder mot orörd mark. Efter det att ledningen lagts gjuter man mot sponten en stödklack av betong.

För att man skall kunna undvika tjälskador bör stödvägg eller stödblock ej ligga närmare markytan än ca 0,5 m. Normalt läggningsdjup hos ledningen varierar mellan 1,3 och 2,5 m.

FÖRSKJUTNINGSKRAFTER VID RÖRKRÖKAR

Förankringsanordningar används framför allt vid rörkrökar där stora horisontella förskjutningskrafter

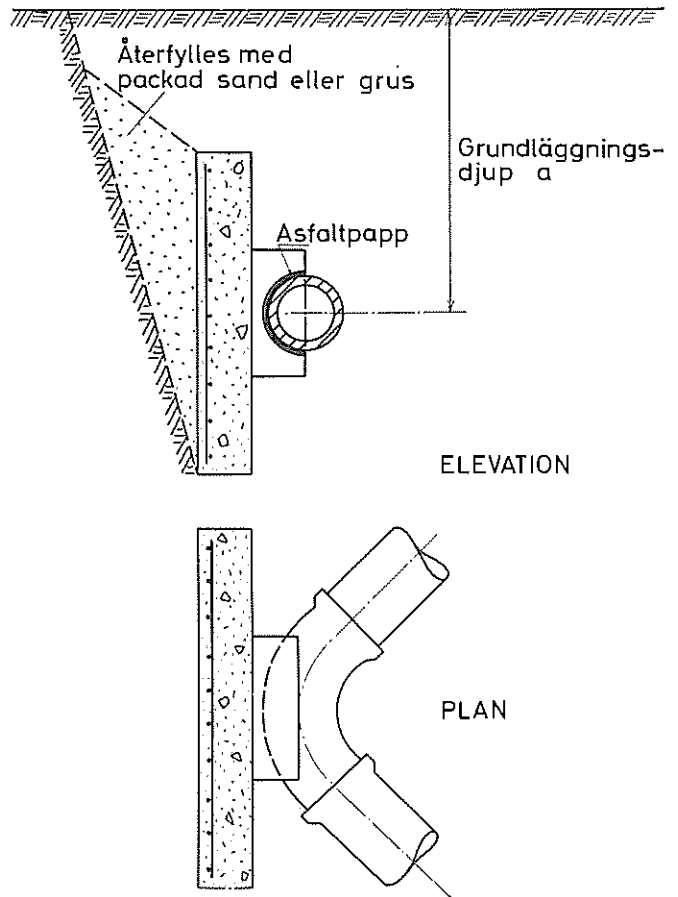


Fig 1. Stödblock av armerad betong.

kan uppstå. I en vätskefylld rörkrök verkar en mot krökens utsida riktad kraft T som är förorsakad av hydrostatiskt tryck i ledningen även då strömning ej sker i denna såsom visas i fig. 3. Kraften T kan beräknas ur de två hydrostatiska krafterna P_1 och P_2 (fig. 3) med hjälp av ett kraftdiagram. P_1 och P_2 är lika med $p_i A$, där A är ledningens tvärsnittsarea och p_i det hydrostatiska trycket i ledningen. Kraften T är således beroende av ledningens diameter D , krökningsvinkeln α och trycket p_i i rörledningen såsom visas i fig. 4. Man kan se att denna förskjutningskraft kan bli betydande på grund av enbart hydrostatiskt tryck i ledningen. Till exempel är vid en inre rördiameter av 200 mm, krökningsvinkeln 90° och vätsketrycket 10 kg/cm^2 förskjutningskraften T lika med 4,4 ton. Man bör även observera att förskjutningskraften är proportionell mot vätsketrycket i ledningen. Om vätsketrycket i ledningen ökar från t.ex. 10 till 20 kg/cm^2 , ökar också förskjutningskraften i det ovan angivna

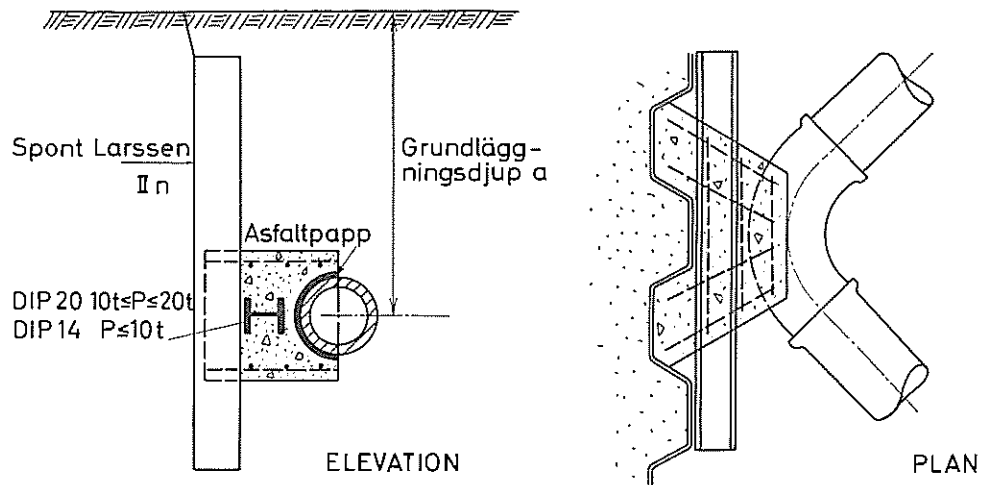


Fig 2. Stödvägg av stålspont.

fallet från 4,4 till 8,8 ton. Vid beräkning av kraften T behöver man i allmänhet ej ta hänsyn till att P_1 vid strömning ej är lika stor som P_2 . Skillnaden mellan P_1 och P_2 (som är lika med strömningsförlusten i rörkröken) är ofta liten och kan försummas.

Vid strömning uppkommer förutom förskjutningskraften T en utåtriktad centrifugalkraft C , vars storlek är svår att bestämma på grund av den mycket ojämna hastighetsfördelningen i en rörkrök. Ett ungefärligt värde på denna centrifugalkraft är

$$C = \frac{Mv^2}{gR} \quad (1)$$

där M är vätskemassan ($\pi D^2 a R \gamma_w / 4$) i rörkröken, v är vätskans medelhastighet, R är radien hos rörets centrumlinje och γ_w är vätskans volymvikt.

BERÄKNINGSPRINCIPER

Stödblock och stödväggar bör dimensioneras på så sätt att exceptionella belastningsfall ej försakar brott i jorden (jordbrott) och att stödblockens eller stödväggarnas sidoförskjutningar vid vanliga belastningsfall ej blir större än de som kan tillåtas utan att försaka läckage eller andra skador hos rörledningen.

Belastnings- och partiella säkerhetsfaktorer

För att man skall undvika brott i jorden bör det jordtryck som används vid dimensionering av stödblock eller stödväggar vara så anpassat att jordbrott ej inträffar, även om de verkliga förskjutningskrafterna överstiger de beräknade på grund av viss osäkerhet i varje använd beräkningsmetod. Man kan ta hänsyn

till denna osäkerhet genom att multiplicera de beräknade förskjutningskrafterna med belastningsfaktorerna k_w , k_t eller k_c vars storlek är beroende av tillförlitligheten hos de använda beräkningsmetoderna. Rörkrökens vikt, vikten av vätskemassan i rörkröken, stödblockets eller stödväggens vikt kan uppskattas med tämligen stor noggrannhet. Vid beräkning av den förskjutningskraft W som är förorsakad av sådana belastningar rekommenderas vanligen värdet 1,0 på motsvarande belastningsfaktor k_w .

Resultanten T och centrifugalkraften C kan ej beräknas med samma noggrannhet som till exempel stödblockets eller stödväggens vikt. Lämpliga värden på motsvarande belastningsfaktorer k_t och k_c är 1,3 re-

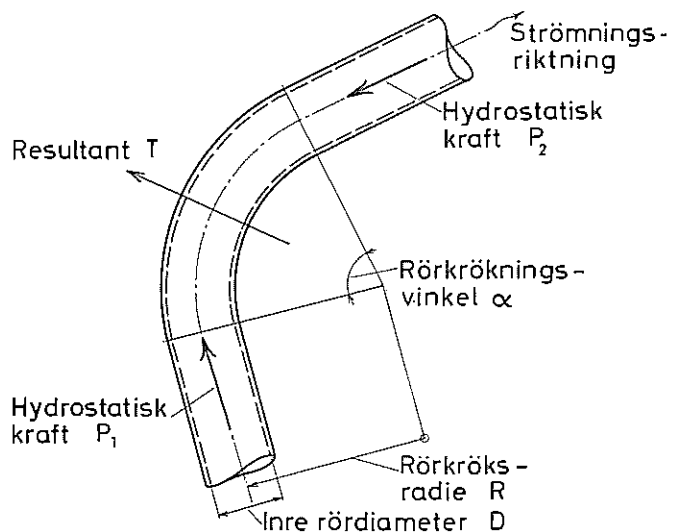


Fig 3. Beräkning av förskjutningskraften T .

spektive 1,5. Således bör man vid dimensionering använda sig av de nominella beräkningslasterna $k_w W$, $k_t T$ och $k_c C$. (De nominella beräkningslasterna blir således respektive W , $1,3 T$ och $1,5 C$.) Jordbrott bör ej heller inträffa även om jordens verkliga skjuvhållfasthet är lägre än den som uppskattas eller uppmätts, på grund av naturliga variationer hos jordens skjuvhållfasthet och på grund av viss osäkerhet hos varje använd beräkningsmetod. Jordens skjuvhållfasthet bestäms i allmänhet ur direkta skjuvförsök, treaxliga försök, fältvingborrförsök, konförsök eller tryckförsök.

För att ta hänsyn till de systematiska fel som finns i respektive försöksmetod bör en reducerad skjuvhållfasthet användas vid beräkning av det tryck som förorsakar brott i jorden. I allmänhet uppstår ett mindre försöksfel vid bestämning av den inre friktionsvinkeln ϕ_d (för friktionsmaterial) än vid bestämning av den odränerade skjuvhållfastheten τ_{fu} (för kohesionsmaterial). På grund av detta försöksfel används för friktionsmaterial en reducerad friktionsvinkel ϕ_{red} för beräkning av t.ex. det tryck som förorsakar brott i

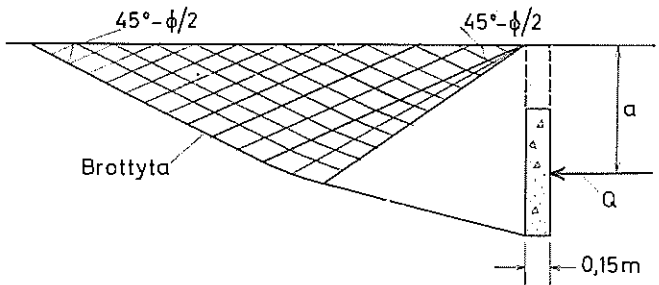


Fig 5. Sfp-brott vid vertikal platta (Brinch Hansen 1953).

jorden. Denna reducerade friktionsvinkel kan beräknas ur ekvationen

$$\operatorname{tg} \phi_{red} = \operatorname{tg} \phi_d / F_{\phi} \quad (2)$$

där F_{ϕ} är en s.k. partiell säkerhetsfaktor. Denna faktor väljs ofta lika med 1,2 för grus, sand eller grovmo. Vid detta värde på F_{ϕ} blir ϕ_{red} lika med $25,7^{\circ}$, $30,2^{\circ}$, $35,0^{\circ}$ och $40,1^{\circ}$ då den inre friktionsvinkeln ϕ_d är resp. 30° , 35° , 40° och 45° .

Vid kohesionsjordarter används en motsvarande reducerad odränerad skjuvhållfasthet $(\tau_{fu})_{red}$ för beräkning av jordens brotthållfasthet. Denna beräknas ur uttrycket

$$(\tau_{fu})_{red} = \tau_{fu} / F_c \quad (3)$$

där F_c är den partiella säkerhetsfaktorn med avseende på jordens odränerade skjuvhållfasthet. Ofta väljs värdet 1,5 på denna faktor.

Stödblocket och stödväggar bör således dimensioneras så att brott inträffar först då belastningen på stödblocket eller stödväggen når $k_w W$, $k_t T$ och $k_c C$ och då inre friktionsvinkeln för friktionsmaterial är lika med $(\phi_d)_{red}$ eller då den odränerade skjuvhållfastheten för kohesionsmaterial är lika med $(\tau_{fu})_{red}$.

Vid bestämning av erforderlig area hos stödblock och stödväggar får man således betrakta dels det fall då den omgivande jorden består av friktionsjord (grus, sand och grovmo), dels då den består av kohesionsmaterial (lera) såsom visas i det följande. Speciella beräkningsmetoder måste tillämpas för mellanjordarter (finmo och mjäla).

Sidoförskjutningar

För att rationellt kunna dimensionera stödblock och stödväggar är det emellertid angeläget att veta hur stora sidodeformationer som kan tolereras i olika ledningskonstruktioner. Detta är ett problem av stor ekonomisk betydelse särskilt vid dimensionering av stödvägg eller stödblock i lös lera då det ofta är svårt att begränsa sidoförskjutningarna i detta material utan

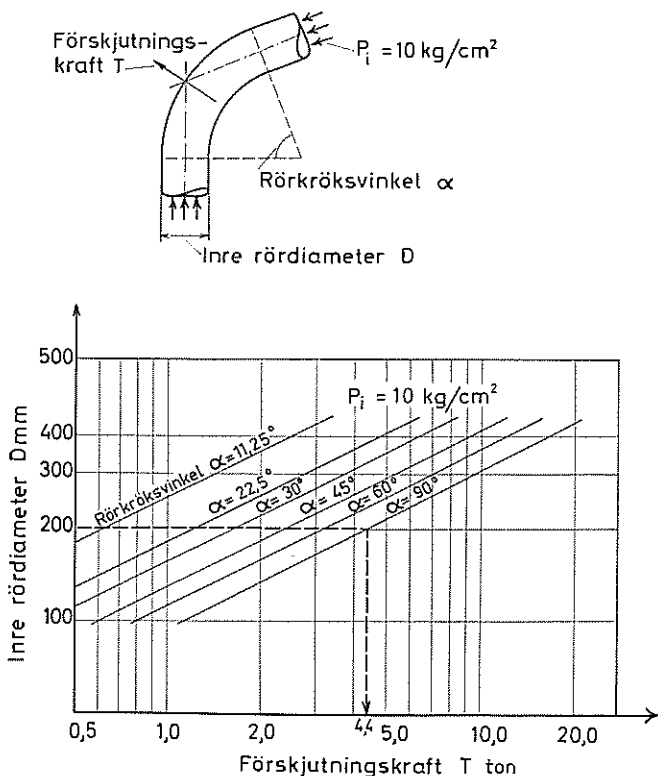


Fig 4. Förskjutningskraft på krokrör vid 10 kg/cm^2 inre vätske-tryck.

stora kostnader. Stödblock och stödväggar bör dimensioneras så, att sidoförskjutningarna vid vanliga belastningsfall (W , T och C) ej är större än de som kan tillåtas. Författarna känner ej till någon undersökning angående de sidoförskjutningar som kan tillåtas vid olika skarvtyper. En sidoförskjutning av 1—2 cm bör i de flesta fall kunna tillåtas utan att konstruktiva skador förorsakas i en rörledning.

BERÄKNING AV BROTTLAST — FRIKTIONSMATERIAL

Friktionsjordarters skjuvhållfasthet

Den belastning som förorsakar brott i friktionsmaterial är beroende av materialets inre dränerade friktionsvinkel \varnothing_d . Denna friktionsvinkel kan uppskattas eller beräknas ur dränerade direkta skjuvförsök eller dränerade treaxliga försök. Friktionsvinkeln \varnothing_d är beroende av materialets ojämnikornighet, jordpartiklarnas form och storlek och jordmaterialets relativa packningsgrad. Den viktigaste av dessa faktorer är materialets relativa packningsgrad. Friktionsvinkeln \varnothing_d kan uppskattas ur Tabell I. Dessa värden är i allmänhet något lägre än de som erhålls vid direkta skjuvförsök eller vid treaxliga försök.

| Naturligt lagrat material | | |
|-----------------------------|-------------|--------------|
| Lagringstäthet | Lös lagring | Fast lagring |
| Ojämnkornighet | | |
| Jämnikorniga ($C_u < 5$) | 25° | 35° |
| Ojämnkorniga ($C_u > 15$) | 30° | 40° |
| Krossat material | | |
| Lagringstäthet | Lös lagring | Fast lagring |
| Ojämnkornighet | | |
| Jämnikorniga ($C_u < 5$) | 30° | 40° |
| Ojämnkorniga ($C_u > 15$) | 35° | 45° |

Tabell I. Beräkning av friktionsvinkeln \varnothing_d

Brottlast för "oändligt" lång platta

Vid beräkning av brottlasten hos vertikala plattor i friktionsmaterial utgår man från det fall då stödplattans övre kant når upp till markytan och plattan har "oändligt" längd. (Plattan kan betraktas som "oänd-

ligt" lång då dess längd överstiger omkring fyra gånger platthöjden). Den traditionella metoden att beräkna den horisontella kraft som en sådan vertikal platta kan motstå är att anta att aktivt och passivt jordtryck verkar mot plattans fram- och baksida. Detta antagande kräver emellertid att den uppåtriktade komponenten av det passiva jordtrycket längs plattans yta är åtminstone lika med summan av plattans vikt och den nedåtriktade komponenten av det aktiva jordtrycket som verkar längs plattans motsatta sida. Dessutom måste plattans sidoförskjutning vara så stor att både aktivt och passivt jordtryck kan uppstå. En betydligt större horisontalförskjutning fordras för att mobilisera passivt än aktivt jordtryck.

Lundgren & Brinch Hansen (1958) har föreslagit att det passiva jordtrycket framför en sådan vertikal platta ej skall beräknas på traditionellt sätt utan att den bör beräknas med avseende på en brottfigur som svarar mot en ren translation (sidoförskjutning) av plattan, som av Brinch Hansen (1953) kallas Sfp-brott (se fig. 5). Krebs-Ovesen (1964) har utfört jordtrycksberäkningar som svarar mot Sfp-brott.

Brottlast hos kvadratiska plattor med begränsad höjd och längd

För närvarande existerar ej någon teoretiskt grundad metod för beräkning av aktivt och passivt jordtryck som verkar mot stödblock av betong eller mot stödvägg av styv stålspons med begränsad höjd och längd. Krebs-Ovesen (1964) har emellertid föreslagit en semiempirisk metod för beräkning av passivt jordtryck som verkar mot kvadratiska plattor. Denna metod är baserad på dels teoretiska antaganden, dels modellförsök. Med hjälp av denna semiempiriska metod är det även möjligt att beräkna jordtryckets fördelning vid brott och plattans horisontella sidoförskjutning.

Vid tillämpning av Krebs-Ovesens metod på stödblock av betong eller stödvägg av stålspons kan man använda sig av de här uppgjorda diagrammen i fig. 6—17 som visar sambandet mellan sidoförskjutningskraften och den area som erfordras för att förhindra brott vid ett visst grundläggningsdjup hos ledningen.

Vid upprättandet av dessa diagram har det antagits att stödplattan är av betong med en tjocklek av minst 0,15 m och att dess yta är rå. Vidare har antagits att jordens volymvikt γ är 1,8 t/m³ och att dess effektiva volymvikt under vatten γ' är 1,0 t/m³. Grundvattenytan har antagits ligga i markytan, 0,5 m under markytan respektive under plattans underkant. Jordens in-

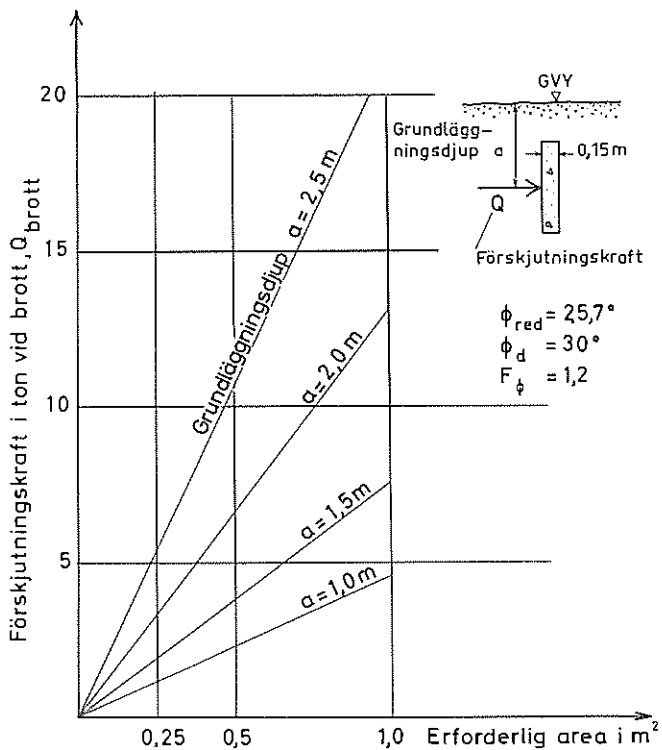


Fig 6. Samband mellan förskjutningskraft, erforderlig area och grundläggningsdjup.

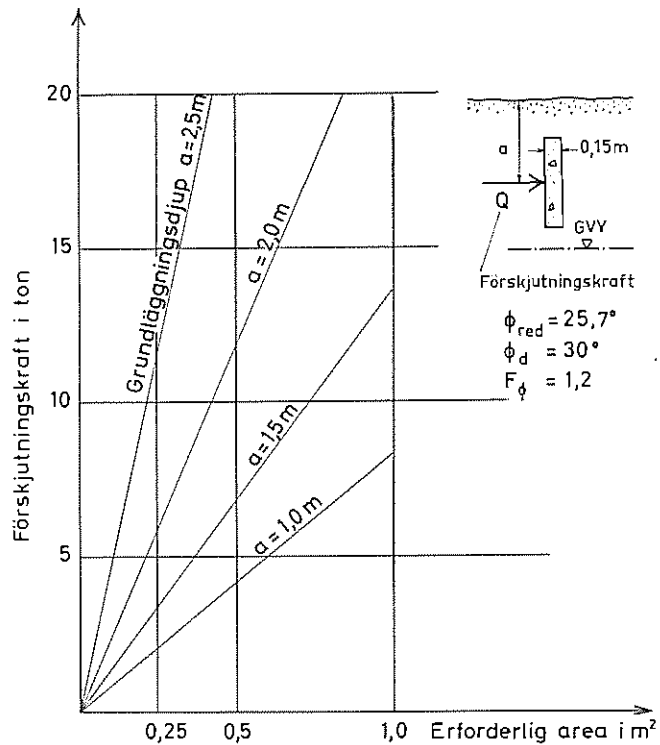


Fig 8. Samband mellan förskjutningskraft, erforderlig area och grundläggningsdjup.

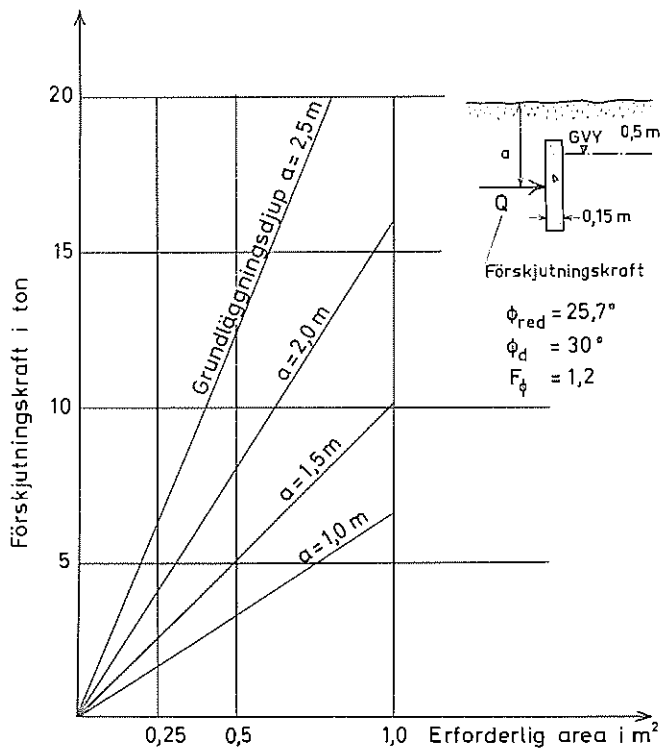


Fig 7. Samband mellan förskjutningskraft, erforderlig area och grundläggningsdjup.

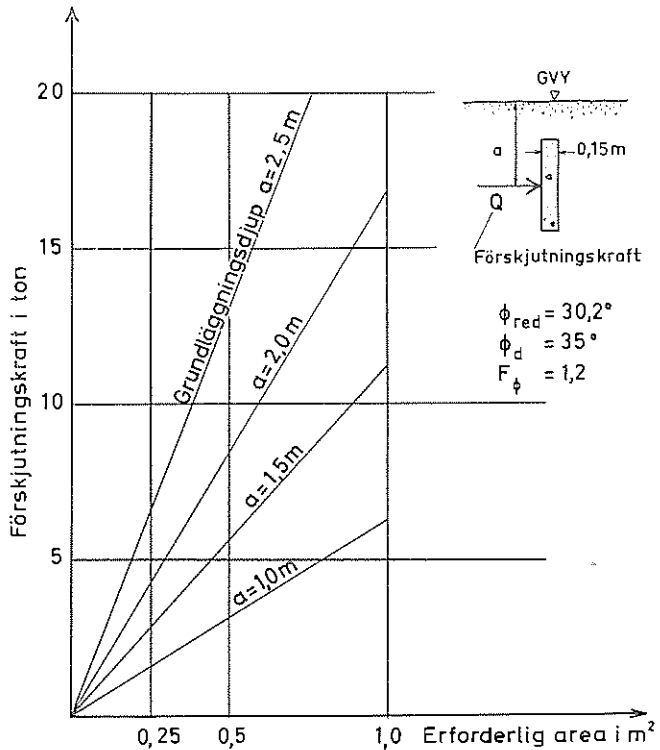


Fig 9. Samband mellan förskjutningskraft, erforderlig area och grundläggningsdjup.

re friktionsvinkel \varnothing_d har antagits vara 30° , 35° , 40° och 45° . Vid beräkningarna bar en partiell säkerhetsfaktor $F_G=1,2$ använts så att den uppmätta eller beräknade friktionsvinkeln \varnothing_d har reducerats enligt formeln $\text{tg } \varnothing_{\text{red}} = \text{tg } \varnothing_d / 1,2$.

Beräkningsexempel 1

Beräkna erforderlig area hos ett stödblock av betong för att på grundläggningsdjupet 1,0 m motstå en beräknad förskjutningskraft T av 3,0 ton som är förorsakad av hydrostatiskt tryck i ledningen och en beräknad centrifugalkraft C av 1,0 ton. Den omgivande jorden består av ojämnkornig, fast lagrad sand med en uppskattad inre friktionsvinkel av 35° . Grundvattenytan är belägen 2,0 m under markytan.

De nominella beräkningslasterna blir i detta fall $k_t T$ och $k_c C$. Om $k_t=1,3$ och $k_c=1,5$, blir förskjutningskrafterna $k_t T$ och $k_c C$ resp. 3,9 ton och 1,5 ton. Den resulterande nominella totala förskjutningskraften är 5,4 ton. Den reducerade friktionsvinkeln $\varnothing_{\text{red}} = 30,2^\circ$ då $\varnothing_d = 35^\circ$ och $F_G = 1,2$.

Den area som erfordras för att motstå den nominella förskjutningskraften 5,4 ton är $0,48 \text{ m}^2$ på grundläggningsdjupet 1,0 m såsom framgår av fig. 11. Detta motsvarar ett stödblock med arean $0,7 \times 0,7 \text{ m}$. Det har här antagits att summan av alla nedåtriktade krafter (vikten av stödblock, stödklack och rörkrök) motsvarar åtminstone vikten hos ett ekvivalent stödblock med 15 cm tjocklek.

Man bör vidare kontrollera att stödblockets sidoförskjutning vid vanliga belastningsfall ej överstiger 1—2 cm då det belastas av den totala beräknade förskjutningskraften 4,0 ton ($3,0 + 1,0$) såsom visas längre fram i denna artikel.

Brottlast hos rektangulära plattor med begränsad höjd och längd

Krebs-Ovesens (1964) metod är i första hand avsedd för beräkning av kvadratiska plattors brottl原因. Vill man använda sig av rektangulära förankringsplattor måste en annan metod användas. Detta blir ofta fallet vid små grundläggningsdjup då man ej kan öka plattans area utan att dess övre kant kommer för nära markytan. Försöksresultat har visat att när plattan är belägen på ej för stort avstånd under markytan är det totala jordtrycket mot plattan lika med det jordtryck som verkar på en ekvivalent platta med samma längd L men som når upp till markytan. Det totala jordtrycket Q_{brott} som förorsakar brott i jorden kan beräknas ur ekvationen

$$Q_{\text{brott}} = Q_p - Q_a + 2 Q_s \quad (4)$$

där Q_p är den kraft som svarar mot passivt jordtryck mot plattans framsida och Q_a den kraft som svarar mot aktivt jordtryck mot plattans baksida. Termen $2Q_s$ i ekv. (4) är den ökning i brottlasten som är förorsakad av friktion längs plattans båda sidoytor. Överslagsberäkningar har visat att denna term i allmänhet är mindre än $0,25 Q_p$.

Skillnaden ($Q_p - Q_a$) mellan passivt och aktivt jordtryck kan beräknas ur ekvationen

$$Q_p - Q_a = \frac{\gamma D^2 L}{2} (K_p - K_a) \quad (5)$$

när $H \leq B$. I denna ekvation är D avståndet från markytan till plattans underkant, såsom visas i fig. 18, L är plattans längd, K_p och K_a koefficienten för passivt resp. aktivt jordtryck, B är plattans höjd och H är avståndet från markytan till plattans överkant. Jordens volymvikt γ är lika med dess volymvikt i fuktigt tillstånd då grundvattenytan är belägen under plattans bottenkant och lika med jordens volymvikt under vatten då grundvattenytan är belägen vid markytan.

Koefficienten K_a är för friktionsmaterial mindre än $0,1 K_p$. Ekvation (4) kan då $2Q_s$ och Q_a försummas förenklas till

$$Q_{\text{brott}} = \frac{1}{2} \gamma D^2 L K_p \quad (6)$$

Denna ekvation kan endast tillämpas när avståndet från markytan till plattans överkant är mindre än plattans höjd. Ekv. (6) leder i allmänhet till en beräknad brottl原因 som är något mindre än den verkliga brottlasten, eftersom termen $2Q_s$ i allmänhet är större än Q_a .

Den passiva jordtryckskoefficienten K_p är en funktion av jordens inre friktionsvinkel \varnothing_d och friktionsvinkeln β mellan platta och jord. Beräkning av friktionsvinkeln \varnothing_d har diskuterats i ett tidigare avsnitt. Friktionsvinkeln β är beroende av plattans råhet, friktionsjordens relativa lagringstäthet och av jordpartiklarnas storlek och form. Försöksresultat (Potyondy, 1961) har visat att β varierar mellan 23° och 25° för en slipad stålyta och grovmo eller mellansand. Detta värde har visat sig vara oberoende av jordens relativa täthet. För en slät betongyta har uppmätts ett värde hos β som är 4° till 5° lägre än den inre dränerade friktionsvinkeln. För beräkningsändamål används i allmänhet en reducerad friktionsvinkel β_{red} som tar hänsyn till naturliga variationer hos den beräknade friktionsvinkeln β . Denna reducerade friktionsvinkel kan erhållas ur ekvationen

$$\text{tg } \beta_{\text{red}} = \frac{\text{tg } \beta}{F_\beta} \quad (7)$$

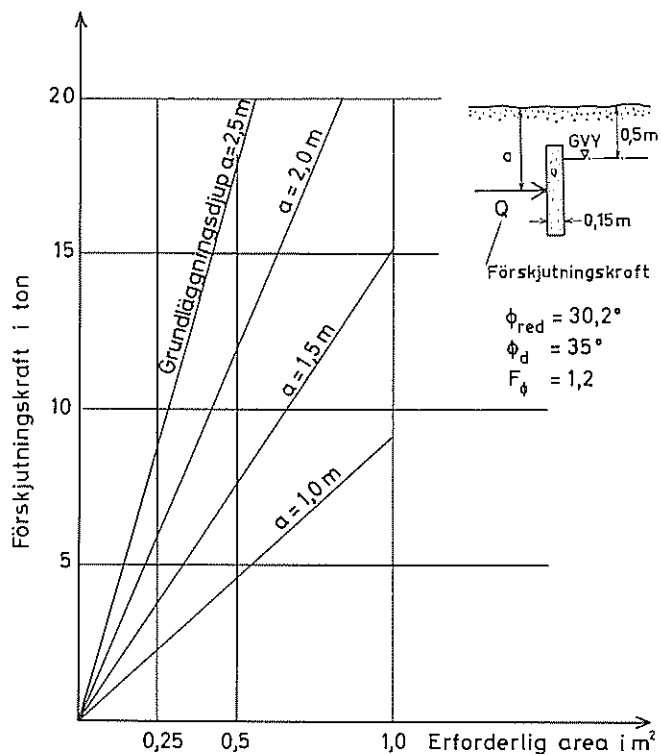


Fig 10. Samband mellan förskjutningskraft, erforderlig area och grundläggningsdjup.

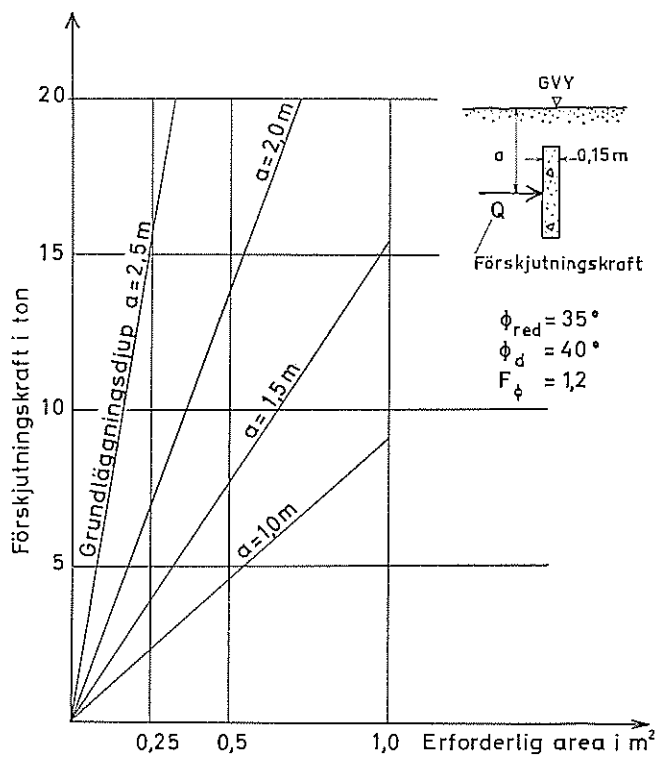


Fig 12. Samband mellan förskjutningskraft, erforderlig area och grundläggningsdjup.

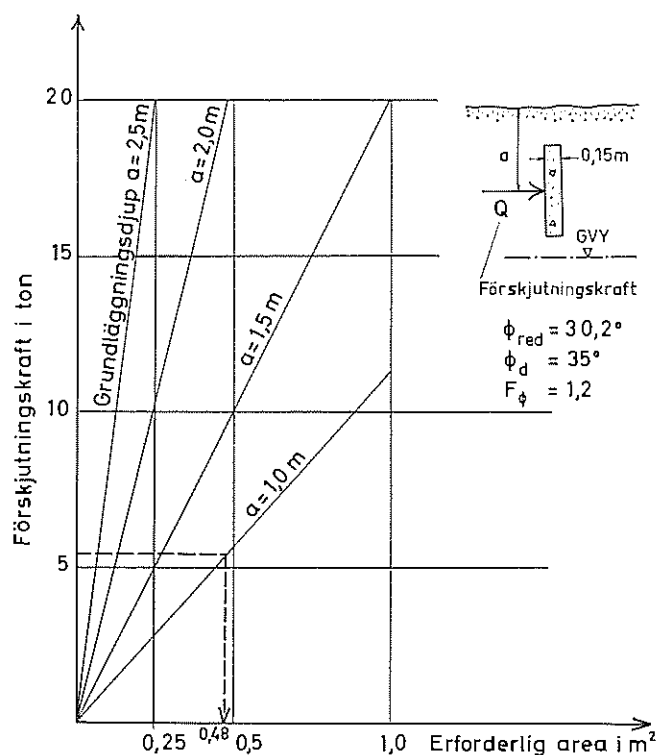


Fig 11. Samband mellan förskjutningskraft, erforderlig area och grundläggningsdjup.

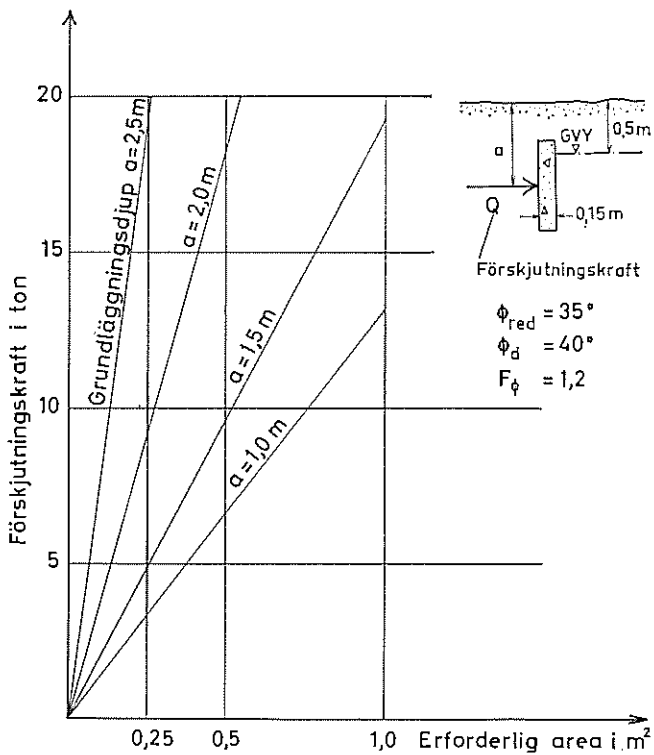


Fig 13. Samband mellan förskjutningskraft, erforderlig area och grundläggningsdjup.

där F_β är en partiell säkerhetsfaktor. Vinkeln β_{red} sätts ofta lika med 20° för en betongyta och 15° för en stålyta.

Den passiva jordtryckskoefficienten K_p kan sedan beräknas eller erhållas direkt ur diagram som återfinns i många geotekniska handböcker (t.ex. Lundgren & Brinch Hansen, 1958, Tschebotarioff, 1951). Jordtryckskoefficienten K_p och brottjordtrycket mot en vertikal platta ökar med ökat värde hos friktionsvinkeln β . Vid beräkning av β_{red} får man dock se till att den vertikala komponenten av det passiva jordtrycket V_p (längs plattans yta) är mindre än eller lika med summan av plattans vikt Q_w , vikten av jordpelaren ovanför plattan Q_j och den vertikala komponenten V_a hos det aktiva jordtrycket. Således

$$V_p \leq Q_w + Q_j + V_a \quad (8)$$

Man kan förenkla beräkningarna av jordtryckskoefficienten K_p om man antager att friktionsvinkeln β_{red} är lika med noll. Om man gör detta antagande blir det beräknade jordtrycket mindre än det verkliga jordtrycket. Detta antagande leder således till ett resultat som är på den säkra sidan. Friktionsvinkeln β_{red} bör väljas lika med noll vid asfaltbestruken yta eller där skakningar i jorden kan förekomma.

I det fall då $\beta_{red} = 0$ kan K_p beräknas ur ekvationen

$$K_p = \frac{1 + \sin \varnothing_d}{1 - \sin \varnothing_d} \quad (9)$$

där \varnothing_d är friktionsjordens inre friktionsvinkel bestämd ur dränerade direkta skjufversök eller dränerade treaxliga försök.

I det fall då avståndet H från markytan till plattans överkant överstiger plathöjden B finns ej för närvarande någon rationell metod för beräkning av jordtrycket mot en rektangulär platta i en friktionsjordart.

Beräkningsexempel 2

Beräkna erforderlig längd hos en vertikal rektangulär betongplatta för att den skall kunna motstå en nominell total förskjutningskraft av 15,0 ton. (Denna förskjutningskraft har beräknats med hjälp av belastningsfaktorerna k_t och k_c .) Plattans höjd är 1,0 m och dess överkant är belägen 1,0 m under markytan. Den uppskattade friktionsvinkeln hos den omgivande frik-

tionsjorden är 30° och grundvattenytan är belägen vid markytan. Jordens vattenmättade volymvikt är $2,1 \text{ t/m}^3$.

Om man antar att friktionsvinkeln $\beta = 0$ med avseende på den bakomliggande jorden kan det totala passiva jordtrycket mot plattan beräknas ur ekv. (6) och (9). Med en partiell säkerhetsfaktor $F_o = 1,2$ blir $\varnothing_{red} = 25,7^\circ$. Vid denna inre friktionsvinkel blir motsvarande passiva jordtryckskoefficient $K_p = 2,53$. Man bör dock observera att värdet på K_p ökar med ökat värde hos β_{red} och att denna ökning kan vara stor vid höga värden hos friktionsvinkeln \varnothing_{red} .

Eftersom grundvattenytan är belägen vid markytan är jordtrycket vid brott proportionellt mot jordens volymvikt under vatten. Denna vikt γ' är lika med $1,1 \text{ t/m}^3$.

Det totala tillåtna jordtrycket Q_{till}/L per längdenhet hos plattan kan beräknas ur ekvation (6), varvid

$$Q_{till}/L = \frac{1}{2} \gamma' D^2 K_p \quad (10)$$

Om de numeriska värdena på γ' , D och K_p insätts i ekv. (10) erhålls

$$Q_{till}/L = \frac{1}{2} \cdot 1,1 \cdot (2,0)^2 \cdot 2,53 = 5,57 \text{ t/m}$$

Eftersom den nominella totala förskjutningskraften är 15,0 ton, blir den erforderliga plattlängden $= 2,69 \text{ m}$ ($15,0/5,57$). Man bör dessutom kontrollera att plattans sidoförskjutning vid vanliga belastningsfall ej blir så stor att ledningen skadas. Sidoförskjutningen bör vara mindre än 1—2 cm. Metoder för beräkning av plattors sidoförskjutningar är beskrivna nedan.

SIDOFÖRSKJUTNINGAR — FRIKTIONS-MATERIAL

Sidoförskjutningar hos kvadratiska plattor

Sidoförskjutningen δ hos en kvadratisk platta kan beräknas enligt Krebs-Ovesen (1964) ur följande dimensionslösa empiriska ekvation

$$\log \delta/D = 2,5 Q/Q_{brott} - 2 \sin \varnothing_d - 2,6 \quad (11)$$

där Q är påförd förskjutningskraft, Q_{brott} är plattans brottlast och D är avståndet från markytan till plattans underkant.

Följande villkor måste emellertid vara uppfyllda för att ekv. (11) skall vara giltig.

$$0,30 \geq Q/Q_{brott} \geq 0,90$$

$$32^\circ \geq \varnothing_d \geq 41^\circ$$

$$0,25 \geq B/D \geq 1,00$$

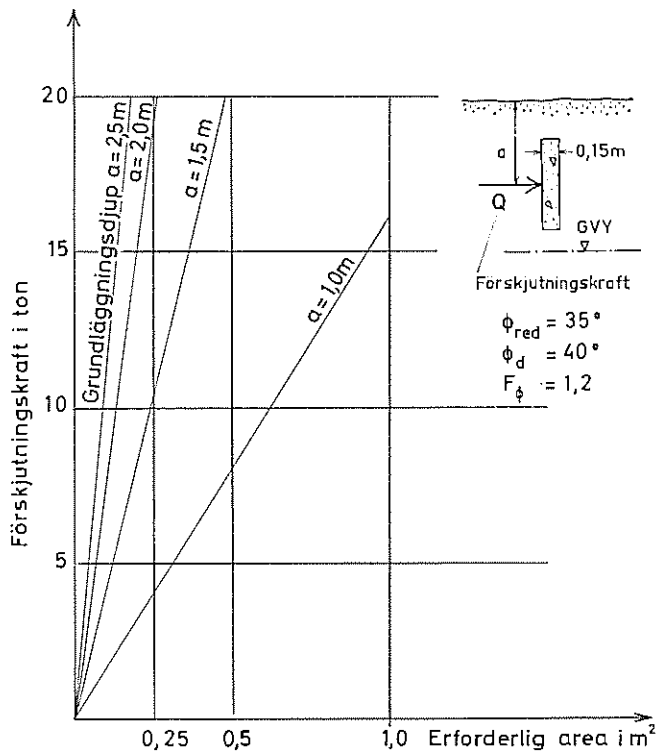


Fig 14. Samband mellan förskjutningskraft, erforderlig area och grundläggningsdjup.

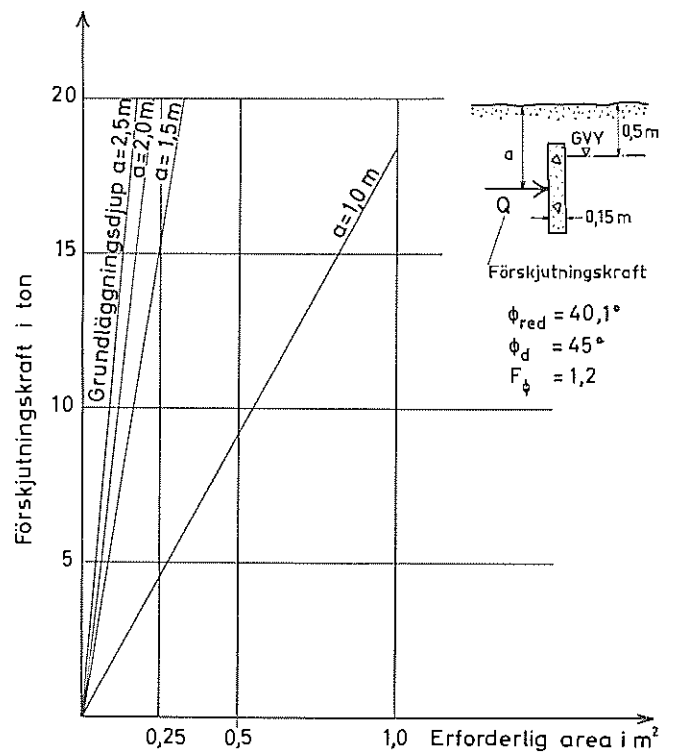


Fig 16. Samband mellan förskjutningskraft, erforderlig area och grundläggningsdjup.

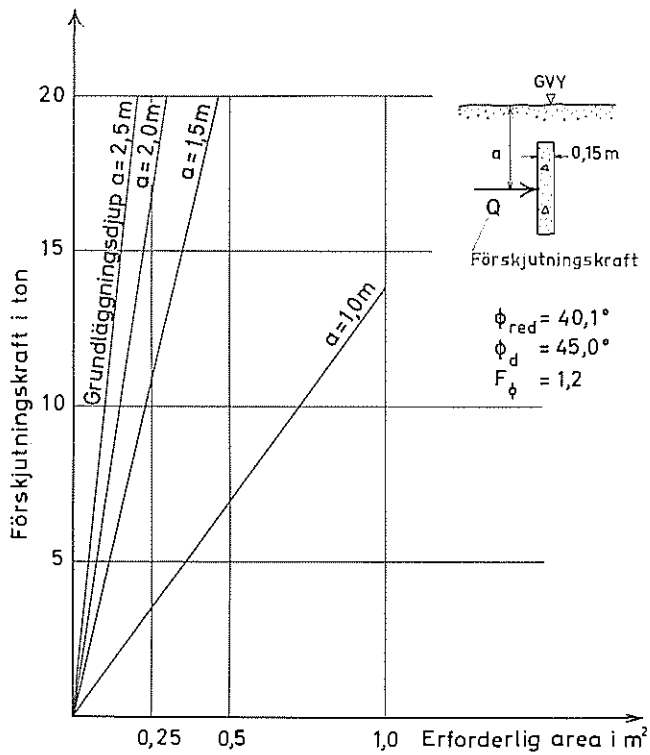


Fig 15. Samband mellan förskjutningskraft, erforderlig area och grundläggningsdjup.

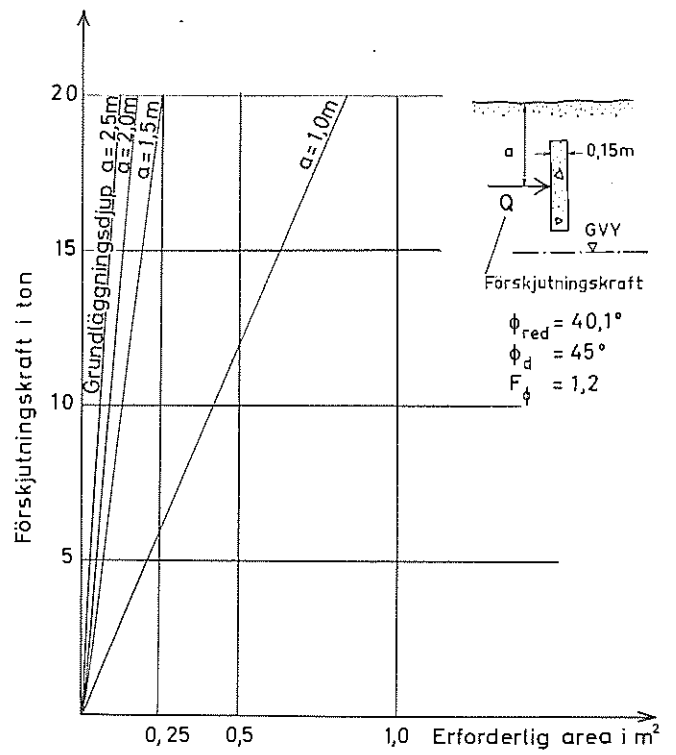


Fig 17. Samband mellan förskjutningskraft, erforderlig area och grundläggningsdjup.

Beräkningsexempel 3

Beräkna sidoförskjutningen hos den i Beräknings-exempel 1 omnämnda betongplattan. Denna betong-platta påverkas av en förskjutningskraft $T=3,0$ ton som är förorsakad av statiskt tryck i den förankrade ledningen och en centrifugalkraft C av 1,0 ton. Den totala förskjutningskraften Q är således 4,0 ton. Ledningens grundläggningsdjup är 1,0 m.

Den omgivande jorden består av en ojämnkornig, fast lagrad sand med en friktionsvinkel av 35° . Grundvattenytan är belägen 2,0 m under markytan. Ledningens grundläggningsdjup är 1,0 m. För att motstå förskjutningskraften 4,0 ton med erforderlig säkerhet mot brott i jorden fordras ett stödblock med arean $0,7 \times 0,7$ m. Vid denna area blir avståndet $D=1,35$ m från markytan till plattans underkant.

Den brottlast Q_{brott} som motsvarar friktionsvinkeln 35° kan beräknas ur fig. 14. Brottlasten för en platta med arean $0,48 \text{ m}^2$ är 7,7 ton vid ledningsdjupet 1,0 m. Denna brottlast motsvarar värdet 0,52 hos kvoten Q/Q_{brott} .

Plattans sidoförskjutning kan sedan beräknas ur ekv. (11) och är beräkningsmässigt 0,44 cm. Plattans sidoförskjutning bör således ej överstiga 0,5 cm då den påverkas av förskjutningskraften 4,0 ton.

Sidoförskjutningar hos rektangulära plattor

Sidoförskjutningen hos en rektangulär vertikal platta beräknas ofta med hjälp av en s.k. bäddmodul. Man antar härvid att plattans sidoförskjutning endast är beroende av plattans belastning per ytenhet q och bäddmodulen k , såsom framgår av ekvationen

$$\delta = q/k \quad (12)$$

Bäddmodulen k_0 (kg/cm^3) för en kvadratisk eller cirkulär platta med kantlängden 0,30 m vars mitt är belägen 1,0 m under markytan påverkas i huvudsak av jordens relativa lagringstäthet D_r och av grundvattenytans läge (Terzaghi, 1955). Bäddmodulen k_0 kan uppskattas med ledning av resultaten från vikt- eller hejarsondering. Bäddmodulen k_0 är approximativt lika med 0,7, 2,2 och $5,9 \text{ kg}/\text{cm}^3$ när grundvattenytan är belägen under plattans nedre kant, och antalet slag för att driva en hejarsond 20 cm ned i marken vid grundläggningsnivån är mindre än 3, mellan 3 och 10 resp. större än 10^1 eller då antalet halvvarv för att viktsonden skall ytterligare tränga in 20 cm i marken vid grundläggningsnivån är mindre än 5, mellan 5 och 15 resp. större än 15^1 . Bäddmodulen k_0 är approximativt lika med 0,4, 1,3 och $3,5 \text{ kg}/\text{cm}^3$ då grund-

vattenytan är belägen vid markytan och antalet erforderliga slag för att driva en hejarsond 20 cm ned i marken vid grundläggningsnivån är mindre än 3, mellan 3 och 10 resp. större än 10^1 eller då antalet halvvarv för att viktsonden skall ytterligare tränga in 20 cm i marken vid grundläggningsnivån är mindre än 5, mellan 5 och 15 resp. större än 15^1 .

Bäddmodulen är dessutom beroende av den belastade plattans storlek (Terzaghi, 1955). Spänningsfördelningen bakom två kvadratiske plattor med sidomåtten B_1 respektive B_2 visas i fig. 19. Den volym inom vilken spänningsökningen överstiger ett visst värde, t.ex. 0,1, är proportionell mot plattans bredd.

I det fall då de båda plattorna är grundlagda på samma avstånd under markytan och påverkas av samma belastning per ytenhet blir plattornas sidoförskjutning proportionell mot plattbredden B . Om t.ex. sidoförskjutningen för en platta med bredden B_1 är δ_1 blir sidoförskjutningen $\delta_2 = \delta_1 B_2/B_1$ för en platta med bredden B_2 vid samma belastning per ytenhet (kontakttryck) och som är grundlagd på samma avstånd under markytan. Sidoförskjutningarna ökar således vid samma kontakttryck med ökad storlek hos plattan. Denna ökning av plattans sidoförskjutning medför att bäddmodulen minskar med ökad plattstorlek såsom framgår av ekv. (12). Om bäddmodulen för en vertikal platta med bredden B_1 är k_1 , blir för en motsvarande platta med bredden B_2 bäddmodulen $k_2 = \frac{k_1 B_1}{B_2}$,

då kontakttryck och avstånd a under markytan är desamma i de båda fallen.

Kompressibiliteten hos friktionsjordarter är proportionell mot det effektiva överlagringstrycket. På avståndet a under markytan är (om grundvattenytan är belägen under detta djup) det effektiva överlagringstrycket $a \gamma$ där γ är jordens volymvikt i fuktigt tillstånd. Om däremot grundvattenytan är belägen vid markytan, blir det effektiva överlagringstrycket $a \gamma'$ där γ' är jordens volymvikt under vatten.

I det fall då bäddmodulen är lika med k_1 , för en fyrkantig platta med sidan B_1 som är belägen på 1 m djup

¹⁾ Det bör observeras att dessa värden är mycket osäkra. I allmänhet kan den relativa lagringstätheten hos friktionsjordarter uppskattas med större säkerhet ur viktsonderingsresultaten än med hejarsondering. Ofta överskattas dock lagringstätheten hos grovmo om det ovan angivna sambandet mellan penetrationsmotstånd och bäddmodul används medan lagringstätheten hos grus lätt underskattas med ledning av hejarsonderingsresultaten. Dessutom påverkas sonderingsresultaten av sondens djup under markytan, jordmaterialets gradering samt grundvattenytans läge.

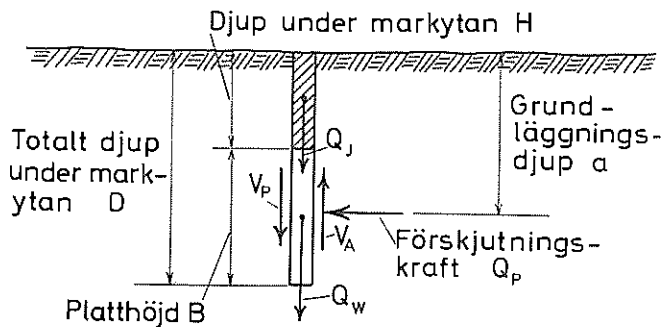


Fig 18. Beräkning av en rektangulär plattas sidomotstånd vid exceptionell belastning.

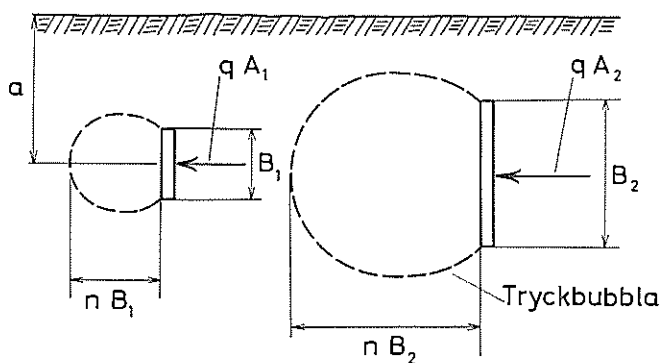


Fig 19. Beräkning av bäddmodulen.

så blir bäddmodulen $k_3 = a k_1$ för samma platta om den är belägen på djupet a under markytan.

Bäddmodulen påverkas även av plattans form. Denna inverkan kan beräknas approximativt med hjälp av elasticitetläran. Om bäddmodulen är k_1 för en kvadratisk platta med sidan B_1 , blir värdet på bäddmodulen k_2 för en motsvarande rektangulär platta med bredden B_1 och varierande längd enligt nedan.

| Plattans bredd B_1 | Plattans längd | | | | | | |
|----------------------|----------------|------------|------------|------------|------------|------------|-------------|
| | B_1 | $1,5 B_1$ | $2,0 B_1$ | $3,0 B_1$ | $5,0 B_1$ | $10,0 B_1$ | $100,0 B_1$ |
| Bäddmodul k_2 | k_1 | $0,83 k_1$ | $0,73 k_1$ | $0,63 k_1$ | $0,52 k_1$ | $0,43 k_1$ | $0,26 k_1$ |

Tabell II. Bäddmodul vid olika plattstorlekar

Med ledning av dessa samband kan sedan bäddmodulen beräknas för en platta med godtycklig form och grundlagd på godtyckligt djup såsom visas i följande exempel.

Beräkningsexempel 4

Beräkna sidoförskjutningarna för den i Beräkningsexempel 2 omnämnda plattan. Plattans längd och höjd är 2,69 resp. 1,0 m. Plattans överkant är belägen 1 m under markytan. Plattan påverkas av en förskjutningskraft som är 11,0 ton. Jorden kring plattan antas vara löst lagrad (jordens uppskattade friktionsvinkel är 30°). Grundvattenytan är belägen vid markytan.

Bäddmodulen k_0 för en fyrkantig platta med 0,3 m sida är i detta fall ca $0,4 \text{ kg/cm}^2$ (då grundvattenytan är belägen vid markytan och den omgivande jorden är löst lagrad). Motsvarande bäddmodul för en platta med längden 2,69 och höjden 1,0 m är $0,12 \text{ kg/cm}^2$ ($0,4 \times 0,3 / 1,0 \times 1,5 \times 0,66$) eftersom avståndet från markytan till plattans mitt är 1,5 m och plattans längd är 2,69 gånger dess höjd.

Plattans sidoförskjutning kan sedan beräknas ur ekvation (12). Kontakttrycket mot jorden är $0,43 \text{ kg/cm}^2$ ($11000 / 100 \times 269$). Detta kontakttryck förorsakar en sidoförskjutning av 3,6 cm ($0,43 / 0,12$). I det fall då rörledningen ej kan tåla denna sidoförskjutning måste antingen plattans storlek eller grundläggningsnivån ökas. En annan åtgärd är att förbättra packningsgraden av jorden bakom plattan.

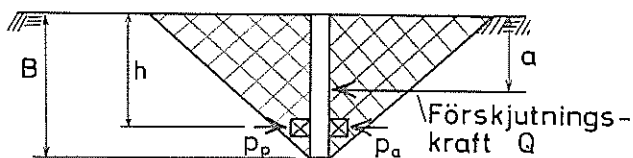
BROTTLAST — KOHESIONSMATERIAL

Kohesionsjordarters skjuvhållfasthet

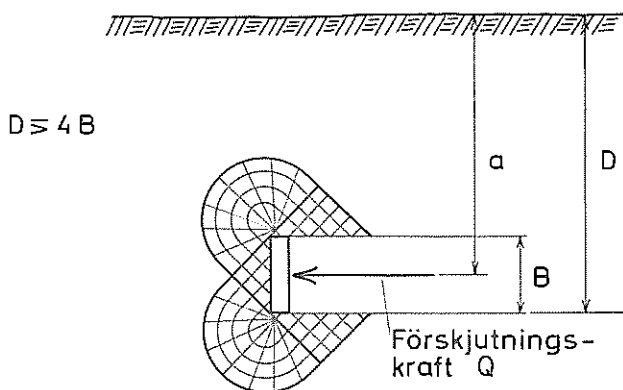
Kohesionsjordarters skjuvhållfasthet kan bestämmas ur odränerade direkta skjuvförsök, fallkonförsök, tryckförsök eller fältvingborrförsök. Den skjuvhållfasthet som erhålls vid fältvingborrförsök överstiger ofta den skjuvhållfasthet som erhålls vid laborieförsök. Den skjuvhållfasthet som erhålls ur fältvingborrförsök reduceras därför ofta med 25 % innan den används för beräkningsändamål. Denna reduktion utförs för att fältvingborresultaten skall bli jämförbara med övriga försöksmetoder. Ytterligare reduktion av fältvingborresultaten bör ske om materialets finlektal (w_F) överstiger ca 80. Denna reduktion utförs även för övriga laboriemetoder.

Brottlast hos rektangulära och kvadratiske plattor

Brottlasten hos vertikala plattor är beroende av den omgivande jordens odränerade skjuvhållfasthet, plattans form och avståndet under markytan. I fig. 20 a visas en möjlig brottfigur för en glatt oändligt lång



(a) Vid markytan



(b) Under markytan

Fig 20. Zonbrott för vertikala plattor.

platta som är belägen vid markytan. Mot plattans framsida verkar passivt jordtryck. Det passiva jordtrycket p_p som verkar mot plattan på djupet h kan beräknas ur uttrycket

$$p_p = \gamma h + 2 \tau_{fu}$$

där γ är jordens volymvikt.

Mot plattans baksida verkar aktivt jordtryck. Detta jordtryck p_a kan beräknas på djupet h ur ekvationen

$$p_a = \gamma h - 2 \tau_{fu} \quad (13)$$

för det fall då $h \geq 2\tau_{fu}/\gamma$. När $h < 2\tau_{fu}/\gamma$ blir det aktiva jordtrycket litet och kan försummas. För det fall då den långa plattan är belägen vid markytan kan plattans brottlast beräknas, om jordens volymvikt försummas, såsom

$$Q_{brott} = 2 \tau_{fu} A \quad (14)$$

Om detta uttryck används blir den beräknade brottlasten lägre än den verkliga brottlasten och man erhåller resultat som ligger på den säkra sidan.

En möjlig brottfigur för en platta, som är grundlagd på ett avstånd D under markytan, där D överstiger $4B$, visas i fig. 20b. Det har här antagits att det bil-

das ett tomrum bakom plattan då den förskjuts sidledes. Ett begränsat antal tillgängliga försöksresultat har visat att sidomotståndet Q_{brott} för en cirkulär eller fyrkantig platta kan approximativt beräknas ur uttrycket

$$Q_{brott} = 6 \tau_{fu} A \quad (15)$$

där A är plattans area. Det måste emellertid framhållas att antalet försök är ringa.

Plattans form inverkar troligen på dess sidomotstånd. Försöksresultat har visat att bärförmågan hos kvadratiska horisontella plattor är ungefär 20 % högre än bärförmågan hos motsvarande rektangulära platta med samma yta. Om det antagandet görs att samma förhållande gäller för vertikala plattor kan sidomotståndet Q_{brott} beräknas ur ekvationen

$$Q_{brott} = (1 + D/B) (1 + 0,2 B/L) \tau_{fu} A \quad (16)$$

när $D/B \leq 4$ och

$$Q_{brott} = 5 (1 + 0,2 B/L) \tau_{fu} A \quad (17)$$

när $D/B > 4$. I denna ekvation är L plattans längd.

Beräkningsexempel 5

Beräkna erforderlig area hos en vertikal kvadratisk platta som belastas av en nominell förskjutningskraft av 10 ton. (Denna förskjutningskraft har beräknats med hjälp av belastningsfaktorerna k_t och k_c .) Grundläggingsdjupet är 2,0 m. Den omgivande jorden utgörs av lera med en genomsnittlig odränerad skjuvhållfasthet av 5,0 t/m² bestämd med fältvingborr. Om partialsäkerhetsfaktorn F_c väljs lika med 1,5 blir den slutliga skjuvhållfastheten $(\tau_{fu})_{red}$ efter reduktion 2,5 t/m² (0,75 × 1/1,5 × 5,0).

Om plattans höjd antas vara 1,0 m är avståndet D från markytan till plattans underkant (2,5 m under markytan) 2,5 gånger plattans höjd B . Tillåten jordpåkänning q_{till} kan sedan beräknas ur ekv. (16) om τ_{fu} sätts lika med $(\tau_{fu})_{red}$. I det fall då plattan är fyrkantig blir $q_{till} = 4,2$ t/m² [(1 + 2,5/1,0) (1 + 0,2 × 1,0)]. Erforderlig area hos plattan blir således 1,2 m² (5,0/4,2). Motsvarande erforderlig plattbredd är 1,2 m (1,2/1,0).

Sidoförskjutningar — kohesionsmaterial

Vid stödblock och stödväggar kan man ofta ej tolerera sidoförskjutningar som är större än högst någon centimeter. Emellertid kan de sidoförskjutningar som är förorsakade av konsolidering bli mycket stora.

Man antar i allmänhet vid beräkning av sidoför-

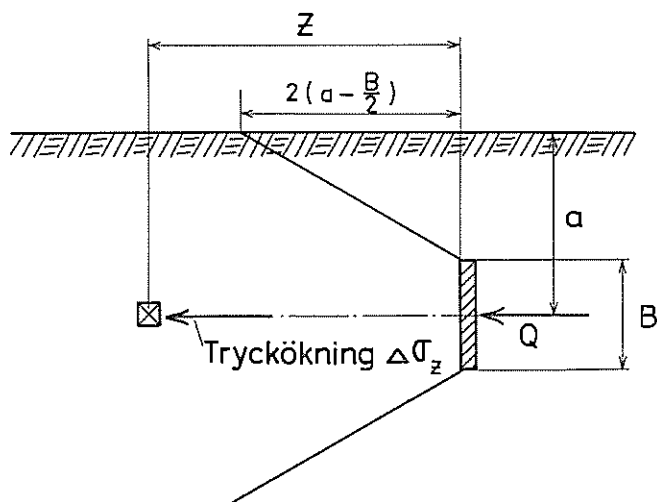


Fig 21. Tryckfördelning bakom stödblock.

skjutningarna att den påförda belastningen sprids i horisontalled på samma sätt som en belastning på en horisontell platta sprids i vertikalled. Spänningsökningen $\Delta\sigma_z$ på avståndet z från en kvadratisk platta kan approximativt beräknas ur ekvationen

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{(B+z)^2} \text{ för } z \leq 2(a-B/2) \quad (18)$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{(B+z)(a+z/2+B/2)} \text{ för } z > 2(a-B/2) \quad (19)$$

där B är plattans kantlängd, Q är den angripande kraften och a avståndet från markytan till plattans mittpunkt i meter. För $z > 2(a-B/2)$ kommer en del av tryckspridningen ovanför markytan såsom visas i fig. 21. Vid beräkning av sidoförskjutningarna delar man sedan jorden framför plattan i vertikala element med lämplig tjocklek och beräknar för varje sådant element tryckökningen $\Delta\sigma_z$.

För det djup i marken där punktlasten angriper, bestämmer man sedan förkonsolideringstrycket med hjälp av kompressionsförsök på upptagna lerprover, eller ur ekvationen $\tau_{fu} = 0,45 \omega_F \bar{\sigma}_{ve}$ (Hansbo, 1957). I denna ekvation är $\bar{\sigma}_{ve}$ det effektiva vertikala överlagringstrycket. Vid bestämning av förkonsolideringstrycket i horisontalled $\bar{\sigma}_{hc} = K_o \sigma_{ve}$, måste konstanten K_o uppskattas. För normalkonsoliderade leror varierar K_o mellan 0,6 och 1,0. K_o beräknas ofta ur ekvationen $K_o = 1 - \sin \varnothing'$ där \varnothing' är lerans inre friktionsvinkel med avseende på effektivspänningar längs brottplanet. Denna friktionsvinkel erhålls t.ex. ur konsoliderade odränerade treaxliga försök där under försökets gång porttrycksmätning utförs. De för beräkningarna nödvändiga värdena sätts lämpligen upp i tabellform enligt tabell III.

| Skikt nr | Avst. till skiktmittp. z | $\Delta\sigma_z$ | $\bar{\sigma}_{hc} + \Delta\sigma_z$ | $\log \frac{\bar{\sigma}_{hc} + \Delta\sigma_z}{\bar{\sigma}_{hc}}$ |
|----------|--------------------------|------------------|--------------------------------------|---|
| 1 | | | | |
| 2 | | | | |
| 3 | | | | |
| osv. | | | | |

Tabell III. Tabell för beräkning av plattors horisontalförskjutningar.

Man kan sedan beräkna kompressionen för varje vertikalt skikt enligt formeln

$$\Delta l_n = l_n \frac{\varepsilon_2}{\log 2} \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_{hc} + \Delta\sigma_z}{\bar{\sigma}_{hc}} \quad (20)$$

där l_n är skiktets tjocklek.

För skikt med samma tjocklek kan termerna

$$\log \frac{\bar{\sigma}_{hc} + \Delta\sigma_z}{\bar{\sigma}_{hc}}$$

adderas för varje skikt och sedan multipliceras med den konstanta termen $l_n \varepsilon_2 / \log 2$ (såvida ej ε_2 varierar i horisontalled inom området). Man tar med så många skikt i horisontalled, att tillskottet i sidoförskjutningen för de sist medtagna skikten blir försumbart.

Noggrannheten hos denna beräkningsmetod är bland annat beroende av den skiktjocklek man väljer. Man bör välja en mindre tjocklek närmast plattan och större tjocklek på större avstånd från denna. Vid kontrollräkning enligt denna metod visar det sig t.ex. för en normalkonsoliderad lera med $\varepsilon_2 = 10\%$, $K_o = 1,0$, $\gamma' = 0,5 \text{ t/m}^3$ och $\tau_{fu} = 1 \text{ t/m}^2$, att det blir praktiskt taget omöjligt att begränsa sidoförskjutningar till de tillåtna, dvs 1—2 cm. Även andra fall har genomräknats och man finner för normalkonsoliderade leror att sidoförskjutningarna blir betydande.

Att det i praktiken visat sig möjligt att förankra tryckledningarna i kohesionsmaterial, utan att sidoförskjutningarna blivit för stora, torde bero på att leran i sitt övre skikt i allmänhet består av torrskorpelera som är starkt överkonsoliderad beroende på uttorkning. Under förutsättning att den effektiva tryckökningen i leran, efter lastens påförande, inte överstiger lerans förkonsolideringstryck i horisontell led, får man i ett överkonsoliderat material betydligt mindre sidoförskjutningar än vid det normalkonsoliderade fallet. Uppskattningsvis torde dessa utgöra 1/5 å 1/10 av förskjutningarna hos motsvarande normalkonsoliderade lera.

För beräkning av sidoförskjutningen i överkonsoliderade leror används ett liknande beräkningsschema

som vid normalkonsoliderade leror (Tabell III). Beräkningarna blir emellertid mer komplicerade. Under förutsättning att efter belastning det effektiva trycket i horisontalled inte överstiger lerans förkonsolideringstryck i samma riktning, kan man utföra beräkningarna enligt det normalkonsoliderade fallet och dividera den beräknade förskjutningen med en faktor av ca 5 à 10.

En överslagsmetod att beräkna sidoförskjutningarna för överkonsoliderade leror utan att man därvid behöver utföra ödometerförsök, är att beräkna sidoförskjutningarna enligt elasticitetsteorin. Elasticitetsmodulen E kan därvid uppskattas enligt formeln $E = (250 \text{ à } 500) \tau_{fu}$. Vid denna metod får man göra en liknande skiktindelning som tidigare beskrivits. För varje

skikt beräknas sedan sammantryckningen, vilken bestäms av tryckökningen i respektive skikt, enligt formeln

$$\Delta l_n = \Delta \sigma_z l_n / E \quad (21)$$

där Δl_n är skiktets sammantryckning, l_n är skiktets tjocklek, $\Delta \sigma_z$ är tryckökningen i skiktets mittpunkt beroende på den påförda lasten och E är (250 à 500) τ_{fu} .

Den totala sidoförskjutningen får man sedan genom att summera sammantryckningarna för de olika skikten. Det bör emellertid påpekas att denna metod endast ger en uppskattning av sidoförskjutningarnas storlek. Tillförlitligheten hos beräkningsmetoden har endast verifierats för husbyggnader grundlagda på överkonsoliderad lera (Bjerrum, 1964).

Litteratur:

- Bjerrum, L. (1964) "Relasjon mellom målte og beregnede setninger av byggverk på leire og sand", Oslo (förhåndsstryck) 92 s.
 Brinch Hansen, J. (1953) "Earth Pressure Calculation", Copenhagen, 271 s, Danish Technical Press.
 Hansbo, S. (1957) "A New Approach to the Determination of the Shear Strength of Clay by the Fall-Cone Test", Proc. Swedish Geotechnical Institute, No. 14, Stockholm, 46 s.
 Krebs-Ovesen, N. (1964) "Anchor Slabs, Calculation Methods and Model Tests", Danish Geotechnical Institute, Bulletin No. 16, Copenhagen, 39 s.

Lundgren, H. & Brinch Hansen, J. (1958) "Geoteknik" Copenhagen, 287 s, Teknisk Forlag.

Potyondy, J. G. (1961) "Skin Friction between Various Soils and Construction Materials", Géotechnique, Vol. 11, No. 4, s 339—353.

Terzaghi, K. (1955) "Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction" Géotechnique, Vol. 5, s 297—326.

Tschebotarioff, G. P. (1951) "Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures", New York, 440 s, McGraw-Hill Book Co., Inc.

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

Särtryck och Preliminära Rapporter No. 13

Förankring av ledningar i jord. Av Bengt Broms och Olle Orrje

Rättelse till beräkningsexempel 5 sid. 12

I beräkningen av q_{till} har $(\tau_{fu})_{\text{red}} = 2,5 \text{ t/m}^2$ utelämnats.

I det fall då plattan är kvadratisk skall q_{till} således vara $4,2 \times 2,5 = 10,5 \text{ t/m}^2$.

Erforderlig area hos plattan blir således $0,95 \text{ m}^2$ ($10,0/10,5$).

Motsvarande erforderlig plattbredd är $0,95 \text{ m}$ ($0,95/1,0$).