

NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT

NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE

PUBLIKASJON NR. **16**
PUBLICATION

N. JANBU, L. BJERRUM og
B. KJÆRNSLI

*Veiledning ved løsning av
fundamenteringsoppgaver*

1. opplag

With summary in English

O S L O 1 9 5 6

FORORD

Geoteknikk er det ingeniørfag som beskjeftiger seg med jords egenskaper i byggeteknisk henseende. Dette fag har i løpet av de siste årtier utviklet seg til å bli et uunnværlig hjelpemiddel ved løsningen av alle større fundamenteringsoppgaver. Den geotekniske litteratur er i dag så omfattende at det er umulig for den ikke spesialiserte ingeniør å følge med i dens enkelte detaljer. Det har derfor meldt seg et stadig økende behov for en konsentrert sammenstilling av de viktigste hjelpemidler for løsning av praktiske fundamenteringsproblemer.

Høsten 1953 henvendte Norsk Ingeniørforenings Havnenormkomité seg til Norges geotekniske institutt med anmodning om assistanse ved utarbeidelsen av en norm som kunne være til støtte for de ingeniører som behandler de geotekniske problemer i havnebyggingen.

Geoteknikken er imidlertid en ung videnskap i stadig utvikling. En normering av de geotekniske beregningsmetoder på lang sikt ville derfor være lite hensiktsmessig og kanskje direkte hemmende for utnyttelsen av fremtidige forskningsresultater.

Norges geotekniske institutt foreslo derfor for Norsk Ingeniørforenings Havnenormkomité at man, istedenfor en norm, utarbeidet en veiledning som kunne være til støtte ved løsning av fundamenteringsoppgaver. Instituttet fremholdt ved denne anledning at det ved alle større prosjekter vil være lønnsomt å overdra forundersøkelser og geotekniske beregninger til spesialkyndige. Imidlertid blir det tilbake et stort antall byggverk hvor det i praksis er umulig å tilkalle spesialkyndig assistanse, og de geotekniske problemer må derfor nødvendigvis løses av de stedlige ingeniører. Den foreslåtte veiledning ved løsning av geotekniske problemer måtte derfor spesielt ta sikte på å bistå disse ingeniører i deres arbeide.

Havnenormkomitéen var enig i dette synspunkt, og et første forslag ble utarbeidet og diskutert både innen Instituttet og med andre geoteknikere og konsulenter. På grunnlag av disse diskusjoner ble veiledningen utvidet og samtidig bearbeidet, idet det ble lagt vekt på å konsentrere veiledningen om de beregnings- og dimensjoneringsmetoder som blir mest anvendt i praksis. Nedenstående veiledning er skrevet for ingeniører i praksis med det formål for øye at de ved prosjektering eller utførelse av en fundamentering har mulighet for, i tillegg til sin erfaring, å dra nytte av de geotekniske beregningsmetoder.

Det er derfor i denne veiledningen ikke medtatt noen beskrivelse av geotekniske undersøkelsesmetoder, idet slike undersøkelser krever spesialutstyr og erfaring. Instituttet håper imidlertid i en senere publikasjon å kunne gi en beskrivelse av det mest alminnelige utstyr, og av de vanlige metoder for undersøkelse av jordprøver på laboratoriet.

Forfatterne av denne veiledning har under utarbeidelsen i utstrakt grad hentet støtte og hjelp hos sine kolleger ved Instituttet. Spesielt ønsker forfatterne å takke sivilingeniørene O. Eide, O. Kummeneje og N. Simons. Bibliotekar frk. M. Grini takkes for hjelp ved arbeidet med litteraturfortegnelsen, tegner Ø. Jørgensen for råd og bistand ved oppsettingen i bokform og geolog F. Jørstad for redigering og korrekturlesning.

INNHOILDSFORTEGNELSE

1. JORDARTENES MEKANIKK	5
1.0. <i>Betraktninger av generell art</i>	5
(Probleminndeling. Totalspenning, effektivspenning og poretrykk. Jordartsinndeling.)	
1.1. <i>Stabilitetsproblemer</i>	8
(Probleminndeling. Stabilitetsberegningens grunnprinsipp. Anvendelse av sikkerhetsfaktorer. Jordartenes skjærfasthet. Bestemmelse av skjærfastheten. Tidens innflytelse. Valg av analysemetode.)	
1.2. <i>Deformasjonsproblemer</i>	13
(Forskjellige deformasjonsbidrag. Prinsipp for deformasjonsbestemmelse i leire og finkornig silt.)	
2. STABILITETSBEREGNING FOR FYLLINGER, SKJÆRINGER OG NATURLIGE SKRÅNINGER	17
2.1. <i>Beregningsgrunnlag</i>	17
(Sirkulærsylindriske glideflater. Sammensatte glideflater. Valg av sikkerhetsfaktorer.)	
2.2. <i>Stabilitet av fyllinger. (Grunnbrudd)</i>	21
2.3. <i>Stabilitet av skjæringer</i>	21
2.4. <i>Stabilitet av naturlige skråninger</i>	26
3. DIREKTE FUNDAMENTERING	27
3.1. <i>Fundamenter på leire</i>	27
a. <i>Bæreevnen av fundamenter på leire</i>	27
(Tillatt fundamenttrykk. Overført fundamenttrykk. Valg av sikkerhetsfaktor.)	
b. <i>Setninger av fundamenter på leire</i>	30
(Beregning av initialsetning δ_i . Beregning av konsolideringssetning δ_c . Konsolideringens tidmessige forløp.)	
3.2. <i>Fundamenter på sand</i>	37
a. <i>Bæreevnen av fundamenter på sand</i>	37
(Tillatt fundamenttrykk. Overført fundamenttrykk. Valg av sikkerhetsfaktor.)	
b. <i>Setninger av fundamenter på sand</i>	40

4. PELEFUNDAMENTERING	43
4.1. <i>Peler i leire</i>	43
(Bruddlast. Tillatt last og valg av sikkerhetsfaktor. Setninger.)	
4.2. <i>Peler i sand</i>	44
(Bruddlast. Tillatt last og valg av sikkerhetsfaktor. Setninger.)	
4.3. <i>Peler til fjell</i>	47
4.4. <i>Belastningsforsøk på peler</i>	48
5. JORDTRYKK	49
5.1. <i>Aktivt jordtrykk</i>	49
(Aktivt jordtrykk i leire. Aktivt jordtrykk i sand. Valg av sikkerhetsfaktor.)	
5.2. <i>Hviletrykk</i>	52
5.3. <i>Passivt jordtrykk</i>	54
(Passivt jordtrykk i leire. Passivt jordtrykk i sand. Valg av sikkerhetsfaktor.)	
5.4. <i>Innspylte masser</i>	57
6. AVSTIVEDE UTGRAVNINGER	59
6.1. <i>Avstivede utgravninger i leire</i>	59
(Avstivninger og vegger. Sikkerhet mot oppressing av bunnen. Tiltak for å øke sikkerheten mot oppressing.)	
6.2. <i>Avstivede utgravninger i sand</i>	61
(Avstivninger og vegger. Sikkerhet mot hydraulisk grunnbrudd og bunnhevning. Tiltak for å øke sikkerheten mot hydraulisk grunnbrudd og bunnhevning.)	
7. FORANKREDE SPUNTVEGGER	65
7.1. <i>Dimensjoneringsgrunnlag</i>	65
(Nødvendig fotdybde D_n . Forankringen. Dimensjonering av spuntveggen.)	
7.2. <i>Spuntvegger i sand</i>	70
7.3. <i>Spuntvegger i leire</i>	71
8. GEOTEKNISKE DATA	75
8.1. <i>Definisjoner for identifisering og klassifisering</i>	75
8.2. <i>Darcys lov og permeabilitetskoeffisienten k.</i>	77
8.3. <i>Udrenert skjærfasthet, $s = s_u$</i>	77
8.4. <i>Skjærfasthetsparametrene c og φ</i>	78
8.5. <i>Konsolideringskoeffisient c_v, sammentrykningstall C_e</i>	79
ENGLISH SUMMARY	83
ANVENDTE SYMBOLER	87
LITTERATURFORTEGNELSE	89

1. JORDARTENES MEKANIKK

Som en viktig innledning til de dimensjoneringsmetoder som er behandlet i denne veiledningen skal det først gis en kort orientering om jordartenes mekanikk. Hensikten med en slik orientering er allerede på et tidlig tidspunkt å gjøre leseren kjent med de mest prinsipielle betraktninger som har ført til den form og oppbygning som veiledningen har fått. På denne måten har man også håpet å kunne sette dimensjoneringsgrunnlaget i de etterfølgende avsnitt i sitt rette relieff.

1. 0. Betraktninger av generell art.

Probleminndeling.

Ved enhver prosjektering innen geoteknikken må man sørge for at prosjektet og alle dets deler har tilstrekkelig sikkerhet mot brudd, og at deformasjonene er uskadelige. Disse krav fører til følgende probleminndeling

- a. Stabilitetsproblemer.
- b. Deformasjonsproblemer.

Stabilitetsproblemene er de mest utforskede og kanskje også de viktigste i praksis. I denne veiledningen er derfor hovedvekten lagt på disse.

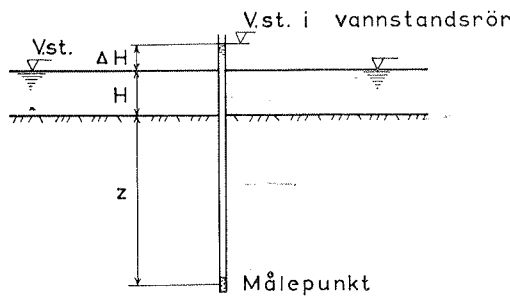
Vår viden om jordartenes deformasjonsegenskaper er ennå i dag relativt begrenset, og man er derfor nødt til å gjøre utstrakt bruk av empirisk vurderingsgrunnlag for å løse mange viktige deformasjonsproblemer.

Før detaljbehandlingen av de spesielle forhold for hver enkelt problemgruppe, skal det gis en kort beskrivelse av de mekanisk-fysikalske forhold som er felles for begge grupper.

Totalspenning, effektivspenning og poretrykk.

Jordartene består vanligvis av et skjelett av mineralkorn, hvis porer kan være fylt med vann og/eller luft. En jordart sies å være mett når porene er fylt med vann alene.

De opptredende spenninger i et jordelement overføres dels gjennom korn-



I dybde z er spenningene:
 Total vertikalspenning : $\sigma = \gamma z + \gamma_w H$
 Poretrykk : $u = \gamma_w(z + H + \Delta H)$
 Effektiv vertikalspenning : $\sigma' = \sigma - u = \gamma'z - \gamma_w \Delta H$

Fig. 1. Prinsippskisse for illustrasjon av totalspenning, poretrykk og effektivspenning.

skjelettet og dels ved et trykk i porevannet. Man inndeler derfor den totale spenning σ , i en effektiv spenning σ' , som er den del av totalspenningen som overføres gjennom kornskjelettet, og i et poretrykk u , dvs.

$$\sigma = \sigma' + u$$

eller

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1-1)$$

Som illustrasjon er disse spenninger angitt for et enkelt tilfelle i prinsipp-skissen, fig. 1.

Det er den effektive spenning før og etter eventuelle belastningsendringer som er avgjørende for stabilitet og deformasjon. Det skal først gis en kort omtale av poretrykk og poretrykksendringer, da det er absolutt nødvendig å kjenne disse for å kunne bestemme effektivspenningen som differensen mellom totalspenning og poretrykk.

I et naturlig terreng vil poretrykkene ofte være tilnærmet *stasjonære*, med unntagelse av mindre sesongmessige variasjoner, avhengig av nedbørsforholdene eller variasjoner av vannstanden i nærliggende elver, sjøer eller hav. De viktigste *poretrykksendringer* skyldes imidlertid belastningsendringer som følge av byggverk, fyllinger og utgravninger, og derfor skal det gis en del prinsipielle betraktninger om disse.

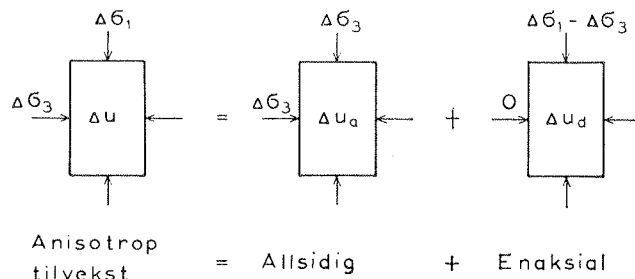


Fig. 2. Skjematisk fremstilling av poretrykksendringer som følge av en ytre allsidig og enaksial spenningstilvekst.

I fig. 2 er det vist et element av en mett jordart som utsettes for totale spenningstilvekster $\Delta\sigma_1$ og $\Delta\sigma_3$ i retning av henholdsvis største og minste hovedspenning. For å kunne studere virkningen av spenningsøkningene inndeles de i en allsidig ($\Delta\sigma_3$) og en enaksial ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$) spenningstilvekst [40, 1].¹ Det forutsettes at spenningsendringene i første øyeblikk ikke medfører utpressing eller oppsuging av vann, slik at volumet er konstant.

¹) Tallene i parentes [40,1] refererer til litteraturlisten bak i boken.

Under slike betingelser vil den allsidige spenning, $\Delta\sigma_3$, bevirke et like stort tillegg i poretrykket, Δu_a , dvs.

$$\Delta u_a = \Delta\sigma_3 \quad (1-2)$$

Årsaken til dette er at kornskjelettet er meget mer sammentrykkelig enn det vann som fyller porene. De effektive spenninger vil derfor ved en allsidig belastning forbli uendret så lenge volumet ikke endres ved utpressing av porevann.

Den enaksiale tilvekst, $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$, forårsaker skjærdeformasjoner hvilket fører til en poretrykksendring Δu_d , som kan uttrykkes på følgende måte:

$$\Delta u_d = A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (1-3)$$

I denne ligning er A en halvempirisk parameter som vanligvis er forskjellig for de forskjellige jordarter og belastningstilstander. Et typisk variasjonsområde for A er fra $+1,0$ til $-1,0$.

Dersom det *mettede* jordelement samtidig utsettes for en allsidig og for en enaksial tilleggsspenning, vil poretrykksendringen kunne uttrykkes ved superposisjonen $\Delta u = \Delta u_a + \Delta u_d$, altså

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (1-4)$$

For de *ikke mettede* jordarter er forholdene noe mer kompliserte fordi luftblærene er kompressible slik at effektivspenningene kan øke momentant, selv om det ikke foregår noen vannutpressing. Et tilsvarende uttrykk for poretrykksendringen ved en udrenert belastningsendring kan angis på følgende måte: der $B < 1$.

$$\Delta u = B\Delta\sigma_3 + A'(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (1-5)$$

Disse poretrykksendringer eksisterer bare så lenge elementet ennå ikke har nådd å presse ut eller suge inn vann. Så lenge dette er tilfelle taler man om en udrenert tilstand. Dersom jordarten ikke forekommer i et lukket system, og således har mulighet for drenering til sidene — fri drenering — vil tilleggsporetrykkene utlignes med tiden. Dette fører vanligvis til forandringer i stabilitet og deformasjon.

For jordarter med stor permeabilitet, som f. eks. sand og grus, vil utligningen skje så godt som momentant, men i leire vil den kreve meget lang tid. De forskjellige jordarter oppfører seg altså vidt forskjellig med hensyn til hastighet av tilleggsporetrykkenes utligning. Dette vil igjen si at problemstillingen varierer fra den ene jordart til den andre.

Jordartsinndeling.

For å kunne oppnå en tilfredsstillende løsning av de stabilitets- og deformasjonsproblemer som melder seg i praksis, er det nødvendig å ta hensyn til hvordan poretrykkene i de forskjellige jordarter endrer seg med varierende belastningsforhold. Dessuten er det av stor praktisk betydning at man i fremstillingen av beregningsmetodene ikke opererer med flere jordartstyper enn absolutt nødvendig for å dekke de typer som oppfører seg forskjellig i bygningsteknisk henseende. Ut fra disse betraktninger faller det naturlig å inndele jordartene etter deres permeabilitet i tre hovedgrupper:

Sand, grus. (Korndiameter $d \geq 0,06$ mm.)

Denne gruppe omfatter alle jordarter som har så stor permeabilitet at man i praksis kan se bort fra poretrykksendringer som følge av en belastningsendring. Det forutsettes her fri drenering.

Silt. (Mellomjordarter) ($0,06 \text{ mm} > d > 0,002 \text{ mm.}$)

Permeabiliteten av denne jordartsgruppe er på den ene side så liten at man ikke kan se bort fra endringer i poretrykket som følge av belastningsendringer. På den andre siden er permeabiliteten såvidt stor at det i praksis vil forekomme en vesentlig reduksjon av tilleggsporetrykkene under byggeperioden, f. eks. under oppførelsen av et bygg eller utlegging av en fylling.

Leire. ($d \leq 0,002 \text{ mm.}$)

Denne jordarts permeabilitet er så liten at man ikke kan regne med noen vesentlig reduksjon av eventuelle tilleggsporetrykk under en byggeperiode.

De enkelte grupper kan med fordel inndeles i underavdelinger, som f. eks. angitt i avsnitt 8, uten å endre det prinsipielle grunnlag for vurdering av stabilitet og deformasjon.

Undertiden støter man på spesielle jordartstyper som ikke lar seg innordne under denne skjematiske oversikt, som for eksempel organiske jordarter. Disse jordartstyper vil imidlertid ikke bli behandlet i denne veiledning.

1. 1. Stabilitetsproblemer.

Probleminndeling.

De praktiske problemer som krever en stabilitetsundersøkelse kan med fordel inndeles etter belastningsforholdene:

a. *Belastningsendring (forutvurdering).*

Belastning.

Fundamenters bæreevne.

Pelers bæreevne.

Stabilitet av fyllinger (grunnbrudd).

Avlastning.

Stabilitet av utgravninger.

Stabilitet av skjæringer.

b. *Stasjonær belastning (forutvurdering eller kontroll).*

Stabilitet av naturlige skråninger.

Beregning av stabiliteten for fundamenter, fyllinger og skjæringer når poretrykksendringene er utlignet.

Stabilitetsberegningens grunnprinsipp.

En stabilitetsberegning går ut på å bestemme forholdet mellom jordartens midlere skjærfasthet (s) og den midlere skjærspenning (s_n) som er nødvendig for nettopp å opprettholde likevekt langs valgte glideflater. Dette forhold er her benevnt F , altså

$$F = \frac{\text{Skjærfasthet}}{\text{Nødv. skjærsp. for likevekt}} = \frac{s}{s_n} \quad (1-6)$$

I alminnelighet må man utføre prøveberegninger med potensielle glideflater av forskjellig form og beliggenhet for å kunne bestemme minsteverdien av F , som er kalt sikkerhetsfaktor. For den tilsvarende glideflate benyttes betegnelsen kritisk glideflate.

Hvis $F = 1,0$ så er nødvendig skjærspenning lik skjærfastheten, dvs. likevektstilstanden er labil. Når $F > 1,0$ er nødvendig skjærspenning mindre enn skjærfastheten, hvilket indikerer at man har en viss sikkerhetsmargin. Den tallmessige verdi av F er derfor et mål for størrelsen av denne sikkerhetsmargin.

Spesielt for gruppe (b) vil problemstillingen foreligge på den måte som skissert ovenfor, nemlig slik at det er sikkerhetsfaktoren som skal bestemmes.

For gruppe (a) kan den praktiske problemstilling være noe anderledes, idet man vanligvis skal foreta en dimensjonering på grunnlag av en spesifisert sikkerhetsfaktor. Et slikt krav er ekvivalent med å si at s_n må være mindre eller lik jordartens «tillatte skjærspenning» (s_a)

$$s_n \leq s_a = \frac{s}{F} \quad (1-7)$$

Før man foretar dimensjoneringen må man altså dividere skjærfastheten med den foreskrevne sikkerhetsfaktor. Denne fremgangsmåte er spesielt anvendelig for de tilfelle der de nødvendige prøveberegninger er utført en gang for alle, og resultatene foreligger i form av diagrammer og enkle formler. Dette innebærer også en vesentlig tidsbesparing for den tallmessige beregning. Eksempler på dette er gitt i avsnittene 3, 6 og 7.

Det er intet skarpt skille mellom de nevnte problemstillinger. For eksempel kan man ved dimensjonering av et fundament, der terreng- og grunnforholdene er uregelmessige, utføre vanlige beregninger av sikkerhetsfaktoren for forskjellig valg av fundamentdimensjonene. På grunnlag av disse beregningene velger man de dimensjoner som tilfredsstiller det foreskrevne krav til sikkerhetsfaktoren.

Anvendelse av sikkerhetsfaktorer.

Ved geotekniske dimensjoneringsmetoder, som ved all dimensjonering forøvrig, spiller valget av sikkerhetsfaktorens størrelse en meget avgjørende rolle, både i praktisk og økonomisk betydning. Da den tallmessige verdi av de sikkerhetsfaktorer som benyttes i geoteknikken dessuten kan avvike betraktelig fra dem som vanligvis benyttes for bygningsmaterialene, er det funnet nødvendig å kommentere begrepet sikkerhetsfaktor.

Dimensjoneringen baseres vanligvis på middelværdier av målte geotekniske egenskaper. Bestemmelsen av disse middeltall kan, selv for ett bestemt borehull, være noe usikker, dels på grunn av feilkilder i den anvendte teknikk og dels på grunn av at prøvene ikke fullt ut er representative for de undersøkte jordlag. Der- nest kan grunnforholdene variere mellom de enkelte borer, og endelig kan de anvendte beregningsmetoder være beheftet med feil. De forannevnte feilkilder og usikkerhetsmomenter må alltid dekkes av en sikkerhetsfaktor.

I tillegg til det som er nevnt ovenfor, må man i de aller fleste tilfelle påse at sikkerhetsfaktoren inkluderer en reell margin, som skal være en sikring mot det uforutsette, som f. eks. uforutsette belastninger på byggegrunnen eller uforutsette endringer av jordartens geotekniske egenskaper med tiden. I andre tilfelle kan hensikten med denne reelle sikkerhetsmargin være den å unngå uønskede deformasjoner eller forskyvninger.

Av det foranstående vil det fremgå at det er uhensiktsmessig, for ikke å si umulig, å standardisere bestemte tall for sikkerhetsfaktoren. Imidlertid må man ha bestemte holdepunkter å gå ut fra. Det er derfor i de følgende avsnitt angitt visse minimumsverdier som forutsetter at grunnforholdene er best mulig klarlagt.

De angitte verdier er stort sett i overensstemmelse med de verdier som man er kommet frem til gjennom praksis og erfaringer.

Det finnes imidlertid spesielle tilfelle hvor man må avvike fra de angitte minsteverdier. Av praktiske og økonomiske hensyn kan det undertiden bli tvingende nødvendig å benytte mindre sikkerhetsfaktorer enn de som er angitt. Hvorvidt dette kan tolereres, må i hvert tilfelle avgjøres av eller i samråd med spesialister, idet en senkning av kravet til sikkerhet i alminnelighet bare kan skje på bekostning av ekstra forholdsregler, som f. eks. kontrollmålinger under og etter arbeidets utførelse.

I andre tilfelle kan det være berettiget å benytte større sikkerhetsfaktorer enn de som er angitt, især når grunnforholdene er utilstrekkelig klarlagt og i de tilfelle hvor man ikke formår å tilveiebringe representative middelverdier på grunn av store variasjoner i grunnforholdene, som f. eks. i heterogene eller sterkt lagdelte jordarter.

Jordartenes skjærfasthet.

Forsøk og erfaringer har vist at en jordarts skjærfasthet i et bestemt bruddplan avhenger av den effektive normalspenning på det betraktede plan. Forholdet mellom skjærfasthet, s , og effektiv normalspenning, σ' , uttrykkes i alminnelighet ved Coulombs empiriske ligning [13]

$$s = c + \sigma' \operatorname{tg} \varphi \quad (1-8)$$

hvor

c og φ = skjærfasthetsparametre (henholdsvis «kohesjon» og «friksjonsvinkel»);
 σ' = effektiv normalspenning = $\sigma - u$ = total normalspenning minus poretrykk.

Bestemmelse av skjærfastheten.

En jordarts reelle skjærfasthet er uavhengig av hvorledes denne bestemmes. I praksis må imidlertid metoden til bestemmelse av skjærfastheten være i overensstemmelse med den analysemetode som skal benyttes for stabilitetsberegningen. I prinsippet kan man bestemme skjærfastheten etter to metoder og derav følger at en likeledes har to analysemetoder for beregning av stabilitet.

Bestemmes *skjærfastheten som funksjon av c og $\operatorname{tg} \varphi$* og den effektive normalspenning på bruddplanet, er skjærfastheten uttrykt direkte etter Coulombs ligning. Skjærfasthetsparametrene c og φ kan bestemmes som funksjon av de effektive spenninger i prøven ved brudd ved hjelp av triaksialforsøk på opptatte uforstyrrede prøver, se avsnitt 8.4.

Når man i en stabilitetsberegning innfører skjærfastheten uttrykt ved Coulombs ligning, $s = c + \sigma' \operatorname{tg} \varphi$, kalles analysemetoden for korthets skyld en $c\varphi$ -analyse (uansett om man i spesialtilfelle måtte ha $c = 0$, som f. eks. i sand).

En $c\varphi$ -analyse har teoretisk ubegrenset anvendelighet. I praksis har den imidlertid ofte sin begrensning ved at det er meget vanskelig å vurdere størrelsen av poretrykkene, spesielt under og umiddelbart etter en belastningsendring.

Den spesielle verdi for skjærfastheten som kan bestemmes med vingebor, ved trykkforsøk eller ved konusforsøk (eller eventuelt udrenerte triaksialforsøk) er her kalt udrenert skjærfasthet. Ved de forsøk som er nevnt blir den udrenerte skjær-

fasthet bestemt som summen av leddene i Coulombs ligning uten kjennskap til jordartens skjærfasthetsparametre eller effektiv normalspenning på bruddplanet ved brudd, avsnitt 8.3. Denne metode til bestemmelse av skjærfastheten forutsetter at jordarten påføres bruddspenningen under udrenerte forhold, dvs. uten at prøven har anledning til å avgi eller oppta vann. Bestemmelsesmetoden er av denne grunn bare anvendelig for mettede leirer og for fraksjonen fin silt.

Når man i en stabilitetsberegning innfører skjærfastheten bestemt som udrenert skjærfasthet, $s = s_w$, kalles analysemetoden for korthets skyld en s_w -analyse.¹

s_w -analysen har begrenset anvendelighet og bør bare benyttes ved stabilitetsproblemer hvor skjærspenningene endres under udrenerte forhold. Beregningsmessig sett er metoden meget rask, og i de tilfelle hvor den er anvendelig er det oppnådd relativt god overensstemmelse mellom teori og praksis.

Tidens innflytelse.

Enhver spenningsendring i et jordelement medfører poretrykksendringer som med tiden utlignes. Dette innebærer at effektivspenningene og skjærfastheten varierer med tiden. Stabiliteten vil følgelig endres tilsvarende. Man er derfor prinsipielt nødt til å undersøke stabiliteten for forskjellige tidspunkt. I alminnelighet vil det være tilstrekkelig å betrakte to grensetilstander:

- (a) Byggetilstand.
- (b) Stasjonær tilstand.

Ved *byggetilstanden* forstås her tilstanden under og umiddelbart etter at eventuelle belastningsendringer er foretatt. *Stasjonær tilstand* betegner den stabilitets-tilstand som inntrer når de poretrykksendringer som oppsto under byggeperioden er utlignet.

Den tilstand som her er kalt stasjonær omfatter to forskjellige stabilitetsproblemer: For det første en forutvurdering av den fremtidige stabilitet (langtidsstabilitet), f. eks. av et byggverk, en fylling eller en skjæring, og for det annet en kontrollberegning av en eksisterende stasjonær tilstand som f. eks. en naturlig skråning eller et bestående, eldre byggverk.

For de tilfelle hvor skjærfastheten øker med tiden vil stabiliteten under byggeperioden være den ugunstigste, og dermed den avgjørende for prosjekteringen. Når skjærfastheten avtar med tiden, er derimot langtidsstabiliteten den mest kritiske.

I de tilfelle hvor det er vanskelig å forutsi definitivt hvilken stabilitetstilstand som er den ugunstigste, må stabiliteten undersøkes for begge grensetilstandene.

Valg av analysemetode.

I tabell 1 er det gitt en oversikt over anvendelsesområdene for de to analysemetodene, s_w -analyse og $c\varphi$ -analyse [7]. Tabellen omfatter både den stasjonære tilstand og byggetilstanden. For fullstendighets skyld skal det knyttes en del bemerkninger til tabellen.

¹) I lærebøker og tidligere publikasjoner er denne analysemetode blitt kalt $\varphi = 0$ analyse.

Tabell 1: Anvendelsesområder for $c\varphi$ - og s_u -analysen.

Jordartstype		Byggetilstand	Stasjonær tilstand
Sand, grus		$c\varphi$ -analyse med $c = 0$ Skjønnsmessig vurdert u , ut fra grunnvannsforholdene. ($\Delta u = 0$)	$c\varphi$ -analyse med $c = 0$ Skjønnsmessig vurdert eller målt u
Silt (Mellomjordarter)		$c\varphi$ -analyse Skjønnsmessig vurdert $u + \Delta u$	$c\varphi$ -analyse Skjønnsmessig vurdert eller målt u
Leire	Normalkonsolidert	s_u -analyse	$c\varphi$ -analyse Skjønnsmessig vurdert eller målt u
	Overkonsolidert, sprekkefri		
	Overkonsolidert, oppsprukket, (tørreskorpe)	s_u -analyse ($c\varphi$ -analyse ved avlastn.)	$c\varphi$ -analyse med $c = 0$ Skjønnsmessig vurdert eller målt u
Fyllmasse Ikke mettede jordarter		$c\varphi$ -analyse Skjønnsm. vurd. $u + \Delta u$	$c\varphi$ -analyse Skjønnsm. vurd. el. målt u

Symboler: $u + \Delta u$ = poretrykk under byggetilstanden
 u = poretrykk ved stasjonær tilstand

Byggetilstand.

For beregning av stabiliteten for byggetilstanden er analysemetoden avhengig av jordarten, belastningsforholdene og eventuelt av dreneringsforholdene. Nedenfor er valg av analysemetode for byggetilstanden omtalt for de forskjellige jordarter.

Grus, sand. For grus og sand må stabiliteten undersøkes ved en $c\varphi$ -analyse, og siden $c = 0$, uttrykkes skjærfastheten ved ligningen

$$s = \sigma' \operatorname{tg} \varphi \quad (1-9)$$

I praksis kan man ved fri drenering se bort fra endringer i poretrykket som følge av en belastningsendring, hvilket innebærer at stabiliteten for byggetilstanden og langtidstabiliteten er den samme.

Silt (Mellomjordarter). Valget av analysemetode i silt må vurderes ut fra hensynet til materialets permeabilitet og dreneringsforhold. Stabiliteten må i prinsippet beregnes ved en $c\varphi$ -analyse basert på en forsiktig vurdering av de poretrykk som vil oppstå under byggetilstanden og senere. Da en slik vurdering er forbundet med stor usikkerhet bør poretrykkene kontrolleres ved målinger i marken. Avhengig av problemets art og dreneringsforhold vil man i praksis ofte kunne behandle grovfraksjonen og finfraksjonen av silt som henholdsvis sand og leire. Denne tilnærming fører vanligvis til for stor beregnet sikkerhetsfaktor for grovfraksjonen (behandlet som fritt drenerende sand), men for liten sikkerhet for finfraksjonen (behandlet som leire).

Leire. I tabell 1 er leirene inndelt i grupper som er nærmere definert i avsnitt 8.5.

De normalkonsoliderte og de overkonsoliderte, sprekkedrie leirene be-

handles prinsipielt på samme måte i stabilitetshenseende, idet byggetilstanden kan undersøkes ved en s_n -analyse. Det bør imidlertid fremheves at de overkonsoliderte leirene utmerker seg ved relativt høye udrenerte skjærfastheter, fordi det oppstår negative poretrykk under en hurtig skjærdeformasjon. Imidlertid vil de negative poretrykk etter hvert utlignes med en samtidig svelling og tilsvarende reduksjon i skjærfastheten. Som følge herav bør man alltid foreta en undersøkelse av langtidsstabiliteten ved de overkonsoliderte, sprekkefrie leirene — spesielt når det gjelder avlastning.

Kvikkleirer¹ behandles, stabilitetsmessig sett, på prinsipielt samme måte som de normalkonsoliderte leirene. Det bør imidlertid fremheves at selv mindre initiale utglidninger eller forskyvninger i kvikkleire kan få katastrofale følger, ved bakovergripende skredvirksomhet.

De overkonsoliderte, oppsprukne leirene og tørrskorpeleirene utviser i prinsippet samme skjærfasthetsegenskaper som de overkonsoliderte, sprekkefrie leirene. Den udrenerte skjærfasthet — målt f. eks. med vingebor — er tilsynelatende stor. Dette kan man dra nytte av for kortsiktige belastninger der sprekkesystemet ikke får anledning til å åpne seg eller bli vesentlig oppbløtt. Ved avlastning derimot, må man regne med at sprekkesystemet kan åpne seg raskt og at vann trenger inn i sprekkene og reduserer skjærfastheten betydelig ved oppbløtning. Ved avlastning bør derfor stabiliteten beregnes ved en $c\varphi$ -analyse, hvori en tar hensyn til sprekkedybden. Ved belastning kan stabiliteten beregnes etter en s_n -analyse.

Spesielle jordartsgrupper. Stabiliteten av fyllmasser, morener og ikke mettede jordarter må bestemmes ved en $c\varphi$ -analyse.

Stasjonær tilstand.

En beregning av stabiliteten for en stasjonær tilstand kan, uansett jordart, bare bestemmes ved en $c\varphi$ -analyse. Mens man ved en kontrollberegning av stabiliteten for en eksisterende stasjonær tilstand kan måle poretrykkene direkte i marken, er man ved en forutberegning av fremtidige stabilitetsforhold henvist til skjønnsmessig å vurdere poretrykkene ut fra kjente eller antatte grunnvannsførhold eller ved optegning av et strømnnett [10].

1. 2. Deformasjonsproblemer.

Ved alle belastningsendringer vil det foregå deformasjoner. Det er nedenfor gitt en del prinsipielle betraktninger om jordartenes deformasjoner under forskjellige forhold.

Forskjellige deformasjonsbidrag.

I alminnelighet vil totaldeformasjonen bestå av flere enkeltbidrag, som er av forskjellig fysikalsk natur og som dessuten inntrer til forskjellige tidspunkter etter belastningsendringene.

I det øyeblikk et kompressibelt jordelement utsettes for spenningsendringer vil

¹) For definisjon av «kvikkleire» henvises til avsnitt 8. 3.

det foregå en viss momentan deformasjon, og hvis denne skjer under udrenerte betingelser (med konstant volum), vil deformasjonen kunne betraktes som tilnærmet elastisk. Dette momentane bidrag til totaldeformasjonen er kalt *initialdeformasjon*, δ_i .

De påførte spenningsendringer bevirker poretrykksendringer som med tiden utlignes. Denne utligning er ledsaget av en endring i jordartens vanninnhold, idet en trykkøkning forårsaker en utpressing av porevann (sammentrykning), mens en trykkminskning medfører oppsuging av vann (svelling). Det deformasjonsbidrag som skyldes utjevning av poretrykksendringene med følgende endring av vanninnholdet er kalt *konsolideringsdeformasjon*, δ_c . Den tid som medgår til en konsolidering er hovedsakelig avhengig av jordartens permeabilitet, dreneringsveiens lengde og poretrykksendringens størrelse.

Et tredje bidrag til den totale deformasjon skyldes plastisk krypning eller sekundær tidseffekt. Med en fellesbenevnelse er det tilsvarende deformasjonsbidrag kalt *sekundærdeformasjon*, δ_s . Sekundærdeformasjonen er karakterisert ved at den kan forgå over meget lange tidsrom og under praktisk talt null poreovertrykk. Mekanismen ved og den egentlige årsak til den sekundære tidseffekt er i alt vesentlig ukjent.

Totaldeformasjonen δ kan uttrykkes som en sum av de enkelte bidrag

$$\delta = \delta_i + \delta_c + \delta_s \quad (1-10)$$

De enkelte deformasjonsbidrag er av varierende betydning for de forskjellige jordarter.

Sand, grus.

For sand og grus er permeabiliteten så stor at eventuelle poretrykksendringer utjevnes raskt ved fri drenasje. Dette innebærer at både initial- og konsolideringsdeformasjonen skjer samtidig med belastningsendringen, slik at begge er fullendt ved slutten av byggeperioden. Man kan derfor ikke skille mellom disse bidrag i praksis. Da det ikke finnes noen teori for forutberegning av deformasjoner i sand og grus, må totaldeformasjonen for disse jordartsgruppene bestemmes på basis av f. eks. belastningsforsøk i marken. Det er spesielt viktig å utføre slike setningsanalyser for fundamenter på løst lagret sand.

Silt (Mellomjordarter).

For silt (mellomjordarter) vil det vanligvis være en del poreovertrykk tilbake ved slutten av byggeperioden, men disse resterende overtrykk utjevnes i alminnelighet i løpet av relativ kort tid. Dette er spesielt tilfelle for de grove mellomjordarter. For disse jordarter foreslås det at deformasjonene bestemmes på grunnlag av belastningsforsøk på samme måte som for sand. For de finkornige mellomjordarter foreslås det å bestemme initial- og konsolideringsdeformasjonen prinsipielt på samme måte som for leire.

Leire.

Leirer er vanligvis karakterisert ved så lav permeabilitet at praktisk talt hele konsolideringsbidraget inntreer først etterat byggeperioden er avsluttet.

Oftest vil det medgå flere år eller årtier før konsolideringen er ferdig, slik at poreovertrykkene er fullstendig forsvunnet. Initialdeformasjonene kan bestemmes på basis av trykkforsøk på uforstyrrede prøver, mens konsolideringsbidraget beregnes ut fra ødometerforsøk.

Organisk jord.

For organiske jordarter har man for tiden ingen pålitelig metode for bestemmelse av setningene, idet disse hovedsakelig er bestemt av sekundærdeformasjonens størrelse.

Prinsipp for deformasjonsbestemmelse i leire og finkornig silt.

For leire og finkornig silt bestemmes totalsetningen som en sum av den momentane initialsetning og den tidsbetonte konsolideringssetning, $\delta = \delta_i + \delta_c$.

Sekundærdeformasjonen kan man i praksis se bort fra, unntatt for meget plastiske leirer.

Initialsetningen δ_i , som kan betraktes som tilnærmet elastisk, bestemmes ut fra elastisitetsteorien. Den ekvivalente elastisitetsmodul, E , bestemmes vanligvis ut fra trykkforsøk på uforstyrrede prøver, idet E -verdien tas ut av et last-deformasjonsdiagram som sekantmodul regnet fra origo opp til en spenning lik halvparten av bruddstyrken. En nøyaktig bestemmelse av E er imidlertid meget vanskelig, idet man f. eks. ved forstyrrede prøver oppnår for lave verdier. Som eksempel kan nevnes at det for typiske bløte, norske leirer er funnet E -verdier ved trykkforsøk som utgjør en halv til en tredjedel av de E -verdier som er bestemt ved belastningsforsøk på plater i marken.

Konsolideringssetningen, δ_c , bestemmes prinsipielt på grunnlag av Terzaghis konsolideringsteori, som forutsetter at tilleggsporetrykket i ethvert punkt er lik tilveksten i vertikalspenningen. Tilveksten i total vertikalspenning beregnes ut fra elastisitetsteorien, som nærmere angitt i avsnitt 3, mens jordartens konsoliderings-egenskaper for øvrig bestemmes ved ødometerforsøk på uforstyrrede prøver. I et ødometerforsøk blir en prøve med hindret sideutvidelse utsatt for en trinnvis økende belastning. For hvert belastningstrinn bestemmes to koeffisienter m_v og c_v , som er bestemmende for henholdsvis konsolideringssetningens endelige størrelse og for setningens tidsmessige forløp. Koeffisientene er definert i avsnitt 8.5.

Konsolideringssetningen $\Delta\delta_c$ av et jordlag i marken av tykkelse ΔH , utsatt for en tilvekst i total vertikalspenning lik Δp , kan ut fra resultater fra ødometerforsøk beregnes av formelen

$$\Delta\delta_c = m_v \cdot \Delta p \cdot \Delta H \quad (1-11)$$

Denne formel forutsetter at m_v bestemmes for en spenningstilvekst i ødometeret som tilsvarende spenningsforandringen i marken. For forbelastede, faste leirer vil en slik beregning gi for store setninger, og for sensitive leirer gir beregningene for små setninger. Det er derfor nødvendig å korrigere de beregnede setninger som angitt i avsnitt 8.5 og 3.1b.

Den tid t som medgår til en bestemt prosentvis andel av den endelige primære konsolideringssetning av et leirlag av tykkelse H beregnes av formelen

$$t = \frac{T_v H^2}{c_v} \quad (1-12)$$

der T_v er en dimensjonsløs tidsfaktor som avhenger av konsolideringsgraden, spenningsforholdene og dreneringsmulighetene, som vist i avsnitt 3.1b.

STABILITETSBEREGNING FOR FYLLINGER, SKJÆRINGER OG NATURLIGE SKRÅNINGER

Det kan ofte bli nødvendig å utføre stabilitetsundersøkelser for naturlige skrån timer, for skjæringer og fyllinger for vei, jernbane og havneanlegg, og for alle større byggeprosjekter på løsavleiringer. Ofte er det også aktuelt å analysere stabilitetsforholdene for skrån timer nær et byggverk, selv om disse skrån timer bare indirekte berører prosjektet.

Forut for enhver stabilitetsundersøkelse må terrengforholdene og belastnings- og skjærfasthetsforholdene klarlegges for representative profiler, idet den detaljerte beregning og etterfølgende vurdering først kan foretas etterat slike profiler er utarbeidet.

Omfanget av det arbeid som bør nedlegges for vurdering av stabiliteten i et gitt tilfelle er avhengig av en rekke faktorer, blant annet av hvilke verdier som vil gå tapt ved en eventuell utglidning, og ikke minst av faren for tap av menneskeliv.

2. 1. Beregningsgrunnlag.

Sirkulærsylindriske glideflater.

Dersom terreng- og skjærfasthetsforholdene er noenlunde regelmessige, beregnes stabiliteten av fyllinger, skjæringer og naturlige skrån timer ved hjelp av sirkulærsylindriske glideflater, dvs. sirkler i profilet [16,2].

For en valgt sirkel beregnes sikkerhetsfaktoren F ut fra en momentbetraktning om sirkelens sentrum, se fig. 3. Vanligvis deles glidelegemet opp i lameller, og forholdet mellom stabiliserende og drivende moment blir

$$F = \frac{R \sum s \Delta l}{\sum \Delta W x + Q a} \quad (2-1)$$

der

- R = sirkelens radius
- s = skjærfasthet langs Δl
- Δl = lamellens buelengde
- ΔW = lamellvekt, inkludert vertikal nyttelast q og P
- x = momentarm av betraktet lamell
- $Q a$ = moment av horisontal-kraft, f. eks. vanntrykk eller jordtrykk i sprekker, eller pullerstrekk.

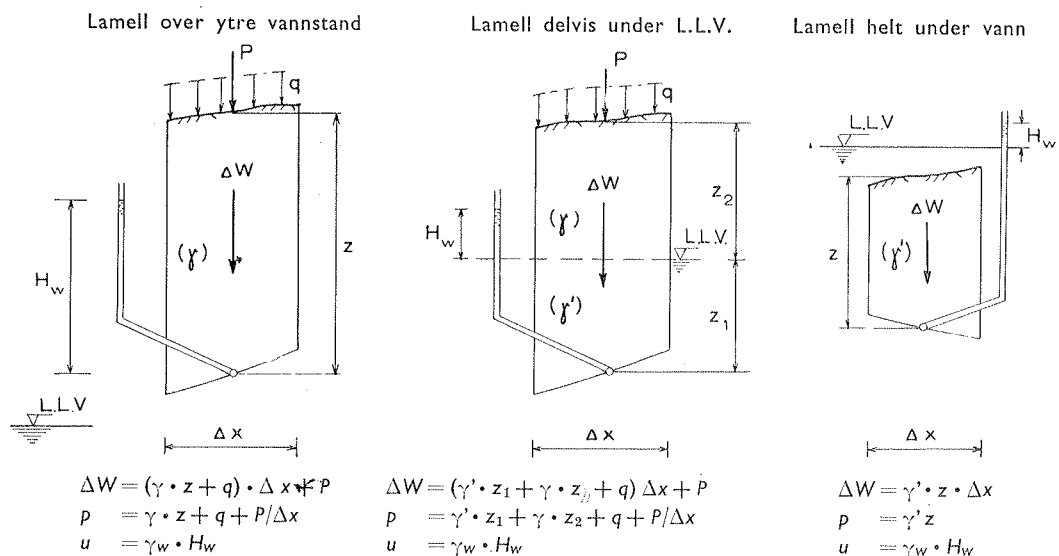
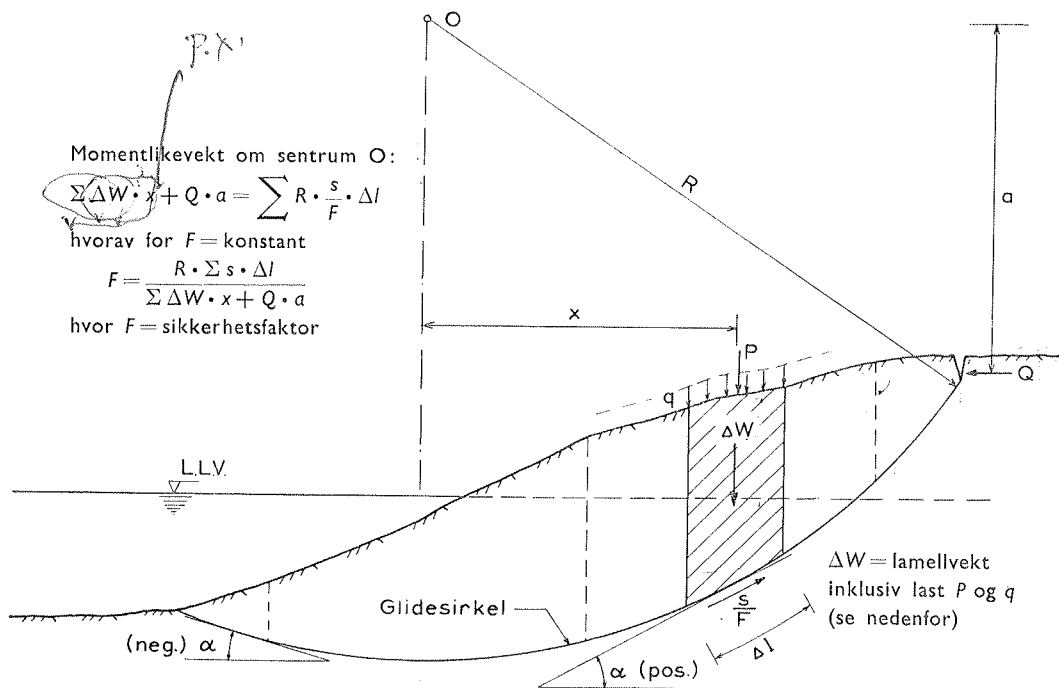


Fig. 3. Prinsippskisse med illustrasjon av grunnlaget for stabilitetsberegninger ved inndeling i lameller.

Alle symboler er entydig definert i fig 3, unntatt s og ΔW , som kan ha noe forskjellig betydning for varierende forhold.

Hvis det ikke er noen ytre vannstand, beregnes lamellvekten ΔW på basis av den totale romvekt γ og overliggende nyttelast (bevegelig q og P). Med betegnelse i fig. 3 blir da

$$\Delta W = (\gamma z + q) \Delta x + P$$

For fyllinger, skjæringer og skråninger mot vann baseres beregningen av ΔW på basis av laveste lavvann, LLV, og vekten av lamelldelen under LLV reduseres for oppdrift, dvs.

$$\Delta W = (\gamma'z_1 + \gamma z_2)\Delta x + P$$

Ved å redusere for oppdrift under beregningen av det drivende moment, $\Sigma \Delta W x$, har man tatt hensyn til de utvendige vanntrykkskomponenter.

For det tilfelle at horisontalkraften $Q = 0$ kan man med fordel velge like lamellbredder, idet formel (2—1) forenkles ved å innføre $\Delta x = \Delta l \cos \alpha$, $x = R \sin \alpha$, som ved forkortning av $R \Delta x$ gir

$$F = \frac{\sum \frac{s}{\cos \alpha}}{\sum p \sin \alpha} \quad (2—1a)$$

Betydningen av symbolene er de samme som angitt ovenfor.

Hvilken skjærfasthet, s , som skal innføres i formel (2—1) avhenger av analysemetoden, se avsnitt 2.

For en s_u -analyse innføres middelverdien av den udrenerte skjærfasthet langs buelengden Δl , og formel (2—1) er fullstendig.

Ved en $c\varphi$ -analyse må man for hver lamell beregne skjærfastheten s på basis av parametrene c og φ og det effektive normaltrykk på buelengden. Ut fra Coulombs ligning og en likevektsbetraktning i vertikalretningen fåes en tilnærmet formel for skjærfastheten, s , idet den effektive normalspenning avhenger av glideflatens helning, α , og av c , φ og F ,

$$s = \frac{c + (p - u) \operatorname{tg} \varphi}{1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi / F} \quad (2—2)$$

der $p = \frac{\Delta W}{\Delta x}$ = lamellens midlere vekt pr. flateenhet
 u = poretrykket
 $\operatorname{tg} \alpha$ = glideflatens helning med horisontalplanet.

Da sikkerhetsfaktoren inngår i beregningen av s , må man først anslå F og siden korrigere beregningen inntil anslått og beregnet F stemmer overens. Konvergensen er meget rask.

Lamellens midlere vekt pr. flateenhet p beregnes som forholdet mellom lamellvekten ΔW og lamellbredden Δx . For poretrykket u innføres $\gamma_w H_w$. Hvis det ikke er noen ytre vannstand, eller hvis lamellen i sin helhet ligger over ytre vannstand, er H_w vannets stighøyde i et vannstandsør nedsatt til senteret for den betrakte lamells buelengde. Hvis man har en ytre vannstand, legges laveste lavvann til grunn for stabilitetsberegningen. Poretrykket u i formel (2—2) innføres som poreovertrykket $u_e = \gamma_w \cdot H_w$, hvor H_w er stighøyden over L.L.V., se fig. 3. Ved beregning av lamellvekten er vekten av lamellen under L.L.V. redusert for oppdrift.

Helningsvinkelen α måles ut fra tangenten til buelengden i lamellens vertikale tyngdepunktakse. Fig. 3 viser at α kan være både positiv og negativ.

Minsteverdien av F , som er et mål for stabiliteten, oppnås ved prøveberegninger med et tilstrekkelig antall sirkler. For å redusere antall beregninger er det nyttig å studere det som finnes i litteraturen av direkte metoder, der beliggenheten av den kritiske sirkel er bestemt for en rekke forskjellige forhold [22].

Sammensatte glideflater.

For utpreget lagdeling, med bløte lag av forskjellig orientering og beliggenhet, og for tvungne glideflater (forårsaket av f. eks. fjell eller konstruksjonselementer)

kan det ofte bli nødvendig å utføre beregninger av sikkerhetsfaktoren langs glideflater av forskjellig form, fordi det i slike tilfelle kan være vanskelig å følge de bløte lag eller andre begrensninger med sirkulærsylindriske glideflater.

For en glideflate av vilkårlig form (se fig. 4) beregnes sikkerhetsfaktoren av følgende formel:

$$F = f_0 \frac{\sum \frac{s \Delta l}{\cos \alpha}}{\sum \Delta W \operatorname{tg} \alpha + Q} \quad (2-3)$$

Symbolene er de samme som ovenfor. Korreksjonsfaktoren f_0 (fig. 4) tar hensyn til virkningen av de vertikale skjærkrefter mellom lamellene. Med hensyn til beregning av lamellvekten ΔW , og innføring av skjærfastheten s , gjelder de samme retningslinjer som angitt ovenfor.

For spesialtilfellet $Q = 0$ og $\Delta x = \text{konstant}$, forenkles formelen til

$$F = f_0 \frac{\sum \frac{s}{\cos^2 \alpha}}{\sum p \operatorname{tg} \alpha} = f_0 \frac{\sum s(1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)}{\sum p \operatorname{tg} \alpha} \quad (2-3a)$$

Ved en s_u -analyse innføres for s den midlere udrenerte skjærfasthet langs buelengden Δl . Ved en $c\phi$ -analyse innføres for s den verdi som beregnes av formel (2-2).

Valg av sikkerhetsfaktor.

For prosjektering av permanente fyllinger og skjæringer bør man i alminnelighet søke å oppnå en sikkerhetsfaktor på minst 1,5. For provisoriske fyllinger og

Sikkerhetsfaktoren F :

$$F = f_0 \cdot \frac{\sum \frac{s \cdot \Delta l}{\cos \alpha}}{\sum \Delta W \cdot \operatorname{tg} \alpha + Q}$$

Faktoren f_0 korrigerer for virkningen av indre krefter mellom lamellene.

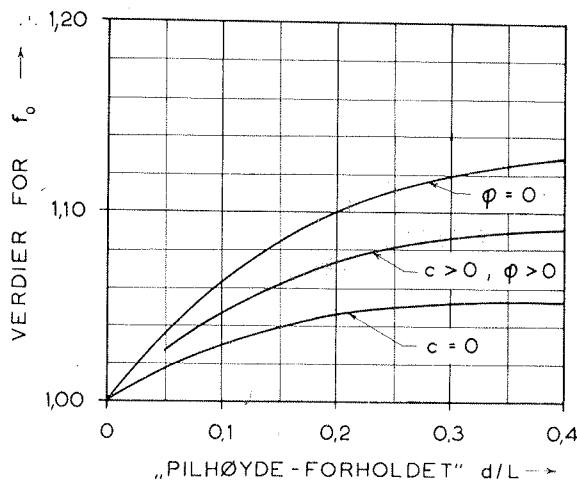
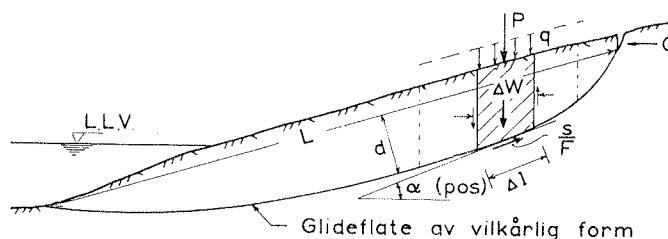


Fig. 4. Grunnlag for beregning av stabilitet langs sammensatte glideflater.

skjæringer må sikkerhetsfaktoren være minst 1,3. For at en naturlig skråning skal kunne ansees tilstrekkelig stabil bør denne ha en beregningsmessig sikkerhet på 1,3 til 1,5 avhengig av forholdene.

Dersom forholdene ligger slik an at det er praktisk og økonomisk umulig å tilfredsstille ovennevnte krav til sikkerhet på vanlig måte, bør det søkes spesialkyndig assistanse for om mulig å avgjøre om lavere sikkerhetsfaktor kan anvendes.

2. 2. Stabilitet av fyllinger. (Grunnbrudd).

I dette avsnitt er det bare faren for grunnbrudd under fyllinger som skal behandles. Det er da forutsatt at selve fyllingsmaterialene blir utlagt på en stabil måte.

For fyllinger på *sand og grus* vil det praktisk talt alltid være tilstrekkelig sikkerhet mot grunnbrudd.

For fyllinger på *normalkonsoliderte og svakt overkonsoliderte* leirer vil sikkerheten mot utglidning være minst umiddelbart etter utfyllingen, fordi skjærfastheten i leiren øker med den etterfølgende konsolidering. Stabiliteten for byggetilstanden kan derfor undersøkes ved en s_v -analyse.

De viktigste detaljer ved beregningen er belyst med et eksempel, eks. 1. Det er forutsatt at den udrenerte skjærfasthet er bestemt på forhånd med f. eks. vinge- eller trykkforsøk på opptatte, uforstyrrede prøver. I profilet er det trukket linjer gjennom punkter med samme skjærfasthet.

Beregningen av sikkerhetsfaktoren F er utført med sirkulærsylindriske glideflater, formel (2—1). I profilet er F beregnet for flere sirkler med forskjellig sentrer og med utgangspunkt ved foten, idet engangsberegninger har vist at dypere-liggende glideflater gir større sikkerhet når skjærfastheten — som her — tiltar med dybden. På grunnlag av prøveberegningene er det skissert inn kurver gjennom sentrer med samme sikkerhetsfaktor F . For minsteverdien av F er selve beregningen vist i tabellen i eks. 1.

For fyllinger på *meget faste overkonsoliderte leirer* må langtidsstabiliteten undersøkes ved en c_q -analyse, se avsnitt 1.1.

2. 3. Stabilitet av skjæringer.

For skjæringer i *sand og grus* ($c = 0$) bestemmes stabiliteten direkte ut fra skjæringens helning β med horisontalplanet. Hvis det graves i tørr byggegrop og sanden er tørr eller jordfuktig, er

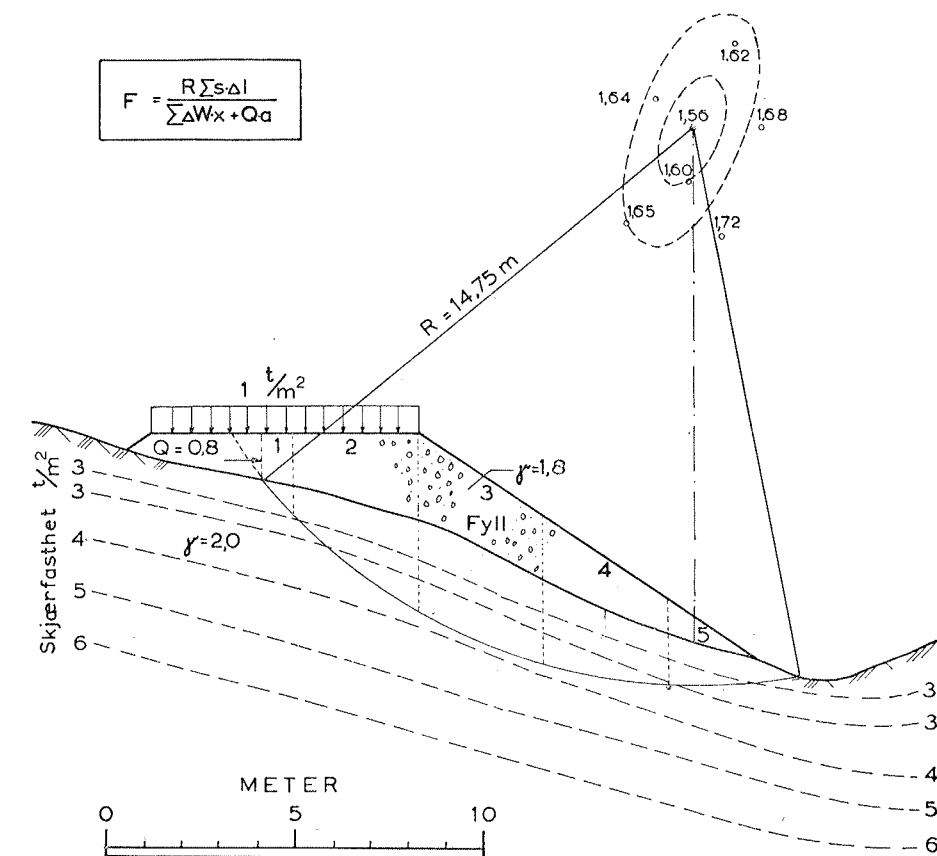
$$F = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \beta} \quad (2-4)$$

Formel (2—4) gjelder også for graving under vann.

I permanente skjæringer hvor en kan anta at det foregår en vanntilstrømning parallelt med skråningen beregnes F av formelen

$$F = \frac{\gamma' \operatorname{tg} \varphi}{\gamma \operatorname{tg} \beta} \quad (2-4a)$$

Ved slike skjæringer må imidlertid foten av skråningen beskyttes med et filter. Formlene ovenfor angir stabiliteten av selve skjæringen (glideflaten gjennom



Lam.	Drivende moment $\frac{tm}{m}$			Stabiliserende moment $\frac{tm}{m}$		
nr.	ΔW	x	$\Delta W x$	s	Δl	$s \Delta l$
1	3,4	11,0	37,4	3,0	1,25	3,75
2	27,0	8,9	240,2	3,2	4,2	13,44
3	27,7	5,7	157,8	3,75	3,6	13,50
4	20,8	2,7	54,1	3,4	3,3	11,20
5	8,6	-0,2	1,7	3,0	3,5	10,50

$$\begin{aligned} & \sum 487,8 & \sum 52,39 \\ Q \cdot a = 0,8 \cdot 8,9 = & \underline{7,1} \\ & \sum 494,9 & R \sum s \Delta l = \underline{773,0} \end{aligned}$$

$$\text{Sikkerhetsfaktor } F = \frac{773,0}{494,9} = \underline{1,56}$$

Eks. 1. Eksempel på beregning av stabiliteten under en fylling på leire (s_u -analyse, sirkulære glideflater).

foten av skjæringen), og de gjelder for øvrig for alle skråninger i sand og grus. Man må imidlertid være oppmerksom på eventuelle bløtere lag i dybden, som kan betinge en mindre stabilitet mot dyperegående glidninger.

For skjæringer i *normalkonsoliderte* og *svakt overkonsoliderte* leirer bestemmes stabiliteten for byggeperioden ved en s_u -analyse. En vurdering av langtidsstabiliteten må baseres på en $c\phi$ -analyse, hvor de fremtidige poretrykk må anslås ut fra

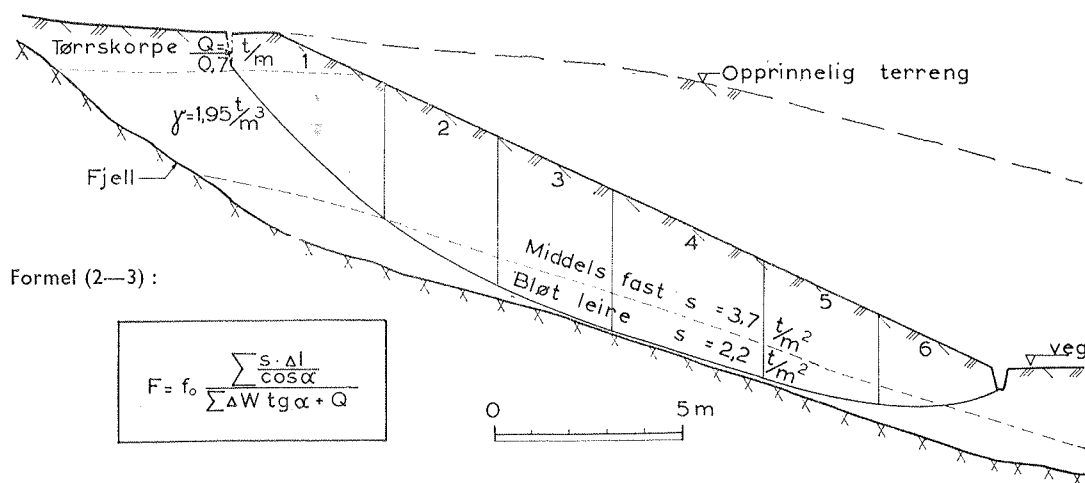
antatte, fremtidige grunnvannsforhold. Da det er umulig å forutsi generelt hvilket av de to stabilitetstilfellene som er ugunstigst, bør man undersøke begge grensetilfellene, især hvis sikkerhetsfaktoren for s_u -analysen ligger på grensen av det tillatelige.

I eks. 2 er det vist et eksempel på beregning av stabiliteten under byggeperioden for en skjæring i normalkonsolidert leire. I s_u -analysen er det benyttet en sammensatt glideflate for i størst mulig utstrekning å ta hensyn til den bløte leiren ved fjellet. Prøveberegninger med sirkulærsylindriske glideflater viser for dette tilfelle en minsteverdi for F som er høyere enn den som er oppnådd med den sammensatte glideflaten.

Ved skjæringer i *overkonsoliderte, sprekkefrie leirer* er langtidsstabiliteten (bestemt ved en $c\phi$ -analyse) den ugunstigste, se avsnitt 1. Både her i landet og i utlandet er dette blitt bekreftet ved at skjæringer som har stått stabile i lengere tid, er rast ut først etter flere år eller årtier.

I *overkonsoliderte, oppsprukne leirer*, f. eks. i tørrskorpeleirer, vil sprekkesystemet få anledning til å åpne seg slik at vann som trenger inn vil medføre en oppbløting og nedsettelse av fastheten. Langtidsstabiliteten av skjæringer i oppsprukne leirer bør beregnes ved en $c\phi$ -analyse hvor c settes lik null.

I eks. 3 er det vist et eksempel på beregning av langtidsstabiliteten av en skjæring



Formel (2—3) :

$$F = f_0 \frac{\sum \frac{s \cdot \Delta l}{\cos \alpha}}{\sum \Delta W \operatorname{tg} \alpha + Q}$$

Verdier fra profilet						Beregning	
Lam.	tg α	cos α	ΔW	Δl	s	$\Delta W \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{\Delta l s}{\cos \alpha}$
1	1,00	0,71	21,1	5,75	3,7	21,10	29,90
2	0,61	0,85	22,8	3,50	2,2	13,89	9,06
3	0,39	0,93	22,8	3,25	2,2	8,90	7,70
4	0,33	0,95	26,9	4,20	2,2	8,87	9,72
5	0,25	0,97	16,4	3,10	2,2	4,10	7,05
6	-0,10	0,99	10,2	3,25	2,9	-1,02	9,50
$\Sigma =$						55,84	72,93

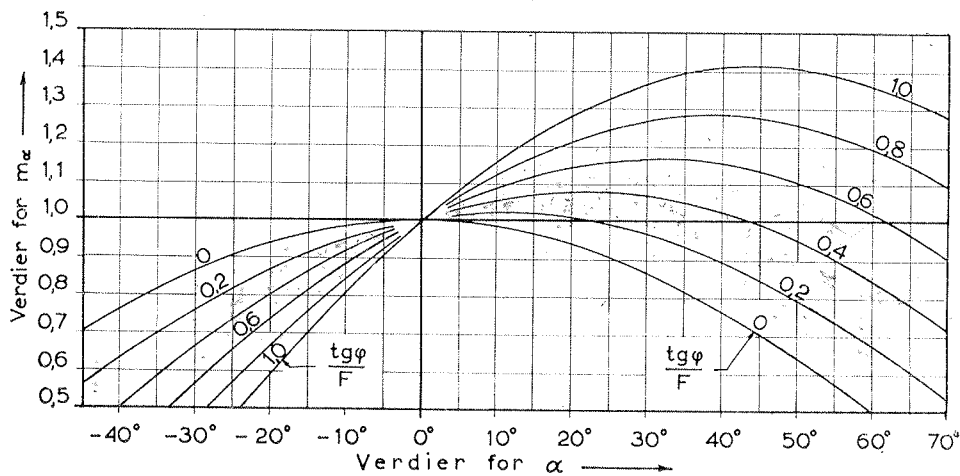
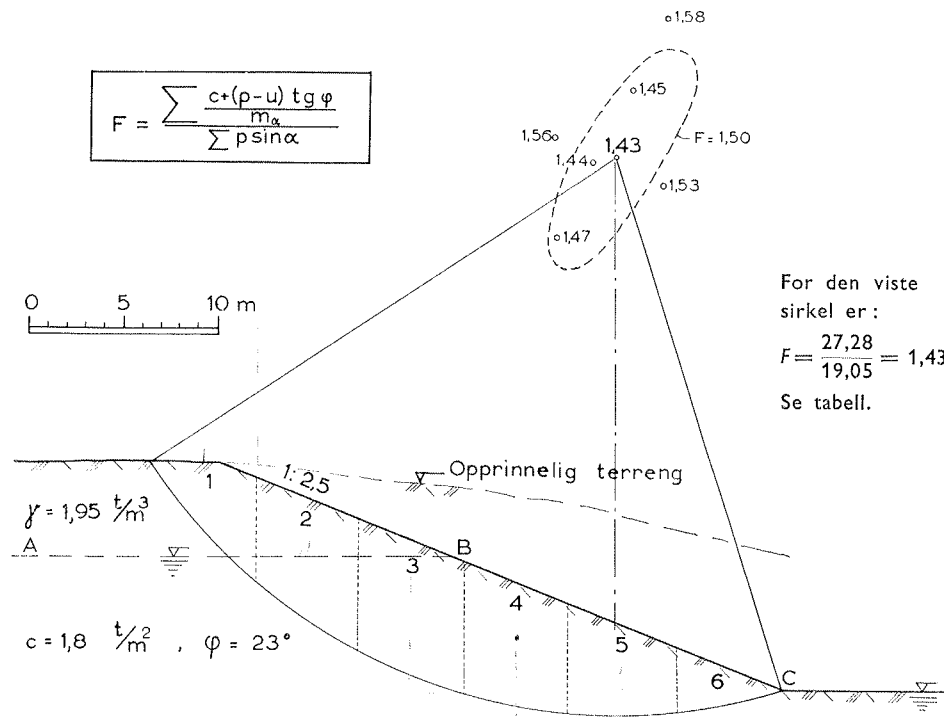
Da $\frac{d}{L} = 0,12$ fåes av

fig. 4 for « $\phi = 0$ »
 $f_0 = 1,07$

dvs.

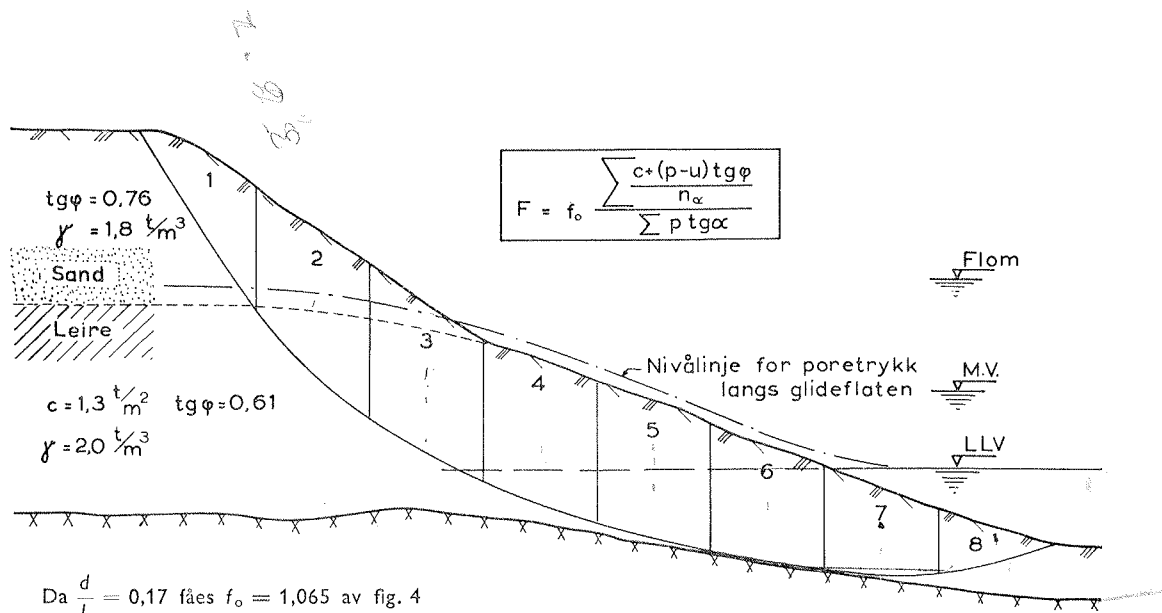
$$F = 1,07 \frac{72,93}{55,84 + 0,7} = 1,38$$

Eks. 2. Eksempel på stabilitetsberegning av en skjæring i leire (byggetilstanden, s_u -analyse, sammensatt glideflate).



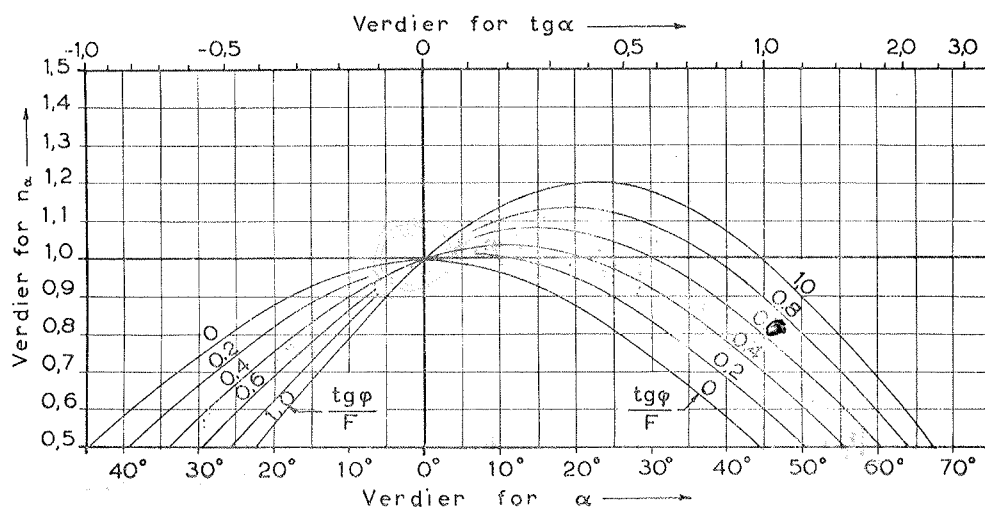
Verdier fra profilet					Detaljregning			
Kol.	1	2	3	4	5	6	7	8
Lam.	α°	$\sin \alpha$	$p \text{ t/m}^2$	$u \text{ t/m}^2$	$p \sin \alpha$	$c+(p-u)\operatorname{tg}\varphi$	$\frac{m_{\alpha}}{F=1,4}$	(6)/(7)
1	46	0,719	7,8	~ 0	5,61	5,13	0,91	5,65
2	34	0,559	12,7	3,7	7,10	5,63	1,00	5,63
3	22	0,375	13,8	6,2	5,18	5,04	1,04	4,84
4	10	0,174	12,8	6,6	2,23	4,44	1,03	4,31
5	-1	-0,018	9,6	4,9	-0,17	3,80	0,99	3,83
6	-11	-0,191	4,7	2,4	-0,90	2,78	0,92	3,02
					$\Sigma 19,05 \text{ t/m}^2$	$\Sigma 27,28 \text{ t/m}^2$		

Eks. 3. Eksempel på beregning av langtidsstabiliteten av en skjæring (cφ-analyse, sirkulære glideflater).



Da $\frac{d}{L} = 0,17$ fåes $f_0 = 1,065$ av fig. 4

dvs. $F = 1,065 \frac{29,29}{21,26} = 1,47$. Se tabell.



Verdier fra profilet							Detaljberging			
Lam.	α	$\text{tg } \alpha$	p	u	c	$\text{tg } \varphi$	$p \text{ tg } \alpha$	$c + (p-u) \text{ tg } \varphi$	$\frac{n_\alpha}{F=1,45}$	$\frac{c+(p-u) \text{ tg } \varphi}{n_\alpha}$
1	58	1,600	3,55	~ 0	0	0,76	5,68	2,70	0,51	5,29
2	44	0,966	6,95	2,00	1,3	0,61	6,72	4,32	0,72	6,00
3	29,5	0,566	7,75	3,70	1,3	0,61	4,38	3,77	0,94	4,01
4	20,5	0,374	6,70	3,30	1,3	0,61	2,50	3,37	1,01	3,34
5	15,0	0,268	5,40	2,15	1,3	0,61	1,45	3,28	1,04	3,15
6	9,5	0,167	3,55	0,85	1,3	0,61	0,59	2,95	1,04	2,84
7	3,5	0,061	2,25	0,20	1,3	0,61	0,14	2,55	1,02	2,50
8	-12,0	-0,213	0,95	~ 0	1,3	0,61	-0,20	1,88	0,87	2,16

$\Sigma = 21,26$

$\Sigma = 29,29$

Eks. 4. Eksempel på stabilitetsberging av en naturlig skrånning (cφ-analyse, sammensatt glideflate).

i sprekkefri, overkonsolidert leire. Beregningen er foretatt med sirkulærsylindriske glideflater med like lamellbredder, formel (2—1a) og (2—2). For poretrykkene er det antatt hydrostatisk trykk under den brukne linje ABC, idet opprinnelig grunnvannstand før utskjæringen lå i plan med AB. En slik forenklet antagelse er som regel på den sikre side for langtidsstabiliteten. Beregningsdetaljene for den kritiske sirkel er vist i tabellen i eks. 3. Et raskt overslag [22] viser at stabiliteten under byggetilstanden er vesentlig gunstigere enn langtidsstabiliteten.

2. 4. Stabilitet av naturlige skråninger.

Erfaringer fra de senere år har vist at en pålitelig vurdering av naturlige skråningers stabilitet bare kan oppnås ved en $c\varphi$ -analyse. Poretrykkene må måles i marken, og skjærfasthetsparametrene c og φ må bestemmes ved triaksialforsøk i laboratoriet [7, 23, 37].

For skråninger mot vann må beregningen baseres på laveste lavvann, og de største poretrykk som kan oppstå ved LLV. Hvis poretrykksmålingene i marken ikke omfatter typiske regnperioder, bør man være oppmerksom på at poretrykkene kan bli noe større enn de målte. I stabilitetsberegningen kan man ta hensyn til dette ved en skjønsmessig vurdering av den økning i poretrykket som en sterk regnperiode måtte bevirke.

Et eksempel på beregning av naturlige skråningers stabilitet er gitt i eks. 4, som viser et tverrsnittprofil gjennom en elveskråning. Beregningen er foretatt med en sammensatt glideflate med like lamellbredder, formel (2—3a) og (2—2). Vannets stighøyde i vannstandsørerne nær fjellet og ved glidelinjens øverste del er angitt ved en strek — prikket linje. Selve beregningsdetaljene fremgår av tabellen i eks. 4.

3.

DIREKTE FUNDAMENTERING

Ved direkte fundamentering føres belastningen fra byggverket ned på byggegrunnen via fundamentflatene. Det trykk som oppstår i kontaktflatene mellom fundamentene og grunnen er her kalt overført fundamenttrykk.

De enkelte fundamenter i et byggverk må prosjekteres slik at

- (a) det oppnås en tilstrekkelig sikkerhet mot brudd i jorden.
- (b) total- og differentialsetningen ligger innenfor de grenser byggverket kan tåle uten skader.
- (c) fundamentene bør i alminnelighet føres til frostfri dybde i alle tilfelle der andre hensyn ikke betinger en dypere fundamentering.

Man er henvist til å undersøke punktene (a) og (b) hver for seg, mens man for å tilfredsstille punkt (c) må bygge på praktiske erfaringer. For enkelhets skyld er det i det følgende skjelnet mellom fundamenter på leire og fundamenter på sand. Ved fundamentering i siltige jordarter henvises til betraktninger i avsnitt 1.1.

For fundamenter i leire og i sand bør man alltid undersøke så vel bæreevnens som setningenes størrelse. Ved små fundamenter i sand vil kravet til sikkerhet mot brudd (bæreevne) være avgjørende for dimensjoneringen. Ved store fundamenter vil setningene være avgjørende.

3. 1. Fundamenter på leire.

a. Bæreevnen av fundamenter på leire.

For å oppnå tilstrekkelig sikkerhet mot brudd må man dimensjonere fundamentflaten slik at

$$q \leq q_a \quad (3-1)$$

der

$$\begin{aligned} q_a &= \text{tillatt fundamenttrykk} \\ q &= \text{overført fundamenttrykk.} \end{aligned}$$

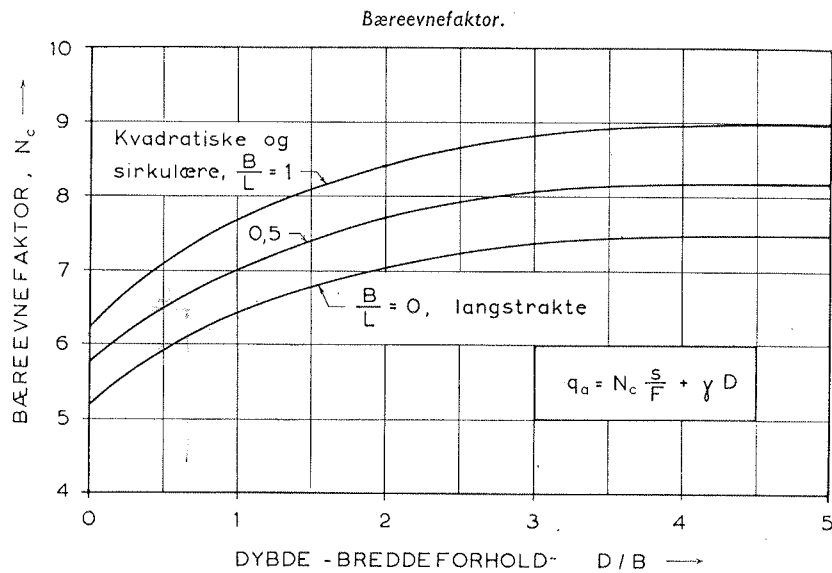
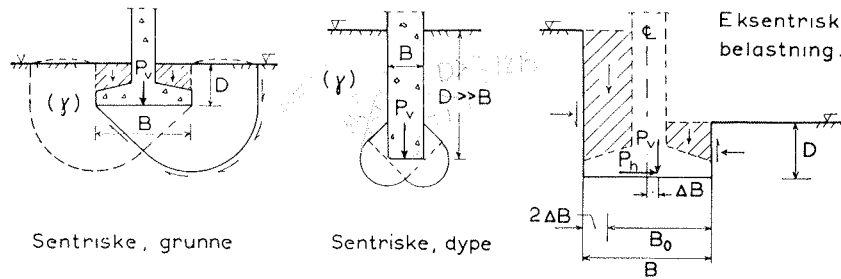


Fig. 5. Bæreevnen av fundamenter på leire: Prinsippkisser og diagram for bæreevnefaktoren N_c .

I tillegg må man sikre fundamentet mot glidning langs kontaktflaten. Man må derfor forlange at

$$P_h \leq \frac{As}{F} \quad (3-2)$$

der s = minsteverdien for skjærfastheten over arealet A når horisontalkomponenten P_h anbringes første gang, dvs. omrørt, uforstyrret eller rekonsolidert skjærfasthet avhengig av leirens tilstand på det tidspunkt når horisontalkomponenten opptrer.

Tillatt fundamenttrykk.

Som regel vil den kritiske stabilitetstilstand for belastning på leire inntre under eller umiddelbart etter byggeperioden, slik at man kan dimensjonere fundamentene ved en s_u -analyse, dvs. på basis av den udrenerte skjærfasthet. For sentrisk, vertikalt og skrått belastede fundamenter kan man derfor beregne tillatt fundamenttrykk, q_a , av følgende formel, se fig. 5:

$$q_a = N_c \frac{s}{F} + \gamma D \quad (3-3)$$



$L = 9m$

$2:3 = 0,667$

$3:9 = 0,33$

der $N_c =$ dimensjonsløs bæreevnefaktor, som tas ut av kurvene i fig. 5.
 $s = s_u =$ midlere udrenert skjærfasthet langs bruddlinjen.
 $F =$ sikkerhetsfaktor.
 $D =$ dybde fra laveste terreng til underkant fundament.
 $\gamma =$ midlere romvekt over fundamentplanet.

Formel (3—3) er et resultat av teoretiske betraktninger [26, 32, 42] av stabiliteten langs bruddlinjer som vist i fig. 5, og erfaringsresultater fra praksis [39].

Ved eksentrisk belastning bør man — ved store eksentrisiteter — beregne N_c på grunnlag av fundamentets nyttige dimensjoner som angitt nedenfor.

Overført fundamenttrykk.

Sentrisk, vertikal belastning. Det midlere trykk pr. flateenhet som overføres til grunnen beregnes etter formelen

$$q = \frac{P_v}{A} \quad (3-4)$$

der $A =$ areal av fundamentflaten.
 $P_v =$ vertikal belastning.

Den vertikale belastning P_v som føres ned til underkant fundament beregnes på grunnlag av egenvekt og maksimal nyttelast for byggverket og vekt av overliggende jord som antydnet ved det skraverte areal i fig. 5. Eventuelle vertikale jordtrykkskomponenter inkluderes også i P_v .

Sentrisk skråbelastning. Er vertikalkomponenten P_v og horisontalkomponenten P_h beregnes det ekvivalente vertikale fundamenttrykk som overføres til byggegrunnen av formelen

$$q = \frac{P_v + \sqrt{2}P_h}{A} \quad (3-5)$$

I horisontalkomponenten P_h inngår eventuell differens mellom aktivt og passivt trykk, vindbelastning og komponent fra moment i vegg eller søyle. For lange banketter er det mest hensiktsmessig å uttrykke P_v og P_h i kraft pr. lengdeenhet og det tilsvarende areal pr. lengdeenhet er bredden B .

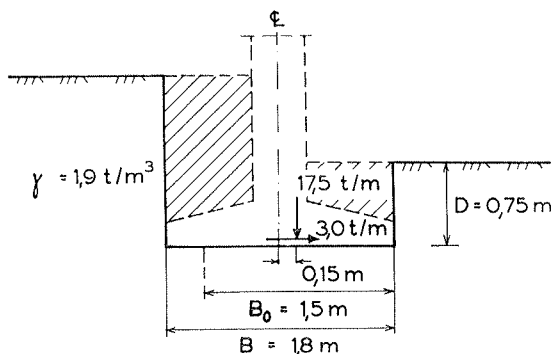
Eksentrisk belastning. For eksentrisk belastning anslås først fundamentdimensjonene B og L , og de tilsvarende eksentrisiteter ΔB og ΔL beregnes. Ved beregning av overført ekvivalent fundamenttrykk q anvendes de «nyttige» fundamentdimensjoner B_0 og L_0 [20] i henholdsvis (3—4) og (3—5)

$$B_0 = B - 2\Delta B, \quad L_0 = L - 2\Delta L \quad (3-6)$$

Det er nødvendig å prøveberegne med forskjellige dimensjoner inntil $q \cong q_a$. I eks. 5 er det vist et eksempel på dimensjonering av en eksentrisk belastet bankett i leire. Eks. 6 viser dimensjoneringen av en støttemur på leire.

Valg av sikkerhetsfaktor.

Under forutsetning av at skjærfastheten er nøyaktig bestemt, og det er regnet med den ugunstigste belastning, bør det anvendes en sikkerhetsfaktor F på minst 2,0. Ved fundamentering av større byggverk, som f. eks. siloer, broer eller tunge monumentalbygg, tilrådes det å øke sikkerhetsfaktoren, f. eks. til 2,5.



Data:

$s = 4,5 \text{ t/m}^2$, $F = 2,0$, $\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$, $D = 0,75 \text{ m}$.
Ifølge forhåndsregninger med $B = 1,8 \text{ m}$, er
 $P_v = 17,5 \text{ t/m}$, $P_h = 3,0 \text{ t/m}$ og $\Delta B = 0,15 \text{ m}$
dvs. $B_0 = (1,8 - 2 \cdot 0,15) \text{ m} = 1,5 \text{ m}$ (nyttig
bredde).

Kontrollberegning:

Med $\frac{D}{B_0} = \frac{0,75}{1,5} = 0,5$ og $\frac{B}{L} \approx 0$ (lang ban-
kett), blir $N_c = 5,9$ ifølge fig. 5 dvs.

$$\text{tillatt fundamenttrykk: } q_a = (5,9 \frac{4,5}{2,0} + 1,9 \cdot 0,75) \text{ t/m}^2 = \underline{14,7 \text{ t/m}^2}$$

$$\text{overført } \gg \quad : \quad q = \frac{17,5 + \sqrt{2} \cdot 3}{1,5} \text{ t/m}^2 = \underline{14,5 \text{ t/m}^2} \approx q_a$$

$$\text{Kontroll mot glidning: } \frac{4,5 \cdot 1,5}{2,0} = 3,4 \text{ t/m} > P_h = 3,0 \text{ t/m}.$$

(Forutsatt uforstyrret skjærfasthet $4,5 \text{ t/m}^2$ langs kontaktflaten.)

Eks. 5. Eksempel på beregning av bæreevnen for eksentrisk, skrått belastet fundament på leire.

b. Setninger av fundamenter på leire.

I praksis beregnes setningen av fundamenter i leire som en sum av initialsetning δ_i og konsolideringssetning δ_c , idet man ser bort fra sekundærsetningen.

Beregning av initialsetning, δ_i .

Den midlere initialsetning av et rektangulært eller sirkulært fundament med jevnt fordelt last q beregnes etter formelen

$$\delta_i = \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E} \quad (3-7)$$

hvor

q = overført fundamenttrykk, minus eventuell hydrostatisk oppdrift.

E = elastisitetsmodul, se avsnitt 1 og 8.

μ_0 = faktor avhengig av fundamentets form og dybde under terreng [17].

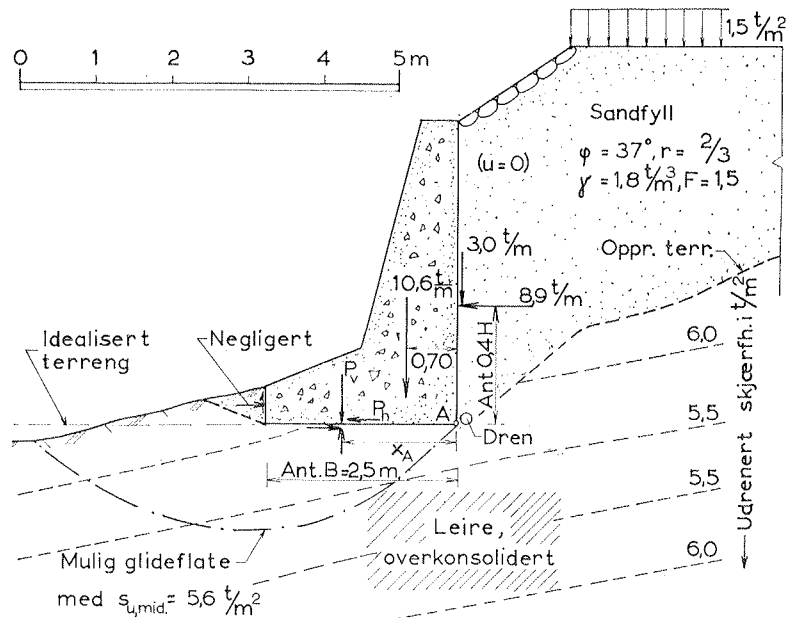
μ_1 = faktor avhengig av leirlagets tykkelse H og fundamentets form.

Diagrammer for faktorene μ_0 og μ_1 er angitt i fig. 6.

Erfaringer synes å vise at initialsetningene for fundamenter og fyllinger på sterkt overkonsoliderte leirer utgjør ca. 30—40 % av totalsetningen, mens det tilsvarende forhold for normalkonsoliderte leirer ligger rundt 25—30 %.

Beregning av konsolideringssetning, δ_c .

Da det effektive overlagingstrykket, tilleggsspenningene og jordartsegenskapene varierer med dybden, er det som regel nødvendig å foreta en inndeling i lag og beregne setningsbidragene av de enkelte lag av tykkelse ΔH . Den endelige kon-



Belastningskomponentene av aktivt jordtrykk mot støttemuren er bestemt ad grafisk vei som vist for sand i avsnitt 5. 1.

$$\text{Vertikalt } P_v = (10,6 + 3,0) = 13,6 \text{ t/m.}$$

$$\text{Horisontalt } P_h = 8,9 \text{ t/m.}$$

Detaljregning for byggetilstanden.

Moment om $A=0$: $8,9 \cdot 1,6 + 10,6 \cdot 0,70 = 13,6 \cdot x_A$, hvorav $x_A = 1,59$ m.

Eksentrisitet $\Delta B = (1,59 - 1,25) = 0,34$ m.

Nyttig fundamentbredde, (3—6): $B_0 = (2,50 - 2 \cdot 0,34) = 1,82$ m.

Overført fundamenttrykk, formel (3—5), med $A = B_0 \cdot 1$

$$q = \frac{13,6 + \sqrt{2} \cdot 8,9}{1,82} \text{ t/m}^2 = 14,4 \text{ t/m}^2.$$

Tillatt fundamenttrykk, formel (3—3), med $D=0$ og $B/L \approx 0,2$

$$q_a = 5,3 \frac{5,6}{2,0} \text{ t/m}^2 = 14,8 \text{ t/m}^2 \approx q.$$

Kontroll mot glidning, formel (3—2), med $A = B \cdot 1$

$$\frac{2 \cdot 5 \cdot 5,9}{1,5} \text{ t/m} = 9,8 \text{ t/m} > P_h = 8,9 \text{ t/m.}$$

Det er forutsatt uforstyrret skjærfasthet langs fundamentfugen og betongen støpt direkte på leiren. En forutvurdering av fremtidig stasjonær tilstand måtte baseres på en $c\phi$ -analyse og antatte poretrykk i leiren.

Eks. 6. Eksempel på dimensjonering av støttemur fundamentert på leire og bakfylt med sand (byggetilstand).

solideringssetning δ_c beregnes ved summering av bidragene fra de enkelte lag, se formel (1—11)

$$\delta_c = \sum K m_v \Delta p \cdot \Delta H \quad (3—8)$$

hvor K er en halvempirisk korreksjonsfaktor som avhenger av leirens geologiske forhistorie, se fig. 7.

Da sammentrykningskoeffisienten m_v , som oftest varierer med overlageringstrykket og spenningstilveksten er det vanligvis en fordel å erstatte m_v i formel (3—8) med sammentrykningstallet C'_v , se avsnitt 8.

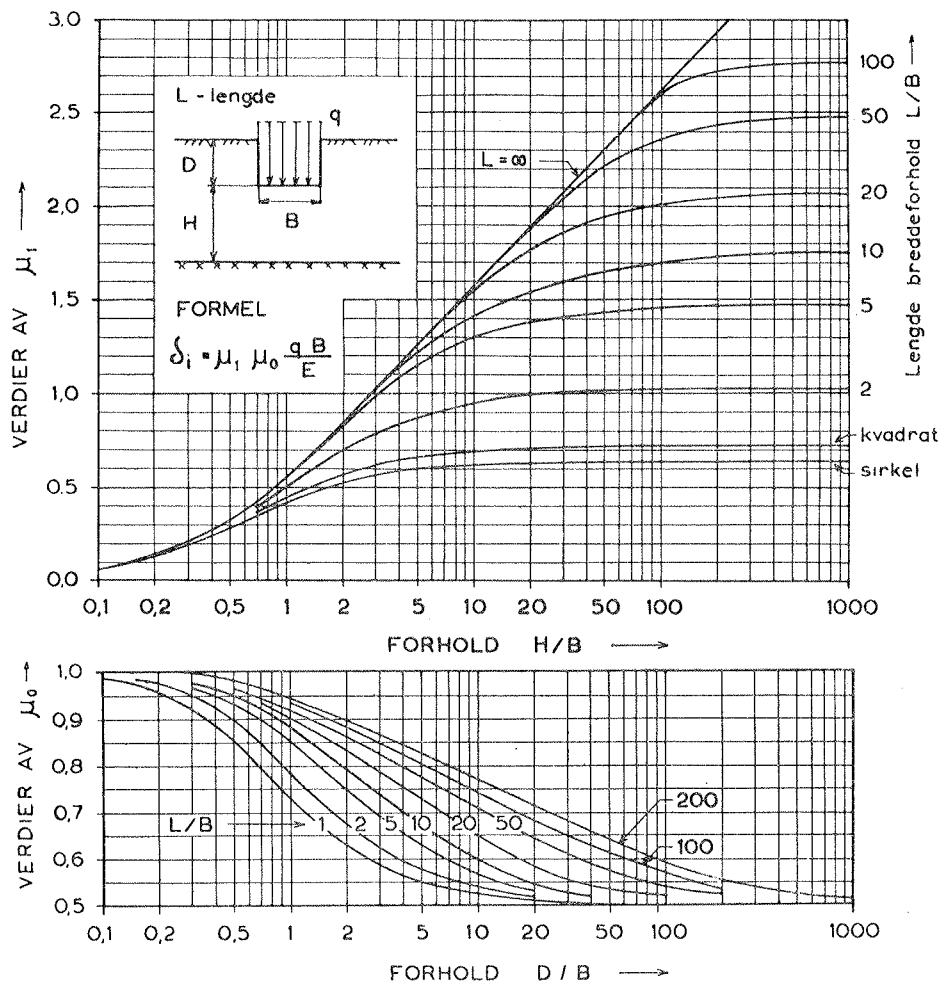


Fig. 6. Diagrammer for faktorene μ_0 og μ_1 benyttet ved beregning av initialsetningen i leire.

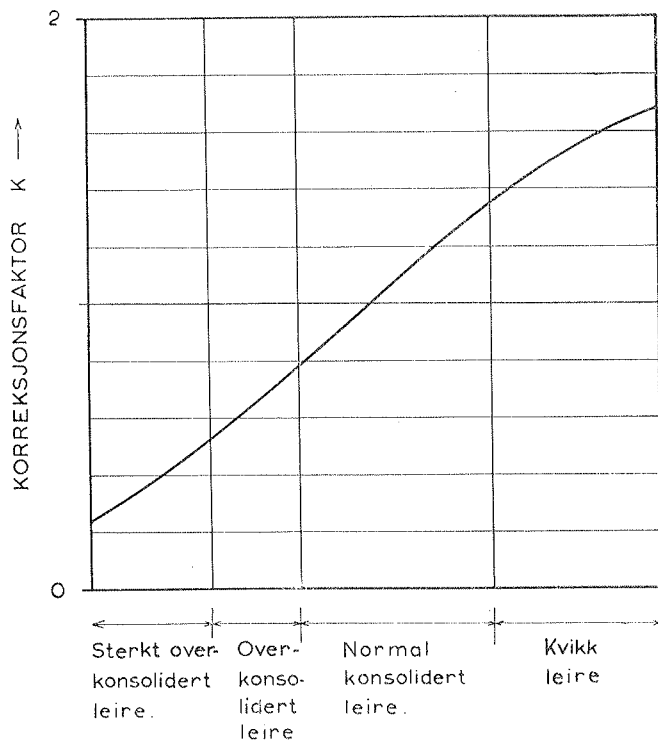


Fig. 7. Diagram for halvempirisk korreksjonsfaktor K for konsolideringssetning i leire.

For *normalkonsoliderte leirer* er relasjonen mellom m_v og C'_c uttrykt ved ligningen

$$m_v = \frac{C'_c}{\Delta p(1 + e_0)} \log \frac{p'_0 + \Delta p}{p'_0} \quad (3-9)$$

For *overkonsoliderte leirer* innføres m_v som

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta p(1 + e_0)} \quad (3-10)$$

hvor C'_c = primært sammentrykningstall.
 p'_0 og e_0 = henholdsvis effektivt overlagingstrykk og porettall i marken.
 Δp = tilvekst i total vertikalspenning.
 Δe = endring i porettallet for spenningstilvekst Δp .

Spenningsberegninger. Som første ledd i beregningen av konsolideringssetningen i leire må man ha kjennskap til de eksisterende vertikalspenninger og tillegget til disse som følge av den påførte belastning.

Det eksisterende, effektive vertikalktrykk i marken (effektivt overlagingstrykk p'_0) beregnes på grunnlag av jordartens romvekt og grunnvannstand, eller målte poretrykk hvis disse avviker vesentlig fra en hydrostatisk fordeling.

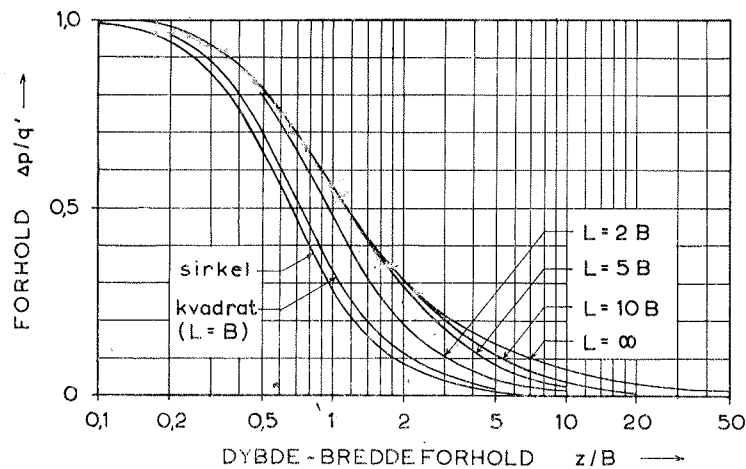
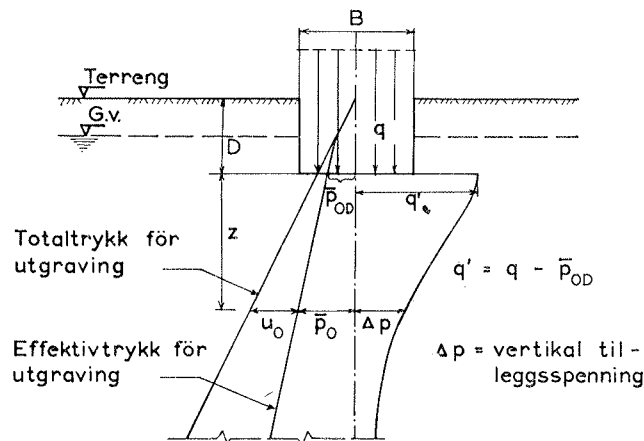
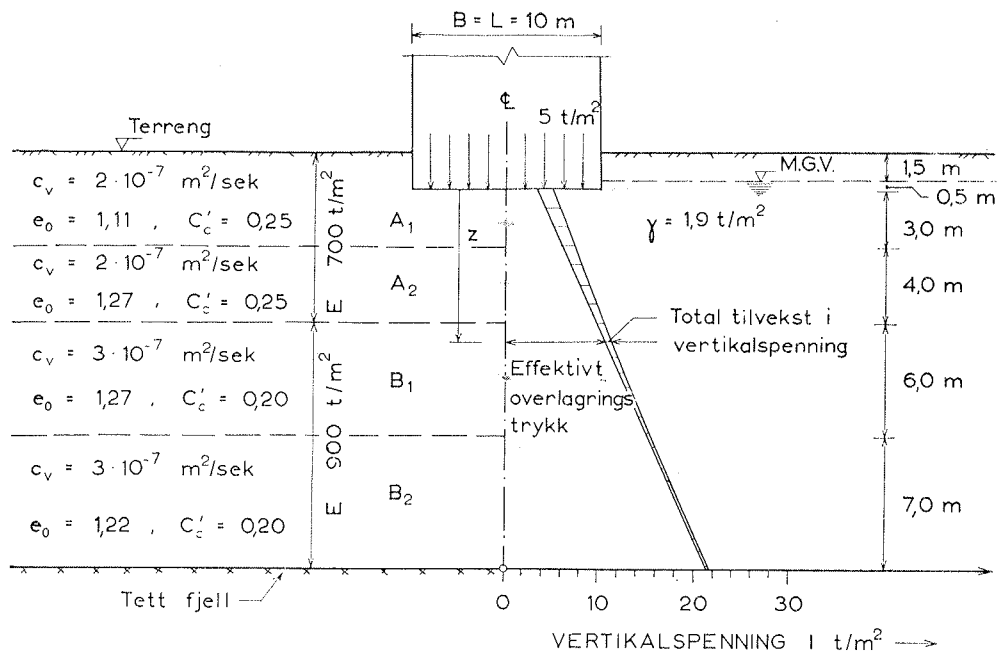


Fig. 8. Bestemmelse av vertikal tilleggsspenning i forskjellige dybder under midten av enkeltfundamenter med jevnt fordelt last.



Beregning av spenninger og konsolideringssetning.

LAG	Dybde z i m	Effektivt overlagringsstrykk p_0 i t/m ²	Tilleggs-spenning Δp i t/m ²	$\log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$	$\frac{C'}{1 + e_0} \Delta H$ (cm)	Setn. pr. lag $\Delta \delta_c$ (cm)
—	0	$1,5 \cdot 1,9 + 0,5 \cdot 0,9 = 3,30$	$5,0 - 3,3 = 1,70$	—	—	—
A ₁	1,5	$3,30 + 1,5 \cdot 0,9 = 4,65$	$0,98 \cdot 1,70 = 1,66$	0,133	35,5	4,7
A ₂	5,0	$4,65 + 3,5 \cdot 0,9 = 7,85$	$0,70 \cdot 1,70 = 1,19$	0,061	44,0	2,7
B ₁	10,0	$7,80 + 5,0 \cdot 0,9 = 12,30$	$0,34 \cdot 1,70 = 0,58$	0,020	53,0	1,1
B ₂	16,5	$12,30 + 6,5 \cdot 0,9 = 18,15$	$0,15 \cdot 1,70 = 0,26$	0,006	63,0	0,4

Konsolideringssetning: $\delta_c = \sum \Delta \delta_c = 8,9$ cm

Initialsetning:

Med last redusert for oppdrift $q = 4,5$ t/m² og $D/B = 0,2$, $L = B$ og $H/B = 2,0$, blir $\mu_0 = 0,96$, $\mu_1 = 0,57$ og formel (3—7) gir med $E = 750$ t/m² som representativ middel:

$$\delta_i = 0,96 \cdot 0,57 \cdot \frac{4,5 \cdot 1000}{750} \text{ cm} = 3,3 \text{ cm}$$

Total setning:

$$\delta = \delta_i + \delta_c = 12,1 \text{ cm}$$

Konsolideringens tidsmessige forløp.

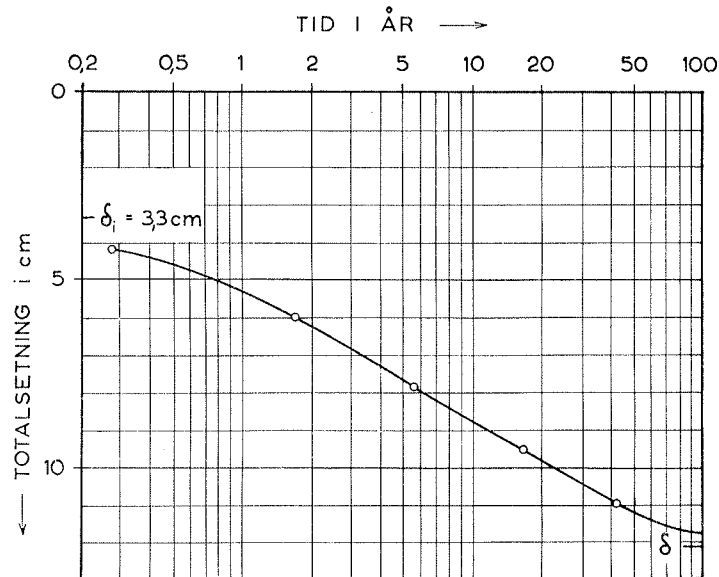
Det antas midlere $c_v = 2,3 \cdot 10^{-7}$ m²/sek.

$$t = \frac{T_v \cdot 20^2 \cdot 10^7}{2,3 \cdot 60 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 365} \text{ år} = 55 \cdot T_v \text{ år.}$$

Sammenhørende verdier for T_v og $U\%$ tas ut av fig. 10 for et forhold mellom øvre og nedre Δp på ca. 8,0.

U%	10	30	50	70	90
T_v	0,005	0,030	0,105	0,30	0,75
t (år)	0,275	1,65	5,8	16,5	41,3
$\delta = \delta_i + U\delta_c$	4,2	6,0	7,75	9,5	11,0

Eks. 7. Eksempel på setningsberegning for et fundament på leire.



Eks. 7 (forts.).

Konsolideringens tidsmessige forløp.

Porevannsutpressingen, som betinger konsolideringssetninger, er i alminnelighet tredimensjonal. En romlig konsolideringsberegning er imidlertid komplisert og tidskrevende, og i praksis bestemmes derfor konsolideringens forløp tilnærmet på grunnlag av en endimensjonal (vertikal) vannutpressing.

Den tid t som tilsvarende en bestemt prosentvis konsolidering (konsolideringsgrad) U % bestemmes ved formelen

$$t = \frac{T_v \cdot H^2}{c_v} \quad (3-11)$$

hvor

H = tykkelse av leirlag under fundament.

T_v = dimensjonsløs tidsfaktor.

c_v = konsolideringskoeffisient bestemt ut fra tidskurven i ødometeret, se avsnitt 8.

For en bestemt konsolideringsgrad er tidsfaktoren T_v avhengig av dreneringsbetingelsene og fordelingen av den vertikale tilleggsspenning, Δp , som vist i fig. 10. For tosidig drenering (drenering i topp og bunn av leirlaget) og med lineær spenningsfordeling er T_v uavhengig av forholdet mellom spenningsstilvekstene i topp og bunn.

I eks. 7 er det vist et eksempel på beregning av initial- og konsolideringssetningene av et byggverk fundamentert på normalkonsolidert leire. De jordartsegenskaper som er nødvendig for beregningen er gitt i figuren.

3. 2. Fundamenter på sand.

a. Bæreevnen av fundamenter på sand.

For å oppnå tilstrekkelig sikkerhet mot brudd må man dimensjonere fundamentflaten slik at den overførte belastning ikke overskrider den tillatte last

$$q \leq q_a$$

der

q_a = tillatt fundamenttrykk.

q = overført fundamenttrykk.

I tillegg må man sikre fundamentet mot glidning langs kontaktflaten

$$P_h \leq P'_v \frac{\text{tg } \varphi}{F} \quad (3-12)$$

der

P_h = horisontal belastning.

P'_v = effektiv vertikalbelastning.

φ = sandens friksjonsvinkel.

Ifølge avsnitt 1 er det ikke nødvendig å skille mellom byggetilstand og langtids-tilstand. Beregningen av q_a foretas ved en $c\varphi$ -analyse, der $c = 0$.

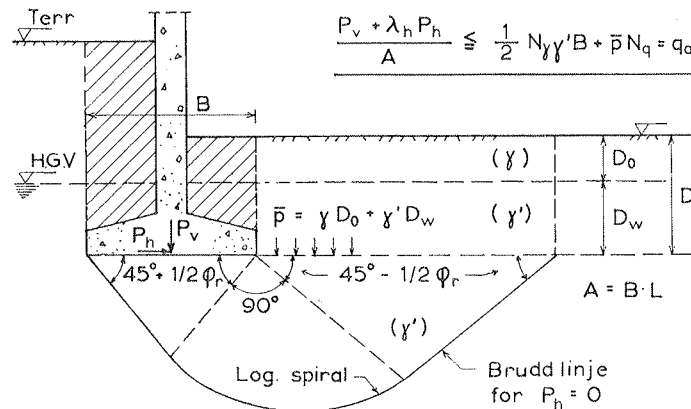
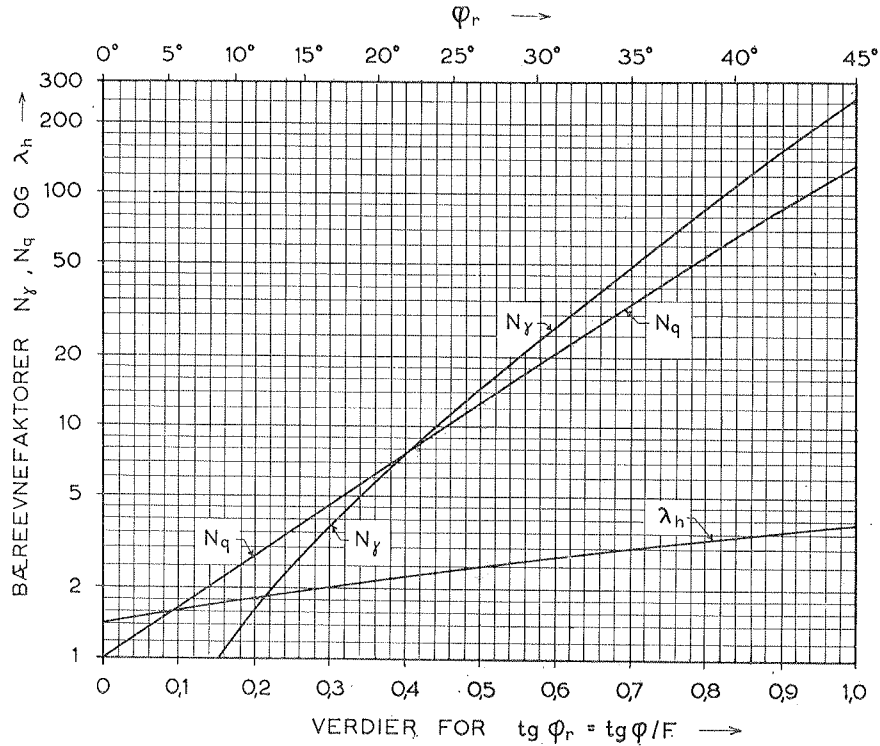


Fig. 11. Bæreevnen av fundamenter i sand: Prinsippskisse og bæreevnefaktorene N_γ og N_q og faktoren λ_h .

Tillatt fundamenttrykk.

For *sentrisk, vertikalt og skrått belastede fundamenter* på sand (se fig. 11) beregnes tillatt fundamenttrykk q_a etter formelen

$$q_a = \frac{1}{2} N_\gamma \gamma' B + p' N_q \quad (3-13)$$

der γ' = romvekt under vann.
 B = fundamentbredde.
 p' = vertikalt effektivtrykk i dybde D under laveste terreng.
 N_γ, N_q = dimensjonsløse bæreevnefaktorer som tas ut av fig. 11 for en abscisseverdi lik $\text{tg } \varphi/F$ der φ = midlere friksjonsvinkel og F = sikkerhetsfaktor.

I de tilfelle hvor man med sikkerhet vet at den høyeste grunnvannstanden alltid vil ligge dypere enn $1,5 B$ under fundamentet, ersattes γ' med γ i formel (3—13).

Det er ennå ikke helt klarlagt hvilken innflytelse fundamentets form har på bæreevnen. Forsøk og teoretiske beregninger tyder imidlertid på at N_γ avtar og N_q øker (i mindre grad) for avtagende lengde — breddeforhold. Det er derfor blitt foreslått å anvende omtrent den samme formel for korte og lange fundamenter (3—13), bare med den modifikasjon at man erstatter N_γ med $N_{\gamma r}$ [20], der

$$N_{\gamma r} = \left(1 - 0,3 \frac{B}{L}\right) N_\gamma \quad (3-14)$$

hvor L = fundamentets lengde, $L \geq B$. Spesielt for kvadratiske og sirkulære fundamenter ($L = B$) er $N_{\gamma r} = 0,7 N_\gamma$. Verdien for N_q bibeholdes uavhengig av B/L .

For *eksentrisk belastede fundamenter* må man i formelen (3—13) innføre den nyttige fundamentbredde B_0 , se nedenfor.

Overført fundamenttrykk.

Sentriske, vertikale belastning, q , beregnes etter formelen

$$q = \frac{P'_v}{A} \quad (3-15)$$

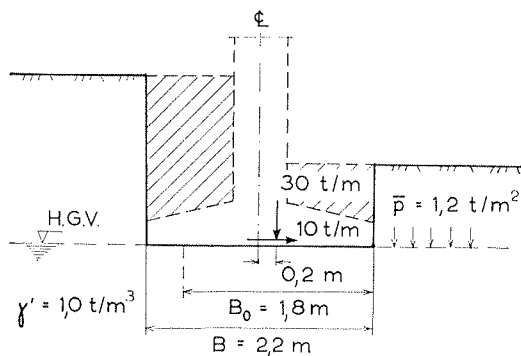
Resultanten av den vertikale belastning P'_v som skal føres ned til underkant av fundament beregnes som angitt under avsnitt 3.1, men med fradrag for eventuell hydrostatisk oppdrift.

Sentriske skråbelastning. For skrå belastning med effektiv vertikalkomponent P'_v og horisontalkomponent P'_h beregnes det overførte ekvivalente fundamenttrykk av formelen

$$q = \frac{P'_v + \lambda_h P'_h}{A} \quad (3-16)$$

der λ_h tas ut av fig. 11 for beregnet $\text{tg } \varphi/F$.

Eksentrisk belastning. Først beregnes de nyttige dimensjoner, B_0 og L_0 , av ligning (3—6). Fundamenttrykket beregnes på basis av de nyttige dimensjoner av henholdsvis (3—13) og (3—16). Det er nødvendig med prøveberegninger inntil $q \leq q_a$, samtidig som ligning (3—12) må tilfredsstilles. Et eksempel, eks. 8, illustrerer anvendelsen av formlene.



Data:
 $\varphi = 38^\circ$, $F = 1,5$, $\gamma' = 1,0 \text{ t/m}^3$, $p' = 1,2 \text{ t/m}^2$
 Ifølge forhåndsregninger med $B = 2,2 \text{ m}$,
 er $P'_v = 30 \text{ t/m}$, $P_h = 10 \text{ t/m}$ og $\Delta B = 0,2 \text{ m}$
 dvs. $B_0 = (2,2 - 2 \cdot 0,2) \text{ m} = 1,8 \text{ m}$, (nyttig
 bredde).

Kontrollberegning:

$$\frac{\text{tg } 38^\circ}{1,5} = 0,52 \text{ som gir, av fig. 11: } N_\gamma = 16,1, N_q = 13,9, \lambda_h = 2,55$$

$$\text{dvs. tillatt fundamenttrykk: } q_a = \left(\frac{1}{2} \cdot 16,1 \cdot 1,0 \cdot 1,8 + 13,9 \cdot 1,2 \right) \text{ t/m}^2 = 31,2 \text{ t/m}^2$$

$$\text{overført } \gg \quad : \quad q = \frac{30 + 2,25 \cdot 10}{1,8} \text{ t/m}^2 = 30,8 \text{ t/m}^2 \approx q_a$$

$$\text{Kontroll mot glidning: } \frac{P'_v \cdot \text{tg } \varphi}{F} = 30 \cdot 0,52 = 15,6 > P_h = 10.$$

Eks. 8. Eksempel på beregning av bæreevnen for eksentrisk, skrått belastet fundament på sand.

Valg av sikkerhetsfaktor.

Under forutsetning av at man har bestemt en pålitelig og representativ middelværdi for $\text{tg } \varphi$ og man har regnet med den ugunstigste belastning, må man anvende en sikkerhetsfaktor F på minst 1,5.

b. Setninger av fundamenter på sand.

En forutbestemmelse av setningene for byggverk på sand baseres fortrinnsvis på belastningsforsøk, f. eks. på plater med ca. 1000 cm^2 areal. Forutsetningen for anvendelsen av slike belastningsforsøk er at sanden er homogen eller at dens kompressibilitet ikke varierer med dybden.

Forat de midlere målte setninger for belastningsplaten skal gi et best mulig representativt grunnlag for vurdering av det større fundaments setning, bør målinger foretas i forskjellige dybder innen det store fundaments innflytelsessone. Av samme grunn bør det også utføres flere forsøk fordelt over byggearealet [24].

Forholdet mellom setningen for samme belastning pr. flateenhet av et stort fundament (δ) og forsøksplaten (δ_1) er grafisk fremstilt som funksjon av breddeforholdet B/B_1 i fig. 12. Kurvene er satt opp dels på grunnlag av tilnærmede teoretiske betraktninger, og dels på grunnlag av forsøks- og erfaringsmateriale. Avvikelsene mellom anslått og virkelig setning kan bli betydelig.

BELASTNINGSPLATE

FUNDAMENT

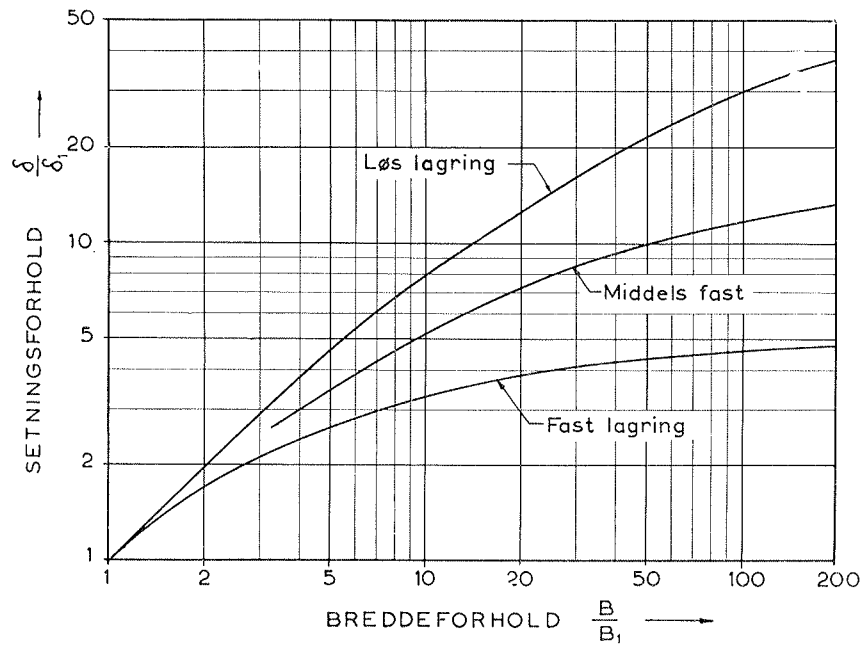
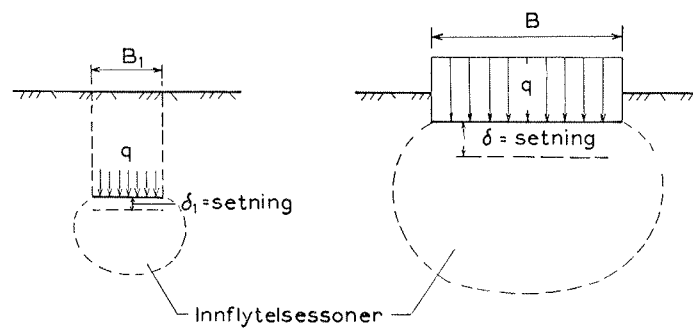


Fig. 12. Empirisk bestemmelse av setningen av et fundament i sand ved hjelp av målte setninger for belastningsplater.

4.

PELEFUNDAMENTERING

Pelens primære oppgave i en fundamentering er vanligvis den å føre belastningen ned til dypereliggende lag. Ved dimensjonering av en pelefundamentering må man sørge for

- (a) at enkeltpelens belastning ikke overstiger den tillatte last.
- (b) at totallasten på en pelegruppe, betraktet som en enhet, ikke overstiger gruppens tillatte last.
- (c) at pelegruppens totale og differentiale setninger er uskadelige for bygverket.

I prinsippet er bruddlasten av en pel lik summen av spissmotstand og adhesjons- eller friksjonsmotstand.

For peler i leire er spissmotstanden liten i forhold til adhesjonsmotstanden. For peler i homogen sand avtar spissmotstandens andel i bæreevnen raskt med økende pelelengder. For peler gjennom kompressible jordlag med spissen i fast friksjonsmasse blir spissmotstanden den avgjørende for bæreevnen. Det samme gjelder peler til fjell, se avsnitt 4.3.

I det følgende er det gjort rede for en del metoder til bestemmelse av pelers bruddlast og tillatte last, og en metode til vurdering av pelegruppers setning. Orienteringen er begrenset til aksialt belastede peler.

4. 1. Peler i leire.

Bruddlast.

For en *enkelt* adhesjonspel i leire kan den endelige statiske bruddlasten Q_u beregnes ut fra leirens udrenerte skjærfasthet som forutsettes å være bestemt over et representativt areal og i tilstrekkelig dybde [3]

$$Q_u = A_0 s_0 + 9A_1 s_1 \quad (4-1)$$

der

A_0 = pelens overflate under terreng.

s_0 = midlere udrenert skjærfasthet av leiren langs pelen.

s_1 = udrenert skjærfasthet av leiren ved pelespiss.

A_1 = spissarealet.

Det første leddet i formelen er vanligvis dominerende. Dersom pelen er konisk og skjærfastheten varierer med dybden, bør adhesjonsmotstanden (A_0s_0) beregnes ved oppdeling og summering langs pelens overflate. Ved skjøtte trepeler, der overgangen i tverrsnittsarealet er betydelig, bør man være oppmerksom på at adhesjonsmotstanden kan bli mindre enn beregnet. Det anbefales å regne med 50 % av den teoretiske adhesjon for pelene ovenfor bunnpelen.

Ovenstående beregningsmetode er bare gyldig i normalkonsoliderte eller svakt forbelastete leirer. I sterkt forbelastete leirer vil adhesjonen langs pelen være betydelig mindre enn leirens udrenerte skjærfasthet.

For en *gruppe* adhesjonspeler i leire må man ved en tilleggsundersøkelse bestemme bæreevnen av gruppen som helhet ut fra de retningslinjer som er gitt i avsnitt 3.1, idet det også tas hensyn til adhesjonen langs gruppens sideflater.

Tillatt last og valg av sikkerhetsfaktor.

Enkeltpelens så vel som gruppens tillatte belastning, Q_a , beregnes som bruddlasten dividert med en sikkerhetsfaktor, F , altså

$$Q_a = \frac{Q_u}{F} \quad (4-2)$$

Hvis romvekten av leiren og pelen er meget forskjellige, kan man til Q_u/F addere forskjellen mellom vekt av fortrent masse og vekt av pel.

Når grunnforholdene er jevne og skjærfastheten er nøye undersøkt, bør det anvendes en sikkerhetsfaktor på minst 2,0. Er grunnforholdene skiftende og peledimensjonene forskjellige, må det anvendes en høyere sikkerhetsfaktor, f. eks. 2,5—3,0. Hvis det i tillegg til grunnundersøkelser også er utført pålitelige prøvebelastninger, kan man i de norske marine leirer benytte $F = 1,75$.

Den tillatte belastning pr. pel må ikke være større enn den som tilsvarer tillatte spenninger i pelematerialet. Det er i alminnelighet økonomisk riktig å anvende en slik pelelengde at pelematerialets tillatte trykkspenning kan utnyttes fullt ut.

Setninger.

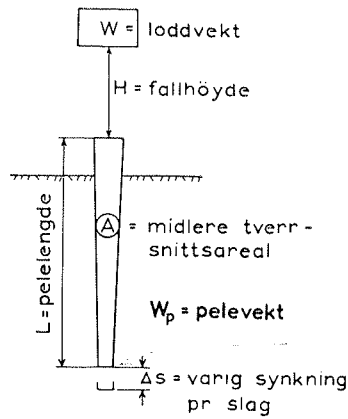
Enkeltpelens setninger kan bare bestemmes ved hjelp av belastningsforsøk, slik som angitt i avsnitt 4.4.

For pelegrupper i leire vil kompressibiliteten og tykkelsen av lagene under pelespissene bli de mest avgjørende faktorer for setningene. Setningsberegningene utføres på samme måte som for dyptliggende fundamenter, idet tilleggslasten fordeles jevnt over det areal som begrenses av de ytterste pelespisser. Den detaljerte beregningsgang er beskrevet i avsnitt 3.1.

4. 2. Pelers i sand.

Bruddlast.

For en enkelt pel i sand og grus kan man ved hjelp av en *rammeformel* beregne bruddlasten Q_u på grunnlag av pelens varige synkning pr. slag ved slutten av rammingen, og pelens dimensjoner og anvendt rammeenergi [21]



Eksempel.

Rammedata:

$$W = 1,6t, \quad H = 90 \text{ cm}$$

$$W_p = 0,8t, \quad L = 1600 \text{ cm}$$

$$AE = 50000t, \quad \Delta s = 0,55 \text{ cm}$$

Beregning:

$$\frac{W \cdot H \cdot L}{AE \cdot \Delta s^2} = 15,3$$

$$\frac{W_p}{W} = 0,5, \quad \text{dvs. } k_u = 4,4$$

$$Q_u = \frac{90 \cdot 1,6t}{0,55 \cdot 4,4} = 60t$$

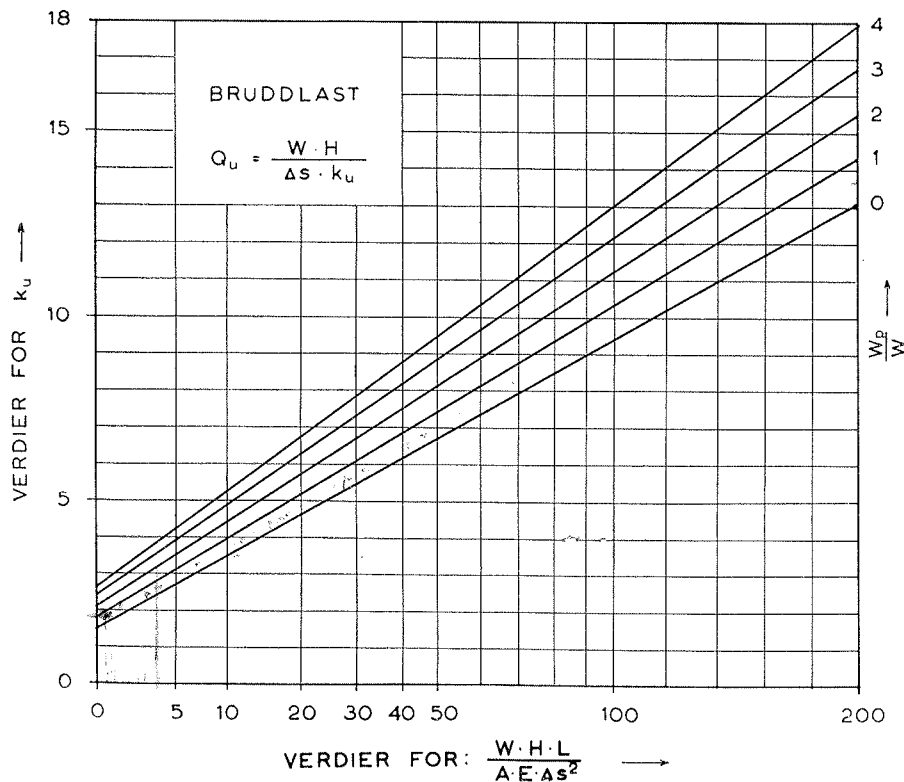


Fig. 13. Beregning av peleres bæreevne i sand på grunnlag av rammedata.

$$Q_u = \frac{WH}{k_u \Delta s} \quad (4-3)$$

der WH = loddvekt ganger fallhöjde = anvendt rammeenergi.
 Δs = midlere varig synkning pr. slag ved slutten av rammingen.
 k_u = dimensjonsløst tall som tas ut av fig. 13.

I fig. 13 er retningslinjene for den detaljerte beregning angitt. Da formelens feilkilder i praksis har vist seg å være dels positive og dels negative, er det en fordel å måle nedsynkningen pr. slag for et større antall representative peler, for

derved å sikre seg den mest pålitelige middelerdi for bruddlasten. Hvor det er mulig, bør det også foretas kontrollerende belastningsforsøk, se avsnitt 4.4.

Under ramming av betongpeler er det spesielt viktig å forhindre at pelene blir knust ved *overramming*. Den anvendte rammeenergi WH bør ikke overskride en kritisk verdi beregnet av formelen

$$(WH)_c = \left(\frac{L}{2500} + 2\Delta s \right) \sigma_0 A \quad (4-4)$$

der σ_0 er ca. 100 kg/cm² for betong. De øvrige betegnelser er definert ovenfor og i fig. 13.

Hvis en pels sluttsynkning $\Delta s = 0$ under påvirkning av en rammeenergi $WH = (WH)_c$, så er bæreevnen minst lik

$$Q_u = \sqrt{\frac{WHAE}{L}} \quad (4-5)$$

En tilnærmet *forutvurdering* av bæreevnen av en pel i homogen sand kan foretas når man kjenner sandens friksjonsvinkel, φ . Friksjonskraften pr. overflateenhet i en bestemt dybde beregnes som produktet av den vertikale effektivspenning og $\frac{1}{2} \sin 2\varphi$. Friksjonsmotstanden oppnås ved summering av friksjonskraften over pelens overflate. Spissmotstanden er lik produktet av spissarealet ganger sandens bæreevne ved pelespiss, idet man anvender formel (3—13) med $F = 1$.

Ved hjelp av en trykksoneering kan man bestemme både spissmotstanden og friksjonsmotstanden for den anvendte sonden. Slike målinger gir et grunnlag for en tilnærmet *forutvurdering* av en enkeltpels bæreevne. Da sondens og pelens friksjonsmotstand kan være forskjellig, bør resultatene tydes med henblikk på dette forhold [15].

Rammes peler gjennom kompressible lag ned i fast sand eller grus bør man ta hensyn til at hvis de løse lag setter seg, og henger seg opp på pelen, vil man få en nedadrettet adhesjonskraft som virker i tillegg til den ytre last.

En pelegruppes bruddlast i sand beregnes tilnærmet som summen av enkeltpelens bruddlast. Tilnærmelsen er på den sikre siden fordi bæreevnen av pelegruppen som helhet, teoretisk sett, er større enn summen av enkeltpelens bruddlast.

Tillatt last og valg av sikkerhetsfaktor.

Enkeltpelens så vel som gruppens tillatte belastning Q_a beregnes som bruddlasten Q_u dividert med sikkerhetsfaktoren F ,

$$Q_a = \frac{Q_u}{F} \quad (4-6)$$

Hvis bruddlasten er bestemt ut fra trykksoneeringer eller beregnet på grunnlag av sandens friksjonsvinkel eller rammeobservasjoner, anvendes en sikkerhetsfaktor på 2,5. Hvor det er utført belastningsforsøk på et representativt antall peler, kan man anvende en sikkerhetsfaktor $F = 2,0$.

Vanligvis vil det for peler i sand være økonomisk riktig å anvende slike peleglenger at pelematerialets tillatte trykkspenning kan utnyttes fullt ut.

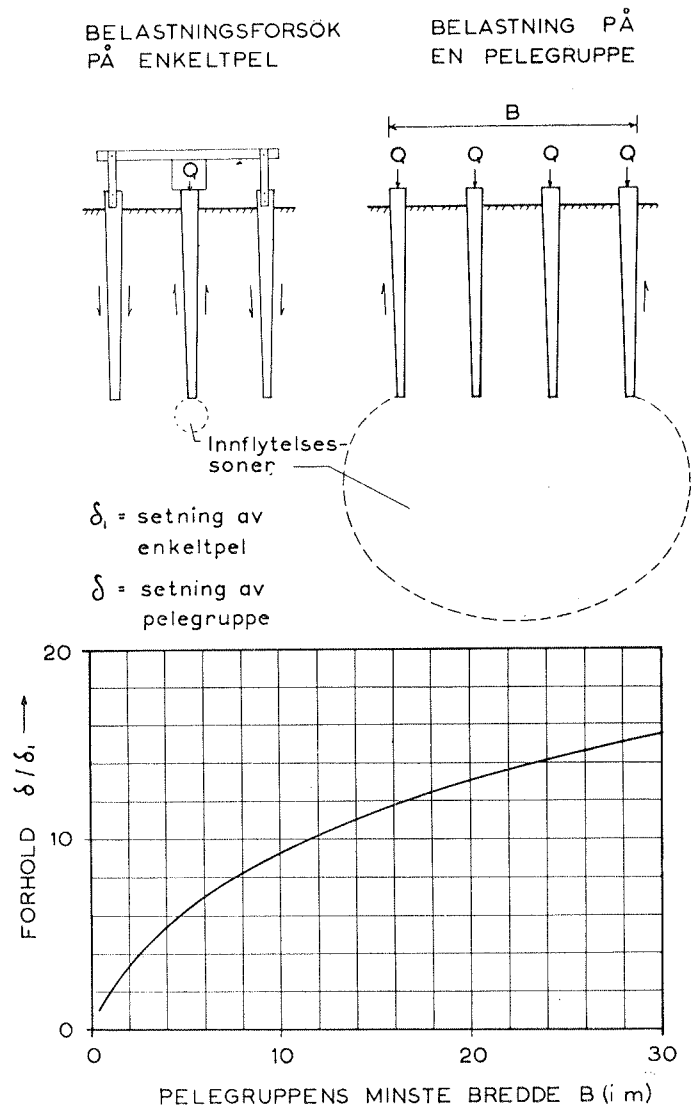


Fig. 14. Pelegruppers setning i sand bestemt empirisk ut fra belastningsforsøk på enkeltpeler.

Setninger.

Setningene av de enkelte peler kan bestemmes ved hjelp av prøvebelastninger. Når den midlere setning av enkeltpelene (δ_1) er bestemt, kan man bestemme pelegruppens setning (δ) for samme last ut fra diagrammet i fig. 14, som angir forholdt δ/δ_1 som funksjon av pelegruppens minste bredde B . Diagrammet er utarbeidet på grunnlag av observasjoner fra praksis.

4. 3. Peler til fjell.

For peler til fjell er det enten den tillatte trykkspenning i pelematerialet eller fjellet som er avgjørende for tillatt last. For slanke peler gjennom meget bløt leire ($s_u \leq 1 \text{ t/m}^2$) til fjell eller meget fast lag må faren for utknekning undersøkes ved prøvebelastning [9, 5].

For den siste del av rammingen, som har til formål å feste pelen til fjellet, må man unngå overramming [21]. I de tilfelle hvor det bare gjelder å tilfredsstille bestemte setningskriterier og dessuten påse at spissens feste er tilstrekkelig til å utnytte pelematerialets tillatte spenning, kan man med fordel anvende en dynamisk prøvebelastning [46].

For stålpeler til fjell gjennom marine avsetninger må man undersøke faren for korrosjon [34]. For valg av eventuelt beskyttelsesmiddel mot korrosjon bør det søkes spesialkyndig assistanse.

4. 4. Belastningsforsøk på peler.

Ved alle større pelefundamenteringer bør pelens bæreevne bestemmes ved prøvebelastning. I sand kan prøvebelastningen utføres noen få dager etter rammingen. Hvis pelene står i leire, bør prøvebelastningen tidligst utføres en måned etter rammingen. For byggverk hvor det har betydning å utnytte pelene så langt råd er, kan det være aktuelt å utføre belastningsforsøk på forskjellige tidspunkt etter rammingen.

Ved et belastningsforsøk påføres belastningen trinnvis, idet de enkelte trinn velges lik f. eks. 10 % av antatt bruddlast. Belastningen holdes for hvert last-trinn konstant i f. eks. 10—15 minutter. Når pelen er belastet til ca. 60 % av bruddlasten, bør belastningen holdes konstant over et lengere tidsrom, for eksempel i 1—2 timer. Deretter foretas en avlastning og gjenbelastning med samme trinnstørrelse som anvendt ved den primære belastning. Belastningen føres så trinnvis opp til brudd, og bruddlasten holdes så lenge at man har sikkerhet for at pelen vedvarende synker for denne belastning. Pelens setninger måles med måleur festet til en målebro, som ikke influeres av prøvepelens eller forankringspelens bevegelser.

5. JORDTRYKK

Det trykk som oppstår i kontaktflatene mellom en jordart og et konstruksjons-element er kalt jordtrykk. Både jordtrykksintensiteten og resultantens størrelse og angrepspunkt avhenger av den relative bevegelse mellom jorden og konstruksjonen. For forskjellige relative bevegelser skjelnes det mellom følgende grenseverdier for jordtrykket, se fig. 15:

- (a) *aktivt jordtrykk* (konstruksjonen unnviker fra jorden inntil skjærfastheten i jorden er fullt mobilisert).
- (b) *hviletrykk* (uforskyvelig konstruksjon).
- (c) *passivt jordtrykk* (konstruksjonen blir presset inn mot jorden inntil skjærfastheten i jorden er fullt mobilisert).

I prinsippet er bestemmelsen av aktivt og passivt jordtrykk et stabilitetsproblem som kan behandles med en glideflateberegning. Teoretisk sett kan glideflatene (dvs. bruddlinjene i profilet) ha forskjellig form for forskjellig relativbevegelse og veggfriksjon [18]. I fig. 15 er det for en vertikal anleggsflate som roterer om sitt fotpunkt skissemessig vist hvordan veggfriksjonen (eller adhesjonen) innvirker på bruddlinjens form.

I de tilfelle hvor man med tilstrekkelig nøyaktighet kan løse jordtrykksproblemene med plane glideflater, forenkles beregningene betraktelig, især for de grafiske metoder som er behandlet nedenfor. For de analytiske metodene er det benyttet krumme glideflater i de tilfelle hvor disse er ugunstigst.

5. 1. Aktivt jordtrykk.

Mobilisering av aktivt jordtrykk betinger en forskyvning av konstruksjonen fra den oppstøttede jordart. Eksperimenter med vertikal anleggsflate mot fast lagret sand har vist at fullt aktivt jordtrykk ble mobilisert når toppunktets forskyvning utover var ca. en halv prosent av høyden [41].

En mobilisering av tangentialkrefter (veggfriksjon eller veggadhesjon) langs anleggsflaten krever likeledes en tangentialforskyvning. Den tangentialspenning som inntreer i et bestemt punkt uttrykkes vanligvis som en viss del av jordartens

skjærfasthet. Denne andel er her kalt ruhetsforholdet r . De vanlige støttekonstruksjoner er hverken helt glatte ($r = 0$) eller helt ru ($r = 1$). Forutsatt at de nødvendige tangentialbevegelser virkelig inntreer, er det vanlig å regne med et ruhetsforhold for stål og betong på $r = \frac{1}{2} - \frac{2}{3}$. Hvis betongen støpes direkte mot jordarten, kan man regne med ru vegg, $r = 1$.

Resultanten av jordtrykket beregnes etter den klassiske jordtrykksteori [13, 33]. Utførte jordtrykkmålinger tyder imidlertid på at det klassiske og eksperimentelt bestemte angrepspunkt sjelden eller aldri stemmer helt overens.

Ved større støttekonstruksjoner er det derfor ofte berettiget å anta angrepspunktets beliggenhet. Til hjelp for antagelsen kan nevnes at for steile støttekonstruksjoner ligger angrepspunktet vanligvis mellom nedre tredjedels punktet og midtpunktet for støtteflaten. Eventuelle belastninger på terrenget og en forhindring av toppunktets forskyvning virker i retning av å heve angrepspunktet. Ved støttemurer er den høyest mulige beliggenhet av resultanten den ugunstigste, både hva veltning og grunnbrudd angår. Jordtrykkfordelingen på forankrede spuntvegger foreslås beregnet etter den klassiske jordtrykksteori.

Aktivt jordtrykk i leire.

Den grafiske bestemmelse av aktivt jordtrykk i leire kommer vanligvis til anvendelse ved uregelmessige terreng- og belastningsforhold. Resultantens størrelse kan som regel bestemmes med tilstrekkelig nøyaktighet ved hjelp av plane glideflater, unntatt i de tilfelle hvor oppstøtningen heller sterkt innover mot jorden.

For normalkonsoliderte og svakt overkonsoliderte leirer bestemmes jordtrykket for byggeperioden og ved provisoriske oppstøtninger på basis av leirens udrenerte skjærfasthet ved en s_u -analyse. Prinsippet for den tilsvarende grafiske bestemmelse av aktivt jordtrykk er vist i fig. 16a.

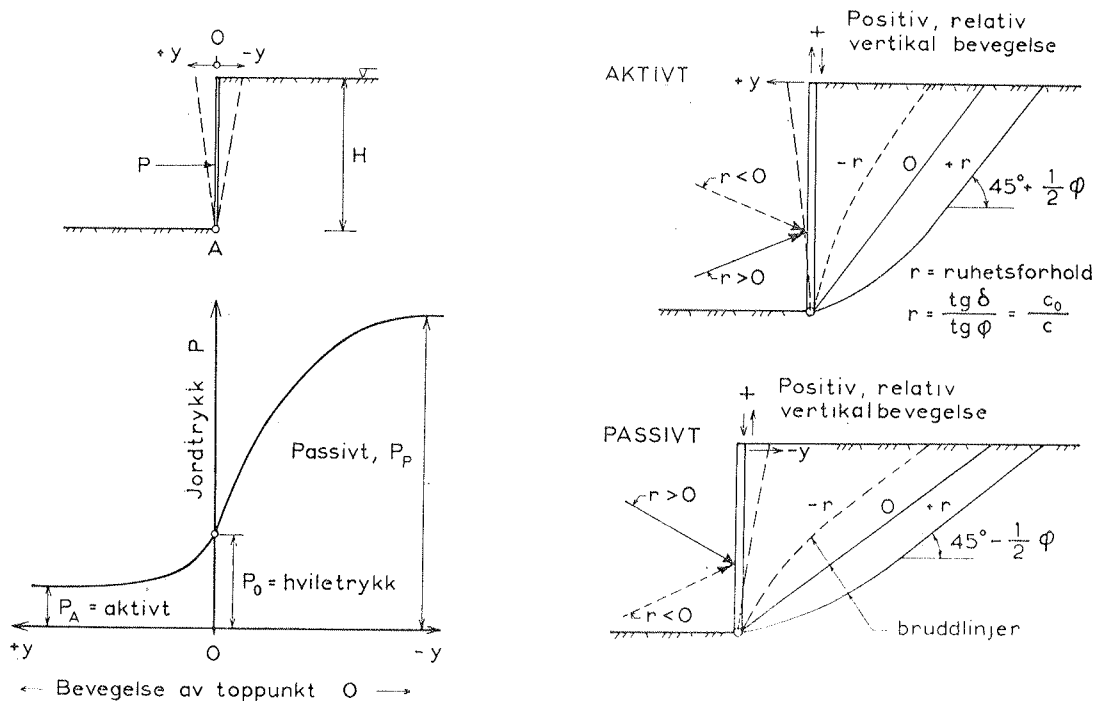
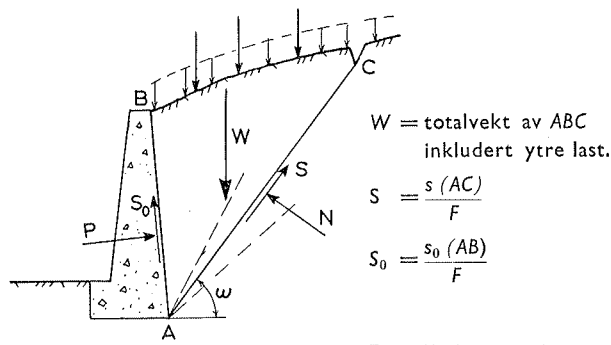
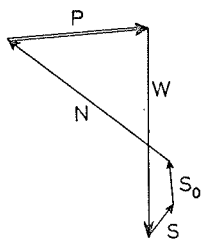
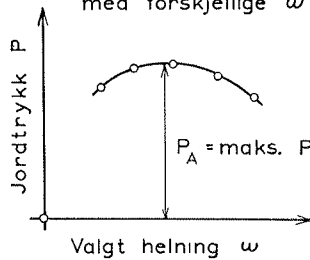


Fig. 15. Prinsippkisse med illustrasjon av aktivt og passivt trykk, og ruhetsforholdets innflytelse på bruddlinjenes form.

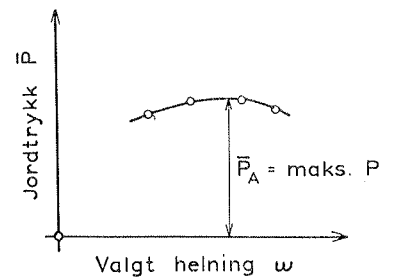
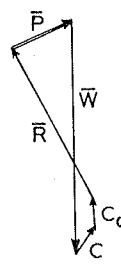
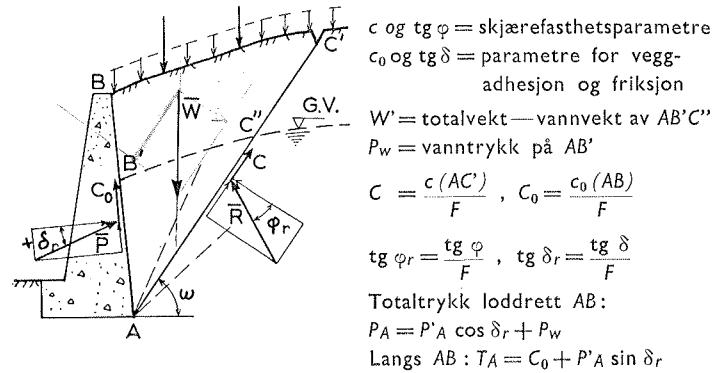
(a)



Kraftpolygon

Resultat av prøver med forskjellige ω 

(b)

Fig. 16. Grafisk bestemmelse av aktivt jordtrykk i leire: (a) s_u -analyse, (b) $c\varphi$ -analyse.

For faste, -overkonsoliderte leirer og ved undersøkelse av langtidsstabiliteten må jordtrykket bestemmes ved en $c\varphi$ -analyse. Det er derfor nødvendig å anslå den fremtidige grunnvannsstand for å kunne bestemme effektivspenningene.

Prinsippet for den grafiske $c\varphi$ -analyse av den effektive, aktive jordtrykksresultant er vist i fig. 16b. Den totale resultant er summen av den effektive jordtrykksresultant og vanntrykket.

En enkel *analytisk* metode for beregning av aktivt jordtrykk i leire er mulig for det ofte forekommende tilfelle med vertikal vegg og horisontalt terreng med nyttelast q .

For byggetilstanden kan intensiteten p_A av det totale, horisontale aktive jordtrykk beregnes ved en s_u -analyse og ifølge den klassiske jordtrykksteori er intensiteten i dybde z :

$$p_A = \gamma z + q - \frac{2s}{F} \sqrt{1 + \frac{2}{3} r} \quad (5-1)$$

Formel (5—1) bestemmer den teoretiske fordeling i dybden. Den horisontale resultant P er arealet av fordelingsdiagrammet, og vertikalkomponenten er $\frac{rsH}{F}$, når $H = \text{høyden av jordtrykksdiagrammet}$. Det er her forutsatt positiv r , se fig. 15. Ved negativ veggadhesjon innsettes r med negativt fortegn.

Ved en $c\varphi$ -analyse beregnes den horisontale, effektive intensitet for den stasjonære tilstand av formelen

$$p'_A = K_A p'_v - \mu_A \cdot \frac{c}{F} \quad (5-2)$$

og tangentialspenningen t_A i anleggsflaten er

$$t_A = \frac{1}{F}(c_0 + p'_A \operatorname{tg} \delta) \quad (5-3)$$

der p'_v = vertikalt effektivtrykk.
 K_A og μ_A = koeffisienter som tas ut av fig. 17 for beregnet $\operatorname{tg} \varphi/F$
og gitt ruhetsforhold r .
 c_0 og $\operatorname{tg} \delta$ = adhesjon og friksjon langs anleggsflaten.

Den effektive horisontale og den vertikale jordtrykkskomponent, P'_A og T_A , er lik arealet av de respektive fordelingsdiagrammer. For resultantens angrepspunkt gjelder de samme betraktninger som angitt ovenfor. Den totale horisontale jordtrykkskomponent P_A er lik summen av P'_A og eventuelt vanntrykk.

Aktivt jordtrykk i sand.

Prinsippet for den *grafiske* bestemmelse av aktivt jordtrykk i sand ($c = 0$) er det samme som vist i fig. 16b, når c og c_0 settes lik null.

Den *analytiske* beregning av jordtrykksintensiteten for så vel byggetilstanden som langtidstilstanden for en vertikal vegg og horisontalt terreng utføres ved $c\varphi$ -analysen, hvor $c = 0$, dvs.

$$p'_A = K_A p'_v$$

$$t_A = p'_A \frac{\operatorname{tg} \delta}{F} \quad (5-4)$$

Jordtrykkskoeffisienten K_A tas ut av diagrammet i fig. 17.

Størrelsen av resultatene P'_A og T_A er representert ved arealene av de respektive fordelingsdiagrammer. Det totale horisontale jordtrykk P_A er lik summen av P'_A og eventuelt vanntrykk.

Av eks. 9 fremgår det at det for et punkt over grunnvannstanden i dybde z_1 er det vertikale effektivtrykk $p'_v = \gamma z_1 + q$, og under grunnvannstanden i dybde z_2 er $p'_v = \gamma h_0 + \gamma'(z_2 - h_0) + q$. Det er her forutsatt at sanden er fritt drenerende og har så stor permeabilitet at lasten q ikke bevirker poreovertrykk.

Valg av sikkerhetsfaktor.

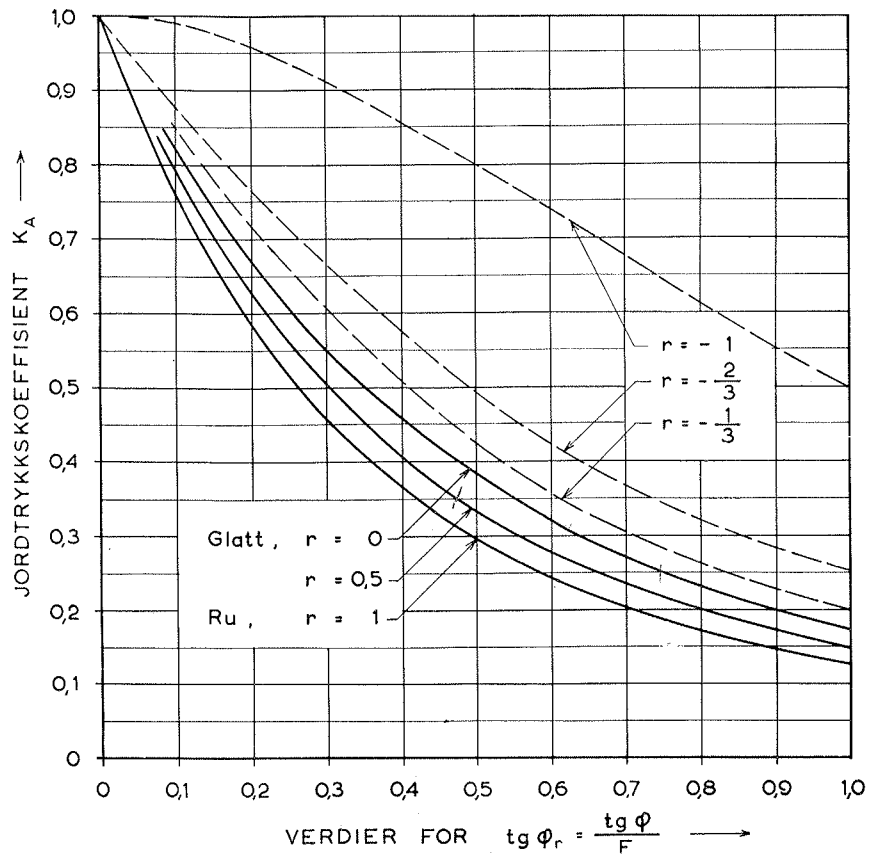
Jordtrykksberegningene er basert på reduserte skjærfasthetsparametre, skjærfastheten dividert med sikkerhetsfaktoren F . Dette er nødvendig ved alle jordtrykksberegninger for å oppnå tilstrekkelig stabilitet mot total utglidning.

For permanente konstruksjoner må sikkerhetsfaktoren være minst 1,5, og for provisoriske støttekonstruksjoner bør den være minst 1,3.

5. 2. Hviletrykk.

Den teoretiske forutsetning for å kunne regne med hviletrykk er at anleggsflaten er uforskyvelig. Hviletrykksberegninger blir anvendt i praksis bl. a. for fyllmasser bak ikke-ettergivende konstruksjoner, som f. eks. stive rammer og kjellere.

For leire og sand beregnes intensiteten av effektivt hviletrykk p'_0 av formelen



Horisontalt, effektivt, aktivt trykk:

$$p'_A = K_A p'_V - \mu_A \frac{c}{F}$$

Tangentialspenningen i anleggsflate:

$$t_A = \frac{1}{F} (c_0 + p'_A tg \delta)$$

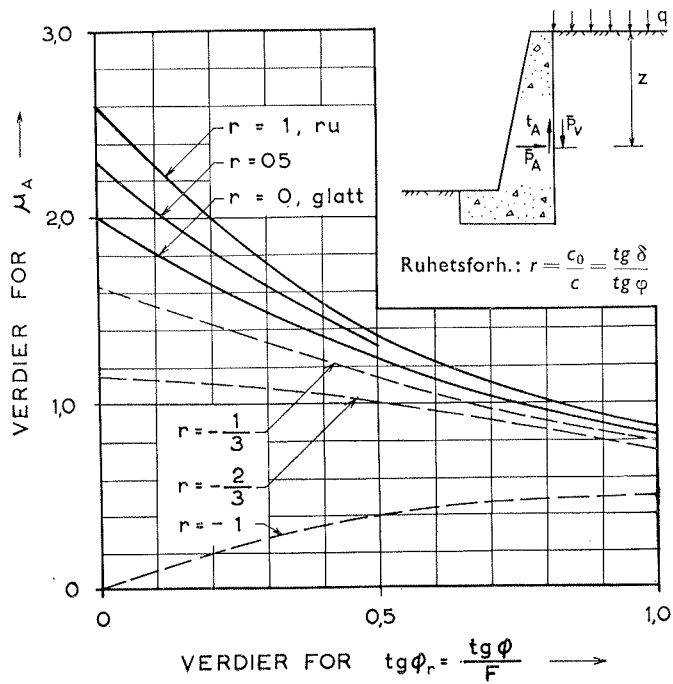


Fig. 17. Jordtrykkskoeffisienter for analytisk beregning av aktivt jordtrykk for vertikal vegg og horisontalt terreng, $c\phi$ -analyse.

$$p'_0 = K_0 p'_v \quad (5-5)$$

der p'_v = effektivt vertikalt trykk. Det totale hvilettrykk er summen av effektivtrykket p'_0 og eventuelt vanntrykk.

Hvilettrykkskoeffisienten for leire kan variere betraktelig, men oftest innen intervallet 0,5 til 0,8.

For sand varierer K_0 med lagringstettheten. Fra fast til løs lagring er det vanlige variasjonsområde fra 0,35 til 0,45.

5. 3. Passivt jordtrykk.

For at passivt trykk skal mobiliseres må anleggsflaten presses inn mot jorden. For vertikal anleggsflate mot sand og ved ren rotasjon om fotpunktet er den nødvendige forskyvning av toppunktet for full mobilisering av passivt trykk noe mindre for fast enn for løst lagret sand. De nødvendige bevegelser er imidlertid små, f. eks. noen få prosent av anleggsflatens høyde [41].

Resultanten av det passive jordtrykk beregnes i prinsippet etter den klassiske jordtrykksteori. Hva angår beliggenheten av resultatens angrepspunkt gjør tilsvarende usikkerhet seg gjeldende som for aktivt jordtrykk; se avsnitt 5.1.

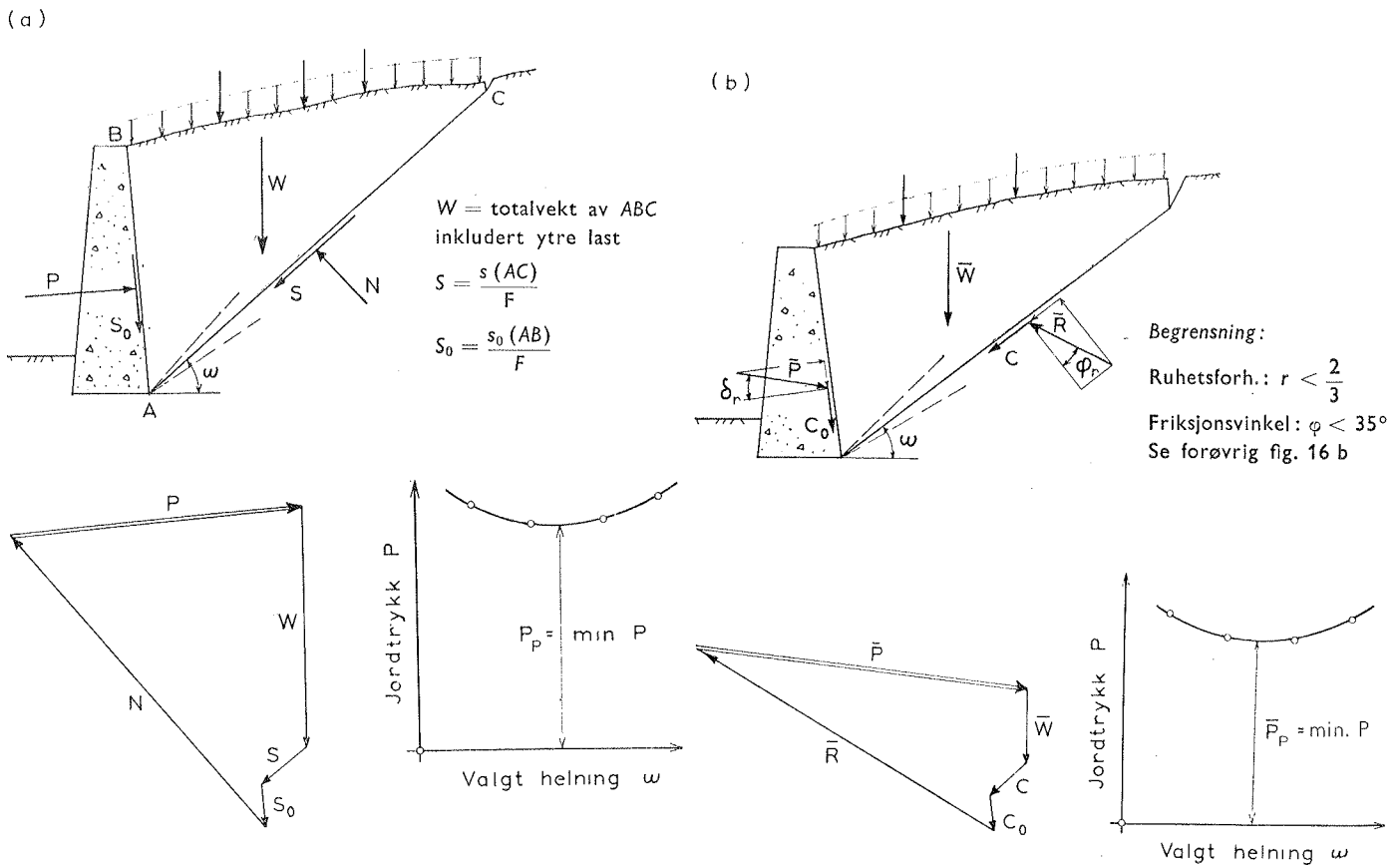


Fig. 18. Grafisk bestemmelse av passivt jordtrykk i leire: (a) s_u -analyse, (b) $c\varphi$ -analyse.

Passivt jordtrykk i leire.

Den grafiske bestemmelse av passivt jordtrykk i leire er vist både for en s_u -analyse og en $c\varphi$ -analyse i fig. 18. I prinsippet er denne bestemmelse analog med den grafiske metode for aktivt trykk, bare med den forskjell at s og s_0 har skiftet retning.

Resultanten P_p er den minste verdi som prøveberegningene med forskjellige glideflater gir.

For et ruhetsforhold r større enn $+ \frac{2}{3}$ og for $\varphi > 35^\circ$ gir den grafiske metode med plane glideflater for stort passivt trykk. I slike tilfelle — og for innoverhelende anleggsflater — kan jordtrykket bare bestemmes med krumme glideflater.

Også for passivt trykk er en enkel *analytisk* beregning tilgjengelig for vertikal vegg og horisontalt terreng.

Ved en s_u -analyse beregnes for byggetilstanden den horisontale intensitet p_p av det totale passive trykk i dybde z av formelen

$$p_p = \gamma z + q + \frac{2s}{F} \sqrt{1 + \frac{2}{3}r} \quad (5-6)$$

Ved en $c\varphi$ -analyse beregnes for stasjonært tilstanden den horisontale intensitet p'_p av det effektive passive trykk i dybde z av formelen

$$p'_p = K_p p'_v + \mu_p \frac{c}{F} \quad (5-7)$$

og langs anleggsflaten er det overført en skjærspenning i samme dybde lik

$$t_p = \frac{1}{F}(c_o + p'_p \operatorname{tg} \delta) \quad (5-8)$$

Koeffisientene K_p og μ_p tas ut av fig. 19 for beregnet $\operatorname{tg} \varphi/F$ og gitt ruhetsforhold $r = c_0/c = \operatorname{tg} \delta/\operatorname{tg} \varphi$. Intensiteten av det totale horisontale trykk beregnes som summen av p'_p og eventuelt vanntrykk.

Passivt jordtrykk i sand.

Prinsippet for den grafiske bestemmelse av passivt jordtrykk i sand ($c = 0$) er det samme som for en $c\varphi$ -analyse i leire, når c og c_0 settes lik null i fig. 18b. Begrensningen for dens anvendelse er også den samme som nevnt ovenfor.

For vertikal vegg og horisontalt terreng kan fordelingen av det effektive passive jordtrykk i sand bestemmes *analytisk* av formlene

$$p'_p = K_p p'_v \quad (5-9)$$

$$t_p = \frac{1}{F} p'_p \operatorname{tg} \delta$$

Jordtrykkskoeffisienten K_p tas ut av fig. 19. Et eksempel er vist i eks. 9. Intensiteten av totalt horisontalt trykk beregnes som summen av effektivt trykk og eventuelt vanntrykk.

Valg av sikkerhetsfaktor.

For vanlige støttekonstruksjoner, hvor deformasjonene er av mindre betydning, må sikkerhetsfaktoren være minst 1,5 for permanente og minst 1,3 for provi-

Horisontalt effektivt passivt trykk.

$$p'_p = K_p p'_v + \mu_p \frac{c}{F}$$

Tangentialspenning i anleggsflaten

$$t_p = \frac{1}{F} (c_0 + p'_p \operatorname{tg} \delta)$$

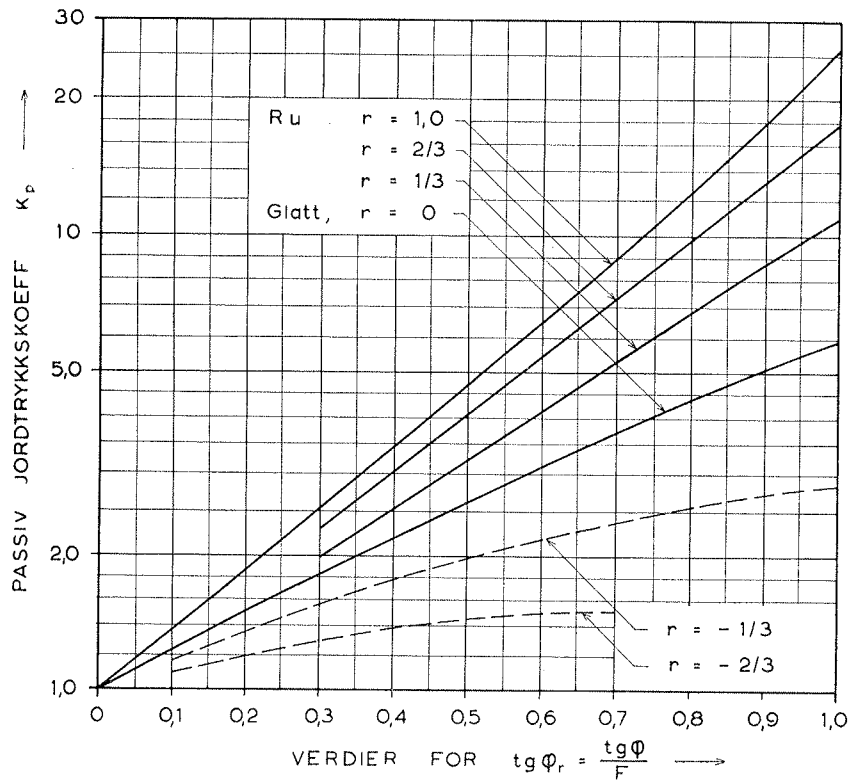
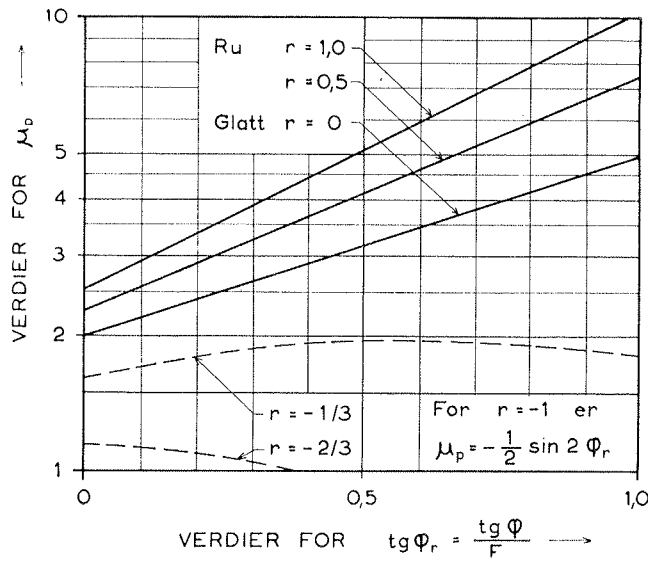
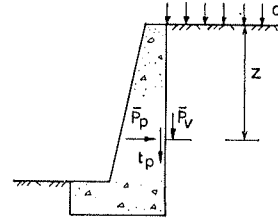


Fig. 19. Jordtrykkskoeffisienter for analytisk beregning av passivt jordtrykk for vertikal vegg og horisontalt terreng, $c\phi$ -analyse.

soriske konstruksjoner. Ved deformasjonsømfintlige konstruksjoner, anbefales anvendelse av større sikkerheter.

5. 4. Innspylte masser.

For konstruksjoner som bakfylles med innspylte masser vil jordtrykket være betraktelig større under innspylingen enn senere, og i visse tilfelle bør «jordtrykket» beregnes som væsketrykk på basis av den oppslemmede masses romvekt. Da det her dreier seg om en kortvarig kjent belastning kan man for dette spesialtilfellet benytte en mindre sikkerhetsfaktor enn ellers vanlig.

6.

AVSTIVEDE UTGRAVNINGER

Ved alle utgravninger mellom avstivede vegger må følgende krav tilfredsstilles:

- (a) Veggene og avstivningene må dimensjoneres slik at jordtrykket kan opptas på en betryggende måte for ethvert trinn i utgravningen.
- (b) Den anvendte gravedybde må begrenses slik at det oppnås tilstrekkelig sikkerhet mot oppressing av bunnen i utgravningen.

De retningslinjer som er angitt nedenfor angående oppressing av bunnen gjelder bare for utgravninger som blir tilstrekkelig avstivet til å forhindre en horisontal innpressing av veggene. For utgravninger mellom spuntvegger som er avstivet bare i toppen henvises til avsnitt 7.

6. 1. Avstivede utgravninger i leire.

Det er bare de midlertidige utgravninger i leire som her skal behandles, dvs. at de anvendte beregningsmetoder er basert på leirens udrenerte skjærfasthet. Stabiliteten av permanente åpne utgravninger i leire er såvidt vanskelig at den ikke er behandlet i denne veiledning.

Avstivninger og vegger.

Ved en utgravning mellom avstivede vegger vil bevegelsen av avstivningsveggene som regel bli forskjellig fra den som er antatt for aktivt trykk i den klassiske jordtrykksteori. Fordelingen av jordtrykket kan derfor i alminnelighet ikke beregnes som under avsnitt 5.1.

Ut fra praktiske erfaringer og forsøk er det blitt foreslått å anvende det empiriske jordtrykksdiagram i fig. 20 som basis for dimensjonering av avstivningene [30, 44]. Resultanten av det totale aktive trykk P_A beregnes på samme måte som under avsnitt 5.1, idet adhesjonen mellom leire og vegg settes lik null ($r = 0$). Selv om veggene føres dypere ned enn til graveplanet, så skal P_A bare regnes ned til dette plan. De «flyteledd» i veggene som er antydnet på figuren benyttes bare for beregning av kreftene i avstivningene.

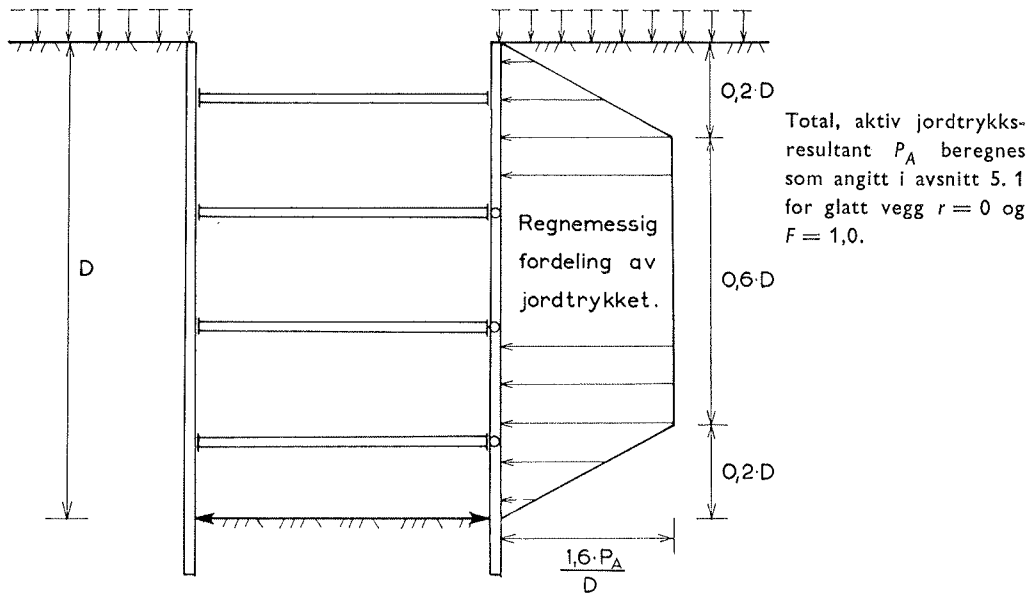


Fig. 20. Empirisk jordtrykksdiagram for beregning av avstivningskreftene i avstivede utgravninger.

De største påkjenninger som kan tenkes å oppstå i selve avstivningsveggene er avhengig av utføringen. Da det ikke finnes noen generell metode for dimensjonering av veggene, må man bygge på praktiske erfaringer.

Sikkerhet mot oppressing av bunnen.

Etter hvert som utgravningen skrider frem, vil skjærspenningene i leiren øke som følge av den avlastning som finner sted. Forutsatt tilstrekkelig avstivning er det forholdet mellom skjærfastheten og skjærspenningen i en sone under og ved utgravningens bunn som er avgjørende for hvor dypt man kan grave. Ved en bestemt kritisk gravedybde vil skjærspenningene være lik leirens skjærfasthet. Graves det dypere vil skjærbrudd inntre, og bunnen vil presses opp, samtidig som terrenget utenfor utgravningen synker ned.

For midlertidige utgravninger i tørr byggegrop er sikkerheten F mot oppressing av bunnen bestemt av følgende formel [6]

$$F = \frac{N_c s}{\gamma D + q} \quad (6-1)$$

hvor N_c = faktor avhengig av utgravningens dimensjoner, fig. 21.
 γ = midlere romvekt over graveplanet.
 D = gravedybde.
 q = terrengbelastning.

For s anvendes middelveiden av leirens udrenerte skjærfasthet under utgravningens bunn ned til en dybde lik $\frac{2}{3} B$. Finnes det i en mindre dybde enn $1,5 B$ under graveplanet et lag med utpreget lav skjærfasthet, bør denne verdi ha størst vekt ved vurderingen av den gjennomsnittlige skjærfasthet.

Forutsatt at grunnforholdene er nøye klarlagt bør man for midlertidige utgravninger i leire anvende en sikkerhetsfaktor F på minst 1,3. For sjakter og pilarhull kan man i alminnelighet anvende en sikkerhetsfaktor på 1,2 [6].

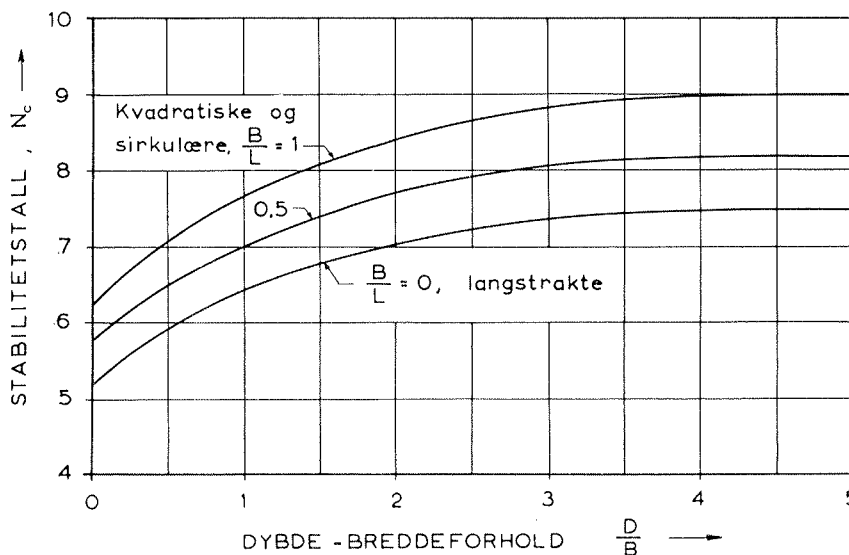
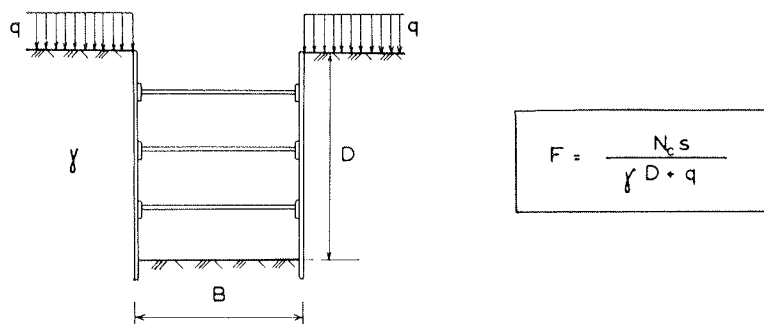


Fig. 21. Diagram for bestemmelse av sikkerheten mot oppressing av bunnen i en avstivet utgraving i leire.

Tiltak for å øke sikkerheten mot oppressing.

Hvis man ikke klarer å komme ned til prosjektert gravedybde ved å grave i full bredde og lengde, bør man undersøke muligheten av å komme ned ved hjelp av seksjonsvis graving, idet tillatt gravedybde øker med avtagende tverrsnittsdimensjoner B og L i fig. 21.

Ved graving under vann eller i trykkluft er sikkerhetsfaktoren F større enn ved graving i tørr grop, hvilket fremgår av uttrykket

$$F = \frac{N_c s}{\gamma D + q - p} \quad (6-2)$$

hvor p er vanntrykket mot bunnen eller det anvendte lufttrykk utover atmosfæretrykket.

6. 2. Avstivede utgravninger i sand.

Avstivninger og vegger.

De prinsipielle betraktninger i avsnitt 6.1 vedrørende jordtrykket på veggene gjelder også for utgravninger i sand.

Det empiriske jordtrykksdiagram i fig. 20 legges til grunn for dimensjoneringen av avstivningene. Den totale resultant av det aktive trykk P_A beregnes som vist i avsnitt 5.3 for $\delta = 0$. Selv om veggene føres ned under utgravningens bunn, skal P_A bare regnes ned til bunnen. En pålitelig beregningsmessig dimensjonering av selve veggene er ikke mulig og man er derfor henvist til å bygge på praktiske erfaringer.

Sikkerhet mot hydraulisk grunnbrudd og bunnheving.

Ved utgravninger under grunnvannstanden i sand må man forhindre at det oppadrettede strømningstrykket blir så stort at det inntreffer et *hydraulisk grunnbrudd*. Et begynnende hydraulisk grunnbrudd er ofte karakterisert ved at bunnen i utgravningen blir så løs at den mister sin bæreevne.

Ved strømning inn i en byggegrøp, som vist i fig. 22, vil hydraulisk grunnbrudd kunne inntreffe når det vertikale strømtrykk ($i\gamma_w$) er lik den neddykkede romvekt γ' . Den kritiske, hydrauliske gradient i_c som betinger labil tilstand ($F = 1$) er derfor gitt av ligningen

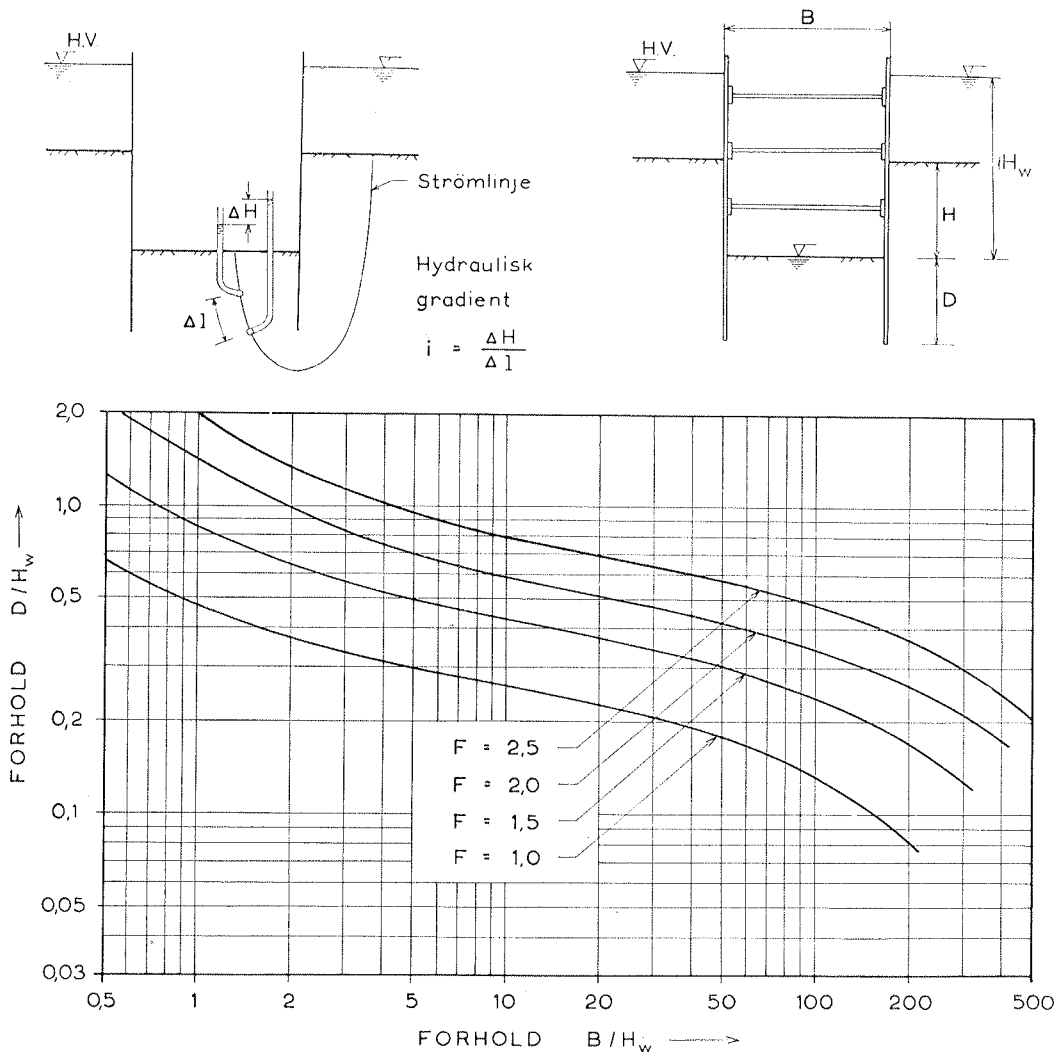


Fig. 22. Diagram for bestemmelse av sikkerheten mot hydraulisk grunnbrudd mellom spuntvegger i sand for tørrlagt byggegrøp.

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (6-3)$$

Etterat utgravningen er ferdig må den største, opptredende utløpsgradient i_0 (ved bunnen) være mindre eller høyst lik den tillatte, i_c/F , dvs.

$$i_0 \leq \frac{i_c}{F} = \frac{\gamma'}{F\gamma_w} \quad (6-4)$$

der F = sikkerhetsfaktor.

En forhåndsundersøkelse av sikkerheten mot hydraulisk grunnbrudd baseres vanligvis på et opptegnet strømnnett [10].

For et spesialtilfelle med utgravning mellom avstivede spuntvegger i homogen sand er de nødvendige undersøkelser foretatt en gang for alle og resultatet er fremstilt i diagram i fig. 22. Ut fra dette diagrammet kan den nødvendige spuntveggdybde under ferdig utgravning bestemmes direkte slik at den tilsktede sikkerhet mot hydraulisk grunnbrudd er oppnådd [25].

For midlertidige utgravninger i homogen grus og grov sand må man anvende en sikkerhetsfaktor på minst 1,5, mens man i homogen fin sand må bruke en sikkerhetsfaktor på minst 2,0—2,5.

En annen form for oppressing av bunnen er den såkalte *bunnheving* som er karakterisert ved at større deler av bunnen i midten av utgravningen heves monolittisk. Ofte skjer en slik heving uten at dette på forhånd er indikert ved løs bunn, som tilfellet er forut for hydraulisk grunnbrudd. En pålitelig forhåndsvurdering av faren for bunnheving ad teoretisk vei er meget vanskelig for ikke å si umulig. I alminnelighet kan man derfor ikke forutsi hvilken av de to bruddtyper som er farligst i et gitt tilfelle. Erfaringer synes imidlertid å tyde på at i homogen sand og for brede utgravninger er faren for hydraulisk grunnbrudd størst. Ved lagdeling og trange utgravninger er derimot faren for bunnheving den mest kritiske. I slike tilfelle tilrådes det å måle poretrykkene kontinuerlig under arbeidets gang, for i tide å kunne avgjøre om ekstra sikringstiltak er nødvendig.

Tiltak for å øke sikkerheten mot hydraulisk grunnbrudd og bunnheving.

Sikkerheten mot hydraulisk grunnbrudd og bunnheving kan prinsipielt økes ved å redusere den hydrauliske gradient. Dette kan oppnås enten ved å øke strømveien (Δl) eller ved å minske trykkfallet (ΔH).

Økning av strømveien oppnås ved forlengelse av spunten under utgravningens bunn, og den oppnådde økning av sikkerheten kan tas ut av diagrammet i fig. 22.

En minskning av trykkfallet ΔH kan oppnås enten ved å grave grøften under vann (eller i trykkluft) eller ved senkning av grunnvannstanden ved pumping fra filterbrønner under bunnen i utgravningen eller utenfor byggegroppen.

FORANKREDE SPUNTVEGGER

De spuntvegger som her skal behandles er forutsatt forankret på en slik måte at spuntveggen kan rotere om forankringsaksen. Spuntvegger som f. eks. blir fastholdt i toppen, slik at det her kan opptas et visst innspenningsmoment, er ikke medtatt i denne veiledning.

I alminnelighet skjelnes det mellom forgravede og bakfylte spuntvegger. Ved forgravede spuntvegger forstås her spuntvegger som i hele sin lengde blir rammet ned i et naturlig terreng, og hvor massene på den ene siden blir fjernet etter at forankringene er satt inn. Spuntvegger som bare delvis rammes ned i naturlig terreng og hvor det fylles opp på den ene siden er kalt bakfylte spuntvegger. I praksis forekommer det ofte en kombinasjon av disse to typene.

7. 1. Dimensjoneringsgrunnlag.

Som grunnlag for dimensjonering av forankrede spuntvegger er det her valgt den metode som i de senere år er foreslått anvendt ut fra de resultater som modellforsøk og sammenligninger med tidligere dimensjoneringsmetoder har ført til [35, 43, 45].

De statiske størrelser som dimensjoneringen baseres på (se fig. 23), er følgende:

- (a) *Nødvendig fotdybde*, D_n — for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet mot utglidning og utpressing av foten.
- (b) *Maksimal ankerkraft*, A_p — for dimensjonering av forankringen.
- (c) *Maksimalmomentet*, M_m — for dimensjonering av spuntveggvertsnittet.

Jordtrykkene som virker på spuntveggen og forankringen (vegg eller plate) bestemmes på den måte og med de sikkerhetsfaktorer som er angitt i avsnitt 5.

Nødvendig fotdybde, D_n .

I prinsippsskissen i fig. 23a er det vist et tverrsnitt gjennom en forankret spuntvegg. Jordtrykksdiagrammene for en $c\phi$ -analyse er angitt i profilet. Under ter-

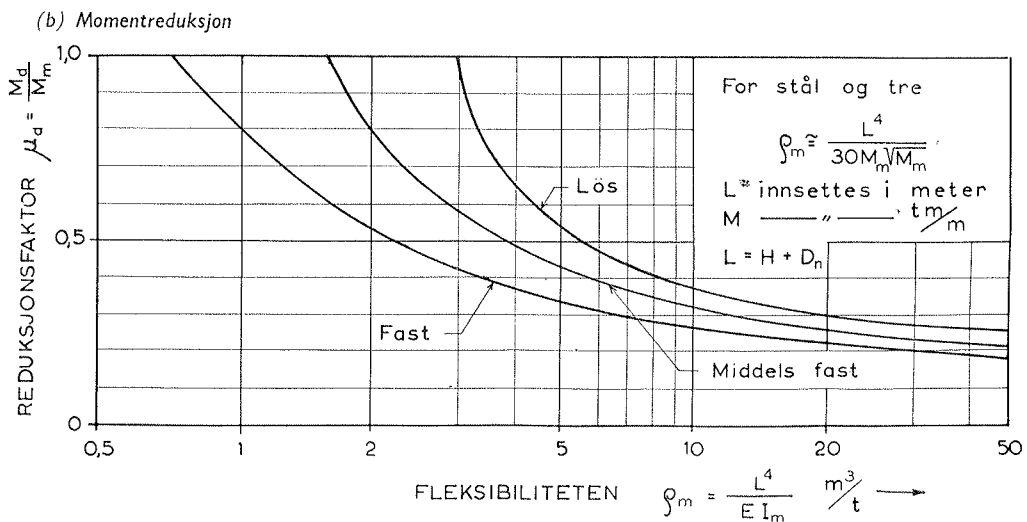
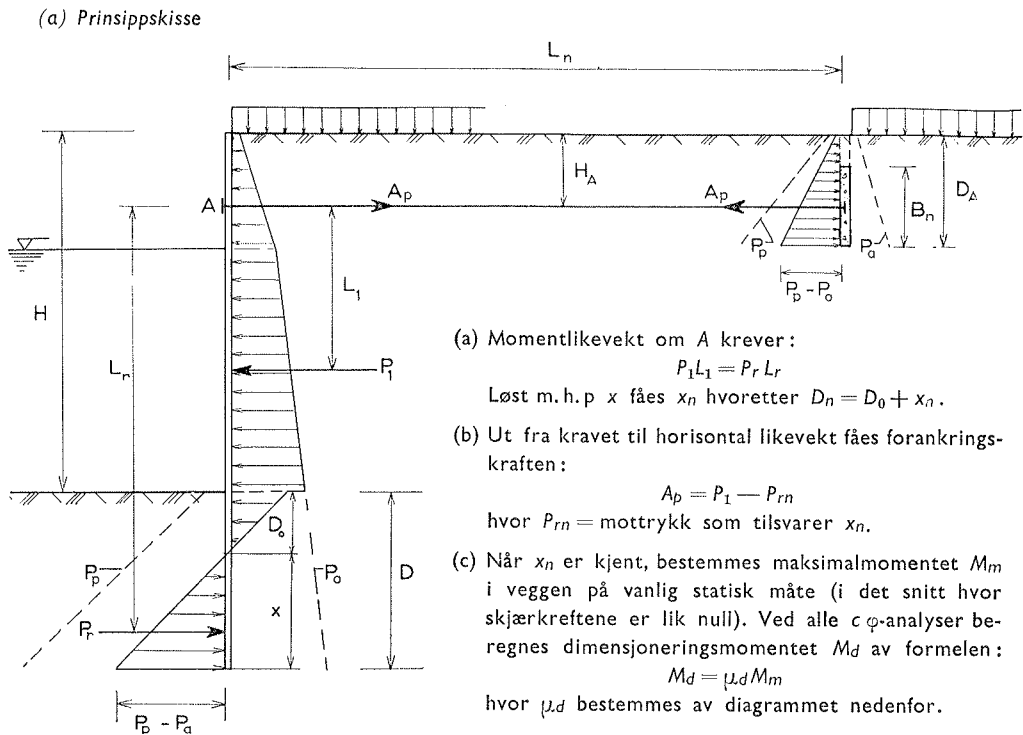


Fig. 23. Forankret spuntvegg: (a) Prinsippskisse (b) Diagram for momentreduksjonsfaktoren μ_d .

renget på forsiden av spuntten er «mottrykket» beregnet som differensen mellom passivt og aktivt trykk. Momentlikevekt om ankerpunktet A krever at

$$P_1 L_1 = P_r L_r \quad (7-1)$$

I denne ligning er både resultatanten P_r og momentarmen L_r av mottrykket en funksjon av dybden x under tryknulpunktet. Løses denne ligning med hensyn på x fåes nødvendig x_n , og dermed en nødvendig fotdybde D_n :

$$D_n = D_0 + x_n \quad (7-1a)$$

For alle tilfelle hvor p_A og p_r øker lineært med dybden, er ligning (7-1) en

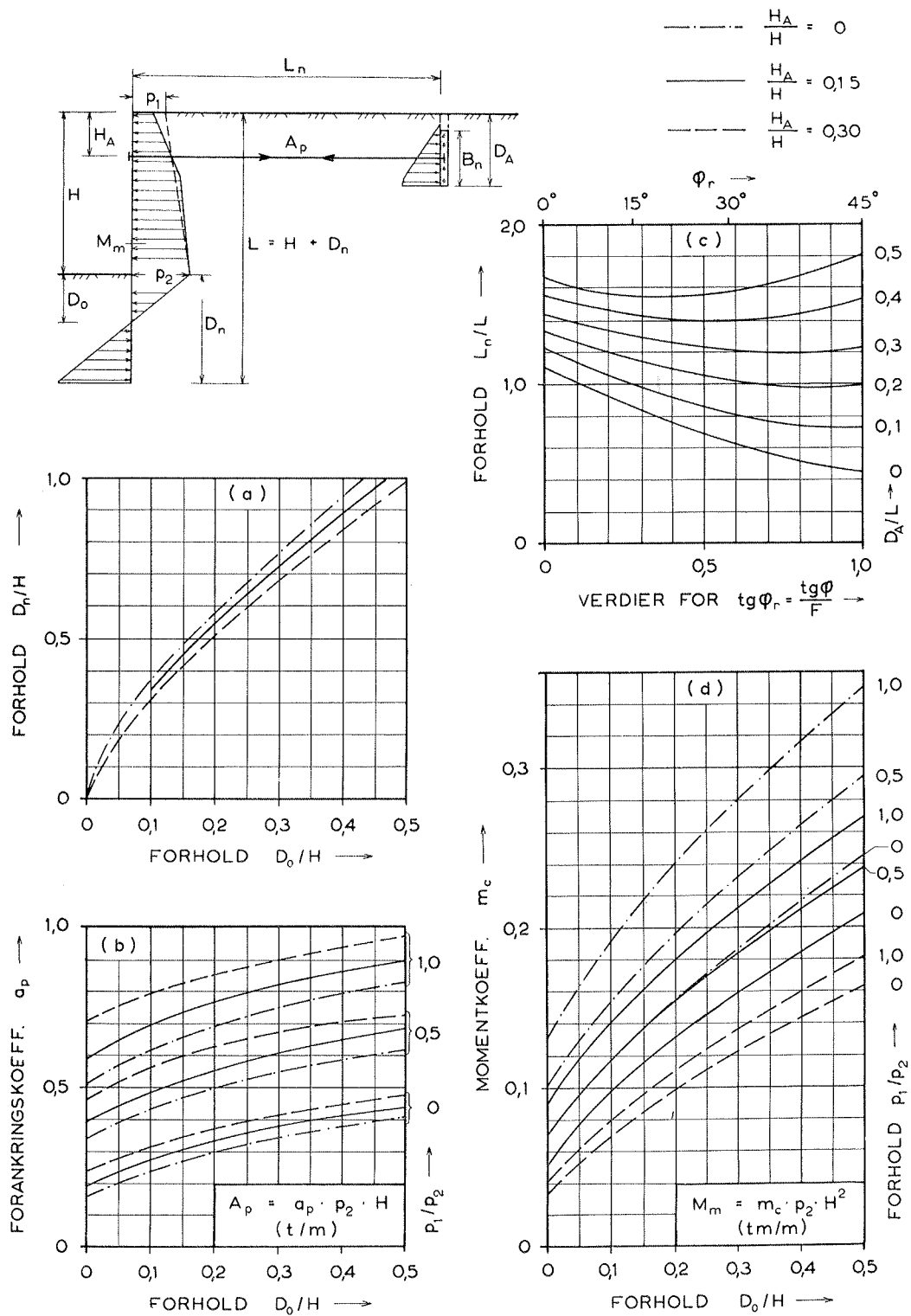


Fig. 24. Diagrammer for bestemmelse av: (a) Nødvendig rammedybde, (b) forankringskraft, (c) nødvendig forankringslengde og (d) beregningsmessig maksimalmoment for spuntvegger i homogene jordarter.

tredjegradslikning i x , og den løses enklest ved prøveberegninger. For homogen sand og grus og for alle $c\phi$ -analyser hvor $c = 0$ er ligningen løst en gang for alle og resultatet er gitt i et diagram i fig. 24a.

Da skjærfastheten — som aktivt og passivt jordtrykk er bestemt ut fra — på

forhånd er dividert med sikkerhetsfaktoren F er det automatisk oppnådd tilstrekkelig sikkerhet både mot lokal utpressing av foten og mot total utglidning, forutsatt at det ikke forekommer bløtere lag under foten av spuntveggen.

Forankringen.

Den kraft A_p som forankringen skal dimensjoneres for, bestemmes ut fra en likevektsbetraktning i horisontalretningen etter at fotdybden er bestemt:

$$A_p = P_1 - P_m \quad (7-2)$$

Her er P_m det mottrykk som tilsvarende den beregnede x_n . Forankringskraften blir uttrykt i kraft pr. lengdeenhet spuntvegg.

For homogene jordarter hvor $c = 0$ kan A_p bestemmes direkte av formelen

$$A_p = a_p p_2 H \quad (7-2a)$$

der a_p er en koeffisient som kan tas ut av diagrammet i fig. 24b.

Hvis avstanden mellom forankringsstagen er lik l , så må hvert stag dimensjoneres for en kraft lik lA_p . Erfaringer tyder på at brudd eller store deformasjoner vesentlig skyldes utilstrekkelige forankringer. Stagenes tverrsnitt bør derfor dimensjoneres etter vanlige tillatte spenninger. Dessuten bør stagenes feste i spuntvegg og anker dimensjoneres noe sterkere enn staget selv. Likeledes bør man påse at stagen blir beskyttet mot ødeleggelse ved korrosjon.

Forankringsplatene må dimensjoneres slik at de kan oppta forankringskraften. Forankringsplatenes dybde D_A bestemmes derfor slik at arealet av mottrykksdiagrammet ($p_p - p_A$) blir lik forankringskraften. Det er vanligvis ansett for tillatt å regne med hele høyden av mottrykksdiagrammet når $B_n \geq \frac{2}{3} D_A$, se fig. 23a. Ved bestemmelsen av jordtrykkene på begge sider av forankringsveggen må man ikke benytte et større ruhetsforhold enn det som er forenlig med vertikal likevekt for veggen eller platen.

For horisontal forankring må ruhetsforholdet for forankringsveggen være høyst lik

$$r \leq \frac{W_A}{A_p} \frac{F}{\operatorname{tg} \varphi} \quad (7-3)$$

der W_A = vekt av forankringsvegg og overliggende jord.

Forankringsstagenes lengde L_n er vanligvis blitt bestemt ut fra det krav at den aktive sonen bak spuntten og den passive sonen foran forankringen ikke skal gripe inn i hverandre. I den senere tid er den nødvendige forankringslengde også blitt bestemt ut fra et særskilt stabilitetskriterium [19]. De forskjellige betraktningmåter gir stort sett samme L_n . For regelmessige grunnforhold og for $r = 0,3$ til $0,7$ kan forankringslengden L_n bestemmes tilnærmet ut fra fig. 24c når fotdybden D_n og ankerdybden D_A er bestemt.

Dimensjonering av spuntveggen.

Som første ledd i bestemmelsen av spuntvegg-tverrsnittet beregnes maksimalmomentet M_m på vanlig statisk måte, idet belastningen på spuntveggen består av aktivt og passivt trykk og forankringskraft (M_m opptrer i det snitt hvor skjærkraften er lik null).

For homogen sand er det i fig. 24a gitt et diagram hvorav M_m kan bestemmes direkte, idet

$$M_m = m_c p_2 H^2 \quad (7-4)$$

Symbolene er vist i diagrammet.

Man har lenge vært klar over at det maksimalmoment, M_m , som blir bestemt på denne måten, vanligvis er større enn det opptredende. Teoretiske betraktninger [18] og modellforsøk [35, 45] utført spesielt i de senere år har påvist dette forhold nærmere. De resultater som modellforsøkene for sand førte til, har vist at forholdet mellom det opptredende og det beregningsmessige moment, M_m , avtar med tiltagende fleksibilitet av spuntveggen ρ :

$$\rho = \frac{L^4}{EI} \quad (7-5)$$

hvor $E =$ spuntveggmaterialets elastisitetsmodul.
 $I =$ treghetsmoment (pr. lengdeenhet spunt).
 $L = H + D_n =$ lengde av spunt.

En dimensjonering av spuntveggen på basis av forsøkskurvene [35] forutsetter at spuntveggdimensjonene bestemmes ved en suksessiv approksimasjon, hvor man ut fra beregnet maksimalmoment bestemmer spuntens dimensjoner og tilsvarende fleksibilitet og derav følgende reduserte moment. Dette reduserte moment betinger en ny spuntveggdimensjon, fleksibilitet og reduksjonsfaktor osv.

Den konvergensverdi for momentet som den skrittvis approksimasjonsberegning fører til, er i denne veiledning blitt tilnærmet bestemt en gang for alle. Ved denne beregning er det antatt et bestemt forhold mellom tillatt spenning og elastisitetsmodul for spuntveggmaterialet.

En dimensjonering av spuntveggen forutsetter at maksimalmomentet M_m regnes som ovenfor angitt. Det endelige dimensjoneringsmoment er bestemt av formelen

$$M_d = \mu_d \cdot M_m \quad (7-6)$$

hvor reduksjonsfaktoren μ_d avhenger av spuntveggenes fleksibilitet

$$\rho_m = \frac{L^4}{n \cdot M_m \sqrt{M_m}} \quad (7-7)$$

hvor profillengden L innsettes i m og M_m i tm/m og tallet n innsettes lik 30 for spuntvegger av stål og tre, og 120 for betong. Reduksjonsfaktoren μ_d er i fig. 23b avsatt som funksjon av ρ_m og jordartens lagringstetthet.

Da man vanligvis ser bort fra aksialspenningene i spuntveggen, bestemmes det nødvendige motstandsmoment W av formelen

$$W \geq \frac{M_d}{\sigma_a} \quad (7-8)$$

hvor $\sigma_a =$ tillatt spenning i spuntveggmaterialet.

Det er vanligvis ansett for økonomisk å utnytte spuntveggmaterialets bøyingsfasthet i like stor grad som jordartens skjærfasthet. Det vil si at man kan benytte en tillatt stålspenning på opp til $\frac{2}{3}$ av flytegrensen.

For de spuntveggprofiler hvor låsene ligger i nøytralaksen, må man være opp-

merksom på at det virksomme motstandsmoment er mindre enn det som tilsvare ru lås, men samtidig større enn det som tilsvare glatt lås. Da det er meget vanskelig å beregne nøyaktig det virksomme motstandsmoment, foreslås det at man for meget fleksible spuntvegger (stor ρ_m) benytter tillatte stålspenninger lik $\frac{1}{2}$ av flytegrensen i ligning (7—8), og det motstandsmoment man på denne måte beregner, tas ut av de vanlige tabeller som om låsene var ru.

Hvor eventuell korrosjon med tiden vil føre til en reduksjon av ståltverrsnittet bør det tas hensyn til dette.

7. 2. Spuntvegger i sand.

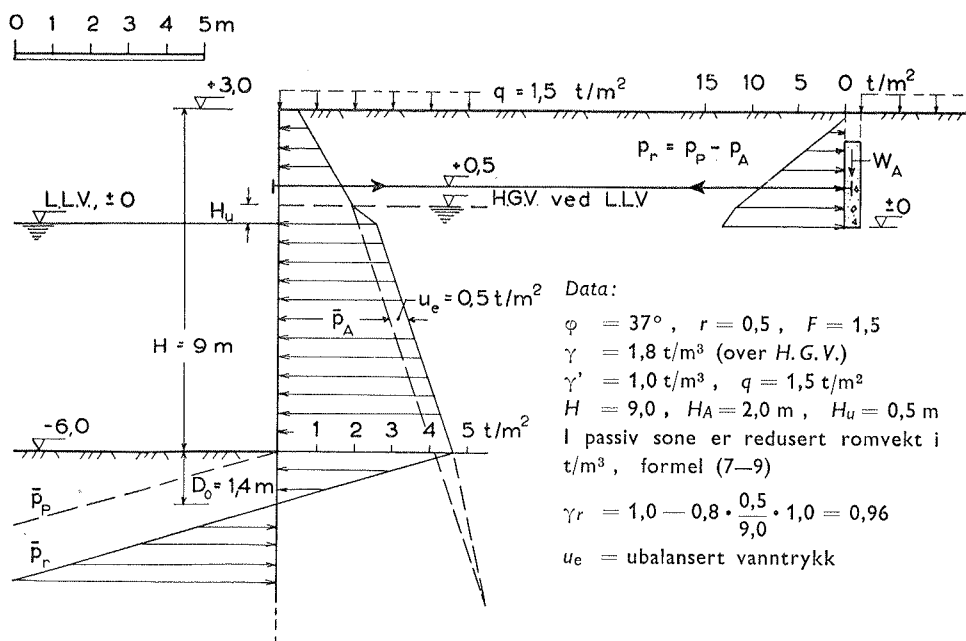
Jordtrykkene på begge sider av spuntveggen beregnes etter klassisk jordtrykkteori for laveste lavvann etter de formler og med de sikkerhetsfaktorer som er angitt i avsnitt 5.

Hvis det ved LLV er en forskjell lik H_u i vannstanden innenfor og utenfor spuntveggen, adderes det ubalanserte vanntrykk til effektivtrykket i den aktive sonen, som vist i eks. 9. På grunn av den strømning som H_u forårsaker vil strømkraften øke romvekten i den aktive sonen og redusere den i den passive sonen. Endringen i romvekten er lik strømkraften $i\gamma_w$, hvor den hydrauliske gradient i kan bestemmes ved hjelp av et strømnett. Tilnærmet kan man imidlertid ta hensyn til innflytelsen av strømkraften ved å regne med redusert romvekt γ_r i den passive sonen, hvor

$$\gamma_r = \gamma' - 0,8 \frac{H_u}{H} \gamma_w \quad (7-9)$$

For beregning av det «jordtrykk» som oppstår ved bakfylling med innspylte masser, henvises til avsnitt 5.4.

Når jordtrykkene er bestemt, foretas beregningen av de statiske størrelser D_n ,



Eks. 9. Eksempel på dimensjonering av en forankret spuntvegg i sand.

Jordtrykksberegning for spuntvegg (i t/m²)

Aktiv sone				Passivt		Mottrykk	Anmerkning
Kote	p'_v	p'_A	u_e	p'_v	p'_p	$p'_A + u - p'_p$	
+ 3,0	1,5	0,50					$\frac{\text{tg } \varphi}{F} = \frac{0,75}{1,5} = 0,5$ Med $r = 0,5$, fåes $K_A = 0,33$, $K_P = 3,7$ (avsnitt 5)
+ 0,5	6,0	1,98	0				
± 0,0	6,5	2,14	0,5				
— 6,0	12,5	4,12	0,5	0	0	+ 4,62	
— 9,0	15,5	5,11	~ 0	2,88	10,65	— 5,54	

Antatt $W_A = 2,0$ t/m. Ruhetsforholdet for ankerveggen, formel (7-3)

$$r \leq \frac{2,0 \cdot 1,5}{17,6 \cdot 0,75} = 0,23, \text{ valgt } r = 0,2$$

Jordtrykksberegning for ankervegg (i t/m²)

Aktivt			Passivt		Mottrykk	Anmerkning
Kote	P'_v	P'_A	P'_p	P'_p	$P'_p - P'_A$	
+ 3,0	1,5	0,60	0	0	— 0,60	Med $\frac{\text{tg } \varphi}{F} = 0,5$ og $r = 0,2$ er $K_A = 0,36$, $K_P = 3,1$ (avsnitt 5).
+ 0,5	6,0	2,15	4,5	13,95	11,80	
— 0,5	7,0	2,50	5,5	17,05	14,55	

Nødvendig fotdybde

Siden $D_0/H = 0,155$ og $H_A/H = 0,22$, fåes av fig. 24 a den nødvendige fotdybde:

$$D_n = 0,44 \cdot H \cong 4,0 \text{ m} \therefore L = 13,0 \text{ m}$$

Forankringen

Forankringskraft: $A_P = P_1 - P_{rn} = (29,1 - 11,5)$ t/m = 17,6 t/m. (Av fig. 24 b fåes:

$A_P = 0,43 \cdot 4,62 \cdot 9$ t/m = 17,8 t/m). Nødvendig stagverrsnitt: (17600/1400) cm²/m = 12,6 cm²/m

Mottrykket for forankringsveggen er beregnet i tabell, hvorav $D_A = 3,0$ m for at mottrykksresultanten skal bli lik A_P (hel vegg). Siden $D_A/L = 0,23$ og $\text{tg } \varphi/F = 0,5$, blir nødv. forankringslengde, fig. 24 c, $L_n = 1,10 \cdot L \cong 14,3$ m.

Bøyningsmoment og nødv. motstandsmoment

Siden $D_0/H = 0,155$, $H_A/H = 0,22$ og $P_1/P_2 \cong 0,26$, fåes $m_c = 0,105$ av fig. 24 d.

Maksimalmomentet: $M_m = 0,105 \cdot 4,62 \cdot 9^2$ tm/m = 39,3 tm/m.

Med fleksibilitet: $\rho_m = \frac{13^4}{30 \cdot 39,3 \cdot \sqrt{39,3}} = 3,85$ (m³/t) blir $\mu_d = 0,50$ av fig. 23 b for middels

fast lagring.

Dimensjoneringsmoment: $M_d = 0,50 \cdot 39,3$ tm/m = 19,65 tm/m.

Nødv. virksomt motstandsmoment: $W = (1965000/1800)$ cm³/m = 1090 cm³/m.

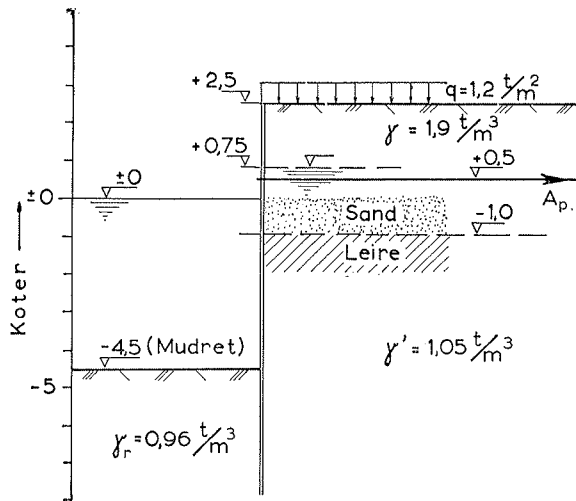
Eks. 9 (forts.).

A_P , L_n og M_m etter de retningslinjer som er angitt ovenfor. For bestemmelse av dimensjoneringsmomentet tillates benyttet full momentreduksjon etter fig. 23b.

De enkelte detaljer ved dimensjoneringen av en forankret spuntvegg i sand er vist i eksempel 9.

7. 3. Spuntvegger i leire.

Det som især skiller spuntvegger i leire og fin silt fra spuntvegger i sand er for det første det at jordtrykkene for byggetilstanden kan bestemmes ut fra leirens udrenerte skjærfasthet, se avsnitt 5. Dernest kan man på det nåværende stadium



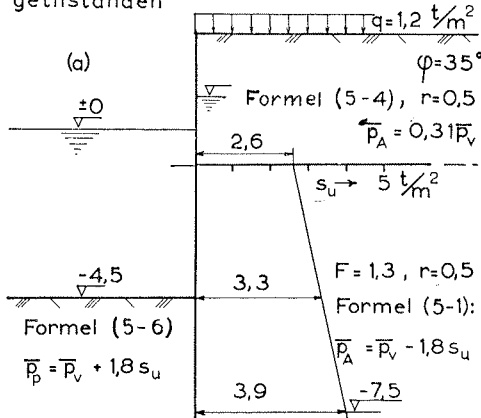
Statiske størrelser	Byggetilstand $F=1,3 \quad r=0,5$	Stasjonær tilstand $F=1,5 \quad r=2/3$
D_n m	2,95	3,3
A_p t/m	11,6	13,1
M_m tm/m	16,9	18,4

Den stasjonære tilstand er avgjørende for dimensjoneringen: $D_n = 3,3$ m $A_p = 13,1$ t/m $M_m = 18,4$ tm/m, dvs. $F > 1,3$ for byggetilstanden.

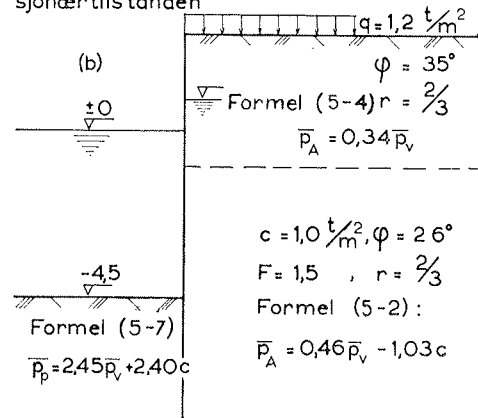
$$\rho_m = \frac{10,3^4}{30 \cdot 18,4 \cdot \sqrt{18,4}} = 4,7 \text{ (m}^3/\text{t)}$$

Fra fig. 23 b fåes for løs lagring $\mu_d = 0,56$
 $M_d = (0,56 \cdot 18,4) = 10,3$ tm/m.

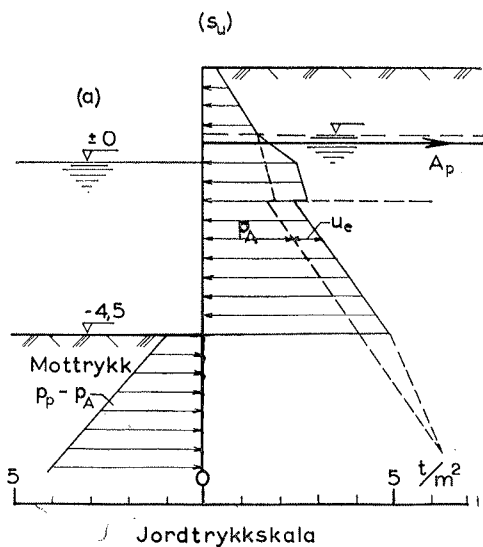
Regnemessige forutsetninger for byggetilstanden



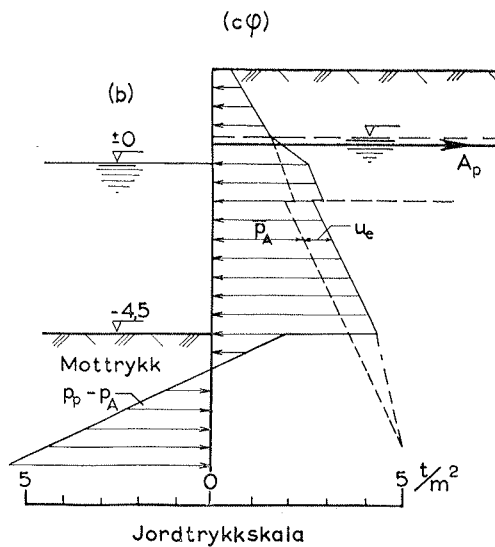
Regnemessige forutsetninger for stasjonært tilstanden



Beregnet jordtrykk for byggetilstanden



Beregnet jordtrykk for stasjonært tilstand.



Eks. 10. Eksempel på dimensjonering av en forankret spuntvegg i leire, der jordtrykkene er bestemt både ved en s_u -analyse og en $c\phi$ -analyse.

ikke regne med noen momentreduksjon for byggetilstanden, idet det ikke foreligger noen forsøks- eller erfaringsresultater på tilsvarende måter som for sand.

For forutvurdering av den fremtidige stasjonære tilstand bestemmes jordtrykkene ved en $c\varphi$ -analyse, og for bestemmelse av dimensjoneringsmomentet kan det benyttes en momentreduksjon μ_d som tilsvarer løs lagring, fig. 23b.

I eks. 10 er det vist et eksempel på dimensjonering av en forankret spuntvegg i leire både for byggetilstanden (s_u -analyse), og for langtidstilstanden ($c\varphi$ -analyse). De enkelte detaljer ved beregningene fremgår direkte av figuren.

8. GEOTEKNISKE DATA

En entydig klassifisering og identifisering av en bestemt jordart krever kjennskap til en rekke mekanisk-fysikalske størrelser. Definisjonene av de mest anvendte størrelsene er angitt nedenfor, og likeledes er typiske tallverdier eller tallområder antydnet i tabellform. Hensikten med å angi disse tallstørrelsene er den å vise hvilke verdier og hvilket variasjonsområde man har oppnådd i noen typiske tilfelle.

8. 1. Definisjoner for identifisering og klassifisering.

Jordartenes vanninnhold, metningsgrad og plastiske egenskaper er definert ved følgende forhold:

<i>Vanninnhold</i>	w	= vekt av vann i prøve dividert med vekt av fast stoff.
<i>Metningsgrad</i>	S_r	= volum av vann i prøve dividert med volum av porer.
<i>Flytegrense</i>	w_L	og
<i>Utrullingsgrense</i>	w_p	angir henholdsvis høyeste og laveste vanninnhold for plastisk område av omrørt materiale, og blir bestemt etter metoder normert av American Society for Testing Materials.
<i>Plastisitetsindeks</i>	I_p	$= w_L - w_p$
<i>Flyteindeks</i>	I_L	$= \frac{w - w_p}{w_L - w_p}$

For enkelte leirers vedkommende er typiske tallverdier for disse størrelsene angitt i tabell 7.

Ved alle stabilitets- og deformasjonsberegninger er det nødvendig å ha kjennskap til jordartens romvekt. Det skjelnes mellom følgende størrelser:

Total romvekt	$\gamma =$ total vekt av jord dividert med totalt volum.
Tørr romvekt	$\gamma_d =$ vekt av fast stoff dividert med totalt volum.
Neddykket romvekt	$\gamma' =$ romvekt av mettet materiale minus romvekt av vann.
Romvekt av fast stoff	$\gamma_s =$ vekt av fast stoff dividert med volum av fast stoff.

Betegnelsen romvekt er her benyttet i betydningen romtyngde. Romvekt av fast stoff (spesifikk vekt) varierer vanligvis innen intervallet 2,65—2,85 t/m³, med typiske middelveier rundt 2,7 t/m³. Typiske variasjonsområder for γ er gitt i tabell 2.

Tabell 2.

Jordartsbetegnelse	Romvekt t/m ³		
	Vannmettet	Jordfuktig	Neddykket
Steinfylling	1,6—2,3	1,4—2,0	0,6—1,3
Grus og sand	1,8—2,4	1,4—2,1	0,8—1,4
Silt og leire	1,7—2,1	1,6—2,0	0,7—1,1

For karakterisering av jordartenes lagringstetthet benyttes følgende forhold:

Porøsitet $n =$ volum av porer dividert med totalt volum.

$$n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s} = 1 - \frac{\gamma}{(1+w)\gamma_s}$$

Poretall $e =$ volum av porer dividert med volum av fast stoff.

$$e = \frac{n}{1-n}$$

$$\text{Relativ lagringstetthet } D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

hvor $e_{\max} =$ poretall ved løseste lagring.

$e_{\min} =$ poretall ved fasteste lagring.

$e =$ poretall for vedk. prøve.

Tabell 3.

Kornstørrelse, ekvivalent diameter i mm	Fraksjonsbetegnelse
> 20	stein
20—6 6—2	grov fin } grus
2 —0,6 0,6—0,2 0,2—0,06	grov middels fin } sand
0,06 —0,02 0,02 —0,006 0,006—0,002	grov middels fin } silt
< 0,002	leire

Kornfordeling. Kornfordelingen bestemmes enten ved en sikteanalyse, en hydrometeranalyse eller en slemningsanalyse, avhengig av kornstørrelsen. Resultatet av en slik analyse tegnes opp i en kornfordelingskurve. Et bestemt punkt på en kornfordelingskurve angir hvor mange vektprosent av materialet som består av korn mindre enn den ekvivalente korndiameter som det bestemte punkt tilsvare. Tabell 3 angir de fraksjonsbetegnelser som er benyttet for forskjellige kornstørrelser.

8. 2. Darcys lov og permeabilitetskoeffisienten k .

Det prinsipielle grunnlag for vurdering av de geotekniske problemer ved strømning av vann i jord er kjent under navnet Darcys lov [14].

$$v = ki$$

der v = strømhastighet, eller vannføring pr. enhet tverrsnittsflate.
 i = hydraulisk gradient.
 k = permeabilitetskoeffisient.

Den *hydrauliske gradient* i en bestemt retning er endringen i energihøyden pr. lengdeenhet i den betraktede retning. Energihøyden er representert ved vannets stighøyde i et vannstandsrør, regnet fra et horisontalt referanseplan.

Tabell 4.

Jordarts- betegnelse	Permeabilitets- koeffisient, k i cm/sek
Grus	> 1
Sand	$1 - 10^{-4}$
Silt	$10^{-4} - 10^{-7}$
Leire	$10^{-7} - 10^{-9}$

Permeabilitetskoeffisienten k er strømhastighet for en hydraulisk gradient lik 1, og angir derfor vannføringen pr. flateenhet for en hydraulisk gradient lik 1. Den kan bestemmes eksperimentelt i laboratoriet eller i marken. Typiske variasjonsområder for k er vist i tabell 4.

I de sedimentære jordarter er permeabilitetskoeffisienten i marken ofte større i horisontal enn i vertikal retning.

8. 3. Udrenert skjærfasthet, $s = s_u$.

Den udrenerte skjærfasthet blir vanligvis bestemt ved vinge boring i marken og ved trykkforsøk eller konusforsøk på uforstyrrede prøver. Forsøkene utføres i leire og i finfraksjonen av silt, se avsnitt 1.1.

Ved *vinge boring* måles den udrenerte skjærfasthet direkte i marken. Et vingekors presses ned til den dybde hvor målingen skal foretas og vingen dreies med bestemt hastighet inntil brudd inntreer. Det torsjonsmoment som anvendes under vridningen blir registrert på et måleinstrument. Ut fra bruddavlesningen og instrumentets kalibreringskurve bestemmes den udrenerte skjærfasthet.

Ved et *trykkforsøk* bringes en tilskåret prøve — av bestemt størrelse — til brudd ved gradvis økende vertikaltrykk. Den udrenerte skjærfasthet for vedkommende prøve settes lik halvparten av trykkfastheten.

Konusforsøk er en empirisk måte å bestemme udrenert skjærfasthet på [38].

Tabell 5.

Udrenert skjærfasthet i t/m ²	Betegnelse
$< 1,25$	Meget bløt
$1,25 - 2,5$	Bløt
$2,5 - 5,0$	Middels fast
$5,0 - 10,0$	Fast
> 10	Meget fast

Tabell 6.

Sensitivitet	Betegnelse
1—4	Lite sensitiv
4—8	Sensitiv
8—32	Kvikk
> 32	Meget kvikk

En konus av bestemt form og vekt slippes ned på en avplanert leirflate. Synkningen måles og den tilsvarende skjærfasthet tas ut av en tabell.

En inndeling av leirene etter deres udrenerte skjærfasthet er angitt i tabell 5.

Sensitivitet, S_b , er forholdet mellom en leires udrenerte skjærfastheter i henholdsvis uforstyrret og omrørt tilstand. Sensitiviteten bestemmes ved vingebor-forsøk (i marken) eller ved konusforsøk (i laboratoriet). For forskjellige sensitivitet-er benyttes de betegnelser som er angitt i tabell 6.

Leire med stor sensitivitet og som i omrørt tilstand har en flytende konsistens kalles «kvikkleire».

Tabell 7. Typiske geotekniske data for enkelte leirtyper.

Leir- type	Sted	w %	w_L %	w_p %	I_p %	I_L	γ t/m ³	S_t	Udrenert skjærfasth.	
									Dybde, m	s_u t/m ²
Normalkonsolidert	Majorstua	35	36	22	14	0,93	1,98	5	15—30	2,2—4,1
	Grønland	34	41	21	20	0,65	1,90	3	10—30	3,0—4,7
	Bjørsvika .	35	43	22	21	0,62	1,80	3	15—25	2,0—4,7
	Sandefjord	44	49	29	30	0,83	1,79	5	15—35	2,5—5,6
	Lier . . .	29	31	21	10	0,80	1,88	11	5—15	2,7—5,7
Overkon- solidert	Fredrikstad	39	45	21	24	0,75	1,81	4	5—15	3,4—6,3
	Trondheim	29	26	17	9	1,33	1,96	4	10—20	2,9—4,25
	Drammen	33	30	23	7	1,43	1,84	3	5	2,4
Tørrskorpe	Sagene . .	32	51	29	22	0,14	1,94	3	3,0—3,8	9,0—8,5
	Ullevål . .	27	39	19	20	0,40	2,01	2	1,6—3,4	9,5—8,1
	Ensjø . .	31	40	21	19	0,52	1,94	4	2,0—4,5	6,0—3,4
	Åmot . .	31	43	24	19	0,37	1,87	4	0,2—2,4	9,3—6,0
Kvikkleirer	Manglerud	35	29	20	9	1,7	1,87	52	10—20	1,0—1,6
	Bøler . .	43	32	22	10	2,1	1,88	112	5—15	0,7—1,4
	Ullensaker	39	32	23	9	1,8	1,86	6	10—15	1,2—1,8
	Ullensaker	32	25	19	6	2,2	1,91	26	5—10	1,4—2,2
	Drammen	29	23	19	4	2,5	1,91	10	10—20	1,4—2,0
	Trondheim	29	28	18	10	1,1	1,97	9	10—25	2,0—4,7
	Trondheim	31	26	16	10	1,5	1,93	>40	10—20	1,1—2,5

8. 4. Skjærfasthetsparametrene c og φ .

Skjærfasthetsparametrene c og φ bestemmes ved triaksialforsøk. Ved et triaksialforsøk bringes en jordprøve av bestemte dimensjoner til brudd ved en økning av skjærspenningene i prøven. Triaksialapparatet gir anledning til kontroll av så vel den vertikale som den horisontale spenning i prøven. Skjærspenningene i prøven kan f. eks. økes enten ved et tillegg i vertikalspenningen eller ved en minskning av horisontalspenningen. Forut for skjærforsøket kan prøven være konsolidert, dvs. prøven har ved fri drenering vært utsatt for en viss spenningstilstand.

Skjærforsøket utføres enten drenert eller udrenert. I første tilfelle er pore-

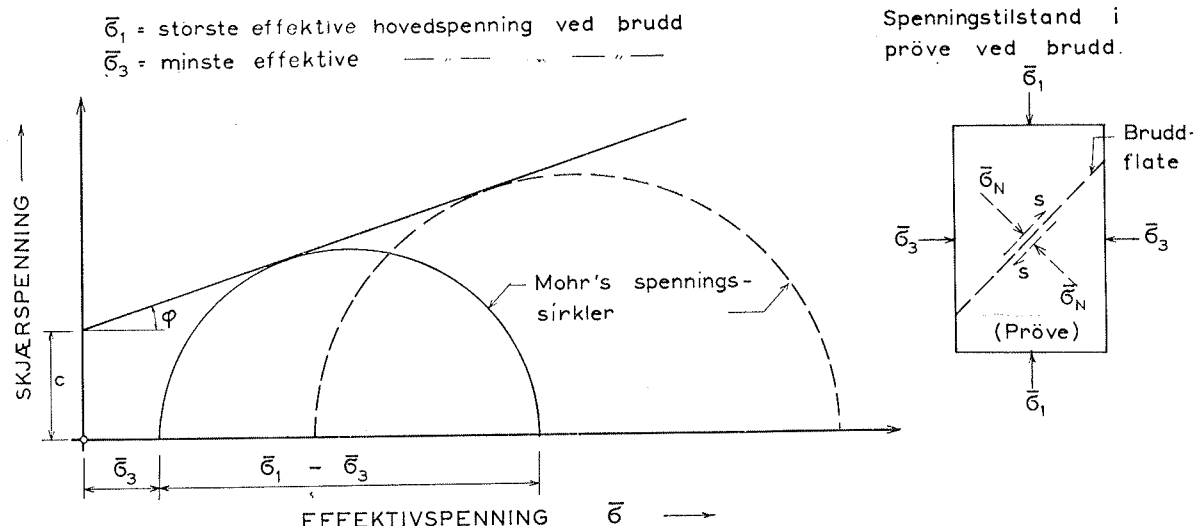


Fig. 25. Mohrs spenningsdiagram. Grafisk fremstilling av spenningsstilstanden i to triaksialprøver ved brudd.

trykkene i prøven lik null, i annet tilfelle måles poretrykket i prøven under forsøket. Det essensielle ved forsøksteknikken er at man kjenner de effektive hovedspenninger i prøven under hele forsøket og dermed også ved brudd av prøven.

På grunnlag av de effektive hovedspenninger ved brudd kan man i et Mohrs spenningsdiagram gi en grafisk fremstilling av spenningsstilstanden i prøven ved brudd [28]. Hvert skjærforsøk resulterer i en spennings sirkel. Skjærfasthetsparametrene c og φ bestemmes som vist i fig. 25 av fellestangenten til to eller flere spennings sirkler.

For en del jordarter er de c - og φ -verdier som er bestemt i laboratoriet vist i tabell 8.

Tabell 8.

Jordartsbetegnelse og stedsangivelse	Skjærfasthets parametre	
	c t/m ²	φ
Komprimert sprengstein (Steinfylling, Strandev.)	0	47°
Sand (Gløshaugen, NTH, Trondheim)	0	35°
Moreneleire, normalkonsolidert (Horten)	0	33°
Normalkonsolidert siltig leire (Bragernes, Drammen)	0,5	27°
Overkonsolidert kvikkleire (Neiden, Finnmark)	2,0	20°
Overkonsolidert leire (Gløshaugen, NTH, Trondheim)	4,3	23°

8. 5. Konsolideringskoeffisient c_v , sammentrykningstall C_c .

En leires konsolideringsegenskaper bestemmes i laboratoriet med ødometer-forsøk. En leirprøve innesluttet i en sylinder, påføres trinnvis vertikal belastning, og for hvert lasttrinn avleses setningen for bestemte tidsintervaller inntil konsoli-

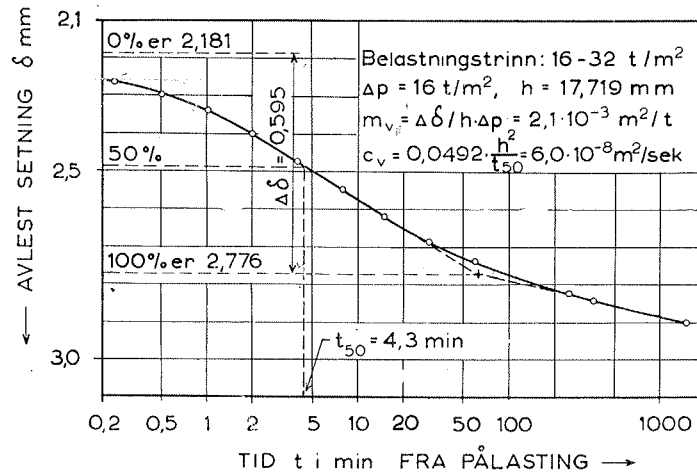


Fig. 26. Tid — setningsdiagram for ett belastningstrinn i et ødometerforsøk.

deringen er avsluttet. For hvert lasttrinn tegnes en tidskurve, dvs. et diagram som viser setningen som funksjon av logaritmen til tiden.

Ut fra tidsdiagrammet bestemmes to parametre for hvert lasttrinn, se fig. 26.

$$\text{Sammentrykningskoeffisienten } m_v = \frac{\Delta\delta}{h\Delta p}$$

$$\text{Konsolideringskoeffisienten } c_v = 0,0492 \frac{h^2}{t_{50}}$$

der $\Delta\delta$ = avlest primærsetning, som tilsvare Δp .
 Δp = lasttrinnets størrelse.
 h = prøvens høyde før pålastning av Δp .
 t_{50} = tid for 50 % primærkonsolidering.

Den første parameter, m_v , er bestemmende for primærkonsolideringens størrelse, mens c_v er avgjørende for konsolideringens tidsmessige forløp.

Resultatene av et ødometerforsøk, utført med trinnvis belastning, fremstilles vanligvis ved en konsolideringskurve som angir poretallet e som funksjon av logaritmen til trykket p . Eksempler på slike kurver er vist i fig. 27 for en normalkonsolidert leire, en kvikkleire og en tørrskorpeleire. På grunn av spenningsforandringer og omrøring av det ytre skikt ved prøvetaking, utskyvning og innbygging av prøven, vil sammenhørende poretall og effektivtrykk sjelden være de samme i ødometeret som i marken. For normalkonsoliderte leirer og kvikkleirer er det derfor foreslått å justere e log p -kurven som vist i figuren. De justerte kurver synes å være mer i overensstemmelse med forholdene i marken enn laboratoriekurven.

Sammentrykningstallet C_c (eller kompresjonsindeksen) er definert som helningen til e log p -kurven, dvs.

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2/p_1}$$

hvor e_1 = poretall som tilsvare effektivtrykket p_1 .
 e_2 = poretall som tilsvare effektivtrykket p_2 .

Da sammentrykningstallet C_c inkluderer den primære så vel som den sekun-

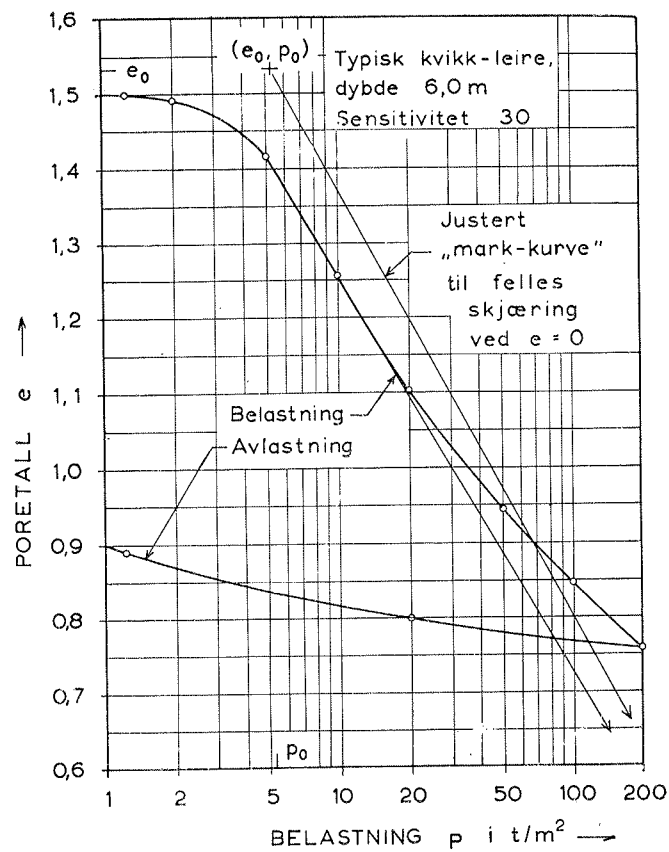
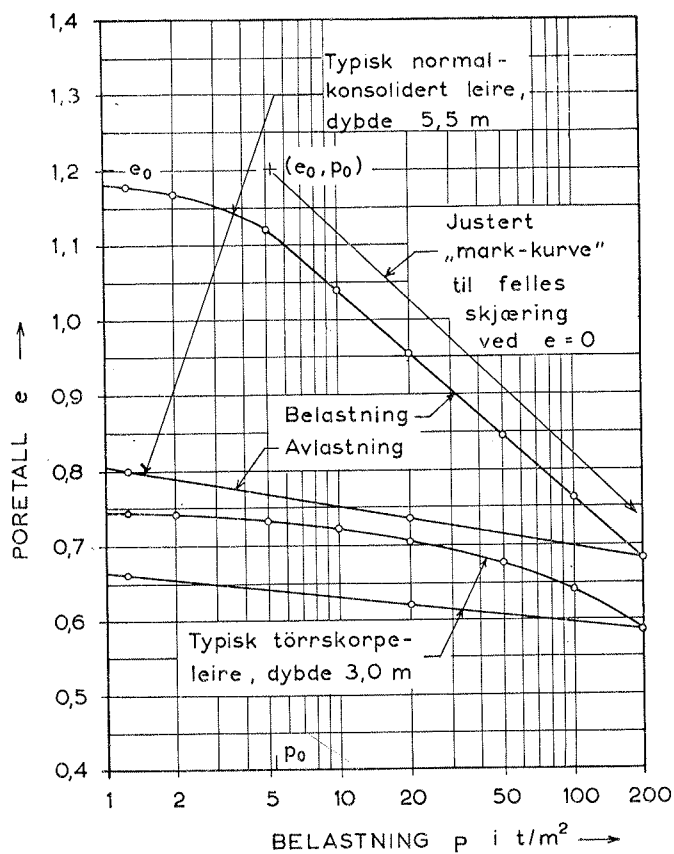


Fig. 27. Typiske ødometerkurver ($e - \log p$) for en normalkonsolidert leire, en tørrskorpeleire og en kvikkeleire.

dære tidseffekt, er det vanlig å regne med en korrigert, C'_c , som bare innbefatter den primære konsolidering:

$$C'_c = fC_c$$

f angir i denne ligning forholdet mellom den primære konsolidering og total setning, bestemt ut fra tids-setningskurven. Typiske verdier for C_c er angitt i tabell 9.

Konsolideringskurven gir grunnlag for vurdering av det største effektive trykk som leiren tidligere har vært konsolidert for. Dette trykk blir ofte kalt forkonsolideringstrykket. Hvis forkonsolideringstrykket er omtrent lik det nåværende, sies leiren å være *normalkonsolidert*. Hvis forkonsolideringstrykket er større enn det nåværende, blir leiren betegnet *overkonsolidert*.

Den momentane initialsetning i leire — som foregår under udrenerte betingelser — bestemmes på grunnlag av en ekvivalent elastisitetsmodul, E , som bestemmes i laboratoriet eller i marken, se avsnitt 1.2. Typiske verdiområder for c_v , C_c og E er angitt i tabell 9.

Tabell 9

Leirtype	c_v m ² /sek	C_c (tall)	E i t/m ²
Kvikk	$10^{-8} - 10^{-7}$	1,0 — 0,55	100 — 500
Normalkonsolidert	$10^{-7} - 4 \cdot 10^{-7}$	0,55 — 0,20	500 — 1000
Overkonsolidert	$4 \cdot 10^{-7} - 1,5 \cdot 10^{-6}$	0,20 — 0,05	> 1000

ENGLISH SUMMARY

Soil Mechanics Applied to some Engineering Problems.

Purpose.

Although the available textbooks in English have been of considerable help to foundation engineers in this country, there has nevertheless existed a demand for a concentrated handbook, written in Norwegian, and containing the most common design procedure applied to those problems in foundation engineering in which soil mechanics plays an important role.

This handbook has, therefore, been written primarily for the practicing foundation engineer, for the purpose that he, in addition to his experience, may make proper use of the available calculation and design procedure commonly applied to the solution of some frequently occurring foundation problems.

Short Outline of Some Basic Principles.

The main sections of this book are based on well-known principles of design, methods and calculation procedures. In some parts, however, the most recent developments are taken into consideration. As a result, the presentation of some design methods may appear to be treated differently than the corresponding methods in textbooks written some years ago. The primary differences are encountered in the sections dealing with stability problems in clay.

Firstly, a distinction is made between the stability conditions occurring during the construction period or immediately after load changes have taken place, and the stability conditions for stationary loads and stress conditions. The former is referred to as the *construction condition*, the latter is called the *stationary condition* or the *long term stability*.

As a consequence, it is suggested that stability analyses on the basis of undrained shear strength (as determined by vane borings or unconfined compression tests) can only be applied for the construction condition in fine grained, saturated soils. Such an analysis is here termed a *s_u -analysis*, previously called a $\varphi = 0$ analysis.

For all other conditions it is suggested that the stability be estimated on the

basis of the shear strength parameters and the effective normal stress (Coulomb's equation). The corresponding type of analysis is abbreviated to the notation $c\phi$ -analysis, irrespective of the value of c . It is particularly emphasized that the stability of natural slopes should be investigated by means of a $c\phi$ -analysis, whether the soil is clay, silt or sand.

Secondly, the factor of safety with respect to shear strength is applied consistently to the following three categories of stability problems: stability of slopes, earth pressure problems and bearing capacity of foundations. The suggested numerical values of the factors of safety, however, are so stipulated that the results obtained are in fairly good agreement with those found by orthodox methods, where the physical meaning of the safety factor may vary from one stability problem to another.

Resumé of Content.

The subject matter is presented in the form of a handbook. In this English summary the content of the book is best illustrated by means of the chapter headings with short comments:

1. *The Mechanics of Soils*: This chapter deals with the behaviour of soils under different conditions, with particular reference to the factors which have a marked influence on the stability and the deformation of soils.
2. *Stability Calculations for Embankments, Cuts and Natural Slopes*: Formulas for stability calculations by the method of slices for cylindrical and composite slip surfaces are given, and their application is illustrated by numerical examples, including both $c\phi$ - and s_u -analyses.
3. *Bearing Capacity and Settlements of Footings*: Necessary formulas and graphs for calculating the allowable bearing pressure for centric loads on sand and clay are presented. A simple modified treatment for eccentric and inclined loads is suggested for both types of soils. The application is illustrated by numerical examples. For settlement analysis an empirical diagram is given for foundations on coarse-grained soils. For fine-grained saturated soils the essentials of the consolidation theory are summarized, including a numerical example for a structure on clay.
4. *Pile Foundation*: For estimating ultimate and allowable loads on axially loaded piles, a static formula (for clay and homogeneous sand) and a semi-empirical pile driving formula (for sand) are proposed, including a criterion for determining the maximum allowable driving energy to avoid overdriving of concrete piles. Settlement estimates of pile groups are suggested to be obtained from an empirical diagram for sand, and from the consolidation theory for clay and fine silt. For both friction and point-bearing piles load tests are recommended.
5. *Earth Pressure*: Orthodox graphical and analytical methods for obtaining active and passive earth pressure are described, giving particular reference to the influence of relative wall movement and wall friction on the shape of the potential slip surface and the magnitude, direction and point of application of the resultant earth pressure. For vertical walls with horizontal backfills simple diagrams for earth pressure coefficients are presented for various degrees of mobilized wall friction. The application of the suggested procedures is illustrated.

6. *Braced Excavations*: The well-known empirical earth pressure diagram commonly used for designing the struts is given. For temporary braced excavations in clay a procedure for estimating the danger of bottom heave due to shear failure under and around the bottom is presented, and methods of reducing this danger are given. For excavations in sand and silt the possibility of «boiling» and bottom heave is described and methods of improving the stability of such excavations are suggested.
7. *Anchored Bulkheads*: The free earth support theory together with Rowe's moment reduction curves (for sand) is recommended as the basis for designing anchored bulkheads. For homogeneous soils with $c = 0$, simple diagrams for calculating the necessary driving depth below the dredgeline, the anchor pull, the length of the anchorage, and the maximum free earth support moment are presented. The application of the proposed design methods is illustrated by numerical examples dealing with both sand and clay.
8. *Soil Properties*: This chapter summarizes the definition of the commonly applied physical-mechanical properties of soils, and typical values, or ranges of values, are indicated for different types of Norwegian soils taken from various parts of the country.

In the text, reference is given to the literature sources (summarized at the end of the book) from which formulas and graphs have been obtained. In chapter 3, 4, 6 and 8, however, some formulas and diagrams have been prepared from unpublished reports of the Norwegian Geotechnical Institute, without reference.

An attempt is also made to point out the limitations of the proposed design methods. In particular, where the basis for design is inadequate or doubtful, control field measurements, e. g. of pore pressure and of settlement, are recommended.

LISTE OVER ANVENDTE BOKSTAVSYMBOLER

Den alminnelige betydning av de anvendte bokstavsymboler er gjengitt nedenfor. Der hvor symbolene er brukt i spesiell betydning, er de forsynt med andre indekser etter behov.

A	areal, tverrsnittsflate
A_p	forankringskraft pr. lengdeenhet (anchor-pull)
B	bredde av fundament og utgraving
C_c	sammentrykningstall
c	skjærfasthetsparameter (kohesjon i Coulombs ligning)
$c_0 = rc$	adhesjon i anleggsflate (ved $c\phi$ -analyse)
c_v	konsolideringskoeffisient
D	fundamentdybde, gravedybde
E	elastisitetsmodul
e	poretall
F	sikkerhetsfaktor
f_0	korreksjonsfaktor for sammensatte glideflater
H	høyde, vertikalavstand
ΔH	lagtykkelse (ved inndeling), høydeforskjell i vannstandsør
I	treghetsmoment
I_p	plastisitetsindeks
I_L	flyteindeks
i	hydraulisk gradient
K	korreksjonsfaktor for konsolideringssetning
K_A, K_O, K_P	jordtrykkskoeffisient for henholdsvis aktivt trykk, hviletrykk og passivt trykk
k	permeabilitetskoeffisient
L	lengde av fundament, utgravning og spuntveggprofil
m_v	sammentrykningskoeffisient
N_c, N_q, N_γ	bæreevnefaktorer
n	porøsitet
P	vertikal enkeltlast, eller linjelast
P_A, P_O, P_P	jordtrykksresultanter for henholdsvis aktivt trykk, hviletrykk og passivt trykk

P_h og P_v	horisontal og vertikal belastningskomponent (totalt eller pr. lengdeenhet)
$p = \Delta W / \Delta x$	midlere vekt pr. flateenhet
p	totalt overlagingstrykk
$\bar{p} = p'$	effektivt overlagingstrykk
p_A, p_O, p_P	beregningsmessig jordtrykksintensitet for henholdsvis aktivt trykk, hviletrykk og passivt trykk
p_v	totalt vertikaltrykk
$\bar{p}_v = p'_v$	effektivt vertikaltrykk
Δp	vertikal tilleggsspenning
Q_u	bæreevne, bruddlast
q	nyttelast, og overført fundamenttrykk
q_a	tillatt fundamenttrykk
r	ruhetsforhold ved anleggsflate n
S	skjærkraft
S_t	sensitivitet
s	skjærfasthet
$s_0 = rs$	adhesjon langs kontaktflaten, ved s_u -analyse
Δs	midlere, varig sluttsynkning pr. slag ved peleramming
T_v	tidsfaktor
T_A, T_P	tangentialkrefter langs anleggsflaten for henholdsvis aktivt og passivt trykk
t_A, t_P	tangentialspenninger
U	konsolideringsgrad
u	poretrykk
u_e	poreovertrykk
Δu	tilleggsporetrykk
W	vekt av fallodd, motstandsmoment
W_p	pelevekt
w	vanninnhold
w_L	flytegrense
w_p	utrullingsgrense
z	dybde
β	skråningsvinkel
γ	total romvekt
γ'	neddykket romvekt
γ_s	romvekt av fast stoff
γ_w	romvekt av vann
δ	setning (deformasjon), veggfriksjonsvinkel ($\text{tg } \delta = r \text{ tg } \varphi$)
μ_A, μ_P	faktorer foran c -leddet ved $c\varphi$ -analyse av henholdsvis aktivt og passivt trykk
ρ	fleksibilitet
σ	totalspenning
$\bar{\sigma} = \sigma'$	effektivspenning $= \sigma - u$
σ_a	tillatt spenning i bygningsmaterialene
φ	skjærfasthetsparameter (friksjonsvinkel i Coulombs ligning)

LITTERATURFORTEGNELSE

Da man i en kortfattet veiledning som denne nødvendigvis må savne de teoretiske utledninger og den detaljerte behandling som en grundig forståelse av problemene krever, er det henvist til en del spesielle litteraturkilder som har nær tilknytning til det stoff som veiledningen inneholder. Av prinsipielle grunner er også de mest kjente, klassiske arbeider tatt med, selv om noen av disse neppe er lett tilgjengelige idag. Referansene er angitt i alfabetisk orden og forsynt med et nummer. Ved henvisninger til litteraturkilde i teksten er vedkommende nummer satt i parentes. Årsaken til den uforholdsmessig store norske andel i litteraturreferansene er for det første at disse vesentlig beskjefter seg med norske forhold og dernest at de behandler beslektede problemer, og dessuten er de lett tilgjengelige for de ingeniører som denne veiledning vesentlig er skrevet for.

1. *Bishop, A. W.*
The use of pore pressure coefficients in practice.
Géotechnique, b. 4, 1954, nr. 4, s. 148—152.
2. *Bishop, A. W.*
The use of slip circles in the stability analysis of slopes.
Géotechnique, b. 5, 1955, nr. 1, s. 7—17.
3. *Bjerrum, L.*
Les pieux de fondation en Norvège.
Norges geotekniske institutt. Publ. 3, 1953, 2 s.
Særtrykk av: *Annales de l'Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 1953, nr. 63/64, s. 375—376.
4. *Bjerrum, L.*
Grunnforhold og fundamenteringsmuligheter i Østlandets leirer.
Norges geotekniske institutt. Publ. 12, 1956, 9 s.
Særtrykk av: *Norsk vegtidsskrift*, 1955, nr. 7, s. 112—120.
5. *Bjerrum, L.*
Erfaringer med stålpeleer.
Blir publisert i: *Norges geotekniske institutt*. Publ. 23.

6. *Bjerrum, L. og Eide, O.*
Stabilitet av avstivede utgravinger i leire.
Norges geotekniske institutt. Publ. 14, 1956, 11 s.
Særtrykk av: Teknisk ukeblad, 1956, nr. 2, s. 23—33.
7. *Bjerrum, L. og Kjærnsli, B.*
Analysis of the stability of some Norwegian natural clay slopes.
Blir publisert i: Norges geotekniske institutt. Publ. 24.
8. *Boussinesq, J.*
Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques.
Paris, Gauthier Villars, 1885.
9. *Brandtzæg, A.*
Omfundamentering av Lademoen kirke.
[Norges tekniske høgskoles feriekurs i geoteknikk og fundamentering 3.—8. januar 1955. Trondheim 1955.] s. 88—111. Stensiltrykk.
10. *Casagrande, A.*
Seepage through dams.
New England Water Works Association. Journal, 1937, s. 131—172.
11. *Casagrande, A. og Fadum, R. E.*
Application of soil mechanics in designing building foundations.
American Society of Civil Engineering. Proceedings, b. 68, 1942, s. 1487—1520.
12. *Chellis, R. D.*
Pile foundations. Theory, design, practice.
New York, McGraw-Hill, 1951, 681 s.
13. *Coulomb, C. A.*
Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture.
Academie des Sciences, Paris. Memoires, b. 7, 1776.
14. *Darcy, H.*
Les fontaines publiques de la ville de Dijon.
Paris & Dijon, 1856, b. 1, 647 s.; b. 2, Atlas.
15. *Eide, O.*
Bæreevne av peler i sand.
Blir publisert i: Norges geotekniske institutt. Publ. 18.
Særtrykk av: Teknisk ukeblad, 1956, nr. 15, s. 297—304 og nr. 16, s. 357—364.
16. *Fellenius, W.*
Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen.
Berlin, Ernst und Sohn, 1927, 40 s.
17. *Fox, E. N.*
The mean elastic settlement of a uniformly loaded area at a depth below the ground surface.
International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 2. Rotterdam, 1948.
Proceedings, b. 1, s. 129—132.

18. *Hansen, J. Brinch*
Earth pressure calculation.
København. Teknisk forlag, 1953, 271 s.
19. *Hansen, J. Brinch*
Brudberegning af jordtrykspåvirkede konstruktioner.
Bygningsstatiske meddelelser, b. 25, 1954, nr. 1, 41 s.
20. *Hansen, J. Brinch*
Simpel beregning af fundamenters bæreevne.
Ingeniøren, 1955, nr. 4, s. 95—100.
21. *Janbu, N.*
Beregning av frittstående pelers bruddlast og tillatte belastning.
Teknisk ukeblad, 1951, nr. 26, s. 507—515.
22. *Janbu, N.*
Stability analysis of slopes with dimensionless parameters.
Cambridge, Mass., 1954, 81 s. (Harvard Soil Mechanics Series, 46).
23. *Kjærnsli, B.*
Stabilitetsundersøkelse av elvebredden på Bragernes i Drammen.
Blir publisert i: Norges geotekniske institutt. Publ. 18.
Særtrykk av: Norsk vegtidskrift 1956, nr. 4, s. 49—58.
24. *Kummeneje, O.*
Fundamentering av oljetank i Drammen.
Norges geotekniske institutt. Publ. 12, 1956, 6 s.
Særtrykk av: Bygg, b. 3, 1955, nr. 9, s. 239—243.
25. *McNamee, J.*
Seepage into a sheeted excavation.
Géotechnique, b. 1, 1949, nr. 4, s. 229—241.
26. *Meyerhof, G. G.*
The ultimate bearing capacity of foundations.
Géotechnique, b. 2, 1951 nr. 4, s. 301—332.
27. *Meyerhof, G. G.*
The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads.
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,
3. Zürich, 1953. Proceedings, b. 1, s. 440—445.
28. *Mohr, O.*
Über die Darstellung des Spannungszustandes und des Deformations-
zustandes eines Körper-Elements.
Zivilingenieur, 1882.
29. *Newmark, N. M.*
Influence charts for computation of stresses in elastic foundation.
University of Illinois. Engineering Experiment Station.
Bulletin series, 338, 1942.
30. *Peck, R. B.*
Earth pressure measurements in open cuts, Chicago (Ill.) subway.
American Society of Civil Engineers. Proceedings, b. 68, 1942, s. 900—928.

31. *Peck, R. B., Hanson, W. E. og Thornburn, Th. H.*
Foundation engineering.
New York, Wiley, 1953, 410 s.
32. *Prandtl, L.*
Über die Härte plastischer Körper.
Nachr. Kgl. Wiss. Ges. Göttingen, Math.-Phys. Kl., 1920, s. 74—85.
33. *Rankine, W. J. M.*
On the stability of loose earth.
Royal Society London, Phil. Transactions, 147, 1857.
34. *Rosenqvist, I. Th.*
Om korrosjon og korrosjonsbeskyttelse av stålpeler.
Norges geotekniske institutt. Publ. 12, 1956, 7 s.
Særtrykk av: Byggmästaren, 1955, nr. B 8, s. 185—190.
35. *Rowe, P. W.*
Anchored sheet-pile walls.
Institution of Civil Engineers. Proceedings, 1952, part 1, nr. 1, s. 27—70.
36. *Sevaldson, R. A.*
Grunnundersøkelser for Horten kaianlegg.
Norges geotekniske institutt. Publ. 12, 1956, 9 s.
Særtrykk av: Teknisk ukeblad, 1955, nr. 37, s. 797—805.
37. *Sevaldson, R. A.*
Raset i Lodalen 6. oktober 1954.
Blir publisert i: Norges geotekniske institutt. Publ. 19.
Særtrykk fra: Tekniske meddelelser NSB, 1956, nr. 2, s. 42—57.
38. *Skaven-Haug, Sv.*
Skjærfasthetsforsøk med lere.
Meddelelser fra Norges statsbaner, 1931, nr. 6, s. 101—105.
39. *Skempton, A. W.*
The bearing capacity of clays.
Building Research Congress, London, 1951. Papers presented
in Division I, s. 180—189.
40. *Skempton, A. W.*
The pore-pressure coefficients *A* and *B*.
Géotechnique, b. 4, 1954, nr. 4, s. 143—147.
41. *Terzaghi, K.*
Large retaining-wall tests.
Engineering News Record, b. 112, 1934, s. 136—140, 259—262, 316—318,
403—406, 503—508, 514, 747 og b. 113, 1934, s. 55, 119, 535.
42. *Terzaghi, K.*
Theoretical soil mechanics.
New York, Wiley, 1943, 510 s.
43. *Terzaghi, K.*
Anchored bulkheads.
American Society of Civil Engineers. Proceedings.
Separate, 262, 1953, 39 s.

44. *Terzaghi, K. og Peck R. B.*
Soil mechanics in engineering practice.
New York, Wiley, 1948, 566 s.
45. *Tschebotarioff, G. P.*
Large scale earth pressure tests with model flexible bulkheads.
Princeton University, 1949, 112 s.
46. *Vold, R. C.*
Ramforsøk på stålpeler.
Blir publisert i: Norges geotekniske institutt. Publ. 17.
Særtrykk av: Teknisk ukeblad, 1956, nr. 20, s. 447—454.
47. *Vold, R. C.*
Opptagning av uforstyrrede jordprøver.
Blir publisert i: Norges geotekniske institutt. Publ. 17.
Særtrykk av: Teknisk ukeblad, 1956, nr. 8, s. 151—159 og nr. 9,
s. 173—179.

13. CHR. OFTEDAHL: On the sulphides of the alum shale in Oslo. I. TH. ROSENQVIST: Bidrag til østlandsleirenes petrografi. (Studies in the petrology of the Eastern Norwegian clays.) I. TH. ROSENQVIST: Undersøkelse av alunskifer i Oslo-området. (The alum slate problem in the Oslo region.) 1956. 4 + 11 + 5s. Pris, kr. 6,—.
14. L. BJERRUM: Besondere erdbaumechanische Probleme Norwegens. L. BJERRUM og O. EIDE: Stabilitet av avstivede utgravinger i leire. (Stability of strutted excavations.) AA. TVEITEN: Anvendelse av torv i dammer. (Applicability of peat as an impervious material for earth dams.) 1956. 21 + 12 + 11s. Pris, kr. 6,—.
15. Beretning over Norges geotekniske institutts virksomhet fra 1. januar 1954 til 31. desember 1955. (Report on the activity of the Norwegian Geotechnical Institute from January 1, 1954 up to December 31, 1955.) L. BJERRUM og I. TH. ROSENQVIST: Norske leirskred og deres geoteknikk. (Norwegian clay slides and their geotechnical aspects.) F. A. JØRSTAD: Fjellskredet ved Tjelle. Et 200-års minne. (A 200 year memorial of the rock slide at Tjelle.) 1956. 29 + 15 + 11s. Pris, kr. 6,—.
16. N. JANBU, L. BJERRUM og B. KJÆRNSLI: Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver. (Soil mechanics applied to some engineering problems.) 1956. 91s. Pris,kr. 15,—.