

# Geotekniske problemer

BENT HANSEN



Hansen, B.: Geotekniske problemer. *Geologisk Tidsskrift*, hæfte 2, pp. 1–6. København, 1999–09–27.

Bent Hansen, Institut for Geologi og Geoteknik, Danmarks Tekniske Universitet, Bygning 373, 2800 Lyngby.

## Indledning

Faget geoteknik er udviklet fra et langt ældre ingeniørfag, fundering, som beskæftiger sig med konstruktion og udførelse af bygværker eller dele af bygværker (f.eks. fundamenter), som hviler på eller påvirkes af kræfter gennem jord eller består af jord. Som navnet antyder, lå hovedvægten af faget oprindeligt på fundering af bygninger, d.v.s. design og udførelse af direkte fundering (fundamentsklodser hvilende direkte på den underliggende jord) samt fundering på nedrammede pæle. Hertil hører ofte udførelse af byggegruber, og med tiden blev også fundering af f.eks. bropiller samt jordtrykspåvirkede konstruktioner som støttemure og kajindfatninger (oprindeligt i form af kajmure) inddraget i faget.

Geoteknik leverer det eksperimentelle og teoretiske grundlag for at kunne foretage de nødvendige beregninger til løsning af funderingsopgaver på en rationel måde. Dette inkluderer udvikling af metoder til bestemmelse af de fysiske egenskaber ved en given jord, betragtet som et byggemateriale på linie med f.eks. beton, samt metoder til på dette grundlag at beregne virkningen af givne belastninger på en given konstruktion.

Anvendt på et fundament under en bygning betyder dette, at man skal kunne beregne sætningen (den lodrette flytning) af fundamentet som følge af, at fundamentslasten påføres. Sætningen skyldes at jorden under fundamentet trykkes sammen på grund af belastningen, og det er indlysende at for store sætninger vil kunne medføre uacceptable skader på bygningen.

Det viser sig, at man også skal kunne beregne fundamentets brudbæreevne: Det gælder for de fleste jordarter, at når et jordelement påvirkes af spændinger, der opfylder en såkaldt brudbetingelse, så vil elementet blive plastisk, d.v.s. at det kan få i princippet vilkårligt store tøjninger, mens spændingerne holder sig konstante. De plastiske tøjninger, man på den måde får i en brudtilstand, beskrives ved den såkaldte flyde-lov. Hvis belastningen på et fundament stadigt for-

øges, f.eks. i et belastningsforsøg, så vil fra et vist trin mere og mere af jorden under fundamentet komme i brudtilstand, indtil alle tøjninger i jorden til slut er rent plastiske, og fundamentet kan presses ned under en konstant belastning som er fundamentets bæreevne.

For et fundament kræves der derfor både et acceptabelt niveau for de forventede sætninger og en acceptabel sikkerhed mod at den maksimale belastning på fundamentet fremkalder et bæreevnebrud. Man er nødt til at undersøge begge dele, for i stive jordarter kan man få relativt små sætninger helt frem til en fuldt udviklet brudtilstand, og i bløde jordarter kan sætningerne blive uacceptable langt under brudtilstanden.

Det videnskabelige grundlag for faget geoteknik blev skabt af Terzaghi (1925), der indførte laboratorieforsøg til måling af jordarters materialefysiske egenskaber og desuden viste, hvorledes en række metoder, kendt fra faget bærende konstruktioner, kan anvendes ved geotekniske beregninger. Han opnåede et forståelsesmæssigt gennembrud ved at opdele de indre spændinger i en jordmasse i den del (de effektive), der overføres gennem kornskellet, og den del (de neutrale), der overføres gennem porevandet. Det er de førstnævnte, der er bestemmende for, om der er brudtilstand i jorden eller ej, og det er også kun dem, der giver deformationer i jorden.

Det var herefter muligt at beregne sætninger af fundamenter, inklusive tidsforløbet under konsolideringsprocessen, hvor overskydende porevand som funktion af tiden presses ud af et belastet lerlag (Terzaghi & Frölich, 1936). Bæreevneproblemet for fundamenterne blev efterfølgende løst (Terzaghi, 1943, Terzaghi & Peck, 1948), ved anvendelse af plasticitetsteorien, hvor man betragter spændingstilstande og flytningsfelter i jordmasser i plastisk brudtilstand.

I den videre udvikling af faget blev det muligt at opnå stadigt mere detaljerede og præcise målinger af jords fysiske egenskaber bl.a. ved indførelse af triaksialapparatet og udvikling af in situ målemetoder til brug i marken. På beregningssiden var udviklingen i lang tid præget af, at det for mange typer konstruktio-

ner var gennemførligt at udføre i hvert fald en tilnærmet beregning af fuldt udviklet plastisk brud, fordi spændingerne i jorden i denne tilstand kan forudsættes at opfylde brudbetingelsen, hvilket forenkler beregningerne væsentligt.

I en deformationsberegning, hvor man under normale forhold befinder sig et stykke under fuldt udviklet brud, kan man ikke forudsætte brudtilstand i jorden, hvilket medfører, at sådanne beregninger kun var mulige under meget stærkt forenkede forudsætninger. Som følge heraf blev funderingskonstruktioner som hovedregel dimensioneret ud fra kriteriet om en bestemt sikkerhed mod brud, mens deformationsberegninger reelt kun blev foretaget i form af sætningsberegning for fundamenter (dette var til gengæld obligatorisk).

I hvert fald under danske forhold kunne man her udnytte, at bortset fra fundamenter så ville sædvanlige konstruktioner i normal størrelse, der var dimensioneret korrekt mod brud, erfaringsmæssigt heller ikke få uacceptable deformationer under brug. Dette gælder imidlertid ikke nødvendigvis for meget store og tunge konstruktioner, eller konstruktioner udsat for ekstreme påvirkninger. Ved indførelsen af bl.a. finit element metoden er det til gengæld nu blevet muligt at gennemføre enhver type deformationsberegning under enhver tænkelig forudsætning om jordens egenskaber.

## Geotekniske grundbegreber

### Jordartstyper

Ud fra et geoteknik synspunkt kan jordarterne inddeles i de to hovedtyper: friktionsjord (silt, sand og grus) og kohæsionsjord (ler samt velgraderet jord med mere end ca. 10% lerfraktion). Den væsentligste geotekniske forskel på disse typer består i at kornene i friktionsjord er relativt store og stive uden særlige kohæsionskræfter i kontaktpunkterne, mens de i kohæsionsjord er små, og på grund af deres opbygning af lerminerale virker der elektriske bindinger mellem korn og porevand og mellem kornene indbyrdes.

Som følge heraf er kornskelettet i friktionsjord i sta-

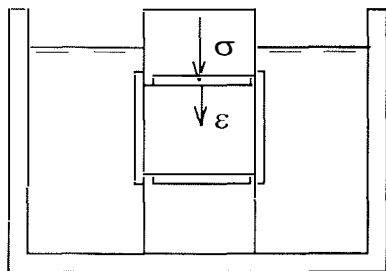


Fig. 1. Konsolideringsforsøg.

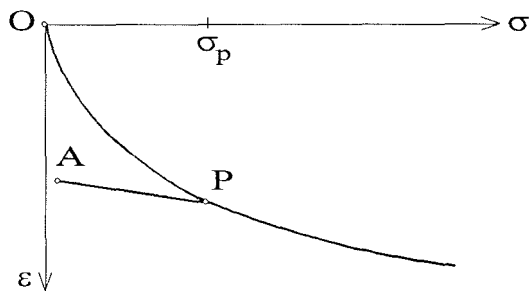


Fig. 2. Konsolideringskurve.

bil lejrning relativt usammentrykkeligt, og deformationer i jordmassen kan i det væsentligste kun finde sted ved glidninger, rulninger og forskydninger mellem kornene. I kohæsionsjord kan kornskelettet derimod under små belastninger være stabilt i selv meget åbne strukturer. En sådan struktur er til gengæld mere eller mindre sammentrykkelig ved øgende belastning.

Hertil kommer, at de små korn- og hermed porestørrelser i kohæsionsjord medfører, at disse jordarter her i landet altid kan regnes vandmættede, således at volumenændringer altid er forbundet med udpresning eller ind sugning af porevand. På grund af den lave permeabilitet tager denne proces (konsolideringsprocessen) ofte lang tid. Ved brud- og deformationsproblemer i kohæsionsjord er det derfor normal praksis at skelne mellem de to ydertilfælde: udrænet tilstand, hvor belastningerne antages at blive påført så hurtigt, at porevandet slet ikke flytter sig i forhold til kornskelettet, og drænet tilstand, hvor belastningen foregår så langsomt, at alt porevand når at flytte sig uden nævneværdige poretryksændringer.

Til en indledende beskrivelse af jordarterne benyttes, udover en geologisk bedømmelse, de sædvanlige klassifikationsegenskaber: kornstørrelsesfordeling med middelkornstørrelse, uensformighedstal etc., rumvægt, poretal (eller porøsitet) og vandindhold, samt for friktionsjord poretallene ved løsest og fastest mulige lejrning og for kohæsionsjord vandindholdet ved flyde- og plasticitetegrænsen.

### Jords stivhed

Fig. 1 viser princippet i det af Terzaghi indførte konsolideringsapparat til måling af jords sammentrykkelighed. En såvidt muligt intakt jordprøve indsluttes i en stiv ring, således at enhver sideudvidelse er hindret, og den belastes gennem to stive og som regel drænedes trykhoveder med en lodret normal-spænding  $\sigma$  ( $\text{kN/m}^2$ ). I det apparatet tillader udpresning og eventuelt op sugning af porevand fra prøven, måles under forsøget den relative sammentrykning (tøjning)  $\varepsilon$  som funktion af  $\sigma$  i drænet tilstand.

Resultatet af et sådant forsøg på kohæsionsjord er vist i princippet på Fig. 2. Det viser sig, at jorden er

væsentligt mere sammentrykkelig ved nybelastning, kurvegrenen OP, end den er ved aflastning og genbelastning, grenen AP. For at kunne gennemføre en pålidelig sætningsberegning er det derfor nødvendigt at kende den højeste spænding, forkonsoliderings-spændingen  $\sigma_p$ , den pågældende jord hidtil har været udsat for. Bl.a. af hensyn til prøveforstyrrelser under optagning og tilpasning i ringen er det nu standard i videst mulige omfang at gentage jordens hidtidige spændingshistorie, inden den egentlige stivhedsmåling foretages.

Forbelastet jord, som f.eks. moræneler, har med rimelig tilnærmelse en lineær spændings-tøjningssammenhæng, og stivheden kan beskrives ved konsolideringsmodulen  $K$  ( $kN/m^2$ ), således at sammenhængen kan skrives:

$$\Delta \varepsilon = \frac{\Delta \sigma}{K}. \quad (1)$$

Ved nybelastning (normaltkonsolideret ler) vokser stivheden stort set proportionalt med spændingsniveauet. Dette medfører at tøjningerne  $\varepsilon$  vokser proportionalt med logaritmen til  $\sigma$ .

I konsolideringsapparatet måles også tidsforløbet af konsolideringsprocessen. Straks efter påførelsen af et belastningstrin  $\Delta \sigma$  sker der ingen deformation, fordi hele tilvæksten i udrænet tilstand bæres af porevandttrykket. Under den efterfølgende udpresning af porevand overføres belastningen efterhånden til jordskelettet. Drænet tilstand, hvor alt poreovertryk er forsvundet, og prøven er deformeret som angivet ved (1), opnås efter forløbet af konsolideringstiden  $t_c$ :

$$t_c = \frac{\gamma_w d_c^2}{kK}. \quad (2)$$

Her er  $\gamma_w$  vandets rumvægt, og  $k$  er permeabilitetskoefficienten.  $d_c$  er drænvejen, som normalt er den halve prøvehøjde.

Ved kohæsionsjord kan man desuden observere krybning, d.v.s. tidsafhængige tøjninger, som finder sted under konstant belastning  $\sigma$ . Krybningen har især geoteknisk betydning ved bløde jordarter samt ved høj belastning gennem meget lang tid.

Friktionsjord (sand og grus) er her i landet normalt så usammentrykkelig (konsolideringsmodulen  $K$  er så høj), at man kan gå ud fra at der ikke vil være

sætningproblemer for fundamenter af normal størrelse og udformning. Ved fundering på sand vil man derfor ikke udføre konsolideringsforsøg, medmindre der er tale om store og/eller tungt belastede konstruktioner. På grund af den relativt høje permeabilitet er konsolideringstiden her normalt lille, undtagen ved meget store konstruktioner.

### Jords styrke

Den på Fig. 3 viste skæreboks er det forståelsesmæssigt simpleste apparat til måling af styrkeegenskaberne for en given jord. Her påføres jordprøven en lodret normalspænding  $\sigma$  ligesom i et konsolideringsapparat, og jordens spændingshistorie reproduceres eventuelt ligesom i konsolideringsforsøget. Dette apparat er imidlertid todelt, således at man på et vandret snit gennem prøven kan påføre en forskydnings-spænding  $\tau$ . Man kan specielt måle den værdi af  $\tau$ , der som funktion af den påførte  $\sigma$  fremkalder et vandret forskydningsbrud gennem prøven.

Ved ren friktionsjord (i drænet tilstand) er brudværdien af  $\tau$  meget nær proportional med  $\sigma$ , og proportionalitetsfaktoren opfattes som tangens til en karakteristisk vinkel  $\varphi$ , friktionsvinklen:

$$\tau = \sigma \tan \varphi \quad (3)$$

Denne sammenhæng blev fundet allerede af Coulomb (1776).  $\varphi$  blev oprindeligt bestemt ved hjælp af det faktum, at den for tørt sand teoretisk er lig med den maksimale hældning med vandret, som en skråning kan have. Størrelsen er for en given sand i høj grad en funktion af lejringsstæthed, hvilket gør en bestemmelse ud fra skråningsvinkler ret usikker.

For ler vil spændingsændringer  $\Delta \sigma$  i udrænet tilstand blive båret af porevandttrykket, og vil derfor ikke påvirke kornskelettet. Brudværdien af  $\tau$  afhænger derfor alene af spændingen  $\sigma$  (begyndelsesspændingen) før spændingsændringerne  $\Delta \sigma$  og  $\Delta \tau$  påføres. Ved udrænet brud i ler regnes den derfor konstant, lig med den udrænedede forskydningsstyrke  $c_u$ :

$$\tau = c_u. \quad (4)$$

I mange tilfælde kan man med en rimelig tilnærmelse regne  $c_u$  proportional med forkonsolideringsspændin-

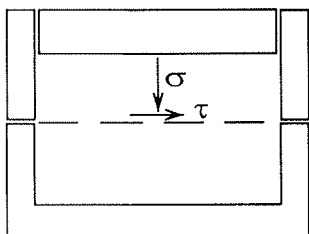


Fig. 3. Skæreboks.

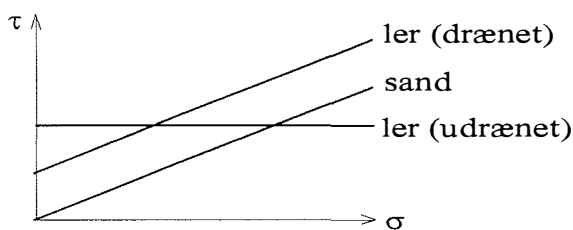


Fig. 4. Brudbetingelser for jord.

gen  $\sigma_p$ , hvorimod afhængigheden af en senere aflastning er væsentlig svagere.

Ved belastning til brud i drænet tilstand, hvilket på grund af konsolideringstiden (2) kan tage ganske lang tid, finder man en brudbetingelse på formen:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi. \quad (5)$$

$\varphi$  betegnes også her som en friktionsvinkel og  $c$  (kN/m<sup>2</sup>) kaldes jordartens kohæsion. Man kan ofte regne  $\varphi$  uafhængig af, og  $c$  proportional med,  $\sigma_p$ . De tre nævnte brudbetingelser er vist grafisk på Fig. 4. Det ses bl.a. at den udrænedede forskydningsstyrke ikke påvirkes af hverken en aflastning eller en belastning  $\Delta\sigma$ , mens sådanne spændingsændringer klart påvirker forskydningsstyrken i drænet tilstand. I praksis betyder dette, at for nogle konstruktioner, hvor jorden i det store og hele aflastes (f.eks. ved skråninger og støttemure), vil drænet brudtilstand være farligere end den udrænedede, mens det omvendte gælder for andre konstruktioner, hvor jorden belastes (f.eks. under fundamenter).

Skæreboksforsøg lider af den mangel, at det er svært at få normalspændingen  $\sigma$  og forskydningspændingen  $\tau$  til at være ensformigt fordelt over brudfladen, hvilket egentlig forudsættes. De bruges derfor nu kun til specielle formål, hvor man har en given, veldefineret brudflade, som f.eks. en sprækkeflade i jord eller en grænseflade mellem to forskellige materialer, hvis brudegenskaber skal undersøges. I laboratoriet er de hovedsageligt erstattet af triaksialforsøg (beskrevet nedenfor), og ved forundersøgelser bestemmes den udrænedede forskydningsstyrke direkte i marken ved hjælp af vingeforsøg eller forsøg med en keglesonde. Til brug for overslagsmæssige beregninger har man i øvrigt fundet en empirisk sammenhæng mellem  $c_u$  og  $K$ :

$$K \approx \frac{4000}{w} c_u, \quad (6)$$

hvor  $w$  er jordens vandindhold i pct. I simple tilfælde kan man derfor gennemføre en sætningsberegning uden at skulle udføre konsolideringsforsøg.

### Direkte fundering

Som et simpelt eksempel er på Fig. 5 vist et direkte funderet, kvadratisk søjlefundament med sidelængden  $b$ . Fundamentet antages lodret og centralt belastet og hvilende på fast moræneler.

Geoteknikkens bidrag til løsningen af denne funderingsopgave består i at angive dels den forventede sætning  $\delta$  under søjlelasten  $V$ , dels fundamentets bæreevne  $Q$  ved fuldt udviklet plastisk brud i udrænet tilstand, som er det mest kritiske i dette tilfælde. Ved at sammenholde  $Q$  med  $V$  kan man opnå den foreskrevne sikkerhed mod brud.

Sætningsproblemet løses ved mere eller mindre til-

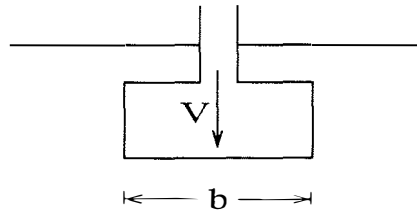


Fig. 5. Direkte funderet søjlefundament.

nærmet at beregne spændingsændringerne i jorden under fundamentet som følge af belastningen. De heraf fremkaldte tøjninger beregnes ved hjælp af (1), hvorefter sætningen kan findes ved integration af tøjningerne. Resultatet viser sig at kunne skrives på formen:

$$\delta \approx \frac{V}{K b}. \quad (7)$$

Tidsforløbet af sætningen har ofte stor betydning i praksis. Det vurderes bl.a. ved hjælp af (2) ud fra en bestemmelse af drænvejen  $d$  i det aktuelle problem, normalt i relation til fundamentsbredden eller til lagtykkelsen af et sætningsgivende lag.

Bæreevneproblemet er løst ved hjælp af plasticitetsteorien, hvor man betragter spændingsfordelingen under fundamentet, idet man samtidig forudsætter, at der er brudtilstand i jorden, jfr. (4). Teknikken for sådanne beregninger er veludviklet for plan tøjningstilstand, som er den tilstand man har ved konstruktioner, som f.eks. skråninger, støttemure, kajindfatninger og vægfundamenter, hvor man kan antage forholdene ens i alle planer vinkelrette på konstruktionens længdeakse. Det er derfor rimeligt simpelt at finde bæreevnen per m for et langstrakt stribefundament med bredden  $b$ . Bæreevnen af et kvadratisk fundament er et tredimensionalt problem, der endnu ikke er løst teoretisk; men man har ved hjælp af modelforsøg empirisk fundet forholdet mellem bæreevnerne per m<sup>2</sup> for de to fundamentstyper.

Resultatet for søjlefundamentet kan skrives:

$$Q \approx 6 c_u b^2. \quad (8)$$

Tilsvarende formler findes for fundamenter på friktionsjord, (3), og for den drænedede brudtilstand i ler, (5).

For traditionelle bygninger på moræneler vil bæreevnekravet normalt være dimensionsgivende, d.v.s. den nødvendige fundamentsbredde bestemmes af (8), hvorefter man ved hjælp af (7) kan sikre sig, at sætningen bliver acceptabel. Det ses imidlertid, at der er en skalaeffekt: Hvis belastningen, og hermed den krævede bæreevne, bliver 4 gange større, eller hvis jorden er svagere, således at  $K$  og  $c_u$  kun er en fjerdedel, så skal fundamentet have den dobbelte bredde; men sætningen bliver også dobbelt så stor. Ved store og tunge konstruktioner, eller ved fundering på svagere jord, kan sætningskriteriet derfor blive afgørende.

De eksisterende bæreevneformler, svarende til (8), er generaliseret til at omfatte ekscentrisk belastede fundamenter og fundamenter, der også er påvirket af vandrette laster. Sætningsberegninger kan gennemføres under en række forskellige forudsætninger om jordprofilen, f.eks. det hyppigt forekommende tilfælde hvor fundamentet er placeret på sand, men hvor der findes et sætningsgivende lag i en vis dybde. Beregningsmetoden forudsætter strengt taget et rent lodret flytningsfelt i jorden, hvorfor resultatet kan blive usikkert, hvis metoden søges udvidet til at omfatte ekscentrisk og/eller skråt belastede fundamenter.

De praktiske aspekter ved funderingsopgaven (det oprindelige indhold af faget fundering) omfatter forundersøgelse, herunder en geologisk bedømmelse af jordprofilen bl.a. for at sikre, at der ikke findes oversete sætningsgivende lag (f.eks. gytje) under fundamentet, samt nødvendige konstruktive og udførelsesmæssige forholdsregler. Gulvene i bygningen må således heller ikke få for store sætninger. Dette betyder normalt, at ved direkte fundering skal gulvene efter omhyggelig oprensning lægges på god fyld, mens de ved pælefundering skal være fritbærende mellem fundamenterne. Forsømmelser på disse punkter er i virkeligheden den hyppigste årsag til funderingsskader.

## Forskning og udvikling Forsøgsteknik

Triaksialapparatet, der er skitseret på Fig. 6, giver den mest præcise metode til måling af en jordarts styrke- og deformationsegenskaber. En cylindrisk jordprøve indesluttet i en vandtæt membran og anbringes i et trykkammer, hvorved to (ens) hovedspændinger,  $\sigma_2 = \sigma_3$ , kan påføres efter ønske. Gennem et lodret stempel kan desuden påføres en aksial kraft, hvorved hovedspændingen  $\sigma_1$  kan reguleres. Porevandet i prøven står ved et dræn i forbindelse med et ydre reservoir, som kan sættes under tryk, således at porevandet tryk og så kan styres og/eller måles. Drænet kan også holdes lukket, eller poretrykket kan styres, således at prøven ikke får volumenændringer. Herved kan udføres udrænnede forsøg.

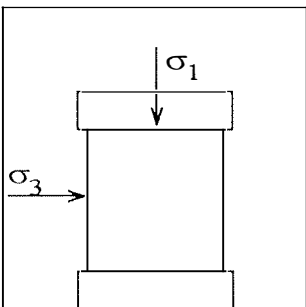


Fig. 6. Triaksialapparat.

Ved hjælp af dette apparat kan jordens opførsel under en række forskellige spændingsveje studeres. Specielt ved belastning til brud bemærkes det, at brudbetingelsen (5) udtrykt ved hovedspændingerne (effektive) kan vises at være:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \varphi + c \cos \varphi. \quad (9)$$

Herved kan  $\varphi$  og  $c$  ( $c_u$  ved udrænnet brud i ler) findes ud fra to eller flere brudforsøg på samme jord ved forskellige spændingsniveauer.

Triaksialforsøg er standard ved forskning og videregående praksis, og der findes specielle højtryksudgaver af apparatet til brug ved kalk og andre bjergarter. Forsøgene har imidlertid den begrænsning, at hovedspændingsretningerne altid er fastholdt, og der kan kun undersøges spændingsveje i aksialsymmetrisk spændingstilstand. Den værdi af  $\varphi$ , der findes ved hjælp af (9), er således ikke nødvendigvis den, der skal bruges ved løsning af funderingsopgaver i plan tøjningstilstand.

Dette spørgsmål, og også det mere generelle om jords brud- og deformationsegenskaber ved tredimensionale spændingstilstande, hvor hovedspændingsretningerne eventuelt også roterer, er genstand for intensiv forskning. Hertil benyttes specielle apparater til kubiske prøver eller til prøver i form af hule cylindre, der også kan påføres en torsion. Sådanne apparater har ikke hidtil været brugt i ingeniørmæssig praksis. De har derimod været brugt til at formulere generelle matematiske modeller, hvorefter de indgående numeriske parametre er bestemt ved hjælp af triaksialforsøg.

## Beregningsmetoder

Metoder til løsning af brudproblemer ved hjælp af plasticitetsteorien har været studeret i lang tid, hovedsageligt for problemer i plan tøjningstilstand, og der er udviklet praktisk anvendelige metoder bl.a. til løsning af bæreevne-, jordtryks- og stabilitetsproblemer baseret på teoriens øvre- og nedreværdisætninger. I forbindelse med Storebæltsprojektet har det således været muligt at tage indflydelsen af den stokastiske variation af jordens styrke fra sted til sted i en inhomogen jordmasse i regning.

Der er imidlertid stadig uløste problemer. For friktionsjord har der således vist sig det problem, at en teoretisk forudsætning, kendt som normalitetsbetingelsen, ikke er opfyldt. Dette medfører, at nogle standardløsninger i virkeligheden er på den usikre side, og der er ikke hidtil fundet noget sikkert kriterium for, hvornår dette er tilfældet. Heldigvis for anvendelsen i praksis synes den sædvanligt brugte brudbetingelse (3) for sand at indeholde en skjult sikkerhed: Selv rent sand har i naturen altid en, ganske vist

lille, kohæsion, således at brudbetingelsen i virkeligheden er (5).

Problemet kræver imidlertid en teoretisk løsning, og det samme gør det endnu uløste problem med beregning af generelle tredimensionale brudtilstande, f.eks. bæreevnen af et rektangulært fundament. Dette problem er væsentligt vanskeligere end det tilsvarende i to dimensioner, og det kræver formentlig udvikling af en helt ny beregningsteknik.

Som alternativ kan finit element metoden anvendes. Denne beregningsmetode er oprindelig udviklet inden for faget bærende konstruktioner; men den kan også bruges til at løse generelle deformationsproblemer inden for geoteknik. Kort fortalt finder man i denne metode virkningen af en belastningsændring, f.eks. på et fundament, ved at betragte flytningskomponenterne i et (ofte meget stort) antal knudepunkter i jorden som ubekendte. Ud fra disse kan tøjningsændringerne overalt i jordmassen beregnes, og når den aktuelle spændings-tøjnings sammenhæng for jorden antages bekendt, kan man herudfra beregne spændingsændringerne. Ved at udtrykke, at disse spændingsændringer skal opfylde ligevægtsligningerne, når man frem til et ligningssystem hvorfra de ubekendte flytninger kan beregnes. Da metoden medfører opstilling og løsning af store ligningssystemer, ofte med flere hundrede (eller tusinde) ubekendte, kan den kun anvendes ved hjælp af edb, og der findes da også adskillige programmer til dette formål på markedet.

Anvendt på geotekniske problemer har metoden den fordel, at man kan antage stort set enhver tænkelig spændings-tøjnings sammenhæng for jorden: elastisk, elastisk-plastisk etc., og udviklingen af spændinger og flytninger kan beregnes under en trinvis påførsel af belastninger og grænseflytninger. Belastningstriene kan gøres tidsafhængige, således at udrænet, delvis drænet og helt drænet belastning kan modelleres, og konsolidering under bl.a. konstant belastning, eventuelt modificeret med krybning i jordskelettet, kan også studeres.

Metoden bruges især til deformationsundersøgelser; men hvis jordmodellen inkluderer en brudbetingelse med tilhørende flydelov, og hvis belastningerne føres monotont op til fuldt udviklet plastisk brudtilstand for konstruktionen, kan den også anvendes til brudundersøgelser. Beregninger af denne type er imidlertid særdeles tidskrævende.

En anvendelse af finit element metoden til løsning af geotekniske problemer kræver ofte et omfattende selvstændigt programmeringsarbejde: Det kan være svært at finde eksisterende programmer, som har de valgmuligheder, der kræves i en konkret opgave, f.eks. kontinuert eller stokastisk varierende jordparametre eller kombinationen af plastiske tøjninger og poretryksændringer. I nogle typer deformationsundersøgelser kan det også være afgørende at kunne vælge imellem, eventuelt selv formulere, forskellige matematiske modeller af jordens spændings-tøjnings egenskaber.

## Konklusion

Faget geoteknik giver det eksperimentelle og teoretiske grundlag for løsning af funderingsproblemer i praksis. For traditionelle konstruktioner i normal størrelse og udførelse findes nu rimeligt fastlagte forsøgs- og beregningsprocedurer, og de væsentligste fejlkilder ligger i mangelfulde forundersøgelser, herunder udeladt eller misforstået fortolkning af den stedlige geologi, samt i mangelfuld udførelse.

Ved forhold, der af funderingsnormen defineres som „særligt store, usædvanlige eller risikobehæftede konstruktioner eller særligt vanskelige jordbundsforhold“, er de kendte standardløsninger ikke tilstrækkelige. Her kræves specielle forsøg og beregningsmetoder, der leverer emnerne for den nuværende forskning og udvikling inden for geoteknik.

## Litteratur

- Coulomb, C.A. 1776: Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique. Mémoires academie royale des sciences, 7, 343–382.
- Lundgren, H. & Brinch Hansen, J. 1965: Geoteknik. 287 pp. København: Teknisk Forlag.
- Terzaghi, K. 1925: Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. 399 pp. Wien: Deuticke.
- Terzaghi, K. & Frölich, O.K. 1936: Theorie der Setzung von Tonschichten. 166 pp. Wien: Deuticke.
- Terzaghi, K. 1943: Theoretical Soil Mechanics. 510 pp. New York: Wiley.
- Terzaghi, K. & Peck, R.B. 1948: Soil mechanics in engineering practice. 566 pp. New York: Wiley.