

**Zeitschrift:** IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH  
Kongressbericht

**Band:** 1 (1932)

**Rubrik:** VII B. Bearing capacity of shallow foundations

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 15.10.2024

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

## VII B

# TRAGFÄHIGKEIT DER FLACHGRÜNDUNGEN

RÉSISTANCE DES FONDATIONS EN FAIBLE PROFONDEUR

BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS

Dr.-Ing. Karl. v. TERZAGHI,

Professor an der Technischen Hochschule, Wien.

Die Forschungsarbeit betreffend die Tragfähigkeit der Flachgründungen beschäftigt sich gegenwärtig vornehmlich mit folgenden Aufgaben :

Vertiefung unserer Kenntnisse betreffend die Festigkeitseigenschaften der kohäsionslosen und kohärenten Böden.

Anpassung der Theorien der Tragfähigkeit und der Setzungsvorgänge an die Ergebnisse der Beobachtung beim Modellversuch und an fertigen Bauwerken.

Ausbau der Methoden zur Beurteilung der Festigkeitseigenschaften der bei den Probebohrungen angetroffenen Bodenschichten.

Das vorliegende Referat enthält eine gedrängte Uebersicht über neuere Forschungsergebnisse auf den oben aufgezählten Gebieten, ohne einen Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben.

### 1. Festigkeitseigenschaften der kohäsionslosen Sande.

Vor mehreren Jahren entwarf der Verfasser von den Festigkeitseigenschaften des Sandes das folgende Bild<sup>1</sup> : Nehmen wir an, Fig. 1 a stelle das prismatische Element einer Sandmasse dar. Die Kantenrichtung decke sich mit der Richtung der Hauptspannungen. Die Grösse sämtlicher Hauptspannungen sei gleich  $p$ . Lässt man den Wert der lotrechten Hauptspannungen um einen Zusatzbetrag  $q$  zunehmen, während die wagrechten unverändert bleiben, so sollte man für die Beziehung zwischen der lotrechten Zusatzspannung  $q$  und der bezogenen Zusammendrückung  $n = \frac{\Delta l}{l}$  das in Fig. 1 b dargestellte Schaubild

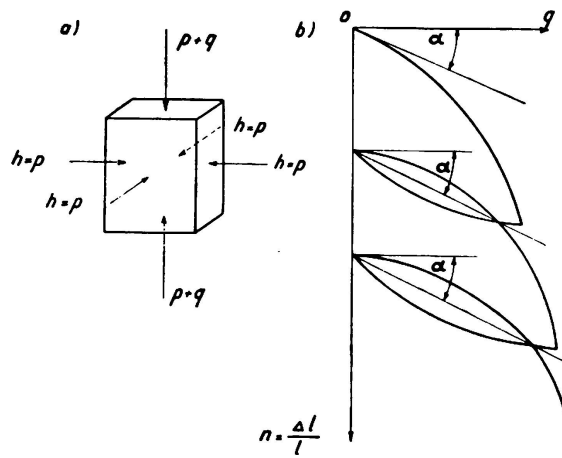


Fig. 1.

1. TERZAGHI. Erdbaumechanik. Wien, 1925.

bekommen. Bezieht man den Begriff des Elastizitätsmoduls  $E$  auf den reversiblen Teil der Zusammendrückung, so ergibt sich für  $E$  aus der Figur der Wert

$$E = \frac{q}{n} = \text{ctg } \alpha \dots \dots \dots (1)$$

Zwischen diesem Wert  $E$  und dem Wert  $p$  der wagrechten, beim Druckversuch unverändert bleibenden Hauptspannungen sollte nach der vom Verfasser vertretenen Ansicht die Beziehung

$$E = cpf. \dots \dots \dots (2)$$

bestehen, worin  $f$  die Ziffer der inneren Reibung des Sandes und  $c$  eine Konstante bedeutet. Diese Formel schliesst den Gedanken an einen eindeutigen Wert des Elastizitätsmoduls für Sande aus. Der Elastizitätsmodul für eine unbelastete Sandschicht sollte von der Oberfläche nach der Tiefe ungefähr in geradem Verhältnis zur Tiefe zunehmen. Im Spannungsbereich einer Lastfläche ergeben sich noch verwickeltere Verhältnisse.

Trotzdem sich die Anschauung des Verfassers auf ziemlich beweiskräftige Argumente stützt, schien sie auf keinen fruchtbaren Boden zu fallen, denn die Versuche, die Dehnungsgleichungen von BOUSSINESQ in ihrer Anwendung auf die Tragfähigkeit des kohäsionslosen Sandes auf Grund der Annahme eines eindeutig festgelegten Elastizitätsmoduls auszuwerten, wurden von den meisten auf diesem Gebiet tätigen Theoretikern fortgesetzt. Es wurde sogar der Versuch unternommen, aus dem Ergebnis von Setzungsbeobachtungen auf theoretischem Weg den Wert des Elastizitätsmoduls des Sandes zu berechnen. Aus diesem Grund erschien es wünschenswert, die Richtigkeit der oben entwickelten Anschauungen im Versuchsweg zu überprüfen.

Die Versuche wurden im Laufe der letzten Monate von Herrn Ing. Dr. A. SCHEIDIG im Laboratorium des Verfassers in Wien durchgeführt. Die Körperelemente des Sandes Fig. 1a wurden durch zylindrische Sandkörper mit einem Durchmesser von 5 cm und einer Höhe von 6-8 cm dargestellt, welche mit einer sehr dünnen Kautschukmembrane umgeben waren. Als Versuchsmaterial wurde ein sehr gleichförmiger Quarzsand mit einer mittleren Korngrösse von 0,15 mm benützt. Um den Sand in die Gummischläuche einstampfen zu können, musste man die Schläuche während der Einbringung des Sandes mit einem starren Ring umgeben. Die Basis und die obere Seite der Sandkörper wurden durch runde Messingplatten gebildet.

Um die elastischen Eigenschaften und die Druckfestigkeit der Sandkörper kennen zu lernen, wurden dieselben in einen kreisrunden Behälter mit einem Durchmesser von 20 cm und einer Höhe von 20 cm eingebracht. Sodann wurde das Gefäss mit Oel gefüllt, durch einen wasserdicht anschliessenden Deckel abgeschlossen und mit Hilfe eines hydraulischen Akkumulators unter Innendruck gesetzt. Mit Hilfe dieses Akkumulators konnten auf die Sandzylinder allseitige Drücke  $p$  (Fig. 1 a) bis zu 10 kg pro  $\text{cm}^2$  ausgeübt werden. Zwecks Anbringung der lotrechten Zusatzbelastung  $q$  war in dem Deckel des Oelbehälters eine Stopfbüchse eingebaut, durch welche eine Stahlstange bis auf die Kopfplatte des Sandkörpers herabreichte. Durch Belasten dieser Stahlstange mit Hilfe einer Hebelvorrichtung konnte zu der lotrecht im Sandzylinder

wirksamen, durch den Oeldruck erzeugten lotrechten Hauptdruckspannung ein Zusatzdruck  $q$  hinzugefügt werden. Die Messung der Zusammendrückung erfolgte mit Hilfe von Messuhren mit einer direkten Lesung von  $1/400$  mm.

Die Untersuchungen umfassten unter anderem einfache Druckversuche nach Fig. 1 mit wiederholter Be- und Entlastung bei konstanten wagrechten Hauptspannungen mit Werten bis zu  $10 \text{ kg pro cm}^2$ .

Die Ergebnisse der Versuche bestätigten im grossen ganzen die durch Fig. 1 b und durch die Formel 2 ausgedrückten Anschauungen. Die wichtigsten Ergebnisse sind in Fig. 2 b graphisch wiedergegeben. Die Bedeutung der Werte E und N ist aus Fig. 2a zu ersehen.

Falls die Reibungsziffer des Sandes vom Flächendruck unabhängig wäre, so sollte die E-Linie im Diagramm Fig. 2 b geradlinig verlaufen. Der Verfasser hat jedoch bereits im Jahre 1929 in seinem Laboratorium in Cambridge Mass. mit Hilfe eines sehr empfindlichen Apparates gezeigt, dass der Wert  $f$  der Reibungsziffer des Sandes für ein Druckintervall von  $p = 0$  bis  $p = 1 \text{ kg pro cm}^2$  mit zunehmenden Flächendruck beträchtlich abnimmt<sup>1</sup>.

Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Fig. 3 graphisch dargestellt. In diesem Diagramm bezieht sich die Kurve A auf einen Sand in dichtester und B auf einen Sand in lockerer Lagerung. Die Krümmung der Schaulinie A Fig. 3 findet sich in übertriebenem Masstabe in der Krümmung der Schaulinien E und N der Fig. 2 wieder.

Mit diesen Versuchsergebnissen ist wohl die Ansicht, dass der Sand einen eindeutig bestimmten Elastizitätsmodul habe, endgültig widerlegt. Die Versuche werden gegenwärtig mit verfeinerter Apparatur wiederholt, um die quantitative Seite der SCHEIDIG'schen Ergebnisse zu überprüfen und obendrein um die Beziehungen zwischen den E-Werten und der Lagerungsdichte kennen zu lernen.

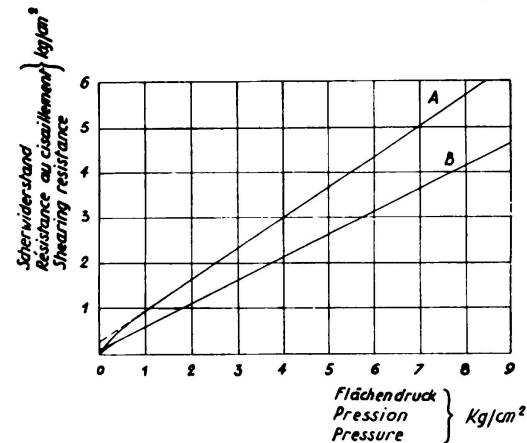


Fig. 3.

Von besonderem Interesse sind die Ergebnisse von Untersuchungen, welche Ing. W. BERNATZIK im Laboratorium des Verfassers über die Querkontraktion des Sandes, über die Ziffer des « Ruhedruckes » und über den Einfluss der relativen Dichte des Sandes auf die Ziffer des Ruhedruckes angestellt hat. Die bisherigen Ergebnisse sind in Fig. 4 a und 4 b dargestellt und lassen sich folgendermassen zusammenfassen :

1. TERZAGHI. Festigkeitseigenschaften der Schüttungen, Sedimente und Gele, in Auerbach u. Hort, Handbuch der physikalischen und technischen Mechanik, Bd. IV, 2 Hälfte. Berlin, 1931.

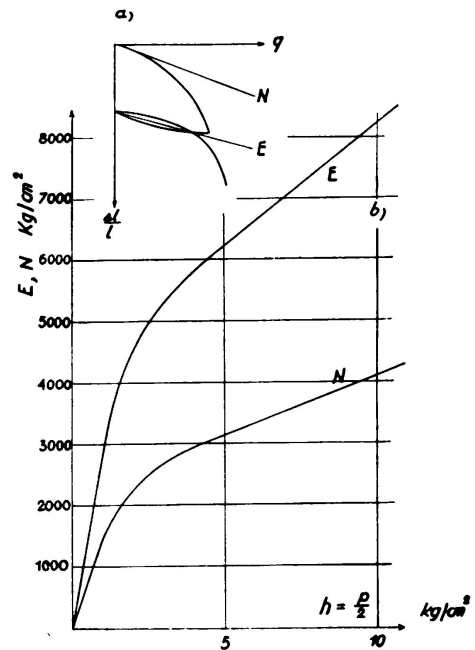


Fig. 2.

Vergrössert man sämtliche auf eine Sandzelle wirkenden Hauptspannungen in gleichem Verhältnis, so nimmt der Wert der Querkontraktionsziffer  $\frac{1}{m}$  mit dem Wert der Hauptspannungen zu (Fig. 4a).

Der Quotient aus dem zur Verhinderung der seitlichen Ausdehnung einer Sandzelle erforderlichen Seitendruck  $\sigma_n$  und der lotrecht wirkenden Belastung  $\sigma_v$  (Ziffer des Ruhedruckes) ist bei gleicher Belastung um so grösser, je lockerer die Lagerung des Sandes ist. Bei zunehmender Belastung einer Sandzelle nimmt der Wert der Ziffer des Ruhedruckes zu (Fig. 4b).

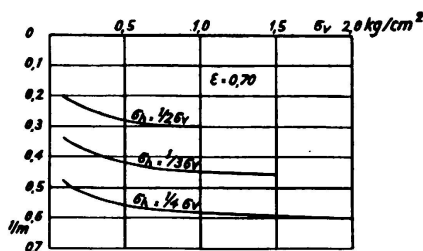


Fig. 4 a.

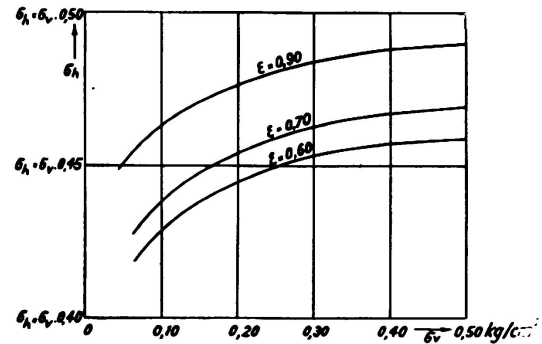


Fig. 4 b.

## 2. Elastische Eigenschaften des Tones.

Die Poren der Tone, welche bei Gründungsarbeiten als Unterlagen der Fundamente in Betracht kommen, sind fast ausnahmslos vollständig mit Wasser ausgefüllt. Erhöht man sämtliche Hauptspannungen, welche auf ein Element dieser Tonmasse wirken, so erleidet es folgende Zustandsänderungen: In dem Augenblick, da man den Zusatzdruck aufbringt, tritt in dem Porenwasser des Tones ein hydrostatischer Ueberdruck auf, welcher den Aussendruck fast zur Gänze aufnimmt (Anfangszustand). Dauert die Druckwirkung weiter, so erleidet der Ton unter dem Einfluss des Zusatzdruckes eine langsam fortschreitende, mit einer Volumsverminderung verbundene Zusammendrückung, welche mit einem Entweichen von Porenwasser verbunden ist. Die Geschwindigkeit, mit welcher diese Zusammendrückung des Tones vor sich geht, nimmt im Laufe der Zeit ab, und der Ton nähert sich asymptotisch einem Endzustand, wobei der vom Zusatzdruck im Porenwasser geweckte hydrostatische Ueberdruck gleich null wird (Endzustand). Die Theorie dieses Vorganges wurde vom Verfasser bereits im Jahre 1925 veröffentlicht<sup>1</sup>. Zu gleicher Zeit wurde auch vom Verfasser auf Grund zahlreicher Versuche dargelegt, dass die Beziehung zwischen dem Druck und dem Elastizitätsmodul des Tones für den Endzustand durch die Gleichung 2 gegeben ist. Im Anfangszustand, d. h. im Augenblick der Drucksteigerung, sollte die Zunahme, die der Wert des Elastizitätsmoduls erfährt, sehr geringfügig sein; eine experimentelle Bestätigung für diese Behauptung konnte jedoch nicht beigebracht werden.

Der im vorangegangenen Abschnitt beschriebene Apparat gab uns die

1. TERZAGHI, Erdbaumechanik. Wien, 1925.

Möglichkeit, die Wirkung des Aussendruckes auch für den Anfangszustand des oben geschilderten Vorganges im Versuchswege zu studieren. Die Versuche wurden von Herrn Ingenieur E. GOTTSTEIN im Laboratorium des Verfassers in Wien durchgeführt. Das Versuchsmaterial bestand aus einem blauen Ton mit einer Plastizitätsziffer von 23 (nach ATTERBERG), einem Wassergehalt von 28 % (‰ des Trockengewichtes) und einem Reibungswinkel von 24°. Die Probekörper hatten einen Durchmesser von 8 cm und eine Höhe von 12 cm. Die Bestimmung des Elastizitätsmoduls und der Druckfestigkeit erfolgte unter einem Oeldruck von  $p = 0$  bzw. 2 und 6 kg per  $\text{cm}^2$ . Für die Beziehung zwischen einem lotrechten Zusatzdruck  $q$  und der zugehörigen Zusammen-

drückung  $n$  bei konstanten wagrechten Hauptspannungen ergaben sich Schaulinien von der Art Fig. 5b. Die Ergebnisse der Versuche sind in Fig. 5a nach dem Mohrschen Verfahren graphisch dargestellt. Die Abszissen der Endpunkte der Durchmesser der einzelnen Kreise geben die Werte der Hauptspannungen an, die im Augenblick des Bruches wirksam waren. Die voll ausgezogenen Kreise stellen den Spannungszustand für den Bruch der Probekörper beim Oeldruckversuch, d. h. für den Anfangszustand dar. Die Ergebnisse unserer seinerzeitigen Untersuchung betreffend die Bruchfestigkeit des Tones im Endzustand sind durch die strichlierten Kreise gegeben. Die den

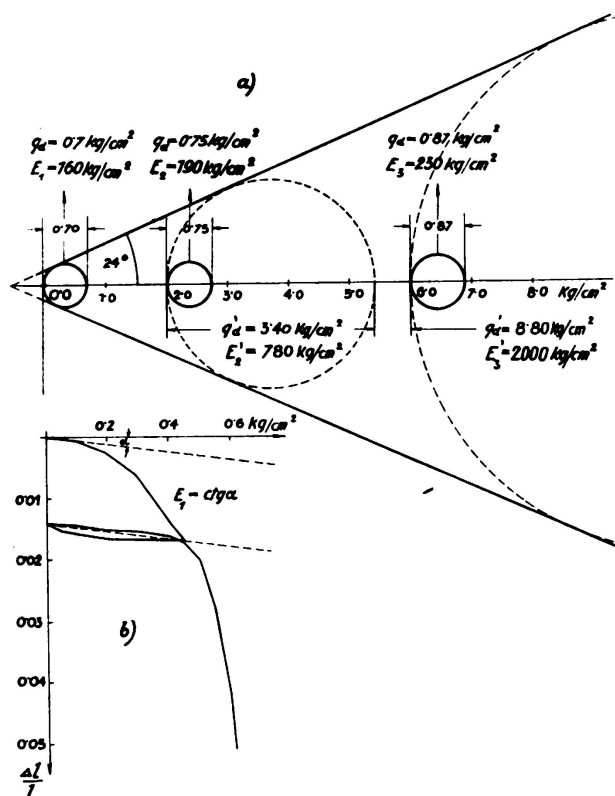


Fig. 5. —  $\left(\frac{\Delta l}{l} = n\right)$

Kreisen beigeschriebenen Werte  $E_1$ ,  $E_2$  und  $E_3$  liefern die aus dem Oeldruckversuch abgeleiteten Werte des Elastizitätsmoduls für Aussendrucke von 0 bzw. 2 und 6 kg per  $\text{cm}^2$ , während die Werte  $E'_2$  und  $E'_3$  die Elastizitätsmoduli für den Endzustand angeben. Aus dem Schaubild Fig. 5a geht ohne weiteres hervor, dass die Steigerung sämtlicher Hauptspannungen bei vollkommen verhindertem Wasseraustritt einen sehr geringen Einfluss auf die Elastizität und die Festigkeit des beanspruchten Materiales ausübt. Nachdem das Entweichen des überschüssigen Porenwassers auch bei unbehindertem Wasseraustritt infolge der geringen Durchlässigkeit des Tones äusserst langsam erfolgt, so stellen die kleinen Kreise Fig. 5a auch die Festigkeitsverhältnisse für den Anfangszustand der Erhöhung des Aussendruckes bei unbehindertem Wasseraustritt dar. Lässt man jedoch den Aussendruck bei unbehindertem Wasseraustritt lange Zeit hindurch wirken, so erfährt der Probekörper eine langsam fortschreitende Verdichtung, wobei sowohl der Elastizitätsmodul als auch die Festigkeit sehr bedeutend zunehmen (Fig. 5a strichlierte Kreise und Werte  $E'_2$ ,  $E'_3$ ).

## Fliesserscheinungen im Ton bei schwacher Scherbeanspruchung.

Belastet man die Oberfläche eines plastischen Tonlagers durch die Aufbringung eines Fundamentsockels, so stellt sich beinahe sofort eine Senkung der belasteten Oberfläche ein, welche lediglich auf die Formänderung der belasteten Masse zurückzuführen ist. Auf diese rasch sich einstellende Setzung des Sockels (1. Phase) kommt eine fortschreitende Zusatzsetzung infolge allmählichen Entweichens des überschüssigen Porenwassers. Wegen der ausserordentlich geringen Durchlässigkeit des Tones verläuft diese zweite Phase des

Setzungsvorganges sehr langsam. Die Gesetze des zeitlichen Verlaufes dieser zweiten Setzungsphase sind ebenfalls bekannt<sup>1</sup>. Der Vorgang ist u. a. dadurch gekennzeichnet, dass die Setzungsgeschwindigkeit allmählich abnimmt und schliesslich gleich Null wird. In vielen Fällen stimmt der am Bauwerk

beobachtete zeitliche Verlauf der Setzungen mit dem theoretischen Setzungsverlauf gut überein. In einigen Fällen konnten wir jedoch feststellen, dass auf die zweite Phase des Setzungsvorganges eine dritte Phase folgt, in welcher sich das Bauwerk jahrelang mit beinahe unveränderter Geschwindigkeit senkt. Fig. 6 a stellt das Setzungsdiagramm eines Bauwerkes dar, dessen Untergrund eine plastische Tonschicht mit einer Dicke von etwa 16 m einschliesst. Jener Teil der Setzungskurve, welcher den ersten 20 seit Baubeendigung verstrichenen Jahren entspricht, hat beinahe streng den Verlauf der theoretischen Kurve für Setzungen infolge fortschreitender Zusammendrückung des Tones. Anstatt sich jedoch asymptotisch einer wagrechten Tangente zu nähern, geht die Kurve etwa in Punkt A in eine leicht geneigte gerade Linie über, welche anzeigt, dass sich das Gebäude seit der Zeit, die dem Punkte A entspricht, um etwa 0,8 cm per Jahr senkt. Fig. 6 b zeigt die Setzungskurve für einen Eisenbahndamm, welcher ebenfalls auf einem hochplastischen Tonlager aufruft. 20 Jahre nachdem die Dammschüttung beendet wurde, stellte sich eine nahezu konstante Senkungsgeschwindigkeit von etwa 1,5 cm per Jahr ein, welche heute noch weiterdauert. Das Gebäude, dessen Setzungskurve in Fig. 6 c dargestellt ist, ruht auf Pfahlgruppen. Unterhalb der Pfahlspitzen befindet sich eine plastische Tonschicht mit einer Dicke von etwa 20 m. Seit mehr als 10

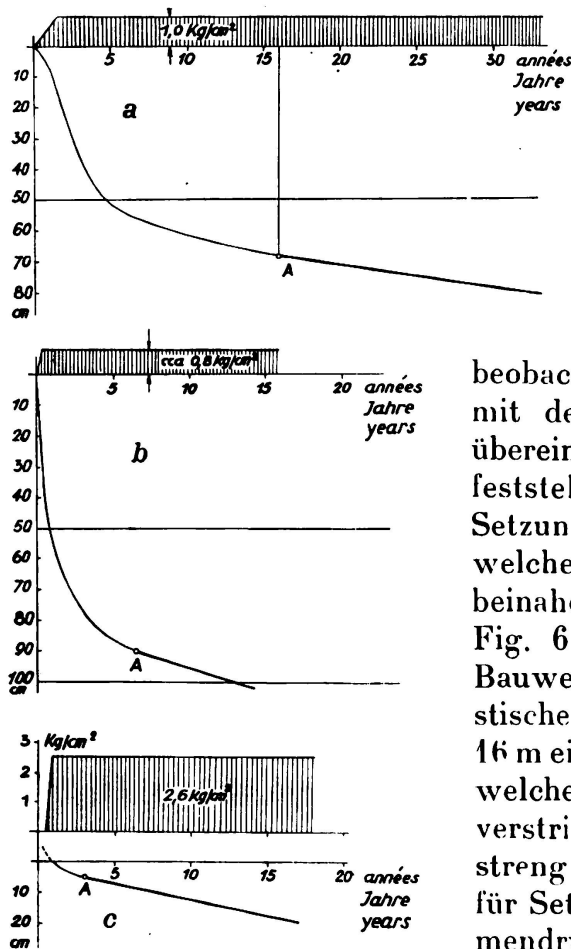


Fig. 6.

nähern, geht die Kurve etwa in Punkt A in eine leicht geneigte gerade Linie über, welche anzeigt, dass sich das Gebäude seit der Zeit, die dem Punkte A entspricht, um etwa 0,8 cm per Jahr senkt. Fig. 6 b zeigt die Setzungskurve für einen Eisenbahndamm, welcher ebenfalls auf einem hochplastischen Tonlager aufruft. 20 Jahre nachdem die Dammschüttung beendet wurde, stellte sich eine nahezu konstante Senkungsgeschwindigkeit von etwa 1,5 cm per Jahr ein, welche heute noch weiterdauert. Das Gebäude, dessen Setzungskurve in Fig. 6 c dargestellt ist, ruht auf Pfahlgruppen. Unterhalb der Pfahlspitzen befindet sich eine plastische Tonschicht mit einer Dicke von etwa 20 m. Seit mehr als 10

1. TERZAGHI. Festigkeitseigenschaften der Schüttungen, Sedimente u. Gele, in Auerbach u. Hort, Handbuch der physikalischen u. technischen Mechanik, Bd. IV, 2. Hälfte. Berlin, 1931.

Jahren senkt sich dieses Gebäude mit einer Geschwindigkeit von ungefähr 1 cm per Jahr. Diesen Beispielen liesse sich noch eine beträchtliche Anzahl anderer hinzufügen.

Die dritte, durch eine durch nahezu unveränderliche Setzungsgeschwindigkeit gekennzeichnete Phase des Setzungsvorganges liess sich durch keine der uns bisher bekannten physikalischen Eigenschaften der Tone erklären, da die Werte der Scherspannungen, die in den geschilderten Fällen durch die Auflasten im Ton erzeugt wurden, weit geringer sind als die Scherfestigkeit der belasteten Tonschichten. Um die dritte Phase der Setzungen der in den Fig. 6 a-c dargestellten Setzungsvorgänge zu erklären, sahen wir uns zu der Hypothese genötigt, dass manche Tone auch dann eine langsame aber stetig fortschreitende Formänderung erleiden, wenn die durch die Belastung geweckten Scherspannungen wesentlich kleiner sind als die Scherfestigkeit des Materials. Die physikalisch-chemische Seite dieser Hypothese wurde bereits an anderer Stelle erörtert<sup>1</sup>.

Um jedoch die Hypothese auch im Versuchswege zu überprüfen, wurden aus einem hochplastischen Ton mehrere Probezylinder hergestellt. Die Plastizitätszahl des Materials belief sich auf 37 % (ATTERBERG), sein Wassergehalt auf 38 % und seine Druckfestigkeit auf 1 kg pro cm<sup>2</sup>. Der Bruch erfolgte beim Druckversuch durch Bildung von Scherflächen. Um während des Dauerver-

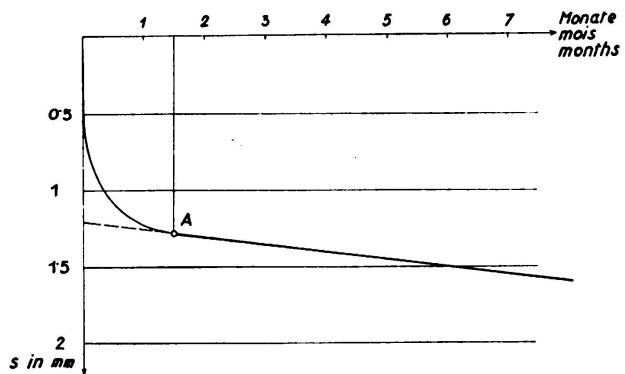


Fig. 7.

suches die Austrocknung des Materials zu verhindern, wurden die Probekörper mit einer dünnen Paraffinhaut bekleidet und obendrein mit einem Feuchtluft-raum umgeben. Einer von diesen Probekörpern wurde bei unbehinderter seitlicher Ausdehnung mit 0,5 kg pro cm<sup>2</sup> d. h. mit der Hälfte der Bruchlast belastet und nach erfolgter Aufbringung der Last 7 Monate lang beobachtet. Die Ergebnisse der Beobachtung sind im Schaubild Fig. 7 dargestellt. Die Last erzeugte sofort eine Zusammendrückung des Probekörpers um 0,6 mm. Im Laufe der nächsten 6 Wochen nahm diese Zusammendrückung mit abnehmender Geschwindigkeit auf etwa 1,3 mm zu. Die Ursachen dieser Verzögerung der durch die Last bewirkten Zusammendrückung sind bereits bekannt und wurden an anderer Stelle erörtert<sup>2</sup>. Sie liegen in der Auswirkung unausgeglichener Reibungsspannungen. Anstatt des Gleichgewichtszustandes stellte sich jedoch nach diesen 6 Wochen ein Fliessvorgang ein, welcher bewirkte, dass die Zusammendrückung des Probekörpers im Laufe der nachfolgenden 6 Monate mit nahezu unveränderter Geschwindigkeit zunahm. Nachdem dieser Versuch unsere Hypothese zu bestätigen scheint, ist geplant, die einschlägigen Untersuchungen in grösserem Masstabe fortzusetzen.

1. TERZAGHI. The static rigidity of plastic clays. Journal of Rheology. Vol. 2, n° 3, July 1931.

2. TERZAGHI. Erdbaumechanik. Wien, 1925.



### 3. Hydrostatischer Auftrieb im Ton.

Wird eine Schichte groben Sandes unter Wasser gesetzt, so vermindert sich ihr Gewicht um den vollen Betrag des hydrostatischen Auftriebes und die Anwesenheit des Sandes hat auf die Grösse des hydrostatischen Auftriebes, der auf die Sohle eines von Sand unterstützten Fundamentkörpers wirkt, gar keinen Einfluss. Diese Tatsachen werden von niemandem bezweifelt. Hinsichtlich des feinen Sandes wurde von manchen Ingenieuren behauptet, dass die Anwesenheit des Sandes vermindern auf den hydrostatischen Auftrieb wirke. Diese Meinung wurde jedoch von PARSONS<sup>1</sup> im Versuchswege widerlegt. Die Erddruckversuche grossen Masstabes, welche der Verfasser im Jahre 1929 in Cambridge Mass. ausführte, lieferten als Nebenprodukt die Erkenntnis, dass auch im Geschiebelehm der hydrostatische Auftrieb voll wirksam ist. Für die

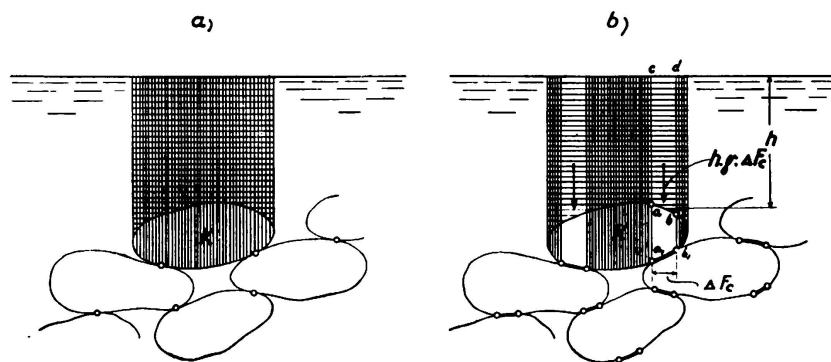


Fig. 8.

Beurteilung der im plastischen Ton herrschenden hydrostatischen Auftriebsverhältnisse fehlten jedoch bisher ziffernmässige Anhaltspunkte.

Um die einschlägigen Fragen endgültig zu beantworten, gingen wir von folgender Ueberlegung aus: Nehmen wir an, K in Fig. 8 stelle ein Bodenkorn dar, das sich in der Tiefe  $h$  unter der Wasseroberfläche einer Sedimentschichte befinde. Der Wasserdruck wirkt auf die gesamte Oberfläche dieses Kornes, ausgenommen jene Stellen, an denen das Korn auf seiner Unterlage aufruht. Ist der Flächeninhalt dieser Stellen sehr klein im Vergleich zu der gesamten Oberfläche des Kornes (Fig. 8 a), so bewirkt der Wasserdruck, dessen lotrechte Komponente durch die schraffierten Flächen dargestellt ist, lediglich eine scheinbare Gewichtsverminderung. Dieser Fall trifft auf Sande und andere grobkörnige Sedimente zu. Beläuft sich hingegen der Flächeninhalt jener Oberflächenteile, an denen der hydrostatische Auftrieb infolge direkter Druckübertragung ausgeschaltet ist, auf einen erheblichen Bruchteil der ganzen Kornoberfläche, so wird das auf dem Flächenabschnitt  $a\ b$  lastende Gewicht  $h \cdot \gamma \cdot \Delta F_c$  ( $\gamma$  = Einheitsgewicht der Flüssigkeit,  $\Delta F_c$  = Flächeninhalt der wagrechten Projektion der Fläche  $a\ b$ ) durch keine nach oben hin gerichtete Auftriebskraft kompensiert. Infolgedessen hat die Ausschaltung des hydrostatischen Auftriebes auf der Fläche  $a\ b$  mechanisch die gleiche Wirkung wie

1. H. DE B. PARSONS. Hydrostatic uplift in pervious soils. Trans. Am. Soc. C. E., vol. 93, p. 1317 (1929).

die Anbringung einer lotrechten Last von der Grösse  $h\gamma\Delta F_c$  auf der Fläche  $ab$ .

Bezeichnen wir mit  $F_c$  den Flächeninhalt aller Flächen  $\Delta F_c$ , an welchen der hydrostatische Auftrieb an der Unterseite der obersten Kornschichte pro Flächeneinheit dieser Schichte ausgeschaltet ist, so bewirkt der Wasserdruck eine Belastung von der Grösse  $\gamma \cdot h \cdot F_c$  pro Flächeneinheit der Oberfläche des Sedimentes, welche durch keine hydrostatischen Auftriebskräfte kompensiert wird und wie jede andere, auf die Oberfläche wirkende Last eine Zusammendrückung der Sedimentschichte bewirken muss. Der im Innern der Sedimentschichte wirksame hydrostatische Auftrieb beläuft sich auf  $(1-F_c)$  voller hydrostatischer Auftrieb.

Diese einfache Tatsache gab uns ein Mittel an die Hand, zu untersuchen, in welchem Masse der hydrostatische Auftrieb im Innern einer Schichte plastischen Tones wirksam ist. Wir füllten zwei Metallringe mit plastischem Ton und liessen zunächst den Ton in beiden Ringen mit einem Ueberdruck von 1 kg pro  $\text{cm}^2$  ins Gleichgewicht kommen. Dann setzten wir einen der Ringe in ein mit Wasser gefülltes Gefäss, steigerten den Wasserdruck auf 6 kg pro  $\text{cm}^2$  und versuchten die durch den gesteigerten Wasserdruck erzeugten Zusammendrückungen der Tonschichte zu messen. Die Zusammendrückungen erwiesen sich jedoch als so klein, dass sie keine merkbare Bewegung des Zeigers der Messdose hervorriefen. Für den im anderen Ring befindlichen Ton wurde mit Hilfe eines einfachen Kompressionsapparates der Zusammenhang zwischen Druck und Zusammendrückung festgestellt und es ergab sich, dass bereits eine Pressung von  $1/2$  kg pro  $\text{cm}^2$  eine Bewegung des Zeigers um mehrere 100 Teilstriche bewirkte. Aus diesem Versuch geht hervor, dass der hydrostatische Auftrieb in der plastischen Tonschichte nahezu vollkommen wirksam war.

#### 4. Theoretische Untersuchung der Setzungsvorgänge.

Den Ausgangspunkt für theoretische Untersuchungen der Setzungsvorgänge bildet nach wie vor die Theorie von BOUSSINESQ. Die strenge Gültigkeit dieser Theorie ist jedoch auf vollkommen dem Hooke'schen Gesetz gehorchende Körper beschränkt, während die bei Fundierungsproblemen in Betracht kommenden Bodenarten dieser Bedingung keineswegs entsprechen. Infolgedessen ist es unerlässlich, durch experimentelle Untersuchungen festzustellen, inwieweit die Ergebnisse der Theorie von der Wirklichkeit abweichen. Unter neueren Untersuchungen dieser Art wären folgende hervorzuheben: Im Jahre 1927 veröffentlichte HUGI die Ergebnisse von wertvollen Untersuchungen betreffend die Verteilung der Vertikalspannungen im Untergrund von Lastflächen sowie die Einzelheiten eines Apparates zur Messung der Druckspannungen im Inneren von Bodenmassen<sup>1</sup>. GERBER setzte die Untersuchungen von HUGI fort und lieferte zum erstenmal verlässliche Angaben über die Grösse der im belasteten Boden wirksamen wagrechten Spannungen<sup>2</sup>. KOEGLER und seine Mitarbeiter machten

1. HUGI. Untersuchungen über die Druckverteilung im örtlich belasteten Sand. Dissertation. Zürich, 1929.

2. E. GERBER. Untersuchungen über die Druckverteilung im örtlich belasteten Sand. Dissertation. Zürich, 1929.

Versuche grossen Masstabes betreffend den Einfluss des Durchmessers der Lastfläche auf die Setzung sowie betreffend die Verteilung der lotrechten Spannungen im örtlich belasteten Boden<sup>1</sup>. Durch die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind wir heute schon ziemlich gut über die Verteilung der lotrechten Spannungen im örtlich belasteten Boden unterrichtet. Was jedoch die Horizontalspannungen anbetrifft, sind die bisher vorliegenden Daten noch sehr spärlich und lassen obendrein vermuten, dass die wirklichen Werte der Horizontalspannungen von den nach BOUSSINESQ berechneten sehr beträchtlich abweichen. Die Ergebnisse der Untersuchungen über die elastischen Eigenschaften des Sandes haben gezeigt, dass die Zusammendrückungen durch lotrechte Beanspruchungen in ausserordentlich hohem Masse von der Grösse der wagrechten Spannungen beeinflusst werden, so dass eine Einschätzung der durch die lotrechten Spannungen bewirkten Zusammendrückungen nur dann möglich ist, wenn wir eine halbwegs zutreffende Vorstellung von der Grösse der wagrechten Spannungen haben. Infolge dessen bildet die Messung der im Untergrunde von belasteten Flächen auftretenden Horizontalspannungen eine der nächsten und dringenden Aufgaben der experimentellen Forschung. Als wichtigen Beitrag zur Lösung dieser Aufgabe führen KOEGLER und SCHEIDIG in Freiberg Untersuchungen durch, um mit Hilfe von Grundpegeln die Verteilung der Zusammendrückungen im Untergrund belasteter Flächen zu bestimmen. Nachdem man die elastischen Eigenschaften des Sandes bereits kennt, dürfte es gelingen, aus der Verteilung der Zusammendrückungen und der lotrechten Spannungen brauchbare Rückschlüsse auf die Verteilung der wagrechten Spannungen zu ziehen.

Vor kurzem gelang es O. FROELICH durch Verallgemeinerung der vereinfachten Boussinesq'schen Gleichungen eine bemerkenswerte Uebereinstimmung zwischen den gemessenen und den berechneten, im Druckgebiet von Lastflächen auftretenden Normalspannungen zu erzielen und die Senkung der die Lastfläche umgebenden Bodenoberfläche zufriedenstellend theoretisch zu behandeln.

### 5. Setzungsanalyse.

Die Bodenschichten, auf denen wir unsere Bauwerke errichten, sind weit davon entfernt, homogen zu sein. Obendrein stützen sich unsere Theorien der Setzungsvorgänge auf weitgehend vereinfachte Voraussetzungen. Infolgedessen ist es unerlässlich, den Genauigkeitsgrad und den Gültigkeitsbereich unserer theoretischen Vorstellungen nicht bloss durch Laboratoriumsversuche, sondern auch durch Vergleich zwischen den berechneten und den wirklichen Setzungen ausgeführter Bauwerke zu überprüfen um auf diese Weise eine empirische Rechtfertigung der theoretischen Verfahren zu erbringen. Der Vorgang wurde vom Verfasser als Setzungsanalyse bezeichnet. Nachdem man nur selten Fälle antrifft, welche sich zur Durchführung solcher Untersuchungen eignen, bildet jede Setzungsanalyse einen wichtigen Beitrag zur praktischen Bodenforschung.

1. F. KÖGLER u. A. SCHEIDIG. Druckverteilung im Baugrunde. Die Bautechnik, 1927, Heft 29, 31; 1928, Heft 15, 17, 1929, Heft 18, 52.

F. KÖGLER. Ueber Baugrund Probelastungen. Die Bautechnik, 1931, Heft 24.

Eine der ersten Analysen wurde vom Verfasser in den Verhandlungen des Internationalen Ingenieur-Kongresses in Tokio 1929 veröffentlicht<sup>1</sup>. Diese Analyse führte zu dem Ergebnis, dass die Theorie der Setzungen infolge allmählicher Zusammendrückung einer Tonschichte das Verhalten eines ausgedehnten Bauwerkes in den westlichen Vereinigten Staaten zufriedenstellend beschrieb.

Im vergangenen Jahr hatten wir Gelegenheit, einen ähnlichen Fall zu studieren. Fig. 6 a zeigt die Setzungskurve eines Punktes dieses Bauwerkes. Die Setzungsbeobachtungen erstrecken sich bereits über einen Zeitraum von mehr als 30 Jahren und wurden mit ungewöhnlicher Sorgfalt durchgeführt. Um die über den Untergrund des Bauwerkes vorliegenden Daten zu ergänzen, liessen wir in der Nachbarschaft des Gebäudes ein Bohrloch mit einer Tiefe von 20 m niederbringen und entnahmen aus diesem Bohrloch eine grosse Anzahl von ungestörten Bodenproben. Die physikalischen Konstanten dieser Bodenproben wurden im Laboratorium bestimmt und auf Grund der Versuchsergebnisse konnten sowohl die Setzungsbeträge als auch der zeitliche Setzungsverlauf theoretisch ermittelt werden. Bis zum Punkte A fig. 6 a stimmt der Verlauf der theoretischen Zeit-Setzungskurve fast vollständig mit jenem der wirklichen Setzungskurven überein. Vom Punkte A angefangen verläuft jedoch die theoretische Setzungskurve nahezu horizontal, während die wirkliche Setzungskurve gleichmässig abfällt. Dieser Widerspruch veranlasste uns zu den bereits angeführten Untersuchungen betreffend das Fliessen von Tonböden unter schwachem Druck. Die berechneten Setzungsbeträge belaufen sich für die erste und die zweite Phase des Setzungsvorganges ungefähr auf die Hälfte der beobachteten.

Im nördlichen Russland wird gegenwärtig eine Staumauer errichtet, deren Untergrund bis zu grosser Tiefe aus devonischen Tonen besteht. Um die künftigen Setzungen des Staudammes abzuschätzen, haben die beratenden Ingenieure der Bauleitung (Vattenbyggnadsbyran in Stockholm) eine grosse Zahl von ungestörten Bodenproben aus Bohrlöchern entnommen. Auf Grund der physikalischen Bodenkonstanten dieser Proben wurden dann die künftigen Setzungen des Bauwerkes berechnet. Bisher wurde etwa die Hälfte der Lasten aufgebracht und der Unterschied zwischen den berechneten und den beobachteten Setzungen ist durchwegs kleiner als 50 %.

Eine ähnliche Setzungsanalyse wird gegenwärtig im Auftrag des American Foundation Committee an einem Bauwerk in Cambridge Mass. durchgeführt. Der Schlussbericht über die Ergebnisse dieser Untersuchungen dürfte Anfang des nächsten Jahres erscheinen.

## 6. Methoden für die Beurteilung der Festigkeitseigenschaften der bei den Probebohrungen angebohrten Bodenschichten.

Nach der im Jahre 1882 veröffentlichten und seither im grossen ganzen durch Versuchsergebnisse bestätigten Theorie von BOUSSINESQ geht hervor, dass die als Setzung bezeichnete Zusammendrückung des Untergrundes einer belasteten

---

1. TERZAGHI. Settlement Analysis — the Backbone of Foundation Research. World Engineering Congress. Tokio, 1929.

Fläche keineswegs nur in der obersten Bodenschichte ihren Sitz hat, sondern dass sich die Druckwirkungen und Zusammendrückungen bis in beträchtliche Tiefen unter die Bauwerksohle erstrecken. Infolgedessen kann man nur dann aus den Ergebnissen eines in der Höhe der künftigen Gründungssohle durchgeführten Belastungsversuches kleinen Masstabes einen halbwegs verlässlichen Schluss auf die Tragfähigkeit des Untergrundes ziehen, falls der Boden bis zu einer Tiefe nahezu homogen ist, welche mindestens der Breite des verbauten Raumes gleichkommt. Um die Tragfähigkeit eines aus verschiedenen Schichten zusammengesetzten Untergrundes zu beurteilen, ist es unerlässlich, die Widerstandsfähigkeit sämtlicher im Spannungsbereich des künftigen Bauwerkes befindlichen Schichten kennen zu lernen.

Die in den üblichen Bohrprotokollen enthaltenen Daten sind unzulänglich, weil sie uns bestenfalls über die petrographische Beschaffenheit der angebohrten Schichten aufklären, jedoch keine Angaben über deren Festigkeitseigenschaften enthalten. So kann z. B. die Tragfähigkeit eines im Bohrprotokoll als « plastischer Ton » oder « feiner Sand » bezeichneten Materiales sehr verschieden sein je nach der Konsistenz oder der Dichte, welche dieses Material in seiner natürlichen Lagerung aufweist. Bei der Untersuchung von Baugründen, die aus kohärenten Bodenschichten zusammengesetzt sind, kann man die Bohrungen dadurch ergänzen, dass man aus den Bohrlöchern ungestörte Bodenproben entnimmt und im Laboratorium die Festigkeitseigenschaften der Proben im Versuchswege feststellt. Dies hat der Verfasser auf Bauten in den Vereinigten Staaten und Europa bereits wiederholt mit Erfolg getan. In kohäsionsarmen oder kohäsionslosen Bodenschichten versagt jedoch dieses Verfahren, da wir bisher noch kein Mittel besitzen, um aus solchen Bodenschichten ungestörte Proben zu entnehmen. In solchen Fällen ist es daher unerlässlich, in den Bohrlöchern u. zw. in verschiedener Tiefe unterhalb der Erdoberfläche Belastungsproben vorzunehmen. Dieses Verfahren wurde schon vor etwa 25 Jahren in Vorschlag gebracht, aber erst vor etwa 4 Jahren in grösserem Masstabe in die Praxis des Grundbaues eingeführt. Gegenwärtig stehen folgende Methoden in Verwendung :

System WOLFSHOLZ (Siemens Bau-Union, Berlin), einfacher Belastungsversuch am Boden eines Bohrloches mit einem Durchmesser von 35 cm<sup>1</sup>.

System KOEGLER. Wagrechter Belastungsversuch mit Hilfe zweier halbzylindrischer Metallbacken, die unterhalb des unteren Endes der Verrohrung eines Bohrloches mit einem Durchmesser von 15 cm gegen die Seiten des Bohrloches gepresst werden.

System TERZAGHI<sup>2</sup>. Bestimmung des Widerstandes gegen Eindringung eines konischen Metallkörpers in den Boden eines Bohrloches mit einem Durchmesser von 9 cm. Der Konus wird zugleich als Spüllanze benützt, so dass dieses Verfahren gewissermassen eine Verbindung von Spülbohrung und von Belastungsprobe darstellt (« Belastungsbohrung »).

Professor HERTWIG in Berlin versucht die mittlere Zusammendrückbarkeit des Untergrundes aus dem Ergebnisse von Beobachtungen über die Fortpflan-

1. Zeitschrift der Siemens Bauunion. Jg. 8, No. 10, Oktober 1929.

2. TERZAGHI. Die Tragfähigkeit der Pfahlgründungen. Die Bautechnik 1930. Heft 31, 34.

zungsgeschwindigkeit von Stosswellen abzuleiten. Die einschlägigen Untersuchungen sind noch nicht abgeschlossen.

Das System TERZAGHI wurde zum ersten Mal im Jahre 1929 bei den Vorarbeiten für die Erbauung einer neuen Strecke der Untergrundbahn von New York verwendet. Ungefähr zu gleicher Zeit bediente man sich des Systems WOLFSHOLZ bei den Vorarbeiten für die Fundierung des Kraftwerkes West bei Berlin. Die Erfindung des KOEGLERSchen Apparates erfolgte in allerjüngster Zeit.

Die Apparate von WOLFSHOLZ und von KOEGLER geben uns genauen Aufschluss über die Festigkeit des Untergrundes in einigen Punkten des Bohrloches, während die Festigkeitseigenschaften der dazwischenliegenden Schichten unbekannt bleiben. Die Kosten der mit diesen Apparaten durchgeführten Belastungsproben und das Gewicht der zu transportierenden Teile sind ziemlich beträchtlich.

Bei Verwendung des Apparates von TERZAGHI erhält man angenäherte Aufschlüsse über die Widerstandsfähigkeit sämtlicher von dem Bohrloch durchörterten Schichten, denn das Verfahren liefert gewissermassen eine Widerstandslinie für das ganze durchbohrte Schichtensystem. Die Kosten der « Belastungsbohrung » unterscheiden sich nur wenig von den Kosten einer einfachen Probebohrung.

Die Erfahrung wird zeigen, welches von diesen Verfahren sich am besten für praktische Zwecke eignet. Wichtig ist gegenwärtig nur die Tatsache, dass man bereits beginnt, in breiten Kreisen die Notwendigkeit zu erkennen, die Ergebnisse der bisher gebräuchlichen Probebohrungen durch zusätzliche Untersuchungen über die Festigkeit der bei den Bohrungen durchörterten Bodenschichten zu ergänzen.

In Verbindung mit der Erörterung der Methoden, die uns zu diesen Zusatzarbeiten zur Verfügung stehen, ergibt sich die Frage nach den Schlussfolgerungen, welche wir aus den Ergebnissen ziehen können.

Nehmen wir an, wir hätten ein Gebäude hergestellt und die Setzungen, welche dieses Gebäude erlitten hat, fortlaufend beobachtet. Mehrere Jahre später kommen wir in die Lage, an einer anderen Stelle ein ähnliches Bauwerk zu errichten, dessen Untergrund nach den Ergebnissen der Probebohrungen dem Untergrund des ersten Bauwerkes ähnelt. Nachdem sich jedoch die im Bohrprotokoll enthaltenen Angaben lediglich auf die petrographische Beschaffenheit der durchbohrten Bodenschichte, nicht aber auf ihre Lagerungsdichte und ihre Festigkeitseigenschaften erstrecken, so sind wir nicht in der Lage, die beim ersten Bauwerk gesammelten Erfahrungen beim zweiten Bauwerk zu verwenden. Wenn wir jedoch die an den beiden Baustellen durchgeführten Probebohrungen durch Erhebungen betreffend die Festigkeitseigenschaften der durchbohrten Schichten ergänzen, so ändert sich die Sachlage und wir sind imstande festzustellen, ob und in welchem Grade die Untergründe der beiden Bauwerke nicht nur in petrographischer sondern auch in festigkeitstechnischer Hinsicht miteinander identisch sind. Die Beobachtungsergebnisse versetzen uns daher in die Lage, Baugründe festigkeitstechnisch miteinander zu identifizieren.

Wir wissen ferner, dass die Lagerungsdichte und mit ihr die Zusammenrückbarkeit von Sand- oder Tonschichten sowohl in wagrechter als auch in lotrechter Richtung grossen Schwankungen unterworfen sein können. Das Vorhan-

densein dieser Schwankungen kommt im Bohrprotokoll nicht zum Ausdruck. Um daher festzustellen, ob und in welchem Grade der Untergrund als gleichförmig betrachtet werden kann, ist es notwendig, die Probebohrung durch die oben angeführten Zusatzuntersuchungen zu ergänzen. Die Beobachtungsergebnisse geben daher Aufschluss über den Grad der Gleichförmigkeit scheinbar homogener Baugründe.

Schliesslich wäre hervorzuheben, dass wir erst dann imstande sind, die Theorien der Setzungsvorgänge im Grundbau zu verwerten, wenn die Vorarbeiten für die Gründungsentwürfe die zur Auswertung der Formeln notwendigen Daten betreffend die tieferen Bodenschichten liefern. Aus diesem Grunde muss die allgemeine Einführung der Verfahren zur Bestimmung der Festigkeitseigenschaften der tieferen Bodenschichten als unerlässliche Vorbedingung für das Zustandekommen weiterer Fortschritte auf dem Gebiete der praktischen Baugrundforschung bezeichnet werden.

### TRADUCTION

Les études concernant la résistance des fondations en faible profondeur comportent les points suivants :

Résistance des matériaux qui composent les terrains de fondation (terres meubles et terres cohérentes).

Adaptation de la théorie aux résultats des expériences faites sur modèles et sur ouvrages exécutés.

Méthode d'estimation de la résistance des terrains rencontrés au cours des forages.

Dans ce rapport, l'auteur présente un résumé des progrès qui ont été réalisés au cours des dernières années. Par nécessité, ce résumé est loin d'être complet.

#### 1. Lois de la résistance des terres meubles (sables et graviers).

En 1925 l'auteur a formulé l'hypothèse suivante sur la résistance et les propriétés élastiques du sable<sup>1</sup> : Supposons que la figure 1 a représente un élément prismatique de sable sollicité par trois efforts principaux égaux à  $p$ . Si l'on augmente l'un de ces efforts d'une pression supplémentaire  $q$ , la valeur des autres efforts restant constante, soit égale à  $p$ , on devrait obtenir entre la pression supplémentaire  $q$  et la compression spécifique  $n = \frac{\Delta l}{l}$  la relation représentée par le diagramme figure 1 b. Le module d'élasticité  $E$  de cet élément est représenté par la formule

$$E = \frac{q}{n} = \text{ctg } \alpha \dots \dots \dots (1)$$

D'après le diagramme,  $E$  se rapporte aux compressions réversibles aussi bien que, approximativement, aux compressions initiales de l'élément pour des

1. TERZAGHI. Erdbaumechanik. Vienne, 1925.

petites valeurs de  $q$ . En plus, selon notre hypothèse, entre la valeur de  $E$  et la valeur de la pression constante  $p$ , la relation suivante devrait exister :

$$E = \text{const} \times p \times f \dots \dots \dots (2)$$

où  $f$  désigne le coefficient de frottement du sable. Selon cette formule on ne peut pas s'attendre à trouver un  $E$  constant pour les sables. Dans une simple couche de sable non chargé avec surface horizontale, le module d'élasticité devrait augmenter approximativement en proportion directe de la profondeur au-dessous de la surface. Au-dessous d'une fondation qui repose sur le sable, les conditions se compliquent davantage.

Quoique notre hypothèse soit basée sur des arguments bien fondés, il semble qu'elle n'ait pas été bien accueillie. La plupart des théoriciens ont continué d'appliquer les équations de BOUSSINESQ au cas du sable sans cohésion, en admettant un  $E$  constant. On a même essayé de calculer, sur la base des affaisements mesurés, la valeur de cet  $E$ . L'auteur a donc jugé nécessaire de vérifier par des essais l'hypothèse exprimée par la formule (2).

Les expériences ont été exécutées au cours des derniers mois par le Dr. A. SCHEIDIG dans le laboratoire de l'auteur à Vienne. Les éléments de sable (fig. 1 a) ont été représentés par des corps cylindriques d'un diamètre de 5 cm. et d'une hauteur de 6 à 8 cm., formés par des tuyaux en caoutchouc avec parois très minces, remplis de sable de quartz très uniforme et bien comprimé (diamètre des grains environ 0,15 mm.). Le fond et le dessus de ces échantillons étaient formés par des plaques rondes en laiton. Pour étudier l'élasticité et la résistance d'un échantillon, nous l'avons placé sur le fond d'un vase cylindrique de 20 cm. de diamètre, muni d'un couvercle. L'intérieur de ce vase communiquait avec un accumulateur hydraulique. En entourant l'échantillon avec de l'huile sous pression, on a pu donner à la pression  $p$  (fig. 1 a) des valeurs allant jusqu'à 10 kg/cm<sup>2</sup>. Pour appliquer la force supplémentaire  $q$ , on a chargé l'extrémité supérieure de l'échantillon par l'intermédiaire d'une tige qui passait par un presse-étoupe dans le couvercle du vase. Pour mesurer les compressions, on s'est servi d'appareils qui permettaient de mesurer 1/400 de mm.

Les études comprenaient entre autres des essais de compression et d'expansion élastiques répétés selon la fig. 1, pour différentes valeurs de  $p$  jusqu'à 10 kg/cm<sup>2</sup>.

Les résultats de la série s'accordent approximativement avec notre hypothèse représentée par la fig. 1 b, et par la formule (2). Ils sont graphiquement représentés sur la fig. 2 b. La valeur  $E$  représente le module d'élasticité par rapport aux compressions réversibles et  $N$  la valeur correspondante par rapport aux compressions initiales sous de faibles pressions. Suivant l'équation (2), si le coefficient de frottement  $f$  était indépendant de la pression, la ligne qui représente la valeur de  $E$  dans le diagramme fig. 2. b devrait être une droite. Mais, à la suite des expériences que nous avons faites en 1929 à Cambridge, Mass., avec un appareil perfectionné, nous avons constaté que la valeur de  $f$  diminue considérablement lorsque la pression  $p$  augmente de 0 jusqu'à 1 kg/cm<sup>2</sup> 1. Le

1. TERZAGHI. Festigkeitseigenschaften der Schüttungen, Sedimente und Gele, in Auerbach und Hort, Handbuch der physikalischen und technischen Mechanik, vol. IV, 2<sup>e</sup> partie. Berlin, 1931.



diagramme que nous avons obtenu pour la relation entre les valeurs  $f$  et  $p$  est reproduit en fig. 3. (Courbe A pour le sable comprimé et B pour le sable meuble.) La courbure de la ligne A, fig. 3, se retrouve d'une façon exagérée dans la courbure des courbes E et N, fig. 2 *b*. Il faudra donc définitivement éliminer l'idée que le module d'élasticité du sable pourrait être représenté par un seul chiffre. Actuellement, de nouveaux essais sont en cours, avec des appareils plus précis, pour contrôler les résultats de SCHEIDIG et pour trouver les relations entre E et la densité de la couche.

Les essais de M. BERNATZIK sont d'un intérêt particulier. Il a étudié la contraction latérale du sable, le « Ruhedruckziffer » (voir ci-après) et l'influence de la densité relative du sable. Les fig. 4 *a* et 4 *b* montrent les résultats obtenus, qu'on peut résumer comme suit : Si l'on augmente les trois efforts principaux en maintenant leurs proportions respectives, le coefficient de contraction latérale  $\frac{1}{m}$  augmente. Le quotient de la pression latérale  $\sigma_h$  nécessaire pour empêcher la dilatation latérale de la cellule de sable et de la charge verticale  $\sigma_v$  (appelé « Ruhedruckziffer », « Coefficient de stabilité à la compression ») est d'autant plus grand — à charge égale — que le sable est moins cohérent. Ce chiffre augmente en proportion de la charge.

## 2. Propriétés élastiques de l'argile.

A peu d'exceptions près, les espaces vides dans les argiles plastiques qui se trouvent au-dessous des fondations sont complètement remplis d'eau. Si l'on augmente la pression qui agit sur un élément de cette argile, il se produit le phénomène suivant : la pression supplémentaire agit exclusivement comme pression hydrostatique sur l'eau qui remplit les espaces vides (état initial). Si la pression supplémentaire continue à augmenter, l'argile subit une lente compression au cours de laquelle une partie des eaux s'échappe par capillarité à travers les parois de l'argile. Cette fuite des eaux par capillarité diminue, jusqu'à ce que, finalement, l'équilibre entre la pression extérieure et la résistance de l'argile soit établie (état final). La théorie de ce processus fut publiée par l'auteur en 1925<sup>1</sup>. A cette occasion, nous avons également démontré que, pour l'état final, la relation entre la pression et le module d'élasticité est déterminée par l'équation (2). Cette conclusion fut tirée des résultats d'expériences nombreuses. Par contre, pour l'état *initial*, il n'y avait pas d'expériences qui permettent de démontrer l'influence de la pression sur le module d'élasticité. Il nous a fallu nous borner à la conclusion théorique que cette influence est insignifiante.

Cette conclusion théorique fut récemment confirmée par les expériences de M. E. GORTSTEIN, ingénieur, dans le laboratoire de l'auteur à Vienne, à l'aide du même appareil que nous avons utilisé pour nos expériences avec du sable. L'argile bleue que nous avons employée avait un coefficient de plasticité de 23 % (déterminé d'après la méthode d'ATTERBERG), une teneur en eau de 28 % (du poids de la matière sèche) et un angle de frottement intérieur de 24°.

1. TERZAGHI. Erdbaumechanik, Vienne, 1925.

Les éprouvettes avaient un diamètre de 8 cm. et 10 cm. de hauteur. Elles furent introduites dans le vase cylindrique décrit dans le paragraphe précédent. La pression de l'huile fut portée à  $2 \text{ kg/cm}^2$  et l'échantillon soumis à une compression verticale supplémentaire. Dans une autre série d'essais, la pression de l'huile était  $6 \text{ kg/cm}^2$ . La figure 5 b montre le résultat de chaque essai. La fig. 5 a représente les résultats de tous les essais selon la méthode graphique bien connue de M. MOHR. Les abscisses des extrémités du diamètre horizontal de chaque cercle déterminent la valeur des efforts principaux au moment de la rupture. Les cercles pleins représentent les résultats de nos essais récents pour l'état initial et les cercles pointillés pour l'état final. Les valeurs de  $E_1$ ,  $E_2$ , et  $E_3$  donnent, pour des pressions respectives de 0,2 et  $6 \text{ kg/cm}^2$ , les modules d'élasticité déterminé à l'aide des graphiques fig. 5 b et les valeurs  $E'_2$  et  $E'_3$  donnent le module d'élasticité pour l'état final. Le graphique fig. 5 a montre que, immédiatement après l'application d'une forte pression hydrostatique sur les parois de l'échantillon, la résistance et l'élasticité de l'échantillon sont presque identiques avec ce qu'elles étaient avant l'application de la pression. S'il y a possibilité pour que les eaux s'échappent par capillarité à travers les parois de l'échantillon, la densité de l'échantillon, sa résistance et son module d'élasticité augmentent et l'état de l'échantillon approche graduellement, à une vitesse décroissante, de celui que nous avons appelé l'état final, représenté dans le graphique fig. 5 a par les cercles pointillés.

### 3. Déformation visqueuse des argiles sous faible sollicitation au cisaillement.

Si l'on établit une fondation sur une couche d'argile, on constate immédiatement un affaissement dû à la déformation de cette masse. Il est suivi d'un affaissement supplémentaire graduel causé par la fuite capillaire de l'eau. A cause de la perméabilité très faible de l'argile, cette seconde phase évolue assez lentement, les lois qu'elle suit sont connues <sup>1</sup>. D'après ces lois, la vitesse de l'affaissement diminue graduellement et à la fin, elle est pratiquement égale à zéro. En général les affaissements des fondations suivent ces lois. Par contre, pour quelques cas, nous avons pu constater que ces affaissements causés par la compression graduelle de l'argile furent suivis d'un affaissement se poursuivant pendant de nombreuses années avec une vitesse presque constante. La fig. 6 a représente les affaissements d'un bâtiment fondé sur une couche d'argile très plastique d'une épaisseur d'environ 16 m. Au cours des vingt premières années, les affaissements ont suivi presque exactement la courbe de l'affaissement par compression graduelle de l'argile. Par contre, depuis cette première période (point A), le bâtiment s'affaisse avec une vitesse presque constante de 0,8 cm. par an. La fig. 6 b représente les affaissements d'un remblai sur un terrain argileux très plastique. Vingt ans après l'exécution du remblai, la vitesse d'affaissement a cessé de diminuer et reste constante (presque 1,5 cm. par an). Le bâtiment fig. 6 c repose sur des groupes de pieux en bois ; au-dessous des pieux se trouve une couche d'argile d'une épaisseur d'environ

1. TERZAGHI, Festigkeitseigenschaften der Schüttungen. Sedimente und Gele, in Auerbach Hort. Handbuch der physikalischen und technischen Mechanik, Berlin, 1931, vol. IV, 2<sup>e</sup> partie.

20 m. Depuis plus de 10 ans, le bâtiment s'affaisse à une vitesse d'environ 1 cm. par an. Nous avons choisi ces exemples parmi un nombre considérable d'autres.

Ce phénomène des affaissements à vitesse constante semblait être en contradiction avec les propriétés connues des argiles, puisque les taux de cisaillement de l'argile, dans les cas précités, étaient bien moindres que sa résistance au cisaillement. Pour expliquer ce fait, nous avons été amenés à admettre l'hypothèse que certaines argiles très plastiques subissent une déformation lente mais continuelle même dans le cas où les taux de cisaillement sont beaucoup plus petits que la résistance du cisaillement. Le côté physique et chimique de cette hypothèse a déjà été traité ailleurs <sup>1</sup>.

Pour examiner cette hypothèse, nous avons préparé une éprouvette cylindrique d'une argile très plastique. Le coefficient de plasticité de cette argile était de 37 %, sa teneur en eau de 38 % et sa résistance à la compression était de 1 kg/cm<sup>2</sup>. (L'essai de rupture a fourni des surfaces de rupture obliques, dus à l'effort tranchant.) Pour empêcher le desséchement de l'argile, l'éprouvette était munie d'un enduit en paraffine et complètement entourée d'une chambre remplie d'air saturé de vapeur. La surface supérieure de l'éprouvette fut soumise à une pression de 0,5 kg/cm<sup>2</sup>, c'est-à-dire la moitié de la charge de rupture. Cette charge a été maintenue pendant sept mois. On a mesuré la compression tous les jours; le graphique fig. 7 en montre les résultats. L'application de la charge a été immédiatement suivie d'un raccourcissement de l'éprouvette d'environ 0,6 mm. Pendant six semaines, ce raccourcissement a augmenté à vitesse décroissante jusqu'à une valeur d'environ 1,3 mm. Les causes de ce ralentissement du raccourcissement sont connues et ont été discutées ailleurs <sup>2</sup>. Elles résultent du frottement intérieur non équilibré de l'argile.

Mais, au lieu de l'état d'équilibre, on constata après ces six semaines une déformation visqueuse qui provoqua une augmentation constante du raccourcissement de l'éprouvette pendant les six mois suivants. Cet essai paraissant confirmer notre hypothèse, les recherches seront continuées sur une plus grande échelle.

#### 4. Dépression hydrostatique dans l'argile.

Si une couche de sable se trouve au-dessous du niveau de l'eau, son poids est réduit de la valeur totale de la dépression hydrostatique, et la présence du sable n'a aucune influence sur la grandeur de la dépression qui agit sur une fondation établie dans ce sable. Pour le sable grossier, il n'y a pas de doute que cette thèse est correcte. En ce qui concerne le sable très fin, beaucoup d'ingénieurs ont supposé que la dépression est considérablement réduite à cause du grand nombre de points de contact entre les grains, mais les expériences de PARSON ont démontré que le sable fin ne fait pas d'exception <sup>3</sup>. Les

1. TERZAGHI. The static rigidity of plastic clays. Journal of Rheology. Vol. 2, n° 3, juillet 1931.

2. TERZAGHI. Erdbaumechnik, Vienne, 1925.

3. H. DE B. PARSONS. Hydrostatic uplift in pervious soils. Trans. Am. Soc. C. E., vol. 93, p. 1317 (1929).

expériences de l'auteur, avec du limon très sableux, ont également prouvé, pour ces matériaux, la présence de 100 % de dépression. Mais, pour les argiles plastiques, il n'y avait pas de base empirique pour prouver ou nier l'existence de la poussée verticale et presque tous les ingénieurs étaient d'avis que, dans l'argile, la poussée verticale n'existe presque pas.

Pour obtenir des informations positives concernant ce sujet important, nous nous sommes basés sur la réflexion suivante : supposons que K, fig. 8, représente un grain qui repose, à une profondeur de  $h$  au-dessous du niveau de l'eau, sur une couche sédimentaire. La pression hydrostatique de l'eau agit sur toute la surface du grain excepté sur les surfaces de contact. Si ces surfaces de contact sont très petites par rapport aux dimensions du grain, la pression hydrostatique ne produit qu'une diminution apparente du poids du grain, fig. 8 a. C'est le cas avec des grains de sable ou de gravier. Par contre, si les surfaces de contact représentent une partie importante de la surface totale du grain, le poids  $h \gamma \Delta F_c$  ( $\gamma$  = poids spécifique de l'eau,  $\Delta F_c$  = aire de la projection horizontale de la surface de contact  $a_1 b_1$ ) de la colonne d'eau  $abcd$ , fig. 8 b, n'est pas éliminé par une poussée verticale correspondante. Il se transmet comme une force verticale d'un point de contact à l'autre jusqu'à la base de la couche sédimentaire, et, comme toutes les forces qui agissent sur la surface de la couche sédimentaire, il devra produire une compression de cette dernière.

Désignons par  $F_c$  l'aire totale de toutes les surfaces de contact  $\Delta F_c$ , alors la pression hydrostatique qui devrait produire une compression de la couche sédimentaire est égale à  $h \gamma F_c$  par unité de la surface de la couche. Dans l'intérieur de la couche, la poussée verticale est égale à  $(1 - F_c) \times$  (poussée verticale totale).

Ces relations simples nous ont donné un moyen d'estimer l'importance de la réduction de la poussée verticale dans une couche d'argile plastique. Nous avons placé un échantillon d'argile en forme de plaque entourée d'un anneau en métal sur le fond d'un vase. Le vase a été alors rempli d'eau, fermé par un couvercle, et l'eau a été soumise à une pression de 6 kg/cm<sup>2</sup>. Cette pression a été maintenue pendant deux jours, et pendant cette période nous avons essayé de mesurer, de temps en temps, la réduction de l'épaisseur de la couche produite par la pression de l'eau, mais elle était tellement petite qu'on ne pouvait pas y parvenir. Un échantillon identique a été comprimé par pression directe appliquée par l'intermédiaire d'un filtre chargé. Dans ce cas, une pression de 0,5 kg/cm<sup>2</sup> a commencé à provoquer une compression accusée. L'expérience a démontré que la poussée verticale ne subit presque aucune réduction.

### 3. Étude théorique des affaissements.

Le point de départ pour l'étude théorique des affaissements est donné par la théorie bien connue de BOUSSINESQ. Comme l'application de cette théorie est limitée aux corps homogènes, tandis que le terrain de fondation est en général bien loin d'être homogène, il faut la modifier pour l'adapter aux résultats des expériences. Parmi les études récentes concernant la distribution des efforts au-dessous des surfaces chargées, nous signalons les suivantes : en 1927, M. HUGI a publié les résultats de ses études concernant la distribution des efforts

verticaux et les détails d'un appareil pour mesurer ces efforts<sup>1</sup>. Comme suite aux études de M. HUGI, M. GERBER a fourni quelques renseignements importants concernant l'intensité des efforts horizontaux au sol sous une surface chargée<sup>2</sup>. KOEGLER et SCHEIDIG ont fait des expériences à grande échelle concernant la relation entre l'affaissement et le diamètre de la surface chargée, et sur la distribution des efforts verticaux dans le terrain<sup>3</sup>.

Grâce à ces études nous sommes aujourd'hui assez bien informés sur la distribution des pressions verticales sur le terrain exposé à une charge concentrée. En même temps, les expériences semblent signaler une différence très considérable entre les valeurs théoriques et réelles des efforts horizontaux. Les recherches concernant la résistance et l'élasticité du sol ont démontré qu'il est tout à fait impossible d'évaluer l'affaissement de la surface chargée sans tenir compte des efforts horizontaux aussi bien que des efforts verticaux. Le problème le plus important est donc actuellement la recherche de l'intensité et de la distribution des efforts horizontaux. Pour arriver à une solution de ce problème il nous faut d'abord accumuler des données empiriques sur la distribution des affaissements sous la surface chargée. De telles études se font à présent sous la direction du Professeur KOEGLER à Freiberg. La distribution des efforts verticaux étant donnée, et les lois de la résistance et de l'élasticité du sable étant connues, les résultats des études de M. KOEGLER permettront d'évaluer la distribution des efforts horizontaux.

Tout récemment, O. FRÖHLICH a réussi à modifier les équations simplifiées de Boussinesq de façon à obtenir une concordance remarquable entre les valeurs calculées et mesurées des tensions normales sous une dalle. Il a également réussi à calculer les affaissements de la surface du terrain qui entoure la surface chargée.

### 5a. Étude des affaissements aux bâtiments.

Le meilleur critérium concernant la validité des théories sur les affaissements, c'est la comparaison entre les résultats théoriques et l'observation. Étant donné le manque d'homogénéité des prémisses de nos théories, on ne doit pas accepter en pratique une théorie des fondations avant d'avoir démontré sa validité approximative d'après l'observation des ouvrages exécutés, ce que l'auteur a appelé l'étude des affaissements. Chaque étude de cette sorte est d'une importance fondamentale pour notre technique. En outre, il est bien difficile de trouver un bâtiment qui se prête à de telles études. De préférence, il faut choisir un bâtiment dont les affaissements ont été soigneusement observés depuis de nombreuses années.

Le rapport du Congrès International d'Ingénieurs à Tokio, en 1929, contient une étude des affaissements d'une grande bâtisse en Amérique, présentée par

1. H. HUGI. Untersuchungen über die Druckverteilung im örtlich belasteten Sand. Dissertation. Zürich, 1929.

2. E. GERBER. Untersuchungen über die Druckverteilung im örtlich belasteten Sand. Dissertation. Zürich, 1929.

3. F. KOEGLER und A. SCHEIDIG. Druckverteilung im Baugrunde. Die Bautechnik, 1927, nos 29, 31; 1928, nos 15, 17, und 1929, n° 18, 52.

F. KOEGLER. Über Baugrund Probelastungen. Die Bautechnik 1931, n° 24.

l'auteur<sup>1</sup>. Cette analyse contient une confirmation de la théorie des affaissements progressifs, produits par la compression graduelle d'une couche d'argile.

L'année passée, nous avons eu l'occasion d'étudier un cas semblable. La fig. 6a montre les affaissements d'un point du bâtiment. Les nivellements des repères comprennent une période de plus de trente ans. Au cours de notre étude, nous avons foré un trou de sondage de 20 m. de profondeur. Nous avons retiré de ce trou un grand nombre d'échantillons à l'état naturel. Au laboratoire, nous avons déterminé les propriétés physiques des échantillons et sur ces données, nous avons calculé la vitesse des affaissements. La forme de la courbe théorique correspond parfaitement avec la courbe empirique, à cette exception près que la courbe théorique se rapproche, aux environs du point A, d'une tangente horizontale, tandis qu'en pratique, les affaissements continuent à faible vitesse constante. Cette différence imprévue nous a conduit aux études précitées. L'affaissement maximum calculé est environ la moitié de l'affaissement observé.

Au nord de la Russie, on construit actuellement un grand barrage dans un terrain constitué jusqu'aux grandes profondeurs par une argile dévonienne. Pour évaluer à l'avance les affaissements de cet ouvrage, les conseillers techniques de cette entreprise (Vattenbyggnadsbyrån, Stockholm) se sont procuré, à l'aide de puits et de forages, un grand nombre d'échantillons. Sur la base des résultats d'essais au laboratoire on a calculé les affaissements. Jusqu'à présent la différence entre les affaissements calculés et observés ne dépasse pas 50 %, ce qui est tout à fait remarquable.

Une étude semblable est en cours d'exécution par l'« American Foundation Committee » à Cambridge (Massachusetts). Elle comprend le calcul des affaissements et une comparaison entre les résultats du calcul et les résultats du nivellement. Très probablement le rapport concernant cette étude sera publié au début de l'année prochaine.

## 6. Méthodes d'évaluation de résistance des terrains rencontrés au cours des forages.

Depuis la publication de la théorie de Boussinesq. en 1882, les ingénieurs savent qu'un essai de charge à petite échelle, exécuté à la surface du terrain, ne donne aucune information sur la résistance du terrain lui-même, sauf dans le cas très rare où le terrain est bien homogène jusqu'aux grandes profondeurs. Au cas où le terrain est stratifié, il faut s'informer sur la résistance de toutes les couches successives, jusqu'à une profondeur au moins égale à la largeur du bâtiment.

Une simple connaissance du caractère et de l'épaisseur des différentes couches, telle qu'on l'obtient à la suite des sondages ordinaires, est évidemment insuffisante. Ce qui manque, ce sont des informations positives concernant la propriété la plus importante du terrain, à savoir la résistance des différentes

---

1. TERZAGHI. Settlement Analysis — the Backbone of Foundation Research. World Engineering Congress. Tokio, 1929.

couches. Une « argile plastique » ou un « sable fin » peut représenter un bon ou un mauvais terrain de fondation, suivant la densité relative des matériaux. Pour les terrains cohérents, on peut compléter les travaux de forage en retirant du terrain des échantillons à l'état naturel. Au laboratoire, on détermine les propriétés physiques des échantillons. Pour les terrains peu cohérents, nous n'avons pas de moyen de retirer des échantillons à l'état naturel. Dans ce cas, il n'y a qu'un moyen d'étudier la résistance du sol, c'est de faire des essais de charge à différentes profondeurs sous la surface du terrain, sur le fond des trous de forage. Il y a déjà vingt-cinq ans que la nécessité d'essais de ce genre fut reconnue par quelques ingénieurs. Mais il n'y a que quatre ans qu'on a commencé à introduire ce procédé indispensable dans la pratique des travaux. A présent on emploie trois méthodes différentes, voir :

Système WOLFOLZ (Siemens Bau-Union, Berlin). Essais de charge sur le fond d'un trou de forage d'un diamètre de 35 cm <sup>1</sup>.

Système KOEGLER. Essais de charge en sens horizontal à l'aide de corps semi-cylindriques qui s'appliquent contre les parois d'un trou de sondage d'un diamètre de 15 cm. au-dessous du fond du tubage.

Système TERZAGHI. Détermination de la résistance à la pénétration d'un corps conique en acier, d'un diamètre de 7 cm dans le fond d'un trou de forage d'un diamètre de 9 cm. <sup>2</sup>.

Dans un autre ordre d'idées, le Prof. HERTWIG à Berlin étudie les possibilités d'estimer la compressibilité moyenne du terrain sur la base des résultats d'une détermination de la vitesse de propagation des vibrations. Les études relatives ne sont pas encore terminées.

Le système TERZAGHI a été employé en 1929 à l'occasion des travaux préliminaires pour la construction d'une section nouvelle du chemin de fer souterrain de New-York. Un peu plus tard on a employé le système WOLFOLZ pour l'exploration du sol de fondation de la centrale thermique ouest près de Berlin. L'invention du système KOEGLER est toute récente. Les procédés de WOLFOLZ et de KOEGLER fournissent des informations exactes concernant la résistance du sol en quelques points seulement de la profondeur totale du forage. La résistance des couches intermédiaires reste inconnue. Le poids total et les frais de l'outillage sont considérables.

Le procédé de TERZAGHI donne des indications approximatives concernant la résistance des couches sur toute la profondeur du forage, avec des frais qui ne dépassent guère les frais d'un forage ordinaire.

L'expérience montrera lequel de ces procédés répond le mieux aux besoins de la pratique. Ce qui est important actuellement, c'est de commencer à comprendre la nécessité d'explorer la résistance du sol jusqu'à des profondeurs considérables, et de connaître déjà plusieurs procédés pour effectuer cette exploration.

A propos de la discussion des méthodes pour l'exploration de la résistance du sol, envisageons encore la conclusion qu'on peut tirer des résultats obtenus.

1. Zeitschrift der Siemens Bauunion, 8<sup>e</sup> année, n° 10, octobre 1929.

2. TERZAGHI. Die Tragfähigkeit der Pfahlgründungen, Die Bautechnik, 1930, nos 31, 34.

Supposons qu'on ait construit un bâtiment ayant subi des affaissements progressifs mesurés à plusieurs reprises et que, plus tard, on veuille construire un bâtiment à un autre endroit, dont le terrain, d'après les sondages, ressemble au terrain du premier bâtiment. Les résultats des sondages ne donnent que des informations concernant le caractère pétrographique des couches, sans indication sur leurs propriétés mécaniques, qui sont beaucoup plus importantes. On ne peut tirer avantage des expériences faites sur le premier bâtiment que si l'on complète les données géologiques par des essais de charge exécutés dans les trous de forage et qui représentent un moyen précieux pour utiliser les expériences pratiques précédentes.

Envisageons alors le cas où la densité et, par conséquent, la compressibilité d'une couche de sable ou d'argile change fréquemment d'un endroit à l'autre. Ce n'est que par des explorations complétant les travaux de forage que nous pouvons reconnaître la présence et l'importance de ces variations et constater si une distribution uniforme des pressions produira des affaissements approximativement uniformes, ou non.

Enfin, il faut insister sur le fait que l'application pratique de nos théories des affaissements est impossible si nous ne connaissons pas la compressibilité et l'élasticité des couches qui composent le terrain de construction jusqu'à une profondeur assez considérable au-dessous de la base de la fondation. La différence entre la compressibilité de deux sables grossiers, pétrographiquement identiques, peut être dix fois plus grande que la différence entre un « sable grossier, très pur » et un « sable fin, un peu argileux ». Donc l'application systématique et générale des méthodes pour l'exploration de la résistance des couches rencontrées dans les trous de forage représente la condition la plus indispensable pour le progrès de la technique des travaux de fondation.

### Zusammenfassung.

Das Referat enthält eine gedrängte Uebersicht über einige der neueren Forschungsergebnisse betreffend die Tragfähigkeit der Flachgründungen. Nachfolgend eine Zusammenfassung der behandelten Ergebnisse :

Experimentelle Klarstellung der Beziehung zwischen dem auf ein prisma-tisches Element einer Sandmasse wirkenden Druckes und dem zugehörigen Elastizitätsmodul.

Vergrössert man sämtliche auf eine Sandzelle wirkenden Hauptspannungen in gleichem Verhältnis, so nimmt der Wert der Querkontraktionsziffer mit dem Wert der Hauptspannungen zu.

Der Quotient aus dem zur Verhinderung der seitlichen Ausdehnung einer Sandzelle erforderlichen Seitendruck und der lotrecht wirkenden Belastung (Ziffer des Ruhedruckes) ist bei gleicher Belastung um so grösser, je lockerer die Lagerung des Sandes ist. Bei zunehmender Belastung einer Sandzelle nimmt der Wert der Ziffer des Ruhedruckes zu.

Experimenteller Nachweis, dass die rasche Steigerung des allseitigen, auf einen plastischen Tonzylinder wirkenden Druckes zunächst nur eine gering-fügige Zunahme der Festigkeit und des Elastizitätsmoduls hervorruft. Eine



ausgiebige Verfestigung vollzieht sich *nur* unter dem Einfluss einer langandauernden Druckwirkung bei gleichzeitigem Austritt von Porenwasser.

In manchen plastischen Tonen stellt sich schon bei einer tief unter der Schergrenze liegenden Scherbeanspruchung ein langsames, aber mit beinahe konstanter Geschwindigkeit stattfindendes Fliessen ein. Belegt durch Beobachtungen im Laboratorium und an fertigen Bauwerken.

Beschreibung eines einfachen Versuchsverfahrens zur Bestimmung der Grösse des im Innern feinstkörniger Böden wirksamen hydrostatischen Auftriebes. Für einen hochplastischen Ton ergab sich, dass der hydrostatische Auftrieb innerhalb der Fehlergrenze von etwa 5 % voll wirksam ist.

Aufzählung der im Gang befindlichen Untersuchungen zur Aufklärung der im Druckbereich einer Lastfläche herrschenden Horizontaldrücke.

Kurze Beschreibung einiger Versuche, die durch allmähliche Zusammendrückung von Tonschichten verursachte Setzung von Bauwerken aus den im Laboratorium bestimmten Bodenkonzstanten zu berechnen. Gute Uebereinstimmung zwischen dem berechneten und dem beobachteten zeitlichen Setzungsverlauf. Berechnete Setzungsgrössen mit Fehlern bis zu 50 % behaftet.

Uebersicht über die wichtigsten Verfahren zur Probelastung im Bohrloch. Praktische Verwertung der Beobachtungsergebnisse.

### Résumé.

Le rapport contient un résumé des résultats de quelques recherches récentes concernant la technique des fondations. Les sujets que nous avons choisis sont les suivants :

Étude expérimentale des propriétés élastiques des sables sans cohésion. Si l'on augmente tous les efforts principaux qui agissent sur un élément prismatique d'une couche de sable, le coefficient de contraction latérale augmente. Le quotient de la pression latérale nécessaire pour empêcher la dilatation latérale d'une cellule de sable et de la charge verticale (« Ruhedruckziffer ») est d'autant plus grand à charge égale que la cohésion du sable est plus faible.

Étude expérimentale de l'influence d'une augmentation de tous les efforts principaux qui agissent sur un élément prismatique d'une couche d'argile plastique. Si l'on empêche la fuite capillaire des eaux, l'influence de cette augmentation est insignifiante. Par contre, si les eaux peuvent s'échapper, la résistance à la pression et le module d'élasticité de l'échantillon augmentent lentement et s'approchent graduellement des valeurs finales.

Quelques argiles plastiques subissent de lentes déformations visqueuses sous l'influence d'efforts de cisaillement qui sont beaucoup plus petits que la résistance au cisaillement du matériau. Exemples pratiques.

Description d'une méthode expérimentale simple pour déterminer l'intensité de la dépression qui agit à l'intérieur des couches sédimentaires argileuses. Pour une argile plastique, à l'aide de notre méthode, nous avons trouvé que la dépression agit presque avec la même intensité que dans une couche de sable.

Études expérimentales récentes concernant l'intensité des efforts horizontaux dans le sol au-dessous des surfaces chargées.

Comparaisons entre les affaissements calculés et mesurés pour plusieurs bâtiments. La théorie a donné des résultats très satisfaisants concernant les affaissements progressifs des fondations sur argiles plastiques.

Méthodes sur l'exécution des essais dans les trous de forage. Interprétation des résultats des observations.

### Summary.

The report contains a compressed survey of some of the more recent results of research on the carrying capacity of flat foundations. The following is a summary of the results mentioned :

Experimental determination of the relation between the pressure acting on a prismatic element of a body of sand and the respective modulus of elasticity. If all the principal stresses acting on a sand cell are increased in the same proportion, the value of the coefficient of cross-sectional contraction increases with increase in the principal stresses. The quotient obtained by dividing the side pressure necessary to prevent a sand cell from expanding laterally by the load acting vertically is the greater, the more loosely the sand is packed. As the load on a sand cell increases, the above quotient increases.

Experimental proof that rapid increase of the pressure acting on all sides of a plastic clay cylinder causes at first only a slight increase in compactness and in the modulus of elasticity. Great compactness is attained *only* under the influence of long-applied pressure with simultaneous escape of water from the pores.

In many plastic clays, a flow, which is small but takes place at a nearly constant rate, starts already with a shearing stress lying far below the shearing limit. Verified by observations made in the laboratory and in finished structures.

Description of a simple experimental method of determining the value of the effective buoyancy in the interior of finegrained soils. In the case of a highly plastic clay, it was found that the buoyancy was fully effective within a limit of error of about 5 %.

Mention of the investigations at present being undertaken to clear up the question of the horizontal pressures in the pressure zone of a bearing surface.

Short description of some attempts to use soil constants obtained by laboratory experiments to calculate the settling of structures caused by gradual compressing together of the earth layers. Good agreement between the calculated and the observed rates of settling. Calculated rates of settling subject to errors up to 50%.

Mention of the most important methods of test loading in a bore hole. Practical application of the observed results.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide