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 auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 06.01.2026

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

ÉTUDE DES SOLS DE FONDATION
BAUGRUNDFORSCHUNG
RESEARCH CONCERNING BUILDING GROUND

VII B.

RÉSISTANCE DES FONDATIONS EN FAIBLE PROFONDEUR
TRAGFÄHIGKEIT DER FLACHGRÜNDUNGEN
BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS

Dr. Ing. **KARL v. TERZAGHI,**
Professor an der Technischen Hochschule, Wien

Voir aussi « Publication Préliminaire », p. 659. — *Siehe auch « Vorbericht », S. 659.*
See also " Preliminary Publication ", p. 659.

Seit diese Abhandlung eingereicht wurde, sind folgende neue Ergebnisse zu verzeichnen.

Herr Ingenieur Walter Bernatzik, Assistent des Verfassers an der Wiener Technischen Hochschule, untersuchte die Beziehung zwischen der Grösse der Hauptspannungen und der zugehörigen Deformationen für ein Druckintervall 0-2 kg/cm² für kohäsionslose Sande. Fig. 1 zeigt das Ergebnis für einen eingerüttelten Sand mit einer Porenziffer 0, 6. Aus diesem Diagramm geht hervor, dass die Poisson-Ziffer $\frac{1}{m}$ ausschliesslich von der Grösse der Längsdeformation abhängt ohne Unterschied des Spannungszustandes, welcher dieser Längszusammendrükkung entspricht. Mit zunehmender Zusammendrückung nimmt der Wert von $\frac{1}{m}$ rasch zu. Der Apparat, welchen Ing. Bernatzik bei diesen Versuchen benützte, ist in der Fig. 2 und 3 dargestellt. Die Versuchsanordnung gestattet, die Hauptspannungen gleichzeitig und mit nahezu konstanter Geschwindigkeit zu steigern. Das Wesen des Verfahrens bestand darin, dass die Sandzelle durch Herstellung eines partiellen Vakuums in ihrem Innern unter allseitigen Druck

gesetzt wurde. Obendrein wurde noch ein achsialer Druck hinzugefügt, der ebenfalls durch einen mit der Belastungsvorrichtung gekuppelten Vakuumzylinder erzeugt wurde. Die Sandzelle und der zur Erzeugung der Zusatzbelastung benützte Vakuumzylinder waren derart miteinander verbunden, dass die auf den Sand wirkenden Kräfte in gleichem Verhältnis zunahmen.

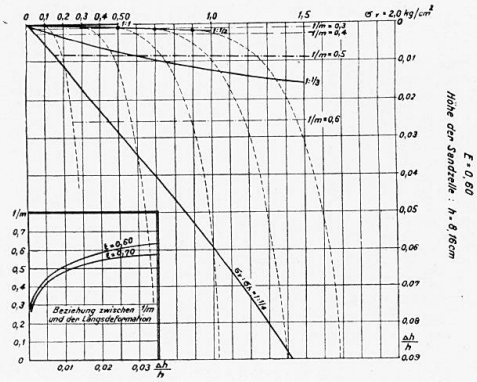

Fig. 1.

Beziehung zwischen 1/m und der Längsdeformation = relation entre 1/m et la déformation longitudinale = relation between 1/m and longitudinal deformation. Höhe der Sandzelle = hauteur de l'éprouvette de sable = Height of the sand cell.

Eine weitere Versuchsreihe Bernatziks umfasste eine grössere Zahl von Belastungsproben auf kohäsionslosem Sand, zum Zwecke der Feststellung des Einflusses verschiedener variabler Faktoren auf die Senkung einer kreisrunden Lastfläche. Die variablen Faktoren waren wie folgt :

Verhältnis zwichen dem Durchmesser der Lastfläche und der Dicke der Sandschicht, auf der die Lastfläche ruht,

Grösse der Belastung pro Flächeneinheit der Lastfläche,

Beschaffenheit der Unterlage der Last und zwar : reibungslose Gummihaut, Gummihaut versteift durch angeklebte rauhe Ringe, starre Platte mit geschmierter Unterseite und starre Platte mit rauher Unterseite.

Nachdem die Versuche einer der ersten Versuchsreihen (Fig. 1) und jene der zweiten Versuchsreihe (Belastungsproben) mit gleichem Sand bei gleicher Dichte vorgenommen wurden, war Ing. Bernatzik in der Lage, aus den Setzungsdaten unter Verwertung der Ergebnisse der Sandzellenversuche eine Abschätzung der im Sand unterhalb des Mittelpunktes der Lastfläche herrschenden Horizontalspannungen vorzunehmen. Fig. 4 zeigt die Verteilung der lotrechten und wagrechten Spannungen für verschiedene Werte der Poissonziffer $\frac{1}{m}$ nach der Theorie von Boussinesq, für die unterhalb des Mittelpunktes eines kreisrunden Lastbündels gelegenen Punkte eines elastischen Halbraumes. Die Kurven C_I und C_{II} zeigen die von Bernatzik ermittelten wagrechten Spannungen für eine voll-

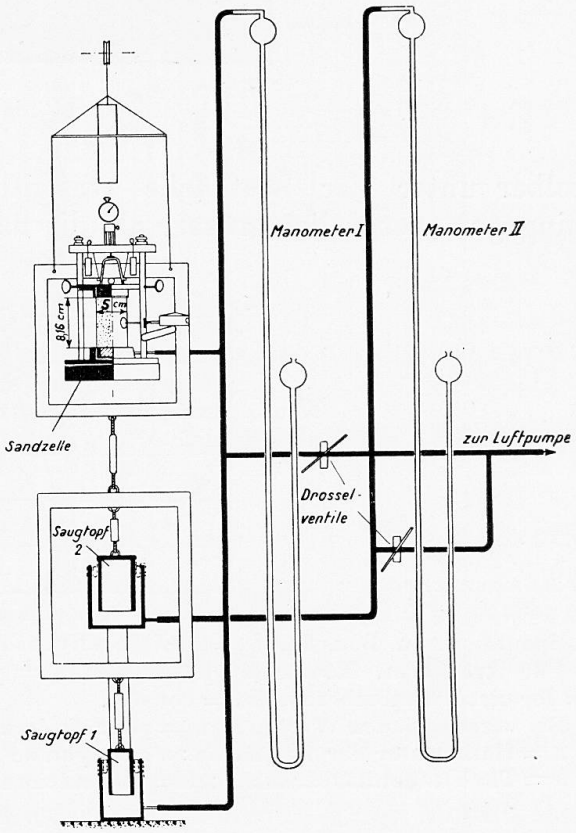

Fig. 2. — Manometer. Pressure gauge. — Sandzelle = éprouvette de sable = Sand cell. Saugtopf = chambre d'aspiration = Suction cylinder. Drosselventile = robinet = Throttle valve. Luftpumpe = pompe à air = air pump.

ständig glatte Membrane (C_I) und für eine durch rauhe Ringe versteifte Membrane (C_{II}). Das Schaubild zeigt, dass die Horizontalspannungen unmit-

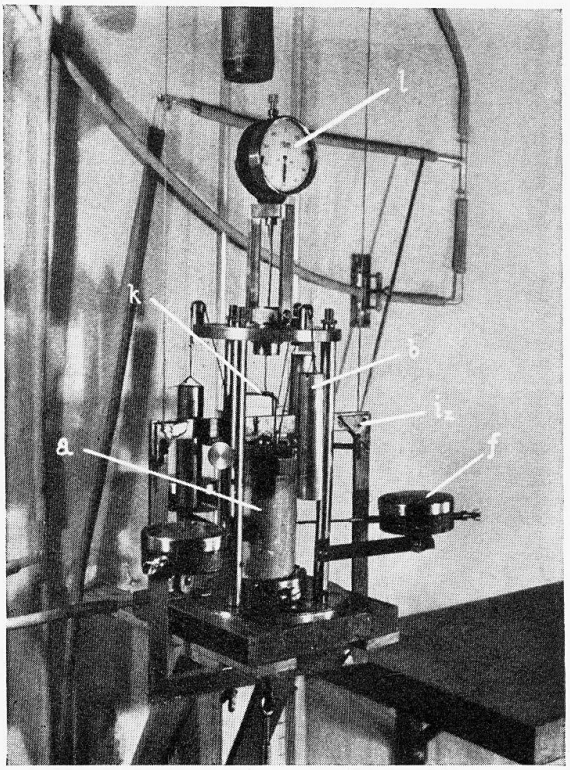

Fig. 3.

telbar unter der Lastfläche wesentlich kleiner, in einer Tiefe von $2a$ hingegen wesentlich grösser als die nach Boussinesq berechneten Horizontal-

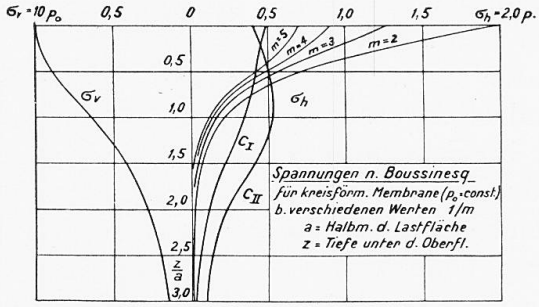

Fig. 4.

Spannungen n. Boussinesq = tensions suivant Boussinesq = Stresses according to Boussinesq.
Für kreisförm. Membrane (p_o = const.) = pour une membrane circulaire (p_o = constante) = for circular membranes (p_o = const.).
Bei verschiedenen Werten 1/m = pour différentes valeurs de 1/m = with various values 1/m.
a = Halbmesser der Lastfläche ; a = rayon de la surface de charge ; a = radius of loaded area.
z = Tiefe unter d. Oberfläche ; z = profondeur au-dessous de la surface ; z = depth below surface.

spannungen sind. Fig. 5 enthält eine graphische Uebersicht über die wichtigsten Versuchsergebnisse.

In meinem Bericht wurde erwähnt, dass das American Foundation Commit-

tee of the American Soc. of Civ. Eng. im Begriffe steht, die Setzungsanalyse eines Bauwerkes in Cambridge durchzuführen. Fig. 6 zeigt die Ergebnisse dieser Arbeit : Die voll ausgezogenen Kurven geben die gemessenen und die strichlierten Kurven die berechneten Linien gleicher Setzung an. Die Figur liefert neuerdings ein Beispiel für die Tatsache, dass wir heute schon in der

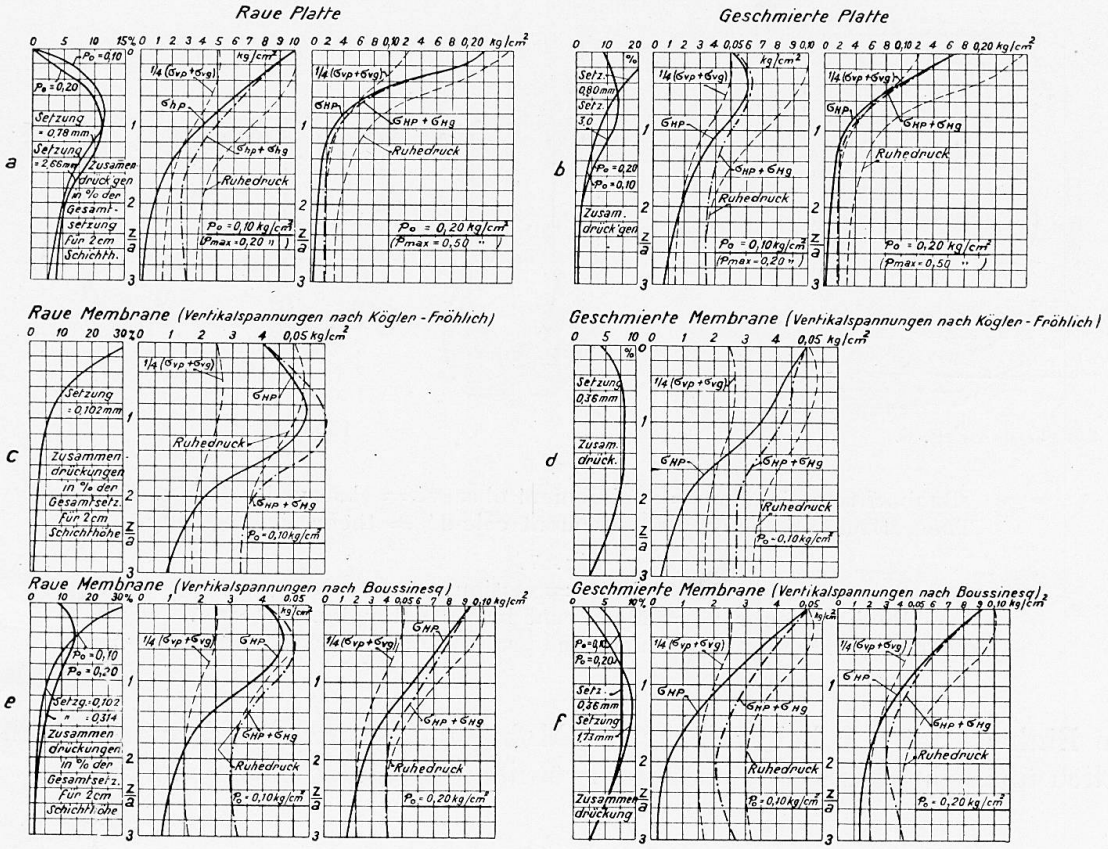

Fig. 5.

Surface brute	Surface graissée
Rauhe Platte	Geschmierte Platte
Rough plate	Lubricated plate
Membrane brute	Membrane graissée
Rauhe membrane	Geschmierte membrane
Rough membrane	Lubricated membrane

(Contraintes verticales d'après...)
(Vertikalspannungen nach...)
(Vertical stresses according to...)

Setzung = affaissement = settlement.

Zusammendrückungen in % der Gesamtsetzung für 2 cm Schichthöhe... = compressions en % de l'affaissement total pour une hauteur de couche de 2 cm = compressions in % total settling for layer 2 cm thick.

Ruhedruck = stabilité à la compression (voir Publication préliminaire, page 674) = Static pressure.

Lage sind, in manchen Fällen die Verteilung der Setzungen über den Grundriss eines Bauwerkes mit hinreichender Genauigkeit vorherzusagen.

Dr. O. K. Fröhlich (den Haag) untersuchte auf Grund einer Modifikation der Boussinesq'schen Grundgleichungen die im Untergrund einer Lastplatte herrschenden Spannungszustände. Er kam hiebei unter anderem zu folgendem Resultat : Wenn man die Grösse der Belastung der Fläche von null ausge-

hend allmählich steigert, so wird der Mohr'sche Grenzzustand innerhalb des Sandes zuerst innerhalb einer schmalen, ringförmigen, unterhalb des Randes der belasteten Fläche gelegenen Zone überschritten (Fig. 7). Mit zunehmender Last wird der Querschnitt dieses ringförmigen Störungsraumes immer grösser, bis schliesslich die Tragfähigkeit des Grundes überschritten wird.

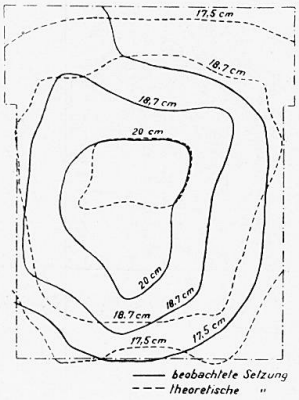

Fig. 6.

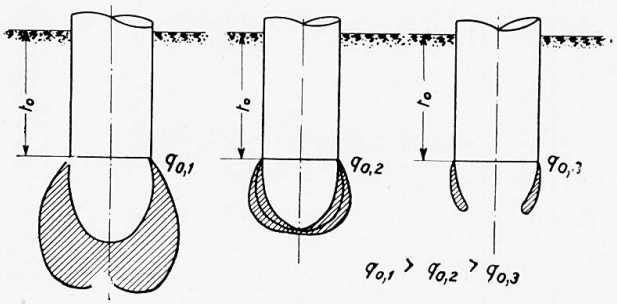

Fig. 7.

Fig. 6.
Beobachtete Setzung = affaissement observé = observed settling.
Theoretische Setzung = affaissement calculé = theoretical settling.

Fig. 7.
Schnitt = section.
Rauhe Membrane = Membrane brute = Rough membrane.
Geschmierte Membrane = Membrane graissée = Lubricated membrane.

Die Einheitslast q_{op}, bei welcher der Mohr'sche Grenzzustand zum erstenmal örtlich überschritten wird, ist nach Fröhlich durch folgende Formel gegeben :

$$q_{op} = \frac{\pi (\gamma_S - \gamma_F)(1 - n)\, t_o}{ctg\, \varphi_r - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi_r\right)}$$

In dieser Formel bedeuten :

γ_s das Raumgewicht der Festsubstanz in kg/cm³
γ_F das Raumgewicht des Poreninhaltes in kg/cm³
n das Porenvolumen
t_o die Gründungstiefe in cm
und φ_r den Winkel der inneren Reibung im Bogenmass.

Aus dieser Formel geht hervor, dass die Belastung q_{op} von dem Durchmesers der belasteten Fläche unabhängig ist und lediglich von der Gründungstiefe abhängt. Für eine Gründungstiefe $t_o = 0$ wird auch der Wert $q_{op} = 0$.

Die Werte, die sich aus dieser Formel ergeben, scheinen mit den bisher vorliegenden praktischen Erfahrungen gut übereinzustimmen und entsprechen etwa den für Sand als zulässig betrachteten Belastungswerten.

Vor kurzem hatte der Verfasser Gelegenheit, die Senkung einer dünnen Stahlhaut (Boden eines Flüssigkeitsbehälters) mit einem Durchmesser von 30,00 m unter dem Einfluss einer gleichmässig verteilten Belastung von 1,5

kg/cm² einmessen zu lassen. Der Behälter ruhte auf einer Lage von weichem Ton. Die Ergebnisse der Einmessung sind in Fig. 8 dargestellt und zeigen in sinnfälliger Weise, dass eine gleichmässig verteilte Flächenlast keineswegs eine gleichförmige Senkung hervorruft. Obendrein zeigt die Figur, dass die in den Formeln für die Berechnung von elastisch gestützten Gründungskörpern vorkommende « Bettungsziffer » keineswegs einen eindeutig bestimmten Wert hat. Weitere Untersuchungen des Verfassers führten auch zu dem Schluss, dass die Bettungsziffer nicht bloss von den Abmessungen des unterstützten Körpers und den elastischen Eigenschaften des unterstützenden Mediums,

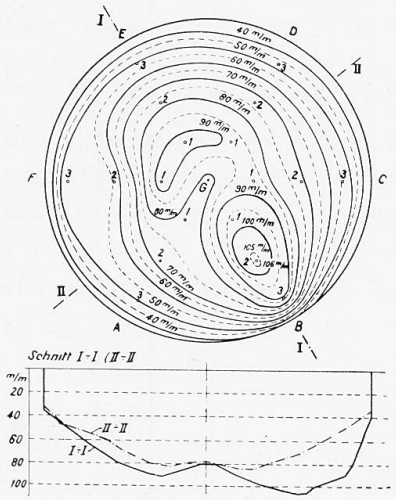

Fig. 8.
Coupe = Schnitt = Section.

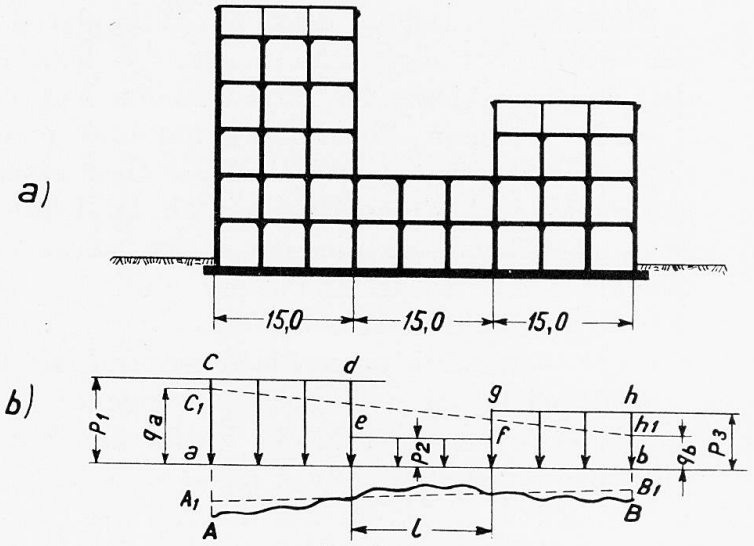

Fig. 9.

sondern auch in hohem Mass von der Wellenlänge der elastischen Linie des abgestützten Körpers abhängt[1]. Bezeichnen :

a die Entfernung zwischen zwei benachbarten Wendepunkten der elastischen Linie,

s die Senkung einer kreisrunden Lastplatte mit einem Durchmesser a unter dem Einfluss einer Einheitsbelastung q pro Flächeneinheit und

k den Wert der Bettungsziffer,

so sind nach den Ergebnissen der Untersuchungen des Verfassers die Werte der Bettungsziffer in roher Annäherung durch folgende Formel bestimmt :

Für eine elastische Linie mit nicht mehr als zwei Wendepunkten

$$k = \frac{5}{4}\frac{q}{s}.$$

Für eine elastische Linie mit mehr als zwei Wendepunkten

$$k = \frac{5}{4}\frac{q}{s} \text{ für die beiden äussersten Wellen und}$$

$$k = \frac{15}{4}\frac{q}{s} \text{ für die Innenwellen.}$$

1. K. v. Terzaghi, Bodenpressung und Bettungsziffer, Jahrbuch des Oest. Betonvereins 1931 und Oest. Bauzeitung, 1932.

Fig. 9 zeigt einen Schnitt durch einen Eisenbetonrahmenbau mit einer Plattenfundierung auf einer mächtigen Sandschichte. Aus den Ergebnissen einer Belastungsprobe auf einer kreisrunden Lastplatte mit einem Durchmesser von 0, 30 m ergab sich der Wert der Bettungsziffer mit $k = 5$ kg/cm³.

Für die Werte der Bettungsziffer, die man bei der Berechnung der Fundamentplatte des in Fig. 9 dargestellten Rahmenbaues verwenden muss, ergeben sich aus den obzitierten Formeln die Werte von k mit :

$k = 1,0$ kg/cm³ für die Wellen erster Ordnung,
$k = 3,4$ » » für die äusseren Wellen zweiter Ordnung und
$k = 10,2$ » » für die Innenwellen zweiter Ordnung.

Diese Ziffern zeigen, dass der Wert der Bettungsziffer in hohem Mass von der Gestalt der elastischen Linie, das heisst von der Art der Lastverteilung und von den Abständen zwischen den Angriffspunkten der Last abhängt.

In der gleichen Abhandlung untersuchte der Verfasser die Faktoren, von denen die Beziehung zwischen der Gesamtsetzung und den Setzungsdifferenzen abhängt. Aus den Ergebnissen der Untersuchungen geht hervor, dass die Setzungsdifferenzen, die bei einer gesamten Setzung von 0, 02 m eines Gebäudes mit Sockelfundierung auftreten, viel gefährlicher sein können als die Setzungsdifferenzen, die mit einer mittleren Gesamtsetzung von 0, 20 m eines Gebäudes mit einer Platten-oder Pfahlfundierung verbunden sind.

Schliesslich sei noch auf die dringende Notwendigkeit hingewiesen, verhältnismässig einfache Methoden für die Bestimmung der zulässigen Setzungsdifferenz abzuleiten. Die zulässige Setzungsdifferenz hängt offenkundigerweise in hohem Masse von der Art des Oberbaues und der mittleren Entfernung zwischen den Angriffspunkten der Last ab. Die herrschende Gepflogenheit, die zulässige Bodenpressung ohne Rücksicht auf die Beschaffenheit des Oberbaues zu wählen. ist veraltet und gefährlich.

Traduction.

Depuis que ce rapport a été présenté, les nouveaux résultats, ci-après exposés, ont été obtenus.

M. Walter Bernatzik, ing., assistant de l'auteur à l'École Technique Supérieure de Vienne, a étudié la relation entre l'importance des contraintes principales et les déformations correspondantes, pour une gamme de compressions de 0 à 2 kg/cm² et pour des sables sans cohésion. Les résultats obtenus sont indiqués sur la figure 1, pour un sable tassé par secousses et accusant un coefficient de vide de 0,6. Il résulte de ce diagramme que le coefficient de Poisson 1/m dépend exclusivement de la valeur de la déformation longitudinale, sans distinction de l'état de tension qui correspond à cette compression longitudinale. Lorsque la compression augmente, la valeur de 1/m augmente rapidement. L'appareil qui a été utilisé par l'ing. Bernatzik pour ces essais est représenté sur les figures 2 et 3. La disposition adoptée pour les essais permet de faire croître les contraintes principales simultanément et à une allure presque constante. Le principe de la méthode consiste à soumettre l'élément de sable à la pression sur tous les côtés, en créant un vide partiel dans la

masse. En outre, on fait intervenir également une pression axiale, obtenue au moyen d'un cylindre à vide accouplé avec le dispositif de mise en charge. L'élément de sable et le cylindre de vide utilisé pour la production de la charge additionnelle sont reliés ensemble de telle sorte que les contraintes qui s'exercent sur le sable augmentent dans le même rapport.

Bernatzik a effectué une autre série d'essais portant sur un grand nombre d'échantillons de sable sans cohésion, afin de déterminer l'influence de différents facteurs variables sur l'affaissement d'une surface chargée circulaire. Ces facteurs variables sont les suivants :

Rapport entre le diamètre de la surface chargée et l'épaisseur de la couche de sable sur laquelle s'appuie la surface chargée ;

État de la surface inférieure de la charge : membrane de caoutchouc sans frottement, membrane de caoutchouc renforcée au moyen d'anneaux rugueux collés, plaque rigide avec face inférieure graissée et plaque rigide avec face inférieure brute.

Après avoir effectué ses essais, tant dans la première série (figure 1), que dans la deuxième série (surfaces chargées), avec le même sable en même épaisseur, M. Bernatzik était ainsi en mesure d'entreprendre, à partir des données concernant l'affaissement, déduites des résultats obtenus au cours des essais sur éléments de sable, l'évaluation des contraintes horizontales se manifestant dans le sable au-dessous du centre de la surface de charge. La figure 4 donne la répartition des contraintes verticales et horizontales pour différentes valeurs du coefficient de Poisson suivant la théorie de Boussinesq, pour les points d'un milieu élastique situés au-dessous du centre d'un faisceau de charges circulaire. Les courbes C_I et C_{II} indiquent les contraintes horizontales déterminées par Bernatzik dans le cas d'une membrane parfaitement lisse (C_I) et dans le cas d'une membrane renforcée au moyen d'anneaux rugueux (C_{II}). La figure montre que les contraintes horizontales sont sensiblement plus faibles directement au-dessous de la surface de charge et que par contre, à une profondeur 2a, elles sont notablement plus élevées que les valeurs calculées d'après Boussinesq. La figure 5 donne une représentation graphique des résultats les plus intéressants.

J'ai signalé dans mon rapport, que l'American Foundation Committee de l'American Society of Civil Engineers était sur le point d'effectuer des mesures sur l'affaissement d'un bâtiment à Cambridge, Massachussets (États-Unis). La figure 6 donne précisément les résultats de ce travail : les courbes tracées en traits pleins représentent les courbes d'égal affaissement mesuré ; les courbes en traits discontinus représentent les courbes d'égal affaissement calculées. On a là un nouvel exemple du fait que nous sommes dès maintenant en mesure, dans de nombreux cas, de déterminer à l'avance, avec une précision suffisante, la répartition des affaissements d'après le plan d'un ouvrage.

En apportant une modification aux équations de Boussinesq, le Dr O. K. Fröhlich (La Haye) a étudié les états de tension qui règnent au-dessous d'une dalle de mise en charge. Il est arrivé, en particulier, au résultat suivant : si l'on augmente progresssivement la valeur de la charge à partir de zéro, l'état limite de Mohr se trouve dépassé, à l'intérieur du sable, tout d'abord dans une zone annulaire étroite située au-dessous du bord de la sur-

face chargée (figure 7*a*). Lorsque la charge augmente, la section de cette zone pertubée annulaire augmente également, jusqu'à ce qu'en définitive, la limite de résistance du sol se trouve dépassée. La charge unitaire q_{op} pour laquelle l'état de Mohr commence à être localement dépassé est donnée, suivant Fröhlich, par la formule suivante :

$$q_{op} = \frac{\pi (\gamma_S - \gamma_F) (1 - n) t_o}{ctg\ \varphi_r - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi_r\right)}$$

dans laquelle on désigne par :

γ_S le poids des grains du sable par unité de volume, kg/cm³ ;

γ_F le poids de la matière remplissant les pores par unité de volume, kg/cm³

n le volume des vides ;

t_o la profondeur de fondation ;

φ_r l'angle de frottement interne en mesure d'arc.

Il résulte de cette formule que la charge unitaire q_{op} ne dépend pas du diamètre de la surface chargée, mais seulement de la profondeur de fondation. Pour une profondeur de fondation $t_o = 0$, on a également $q_{op} = 0$.

Les valeurs que l'on peut obtenir avec cette formule montrent une bonne concordance avec les valeurs antérieurement déterminées expérimentalement, et correspondent à peu près aux valeurs de charge considérées comme admissibles pour le sable.

L'auteur a eu récemment l'opportunité de mesurer l'affaissement d'une feuille d'acier mince (fond d'un réservoir à liquide), ayant un diamètre de 30 mètres, sous l'influence d'une charge uniformément répartie de 1,5 kg/cm². Le réservoir reposait sur une couche d'argile plastique. Les résultats de ces observations sont portées sur la figure 8 ; ils montrent d'une manière très nette qu'une charge superficielle uniformément répartie ne provoque nullement un affaissement uniforme. La figure montre en outre que le coefficient de compressibilité que l'on rencontre dans les formules pour le calcul des éléments de fondation supportés élastiquement ne possède nullement une valeur fixe déterminée. Les recherches ultérieures de l'auteur ont conduit à cette conclusion que le coefficient de compressibilité élastique dépend non pas seulement des dimensions des éléments de fondation supportés et des caractéristiques élastiques du milieu qui constitue le support, mais également et dans une large mesure de la longueur d'onde de la courbe élastique de l'élément supporté [1].

Si l'on désigne par :

a l'écartement entre deux points de changement de sens successifs de la courbe élastique (points d'inflexion) ;

s l'affaissement d'une plaque circulaire chargée, ayant un diamètre « a », sous l'influence d'une charge unitaire *q* ;

k la valeur du coefficient de compressibilité ;

d'après les résultats obtenus par l'auteur, les valeurs du coefficient de com-

---

1. K. v. Terzaghi, Bodenpressung und Bettungsziffer, Jahrbuch des Oest. Betonvereins, 1931, et Oest. Bauzeitung, 1932.

pressibilité élastique peuvent être données, en première approximation, par la relation suivante :

pour une courbe élastique ne comportant pas plus de deux points de changement de sens :

$$k = \frac{5}{4} \cdot \frac{q}{s}$$

pour une courbe élastique comportant plus de deux points de changement de sens :

pour les deux ondes extrêmes :

$$k = \frac{5}{4} \cdot \frac{q}{s}$$

pour les ondes intermédiaires :

$$k = \frac{15}{4} \cdot \frac{q}{s}$$

La figure 9 représente la coupe effectuée à travers un ouvrage constitué par des cadres en béton armé, comportant un radier en dalle, sur une forte couche de sable. A partir des essais de charge sur une dalle circulaire ayant un diamètre de 0,30 m, on a obtenu pour le coefficient de compressibilité élastique la valeur suivante :

$$k = 5 \text{ kg/cm}^3.$$

En ce qui concerne les valeurs du coefficient de compressibilité que l'on doit appliquer au calcul du radier de l'ouvrage représenté sur la figure 9, on obtient, à partir de la formule ci-dessus indiquée, les valeurs suivantes :

$k =$ 1,0 kg/cm³ pour les ondes de premier ordre,
$k =$ 3,4 kg/cm³ pour les ondes extrêmes de second ordre
$k =$ 10,2 kg/cm³ pour les ondes intermédiaires de second ordre.

Ces chiffres montrent que la valeur du coefficient de compressibilité élastique dépend en grande partie de la forme de la courbe élastique, c'est-à-dire du mode de répartition de la charge et des intervalles qui séparent les points d'application.

L'auteur a étudié en même temps les facteurs dont dépend la relation entre l'affaissement total et les différences entre les affaissements. Les résultats de ses recherches montrent que les différences d'affaissement qui se produisent pour un affaissement total moyen de 0,02 m dans un ouvrage avec fondation sur semelles, peuvent être beaucoup plus dangereuses que celles qui se manifestent avec un affaissement total moyen de 0,20 m, dans un ouvrage avec fondation sur radier ou sur pieux.

Pour conclure, il importe d'attirer l'attention sur l'impérieuse nécessité d'adopter des méthodes relativement simples pour la détermination des différences d'affaissement admissibles. La différence d'affaissement admissible dépend manifestement, dans une large mesure, de la nature de la superstructure et de l'écartement moyen entre les points d'application des charges. L'habitude largement répandue qui consiste à adopter une pression admissible au sol sans tenir compte de la nature de la superstructure de la construction, est périmée et dangereuse.

Participants à la discussion
Diskussionsteilnehmer
Participants in the discussion :

Dr. Ing. F. KÖGLER,
ord. Professor an der Bergakademie, Regierungsbaumeister a. D., Freiberg/Sa.

Die Einsenkung von Gründungskörpern unter der Last soll im folgenden unter dem Gesichtspunkte betrachtet werden, dass sie in der Hauptsache aus 2 Ursachen herrührt und dass es infolgedessen notwendig ist, den Einfluss dieser beiden zu trennen und jede für sich in Rechnung zu stellen. Man hat zu unterscheiden :

a) Die Zusammendrückung des Bodens. Hierunter sei verstanden

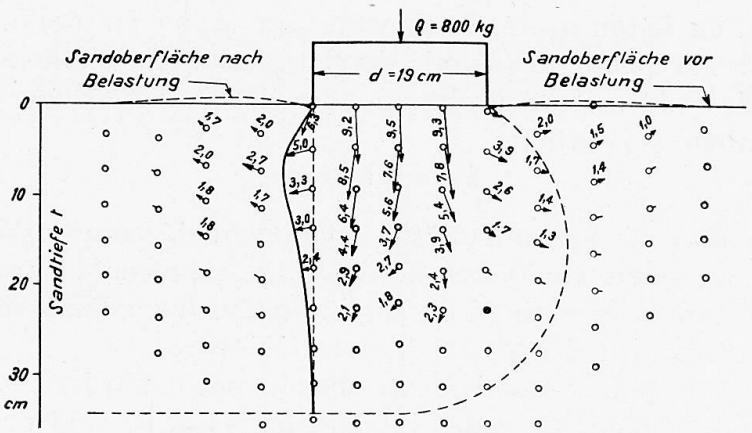

Fig. 1. — Surface du sable après la mise en charge = Sandoberfläche nach Belastung = Sand surface after loading.
Surface du sable avant la mise en charge = Sandoberfläche vor Belastung = Sand surface before loading.
Hauteur du sable = Sandtiefe = Depth of sand.

sowohl die elastische Zusammendrückung, die also bei Entlastung wiede verschwinden würde, wie auch die bleibende Verdichtung. Beide haben eine Gefügeänderung des Bodens im Sinne einer Verringerung seiner Hohlräume zur Folge; die Porenziffer wird kleiner.

b) Das Ausweichen des Bodens. Der Boden weicht unter der Last nach der Seite hin aus, in besonderem Masse unter dem Rande der Last. Dieses Ausweichen wird im folgenden so aufgefasst, dass es keine Verdichtung zur Folge habe.

Dass die beiden Arten der inneren Bewegung des Bodens bei jeder Belastung vorhanden sind, bedarf wohl keines Beweises ; selbstverständlich kann ihr Anteil an der Gesamteinsenkung eines Lastkörpers je nach der Bodenart sehr verschieden sein. In welchem Masse und in welchem Verhältnis zueinander sie z. B. bei Sand auftreten, zeigt Bild 1. Den lotrechten Kornbewegungen von 9,5 mm unmittelbar unter dem Lastkörper, entsprechen seitliche

Bewegungen in wagrechter Richtung in einer gewissen Tiefe unter dem Rand der Lastplatte von 4–5 mm. Dass die Kornbewegung in grösserer Entfernung vom Rande der Lastplatte sogar nach oben geht, ist bekannt. Dass auch schon bei sehr geringen Spannungen beide Arten von Bewegungen auftreten und dass sie auch da im ungefähr gleichen Verhältnis stehen, wie es Bild 1 zeigt, haben unsere Messungen ebenfalls bestätigt. Sie wurden in der Weise durchgeführt, dass man in den Sand in einer Messebene kleine Holzkörperchen einbettete und ihre genaue Lage dabei sorgfältig mass. Nach Belastung und Entlastung wurde der Sand mittels Gebläse weggeblasen und die Lage der Holzkörper-

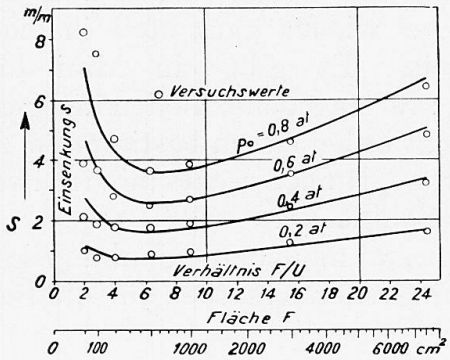

Fig. 2.

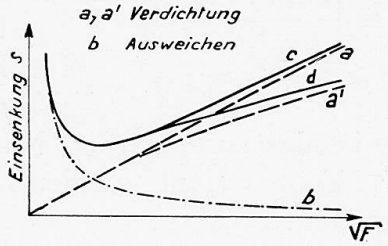

Fig. 3.

Fig. 2. — Affaissement s = Einsenkung s = Sinking s.
Valeurs d'essai = Versuchswerte = Test Measurements.
Rapport F/U = Verhältnis F/U = Ratio F/U.
Surface F = Fläche F = Surface F.

Fig. 3. = Affaissement s = Einsenkung s = Sinking s.
Compression = Verdichtung = Compression.
Déversement = Ausweichen = Lateral displacement.

chen darnach wieder genau eingemessen. Die Unterschiede beider Messungen liefern die Verschiebungen nach den 2 Koordinatenrichtungen.

Auch alle anderen Erscheinungen bei der näheren Untersuchung der Senkung einer Last auf Baugrund weisen, wenn man sie sorgfältig diskutiert, immer wieder auf die gleichen 2 Ursachen hin; allerdings ist es oft nicht leicht, sie zu erkennen und vor allem nicht einfach, sie auseinander zu halten und ihre Konstanten zu bestimmen.

Wie wichtig die getrennte Behandlung der beiden Ursachen ist, geht z. B. daraus hervor, dass die beiden Arten der Nachgiebigkeit des Baugrundes, d. h. die beiden Ursachen für die Einsenkung eines Bauwerkes, sich ganz verschieden verhalten unter verschieden grossen Flächen: Die eine nimmt nämlich mit der Fläche zu, die andere nimmt dagegen mit wachsender Fläche ab. Wenn man also zum Beispiel von kleinen Flächen (Probebelastung) auf die grossen Flächen des Bauwerkes schliessen will, so muss man unbedingt jede der beiden Ursachen (Zusammendrückung und Ausweichen) getrennt in Rechnung stellen; man kann nicht beide mit einer einzigen Bodenkonstanten erfassen, wie das bisher so vielfach versucht worden ist.

1) Einsenkung s in Abhängigkeit von der Grösse der Lastfläche.

Als Beispiel sei zunächst folgendes angeführt : Die seit 1926 in meinem Institut durchgeführten Versuche über die Einsenkung von Lastkörpern auf Sand bei verschiedener Grösse der Lastfläche haben Ergebnisse geliefert, die auf den ersten Blick eigenartig erscheinen. Sie sind in Bild 2 dargestellt. Ausführliche Angaben vergl. auch [1] und [2].

Wie Abb. 2 zeigt, ergab sich folgender Zusammenhang zwischen der Einsenkung s und der Grösse der Lastfläche F : Für grössere Flächen wächst s mit F, (rechter Zweig), aber, (und das ist das zunächst scheinbar Merkwürdige !), für ganz kleine Flächen gehen die Kurven der s wieder ganz steil in die Höhe (linker Zweig). Es gibt ein Minimum der Einsenkung ; für gegebenen Boden und gegebene Pressung liegt es bei einem bestimmten F ; das Minimum wandert nach rechts mit der Pressung p_0 unter der Sohlfläche.

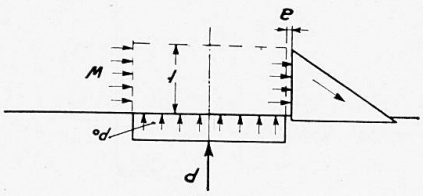

Fig. 4.

Wie ist das zu erklären ? Nun, sehr leicht, wenn man die Senkungskurve in die zwei Teile zerlegt, die den beiden verschiedenen Ursachen für die Senkung entsprechen.

a) Zusammendrückung.

Alle theoretischen Ableitungen, die die Einsenkung eines Lastkörpers lediglich aus der Zusammendrückung des Bodens bei konstanter Bodenziffer E errechnen, finden das Ergebnis.

$$s_a = k_a \sqrt{F}. \tag{1}$$

Es wird dabei einfach Zusammendrückung des Bodens und nur diese angenommen, ferner die übliche Druckverteilung nach Breite und Tiefe und gleichmässiger Baugrund mit gleichbleibender Bodenziffer bis in unendliche Tiefe. Die Formel (1) besagt, dass die Einsenkung s_a infolge Zusammendrückung proportional mit der Wurzel aus der Fläche F wächst : Gerade a in Abb. 3.

b) Ausweichen.

Das Ausweichen des Bodens nach der Seite hin wird hervorgerufen durch die wagrechten Spannungen, die im Boden unter dem Lastkörper entstehen infolge dessen lotrechter Pressung auf den Baugrund. Betrachtet man den Bodenzylinder unter der Lastfläche, so will sich dieser seitlich ausbauchen ; dem widersteht der passive Erddruck der den Zylinder umgebenden Massen. Dieser letztere ist von der Grösse der Lastfläche unabhängig. Schon eine ganz elementare Betrachtung zeigt, dass die Einsenkung des Lastkörpers infolge des seitlichen Ausweichens des Bodens unter ihm der Grösse der Lastfläche umgekehrt proportional sein muss.

Um den Lastkörper von der Fläche F weiche unter der Last P ein Ringkörper von dreieckigem Querschnitt ABC seitwärts aus (Abb. 4). Seine wagrechte Bewegung sei a, seine Tiefe t.

---

1. Vorträge des Verfassers in Dresden, T. H., Febr. 1928 ; Berlin, D. Ges. f. Bauwesen, Nov. 1928. — Bautechnik, 1931, Heft 24, S. 359. Kögler, über Probebelastungen.
2. Geologie und Bauwesen, 1932, Heft 3, Görner.

Man kann wohl annehmen [1], dass die Bewegung a dem lotrechten Drucke p_0 proportional, dem wagrechten Widerstand w gegen seitliches Verschieben umgekehrt proportional sei, also $a = c. \frac{p_0}{w}$. Für den wagrechten Widerstand gilt

$$w = \varepsilon. \gamma. t, \qquad \text{somit} \qquad a = c \frac{p_0}{\varepsilon \gamma t} = k. \frac{p_0}{t}.$$

Was der Lastkörper von der Fläche F durch sein Einsinken um das Mass s an Boden verdrängt, das wird aus dem Raum unter der Fläche F seitwärts herausgequetscht; es ist diejenige Bodenmenge, die den dreieckförmigen Ringkörper um das Mass a seitwärts verschiebt.

Also gilt :

$$F . s = U . t . a = U . t. \frac{kp_0}{t}$$

$$s_b = k . \frac{U}{F} . p_0 = k_b. \frac{1}{\sqrt{F}} . \qquad (2)$$

Dieses Gesetz wird dargestellt durch die Kurve b in Abb. 3.

c) Setzt man beide Kurven zusammen. so ergibt sich die Kurve c in Abb. 3. Sie entspricht den Kurven, die unsere Freiberger Versuche geliefert haben und die später auch durch Versuche im Gelände, auf Sand und auf Lehm, bestätigt sind. (Näheres siehe [2]).

Ob in Abb. 3 die Kurve a als Gerade richtig ist, mag begründetem Zweifel unterliegen. Sie beruht auf der Annahme, dass die Bodenziffer K der Zusammendrückung bis in unendliche Tiefe konstant sei. Alle bisherigen Rechnungen in der Literatur machen diese Annahme.

Sie trifft aber natürlich nicht zu. In grösserer Tiefe ist der Boden durch Eigengewicht mehr belastet, also bei sonst gleichen Eigenschaften mehr verdichtet und infolgedessen schwerer zu verdichten. Es dürfte also die Verdichtungszahl K mit der Tiefe z wachsen, etwa nach dem Gesetze

$$K = K_0 + k.z. = C\,(v + z).$$

Wenn man unter dieser Annahme nach dem Rechnungsgange, der den Ermittlungen zu Gleichung 1) und 2) zu Grunde liegt, die Zusammendrückung des Bodens ermittelt, dann ergibt sich

$$s = \frac{p_0 r}{C(r - v. tg\,\alpha)^2} \left(v. tg\,\alpha - r + r. ln \frac{r}{v. tg\,\alpha}\right) \qquad (3)$$

Dann ist die Linie a in Abb. 3 keine Gerade mehr, sondern wird zur Kurve a'. Sie ist dadurch interessant, dass sie einen singulären Punkt hat [3]. Mit a' statt a wird dann aus c die Kurve d, sie passt sich, wie Abb. 5 zeigt, den Versuchswerten ausgezeichnet an.

---

1. Diss. Aichhorn Geologie und Bauwesen, 1932, Heft 1.
2. Kögler, Ueber Baugrundprobebelastungen, Bautechnik, 1931, Heft 24.
Press, Baugrundbelastungsversuche..., ... Bautechnik, 1930, Heft 42.....
3. Aichhorn, Geologie und Bauwesen, 1932, Heft 1.

2) Ausweichen des Bodens unter dem Rande des Lastkörpers.

Auch eine andere Ableitung nach folgendem Gedankengang liefert dasselbe Ergebnis : Ein Randstreifen unter der Lastplatte von der Breite δ weiche aus, er trägt also nicht mit, (Abb. 6) ; es trägt nur ein Tragkörper von der Breite $r_0 - \delta$, nur diese wird zusammengedrückt. Dann folgt nach dem üblichen Rechnungsgange für die Zusammendrückung und mit den schon oben gekennzeichneten Annahmen :

$$s = \frac{p_0 \cdot r_0^2}{K \cdot tg\alpha (r_0 - \delta)} \tag{4}$$

Dieses Gesetz wird dargestellt durch die Kurve c in Abb. 3.

Das Minimum von s liegt bei $r_0 = 2\,\delta$. Unter Benutzung dieses Gedanken-

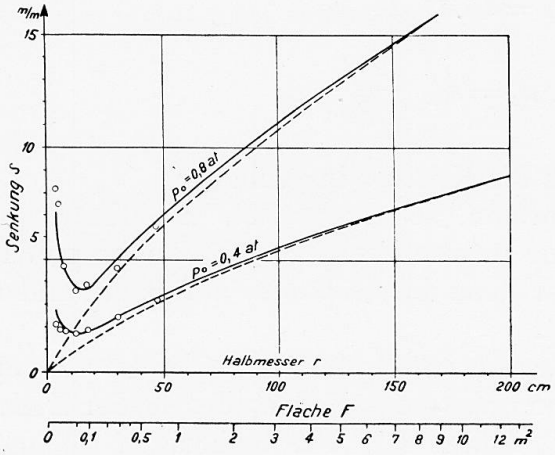

Fig. 5.

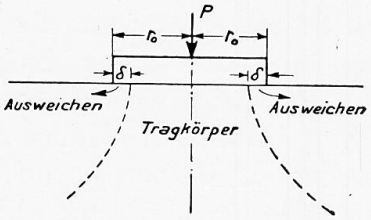

Fig. 6.

Fig. 5. — Affaissement s = Senkung s = Sinking S.
Diamètre r = Halbmesser r = Radius r.
Surface F = Fläche F = Surface F.
Fig. 6. — Déversement = Ausweichen = Lateral displacement.
Élément supportant la charge = Tragkörper = Bearing member.

ganges kann man also rückwärts aus den durch die Versuche gefundenen Kurven ablesen, wie gross δ ist ; d. h. welche Randstreifenbreite unter dem Lastrande nicht mitträgt, sondern gewissermassen ausweicht. Das Uebereinstimmen der nach obigem Gedankengang ermittelten Kurvengestalt mit den durch die Laboratoriums- und Geländeversuche gefundenen Kurven ergibt, dass die Mitwirkung des Ausweichens des Bodens in den durch die Versuche behandelten Fällen deutlich zum Ausdruck kommt.

Welch erheblichen Einfluss die Ausweichmöglichkeit auf das Einsinken ausübt, zeigt auch Abb. 7. Im Gegensatz zu den Versuchen mit starren Belastungsplatten, bei denen man über die Druckverteilung unter der Lastplatte nichts Genaues weiss, wurde hier ein Belastungssystem von Einzelkörpern verwendet, die unabhängig voneinander sind, dafür aber jedes genau die gleiche Last erhält. Eine brückenartige Lastübertragung sorgte für gleichmässige Verteilung.

Die Einsenkungen für verschiedene Pressungen sind unter der Körperreihe

aufgetragen, rechts daneben in ihrem Verlaufe mit dem Anwachsen der Belastung wiedergegeben.

Man sieht mit grosser Deutlichkeit, dass die Körper in der Mitte am wenigsten, die am Rande am meisten einsinken, und dass der Unterschied zwischen beiden mit wachsender Belastung zunimmt. Das stärkere Einsinken der Randkörper ist auf das seitliche Ausweichen des Sandes zurückzuführen.

3) Einsenkung s in Abhängigkeit vom Drucke p_0.

Den Anteil der beiden Senkungsursachen, der Zusammendrückung a und des Ausweichens b, kann man auch deutlich in dem Drucksenkungsdiagramm

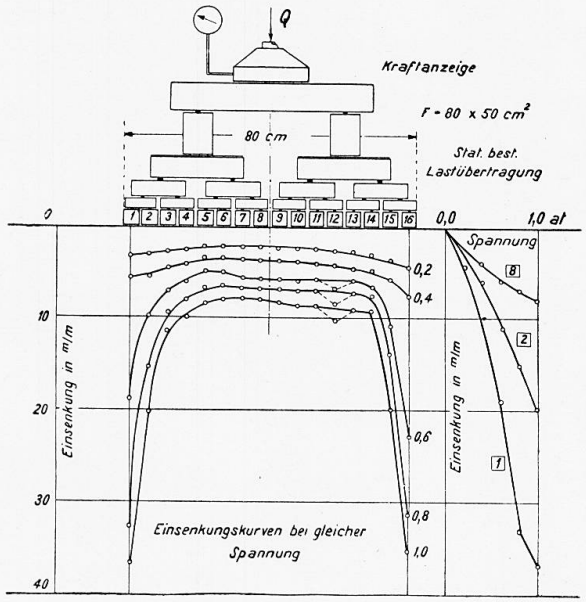

Fig. 7.

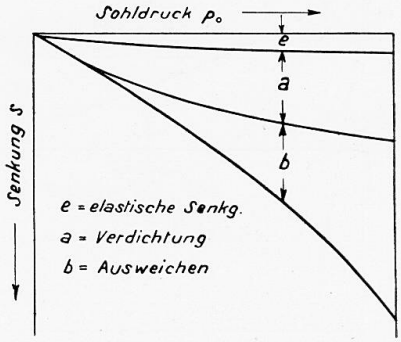

Fig. 8.

Fig. 7. — Indicateur de charge = Kraftanzeige = Force indicator.
Dispositif de transmission statique de la charge = Stat. best. Lastübertragung = Transmission of load.
Contrainte = Spannung = Pressure.
Affaissement en mm = Einsenkung in mm = Sinking in mm.
Courbes d'affaissement à charge constante = Einsenkungskurven bei gleicher Spannung = Sinking curves of equal pressures.

Fig. 8. — Pression du radier = Sohldruck = Ground pressure.
Affaissement = Senkung = Sinking.
e = Affaissement élastique = Elastische Senkung = Elastic sinking.
a = Compression de tassement = Verdichtung = Compression.
b = Déversement = Ausweichen = Lateral displacement.

erkennen, wie es sich bei jeder Probebelastung ergibt : Einsenkung s einer bestimmten Fläche in Abhängigkeit vom Drucke p_0. Das Diagramm zeigt das typische Bild nach Abb. 8. Die Gesamteinsenkung (untere Kurve) zerteilt sich in 2 Bereiche :

Zusammendrückung a = Verdichtung, zusammen mit e = elastische Zusammendrückung ;

Senkung b infolge des Ausweichens.

Zu a). Für die Verdichtung ist wohl von vornherein klar, dass sie mit

wachsendem Drucke p_0 immer weniger zunehmen kann, da ja das Material immer dichter wird, dass sie also einer Kurve folgen muss, die die Gestalt *a* (in Abb. 8) hat : Der Differentialquotient wird kleiner. Der Vorgang entspricht der Verdichtung eines Bodens bei verhinderter seitlicher Ausdehnung; Kurven dafür sind schon mehrfach in der Literatur wiedergegeben worden.

Zu *b*). Dagegen ist für das Ausweichen auch wohl klar, dass es mit wachsendem p_0 stark zunimmt, da der Störungsbereich unter der Last[1] immer grösser wird, also immer mehr Boden vom wachsenden Druck erfasst und

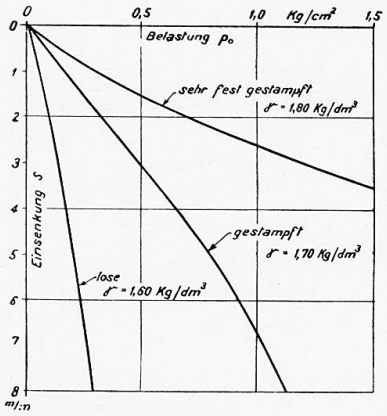

Fig. 9.

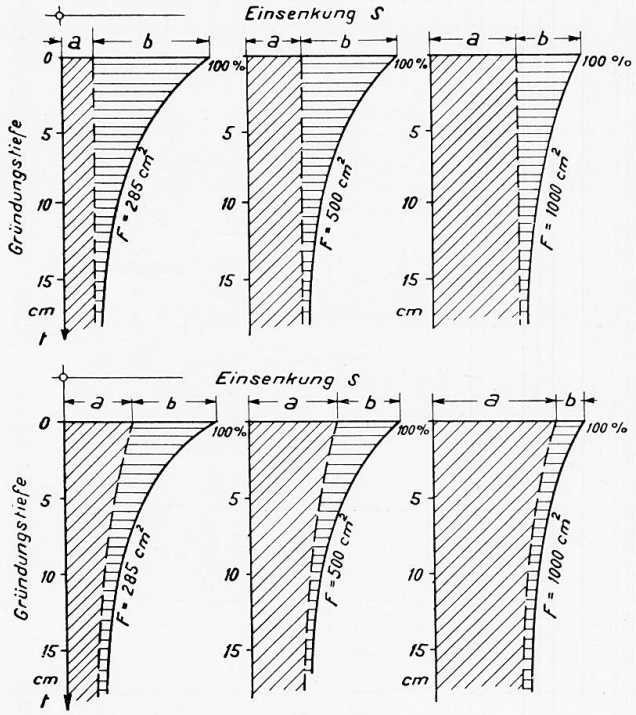

Fig. 10.

Fig. 9. — Charge = Belastung = Load.
Affaissement = Einsenkung = Sinking.
Très tassé = Sehr fest gestampft = Very well rammed.
Moyennement tassé = Gestampft = rammed.
Pas de cohésion = Lose = Loose.

Fig. 10 *a* et 10 *b*. — Affaissement = Einsenkung = Sinking.
Profondeur de fondation. = Gründungstiefe = Foundation depth.

seitlich weggequetscht wird. Der Differentialquotient der Kurve wird mit p_0 grösser.

Hiernach ergibt sich, wenn auch noch nicht zahlenmässig, so aber doch schon recht klar nach dem Augenschein zerteilt, das Verhältnis der Anteile der beiden Ursachen der Senkung, also eine Trennung derselben.

Es ermöglicht das auch schon eine Diskussion der Form solcher Druck-Senkungsdiagramme, die über die Art des Bodens immerhin einige Anhalte gibt. Man vergleiche z. B. die beiden Kurven in Abb. 9, die bei gleicher Belastungsfläche die Einsenkung auf einem losen Sande und einem sehr festen Sande in Abhängigkeit von p_0 wiedergeben.

1. Kögler, Bautechnik, 1928, Heft 15, Abb. 21. — Krynine, Civ. Engg, 1933, Okt.

Die unterschiedliche Form der Kurven kommt auch in Abb. 7 deutlich zum Ausdruck : rechtes Diagramm. Senkung des Körpers 8, der unter der Mitte der Last liegt, also kein seitliches Ausweichen erfährt : Kurve wie *a* in Abb. 8 und wie Kurve für festen Sand in Abb. 9. Kurven der beiden Körper 1 und 2, die unter dem Rande der Last liegen und deshalb eine Form der Senkungskurve wie Kurve *b* in Abb. 8 und wie die Kurve für losen Sand in Abb. 9 zeigen.

4) Einsenkung in Abhängigkeit von der « Gründungstiefe. »

Noch ein anderer Weg, die zwei Ursachen der Einsenkung klar zu sehen und zu trennen, ergibt sich bei der Betrachtung der folgenden Ergebnisse : Unsere Versuche über die Grösse der Einsenkung *s*, die seit Jahren in Freiberg durchgeführt worden sind, haben bisher zunächst Lasten auf der Oberfläche des Sandes behandelt ; neuerdings haben wir die Lastkörper in verschiedenen Tiefen unter der Oberfläche, entsprechend also verschiedener « Gründungstiefe des Bauwerkes » wirken lassen. Einige Ergebnisse stellt Abb. 10 dar. In wagrechter Richtung ist die Einsenkung *s* aufgetragen, als Funktion der Gründungstiefe *t*, und zwar in Prozenten von der Einsenkung *s*, die sich bei Belastung an der Oberfläche ($t = o$) ergibt. Es sind die Kurven aufgetragen für 3 verschiedene Flächengrössen $F = 285, 500, 1000$ cm².

Wenn man hier Zusammendrückung und Ausweichung zu trennen versucht, so ist wohl die Annahme zulässig : Die reine Zusammendrückung *a*, also ohne jeden Anteil des Ausweichens *b*, wird von der Gründungstiefe so gut wie gar nicht abhängen, da doch von jeder Tiefe ab nach unten hin wiederum die genau gleichen Verhältnisse des Bodens unter der Last herrschen. Also auch in sehr grosser Tiefe dürfte die Zusammendrückung des Bodens die gleiche sein. Daraus folgt, dass die Asymptote, der die Kurve s/t zustrebt, den Anteil an der gesamten Einsenkung gibt, der aus der reinen Zusammendrückung *a* herrührt. Der Rest ist selbstverständlich die Einsenkung *b* infolge des Ausweichens des Bodens. Nach diesem Gedankengange müssten die gestrichelten Trennungslinien p_0 wie in Abb. 10 *a* angenommen, Geraden sein. Will man dagegen der Zunahme der Bodenziffer K nach unten hin Rechnung tragen, woraus bei grosser Tiefe *t* eine etwas geringere Zusammendrückung folgt als bei kleinem *t*, so wären die Trennungslinien etwas gekrümmt zu zeichnen wie in Abb. 10 b.

Kurve für $F = 285$ cm² : In geringer Tiefe ist der Anteil *b* gegenüber *a* ausserordentlich gross ; er nimmt nach unten hin sehr schnell ab, um allmählich gleich Null zu werden. Bild 10 zeigt deutlich, dass die Kurven für grosse F steiler liegen, der Anteil *a* gross, der von *b* sehr viel kleiner ist, und zwar gilt das je für das Verhältnis von *a* zu *b*, wie auch für die absoluten Werte von *a* bezw. von *b* bei verschiedener Flächengrösse F.

Man erkennt : Die Einsenkung hängt bei grossen Flächen viel weniger von der Gründungstiefe *t* ab als bei kleinen Flächen. Der mit *t* variable Anteil von *b* ist erstens absolut und in seinem Verhältnis zu *a* geringer, und zweitens von *t* wesentlich weniger abhängig, als bei kleinen Flächen.

Hieraus folgt, dass die Tieferlegung einer grossen Flachgründungssohle für

die Herabminderung der Einsenkungen wenig Erfolg hat, wenn sie nicht gerade auf einem Boden sitzt, der in ganz besonderem Masse weich ist und zum Ausquetschen neigt. Jedenfalls bestätigt die Diskussion auch der Kurven in Abb. 10 die Vorstellung, die wir von der Wirkung der beiden Ursachen gewonnen haben, von der Grösse ihres Anteils an der Senkung und von ihrer Abhängigkeit von F.

Wenn diese Betrachtung auch noch keine quantitative Feststellung der Anteile der zwei Ursachen liefert, so gibt sie doch schon ein anschauliches Bild.

Die Versuche sind zwar zunächst nur mit kleinen Flächen gemacht; dafür sind aber auch die Pressungen und die Einsenkungen klein. Man darf wohl schliessen, dass auch für grosse Flächen und grosse Pressungen sich ähnliche Verhältnisse ergeben werden, sodass diese Ergebnisse Anhalte für den Gedankengang und die Betrachtungsrichtung bieten, vielleicht auch Arbeitshypothesen liefern und den Weg für weitere Versuche zeigen.

5) Anwendung auf Probebelastungen mit lotrechter Last.

Zu den in Abb. 2 und 5 dargestellten Ergebnissen sei angesichts ihrer Wichtigkeit noch folgendes ausgeführt : Aus der Abhängigkeit der Einsenkung s von der Flächengrösse F folgt für die praktische Handhabung von Bodenuntersuchungen durch Probebelastung :

Die Einsenkung s auf einem bestimmten Boden und bei einer Belastung p_0 hängt stark von der Grösse der Lastfläche ab, insbesondere bei höheren Pressungen. Diese Erkenntnis ist von Bedeutung in folgendem Fall : Es seien Probebelastungen gemacht und unter einem Sohldruck $p_0 = 5\ at$ eine Senkung $s = 10$ mm ermittelt worden. Wird sich auch das Bauwerk bei 5 *at* um 10 mm senken? Antwort : Nein. — Um wieviel wird es sich senken? Nun, das hängt von der Grösse der Probelastfläche ab, die verwendet worden ist. Zunächst steht das eine fest : Eine Grösse der Probelastfläche, die ihr eine Lage auf dem linken Zweig der Kurven zuweist, hat gar keinen Zweck; solche Flächen geben u. U. eine zu starke Einsenkung, also ein falsches Bild; es ist zuviel Ausweichen b dabei : Man muss direkt von einer Pfahlwirkung der kleinen Flächen sprechen, die den Boden zur Seite treibt.

Die Flächen für die Probebelastung müssen mindestens auf dem rechten Zweig der Kurve liegen, und zwar muss die Mindestgrösse von F umso grösser sein, je höher p_0 gewählt werden soll : Abb. 2 und 5. Ist dann die Einsenkung des Bauwerkes gleich der der Probefläche? Die Antwort lautet abermals : Nein. Jetzt kann man aber wenigstens schon eine Teilantwort geben. Nämlich : Das s des Bauwerkes ist grösser, als das s der Probefläche. Kann man von der Probefläche auf das Bauwerk schliessen? Antwort : Nicht ohne weiteres, jedenfalls noch nicht auf Grund einer Probebelastung mit einer Flächengrösse. Man muss Einsenkungsmessungen mit wenigstens 2 Flächen haben, die ihrer Grösse nach möglichst weit voneinander entfernt liegen. Dann kann man nach den Gl. 1 und 2 ansetzen :

$$\text{Fläche } F_1\ s_1 = k_a \cdot \sqrt{F_1} + k_b : \sqrt{F_1}$$
$$\text{Fläche } F_2\ s_2 = k_a \cdot \sqrt{F_2} + k_b : \sqrt{F_2}$$

Hieraus lassen sich k_a und k_b ermitteln, sodass damit die Berechnung eines s_3 für F_3 möglich wird.

Eine Ermittlung der Einsenkung des Bauwerkes nach vorstehendem Gedankengang auf Grund von 2 Probebelastungen setzt voraus, dass der Boden auch in tieferen Schichten sich genau so verhält wie in den Schichten, die durch die Probebelastung erfasst worden sind. Man muss sich dabei immer klar vor Augen halten, dass die grosse Fläche des Bauwerkes in viel grössere Tiefe hinab wirkt, als diejenige der Probebelastung, oder mit anderen Worten : Eine Pressung von z. B. 1 *at* im Boden unter der Mitte der Lastfläche entsteht in umso grösserer Tiefe, je grösser die Lastfläche ist. Das Bauwerk erfasst Schichten und drückt sie mit z. B. 1 *at* zusammen, auf die die Probebelastung nur einen Druck von 0,1 at ausübt und die sie dementsprechend weniger zusammendrückt.

Aus den bisherigen Darlegungen und der ganzen neueren Literatur geht wohl hervor, dass man, wenn man zuverlässige Anhalte über die zu erwartende Einsenkung eines Bauwerkes haben will, Baugrunduntersuchungen vornehmen muss und dass, wenn diese in Probebelastungen bestehen, auf sachgemässe Vornahme ganz besonderer Wert zu legen ist.

Aber auch die normale Probebelastung in der bisherigen alten Durchführung hat noch eine ganze Reihe von Mängeln, die den Wert ihrer Ergebnisse recht zweifelhaft machen:

Zunächst steckt, wie wir gesehen haben, in dem Ergebnis der Probebelastung mit der doch immer verhältnismässig kleinen Probefläche, die in geringer Tiefe aufsitzt, ein verhältnismässig hoher Anteil der Ausweichung b, der unter der grossen Bauwerksfläche wesentlich geringer ist. Ihn zu eliminieren müsste man mit 2 Probeflächen arbeiten : das ist umständlich. Man muss dann ausserdem extrapolieren : das ist ungenau.

Es kommt aber ein anderer, noch viel wichtigerer Grund hinzu : Die Einsenkung s des Lastkörpers, ob an der Oberfläche oder in gewisser Tiefe unter ihr aufgesetzt, ist immer ein Integral, gebildet aus den Anteilen aller Schichten, die unter der Last bis zu unendlicher Tiefe folgen, jede Schicht mit einer Zusammendrückung, die der Druck p erzeugt, den sie aus der Last P erhält. Wieviel die einzelne Schicht beiträgt, das ist aus dem Integralergebnis s nicht mehr herauszulesen.

Nun ist aber weiter bekannt, dass eine kleine Lastfläche (bei gleichem p_0) in nicht so grosse Tiefen hinabwirkt, wie eine grosse Fläche, da ihre Drücke infolge der seitlichen Verteilung schneller gleich Null oder so klein werden dass sie keinen Einfluss mehr ausüben. Die grosse Bauwerkfläche wirkt sehr sehr viel tiefer, als die Probelastfläche.

Wenn also irgendwo in der Tiefe schlechte Schichten liegen, die sich stark zusammendrücken, so werden sie von der gewöhnlichen, kleinflächigen Probebelastung gar nicht erfasst, d. h. ihre Zusammendrückung kommt in dem Ergebnis der Probebelastung so gut wie gar nicht oder nur mit einem gans geringen Anteil zum Ausdruck, während der Setzung des Bauwerkes darauerhebliche Anteile zufliessen. In solchen Fällen kann die gewöhnliche Probe belastung infolge der Kleinheit ihrer Fläche überhaupt keinen zuverlässigen Aufschluss geben, weil sie nicht in die Tiefe wirkt und weil sie eben stets

nur ein Integralergebnis liefert, aus dem man den Anteil einer Schicht rückwärts nicht mehr herausspalten kann.

Will man nun als Abhilfe dagegen grosse Probelastflächen nehmen, die tief reichen, so erfordert die normale alte Probe stets ungeheure Lasten, deren Aufbringung, Messung, Wegnahme und Wiederaufbau an anderer Stelle teuer, zeitraubend und manchmal gefährlich ist.

6) Probebelastung des Bodens im Bohrloch mit wagrechtem Druck.

Es liegt deshalb nahe—für alle diejenigen Fälle, wo man keine ungestörten Proben zur Untersuchung im Laboratorium entnehmen kann, oder wo man

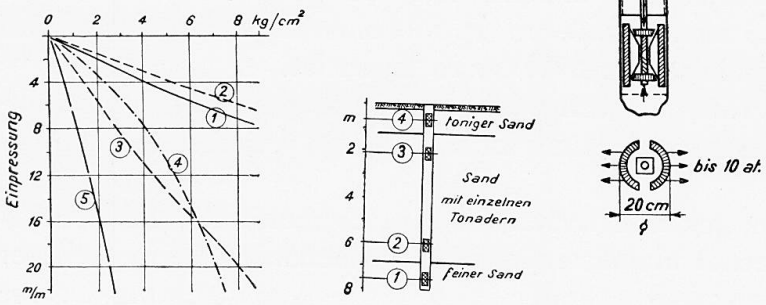

Fig. 11.

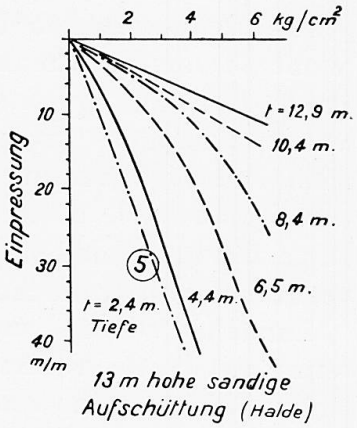

Fig. 12.

Fig. 11. — Compression = Einpressung = Pressed in.
Sable argileux = Toniger Sand = Clayey sand.
Sable comportant des veines d'argile = Sand mit einzelnen Tonadern = Sand with some clay veins.
Sable fin = Feiner Sand = Fine sand.

Fig. 12. — Profondeur = Tiefe = Depth.
Compression = Einpressung = Pressed in.
Stériles sableux de 13 m de hauteur = 13 m hohe sandige Aufschüttung (Halde) = Sandy heap (slope) 13 meters high.

kein Laboratorium hat — den Baugrund im Bohrloch, das man doch ohnehin braucht, zu untersuchen, wobei man jede einzelne Schicht nach der Tiefe hin je für sich erfassen kann. Und dabei entsteht noch ein ganz wesentlicher weiterer Vorteil : Man kann hier an Stelle der lotrechten Belastung, die immer die Totlasten mit all ihren Unbequemlichkeiten erfordert, wagrechte Kräfte benutzen, die nach beiden Seiten hin die Wand des Bohrloches pressen, wobei jede die Widerlagskraft für die andere abgibt : Man kann deshalb mit einer ganz einfachen Apparatur, die von einem Mann bequem zu bedienen ist und die von einem Mann zum nächsten Bohrloch getragen werden kann, die Zusammendrückbarkeit des Bodens bei bestimmter Pressung ermitteln, wie schon gesagt, für jede beliebige Schicht in jeder, auch grössten Tiefe. Die wagrechte Pressung hat dabei noch den Vorteil, dass nur eine Schicht untersucht wird, dass man nicht ein Integralergebnis aus

mehreren Schichten bekommt. — Und ein weiterer Vorteil ist der, dass man, da keine Totlasten erforderlich sind, mit beliebig grossen Flächen arbeiten kann, was ja, wie oben gezeigt, für jede Probebelastung von Wert ist. Auf diese Weise arbeitet man sehr billig, bequem und schnell, kann aber natürlich trotzdem die Belastung jeweils an einer Stelle beliebig lange stehen lassen.

Es sind zwei Arten von Apparaten in Gebrauch :

a) mit mechanischem Antrieb : 2 halbzylindrische Stahlschalen pressen auf die Bohrlochwand in zwei Richtungen; Apparathöhe 0,60 m, Bohrloch-Durchmesser 0,20 m.

b) mit hydraulischem Antrieb : 1 vollzylindrische Gummiblase presst auf die Bohrlochwand in allen Richtungen. Bohrloch-Durchmesser 0,15 oder 0,20 m. Apparathöhe 1,2 m. Gewicht des letzteren Apparates : 50 kg.

Ergebnisse siehe Bild 11 und 12. Die Bodeneigenschaft, Zusammendrückbarkeit, kommt in der Neigung der Kurve gegen die *p*-Achse zum Ausdruck. Das Diagramm in Bild 11 zeigt die Ergebnisse für gewachsenen Boden. Der Sand in 8,00 und 7,5 m Tiefe, Kurven 1 und 2, ist fest gelagert, der in geringerer Tiefe, Kurven 2 und 4, weniger fest. Der tonige Sand, Nr. 4, zeigt infolge seiner Bindung zunächst etwas mehr Festigkeit als Nr. 3, gibt dann aber verhältnismässig stark nach : die Kurve 4 geht steil nach unten. Wahrscheinlich liegt hier auch schon zu erheblichem Teile « Ausweichen » vor im Sinne der Betrachtungen eingangs dieses Aufsatzes ; denn der Versuch 4 ist in sehr geringer Tiefe angesetzt, sodass der Boden nach oben hin ausweichen kann. Im Gegensatz hierzu haben die Kurven 1 und 2 eine Form, die deutlich der Gestalt der Kurve *a* in Abb. 8 entspricht, also offenbar reine Verdichtung kennzeichnet. Die Versuche 1 und 2 sind in grosser Tiefe ausgeführt.

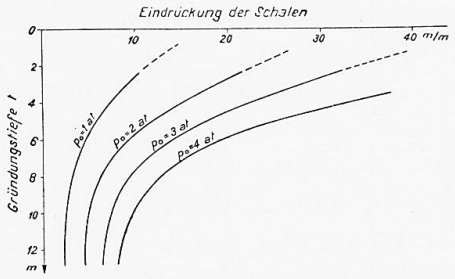

Fig. 13. — Compression des coquilles = Eindrückung der Schalen = Inward pressing of the sheeting. — Profondeur de fondation = Gründungstiefe = Foundation depth.

Abb. 12 zeigt Ergebnisse von Untersuchungen in geschüttetem Boden (Abraumhalde eines Braunkohlentagebaues) für verschiedene Tiefen : 2,4 m bis 12,9 m. Die Festigkeit des Bodens nimmt offensichtlich mit der Tiefe zu. Erst in 12,9 m Tiefe gleicht er dem gewachsenen Boden (2) in 6,00 m Tiefe.

Die Abhängigkeit der mit dem Seitendruckapparat ermittelten Bodenziffes von der Tiefe ist nochmals gesondert in Abb. 13 dargestellt. Es ist sinngemäss dasselbe Bild wie in Abb. 10, dort allerdings für die lotrechte Belastung in verschiedenen Tiefen.

Bei Benützung des hydraulischen Apparates ist infolge der grossen Druck- (Last-) fläche Gewähr dafür gegeben, dass kein Ausweichen des Bodens stattfindet, dass die ermittelte Zahl also nur die reine Zusammendrückbarkeit der Bodens liefert, sodass man sie in Berechnungen für Bauwerkssenkungen einsetzen kann.

Vergl. Kögler, Baugrundprüfung im Bohrloch. Bauing., 1933, H. 19/20.

Traduction.

L'affaissement des éléments des fondations sous l'influence de la charge sera envisagé, dans ce qui suit, d'après le point de vue suivant : cet affaissement résulte de deux causes principales, dont les influences doivent être distinguées l'une de l'autre et traitées numériquement séparément. On distinguera donc :

a. — la compression du sol.

Cette notion comprend aussi bien la compression élastique qui est appelée à disparaître en cas de disparition de la charge, que la compression permanente. Les deux conduisent à une modification de la structure du sol dans le sens d'une réduction des vides ; le coefficient de vide devient plus petit.

b. — le déversement du sol.

Le sol se déverse latéralement sous l'influence de la charge, tout particulièrement à la périphérie. Ce déversement est interprété, dans ce qui suit, comme ne correspondant nullement à une compression.

Toute preuve de l'existence de ces deux sortes de mouvement interne du sol sous l'influence de chaque charge, est parfaitement superflue ; il va de soi que le degré de participation de ces mouvements à l'affaissement total d'un élément de charge varie très largement suivant la nature du sol. La figure 1 montre dans quelle mesure et sous quel rapport entre eux ils se manifestent dans le sable. Au déplacement vertical des grains, de 9,5 mm., qui se produit directement au-dessous de l'élément de charge, correspondent des déplacements latéraux, en direction horizontale, à une certaine profondeur au-dessous du bord de la plaque de charge (4 à 5 mm.). On sait qu'à une distance relativement éloignée du bord de la plaque de charge, le mouvement des grains de sable peut même se produire vers le haut. Les mesures que nous avons effectuées ont confirmé ainsi que le montre la figure 1, le fait que les deux sortes de mouvements peuvent se manifester même pour de très faibles contraintes et que, même dans ce cas, leurs importances sont dans le même rapport approximativement. Ces mesures ont été faites en noyant dans le sable, suivant un plan déterminé, de petites pièces de bois et en déterminant avec le plus grand soin leurs positions exactes. Après mise en charge et décharge, le sable fut dégagé par soufflage et la position nouvelle des petites pièces de bois déterminée à nouveau d'une manière précise. Les différences entre les deux séries de mesures indiquent les déplacements, que l'on traduit suivant les axes de coordonnées.

Lorsque l'on étudie de près l'affaissement de la charge d'un ouvrage sur ses fondations, et que l'on analyse attentivement les différents phénomènes qui se manifestent, on constate toujours qu'ils se ramènent aux deux mêmes causes ; il arrive toutefois fréquemment qu'il ne soit pas facile de les mettre nettement en évidence, de les dégager l'une de l'autre et d'en déterminer les constantes.

L'intérêt que présente l'étude individuelle de ces deux causes résulte par exemple du fait que les deux manières suivant lesquelles se produit l'affaissement des fondations par suite des ouvrages eux-mêmes, sont très différentes pour des surfaces portantes elles-mêmes différentes : l'une augmente progressivement en même temps que la surface portante, tandis que l'autre diminue au

contraire lorsque la surface portante augmente. De sorte que si l'on se propose par exemple d'étendre les conclusions auxquelles on arrive sur de faibles surfaces portantes (échantillons d'essai) aux surfaces portantes importantes que représente une construction, il devient absolument indispensable de faire intervenir les deux causes ci-dessus indépendamment dans les calculs (compression et déversement) ; on ne peut pas d'ailleurs les faire intervenir avec, pour le sol, les mêmes constantes, ainsi qu'on a tenté maintes fois de le faire jusqu'à maintenant :

1. — Affaissements en fonction de la grandeur de la surface de charge.

Signalons tout d'abord à titre d'exemple ce qui suit : les essais effectués depuis 1926 à mon Institut au sujet de l'affaissement d'éléments de charge reposant sur du sable, pour différentes valeurs de la surface portante, ont conduit à des résultats qui, au premier abord, paraissent singuliers. Ces résultats sont indiqués sur la figure 2. On trouvera par ailleurs des indications plus détaillées [1] et [2].

Ainsi que le montre la figure 2, on a constaté la relation suivante entre l'affaissement s et la grandeur de la surface de charge F : pour de grandes surfaces, s croît avec F (branche de droite) ; par contre (et c'est précisément ce qui paraît remarquable au premier abord), pour de très petites surfaces, les courbes de s ont à nouveau une allure ascendante très marquée (branche de gauche). Il existe un minimum d'affaissement ; pour un sol donné et pour une pression donnée, ce minimum se produit pour une surface déterminée F ; ce minimum se déplace d'ailleurs vers la droite avec la pression p_0 au-dessous de la surface d'appui.

Comment ceci peut-il s'expliquer ? Très facilement, en pratique, si l'on prend soin de décomposer la courbe des affaissements en deux parties, qui correspondent aux deux différentes causes intervenant dans cet affaissement.

a. — Compression proprement dite.

Toutes les déductions théoriques en vue du calcul de l'affaissement d'un élément de charge uniquement à partir de la compression du sol en tenant compte d'un coefficient d'élasticité constant E, aboutissent au résultat ci-dessous :

$$s_a = k_a \sqrt{F} \tag{1}$$

Ces déductions sont faites en partant de l'hypothèse unique de la compression simple du sol et en admettant la répartition courante des pressions d'après la largeur et la profondeur, avec sol de fondation uniforme, admettant un coefficient de compressibilité élastique constant jusqu'à une profondeur indéterminée. La formule 1 exprime que l'affaissement s_a résultant de la

1. Discours de l'auteur : Dresde, École polyt., Févr. 1928 ; Berlin, D. Ges. f. Bauwesen, Nov. 1928. — Bautechnik, 1931, n° 24, page 359. Kögler, Ueber Probebelastungen.
2. Geologie und Bauwesen, 1932, n° 3. Görner.

compression est directement proportionnel à la racine carrée de la surface F, droite *a* dans la figure 3.

b. — Déversement.

Le déversement latéral du sol est provoqué par les contraintes horizontales qui se manifestent dans le sol au-dessous de l'élément de charge, par suite de la pression verticale qu'il exerce sur le sol de fondation. Si l'on considère le cylindre de sol qui se trouve au-dessous de cette surface de charge, il se déforme latéralement ; à cette déformation s'oppose toutefois la pression passive exercée par le sol lui-même tout autour de ce cylindre. Cette dernière pression dépend de la grandeur de la surface de charge. Un examen élémentaire suffit pour se rendre compte que l'affaissement de l'élément de charge par suite du déversement latéral du sol au-dessous de lui doit être inversement proportionnel à la grandeur de la surface de charge.

Supposons qu'autour de l'élément de charge de surface portante F et sous l'action du poids P, il se produise un déversement latéral sous forme d'une couronne de section triangulaire ABC (figure 4). Supposons que le déplacement horizontal soit *a* et la profondeur intéressée t. On peut admettre [1] que le déplacement *a* est directement proportionnel à la pression verticale p_o et inversesement proportionnel à la résistance horizontale à la déformation latérale w, soit :

$$a = c\,\frac{p_o}{w}\,.$$

On a pour la résistance horizontale :

$$w = \varepsilon\,.\,\gamma\,.\,t \qquad \text{d'où :}$$

$$a = c\,\frac{p_o}{\varepsilon\gamma\,t} = k\,.\,\frac{p_o}{t}$$

La quantité de sol que l'élément de charge de surface portante F déplace d'une quantité *s* par suite de son affaissement est expulsée latéralement en dehors de l'espace qui se trouve au-dessous de cette surface F ; c'est précisément cette quantité de sol qui déplace latéralement la couronne triangulaire de la quantité *a*. On a donc :

$$\mathrm{F}\,.\,s = \mathrm{U}\,.\,t\,.\,a = \mathrm{U}\,.\,t\,.\,\frac{k\,.\,p_o}{t}$$

d'où

$$s_b = k\,.\,\frac{\mathrm{U}}{\mathrm{F}}\,.\,p_o = k_b\,.\,\frac{l}{\sqrt{\mathrm{F}}} \qquad (2)$$

Cette relation est représentée par la courbe *b* de la figure 3.

c. — Si l'on bloque les deux courbes, on obtient la courbe *c* de la figure 3. Elle correspond aux courbes que nous ont fournis nos essais de Freiberg et qui ont été confirmées par des essais sur le terrain, sur sable et sur argile [2].

---

1. Aichhorn, Geologie und Bauwesen, 1932, Heft 1.
2. Kögler, Ueber Baugrundprobebelastungen, Bautechnik, 1931, nº 24.
Press, Baugrundbelastungsversuche.., Bautechnik, 1930, nº 42...

On peut avoir un doute au sujet de l'exactitude de la représentation par la droite a. Cette représentation repose sur l'hypothèse que le coefficient de compressibilité élastique est constant jusqu'à une profondeur indéterminée. Tous les calculs qui ont été publiés jusqu'à maintenant par la littérature technique admettent cette hypothèse.

Cette hypothèse n'est toutefois naturellement pas exacte. Dans les grandes profondeurs, le sol se trouve chargé par son poids propre, donc, toutes choses égales d'ailleurs, il est plus comprimé et par suite plus difficile à comprimer. Le coefficient de compression K devrait donc croître avec la profondeur Z, suivant une loi semblable à :

$$K = K_0 + k.\ z = C\ (v + z)$$

Si, en partant de cette hypothèse et en adoptant la marche de calcul conduisant aux équations (1) et (2), on détermine la compression du sol, on obtient alors :

$$s = \frac{p_0\ r}{C\ (r\text{-}v\ \mathrm{tg}\ \alpha)^2}\left(v\ \mathrm{tg}\ \alpha - r + r \times \ln \frac{r}{v\ \mathrm{tg}\ \alpha}\right) \qquad (3)$$

La courbe a de la figure 3 cesse alors d'être une droite mais devient la courbe a'. Elle est intéressante en ce qu'elle possède un point singulier [1]. En partant de a' au lieu de a, on obtient la courbe d au lieu de c, cette dernière courbe étant remarquablement conforme, ainsi que le montre la figure 5, aux résultats expérimentaux.

2. — Déversement du sol au-dessous du bord de l'élément de charge.

Le même résultat permet en outre la déduction suivante :

Si une bande d'une largeur δ située à la périphérie et au-dessous de l'élément de charge subit le déversement, cette bande ne contribue plus à supporter la charge de l'élément (figure 6) ; la partie portante n'est plus alors représentée que par une largeur $r_0 - \delta$ qui seule subit la compression effective. Il en résulte d'après le processus de calcul courant, pour la compression s, et en tenant compte des hypothèses indiquées plus haut :

$$s = \frac{p_0\ r_0^2}{k.\ \mathrm{tg}\ \alpha\ (r_0 - \delta)} \qquad (4)$$

Cette relation est représentée par la courbe c de la figure 3.

Le minimum de s correspond à $r_0 = 2\ \delta$. En opérant ainsi, on peut donc, en sens inverse, et à partir des courbes établies au cour des essais, déterminer l'importance de δ, c'est-à-dire la largeur de la bande périphérique qui ne collabore pas à la charge, au-dessous du bord de l'élément de charge et qui, dans une certaine proportion, subit un déversement. La concordance entre l'allure des courbes déterminées d'après la méthode ci-dessus et celles qui ont été établies au cours d'essais au laboratoire et sur le terrain indique l'influence du

1. Aichhorn, Geologie und Bauwesen, 1932, n° 1.

déversement, dans les cas qui ont fait l'objet des essais, est nettement et exactement exprimée.

La figure 7 montre également quelle influence importante exerce l'aptitude du sol au déversement sur l'affaissement effectif. Par opposition aux essais qui ont été faits avec dalles rigides de mise en charge et dans lesquels on ne sait rien de précis en ce qui concerne la répartition de la pression au-dessous de la dalle de charge, on a eu recours ici à une mise en charge par un système d'éléments, indépendants les uns des autres, chacun d'eux représentant toutefois exactement la même charge. La transmission de la charge par un système rappelant une sorte de pont permettait de réaliser une répartition uniforme.

Les affaissements correspondant à différentes pressions sont portés au-dessous de la série des éléments de charge et reproduits à droite dans leurs variations en fonction de l'augmentation de la charge.

On peut constater d'une manière très nette que les éléments du centre présentent les affaissements minima, les éléments situés à la périphérie accusant les affaissements maxima et que l'écart entre eux s'accentue lorsque la charge augmente. Les valeurs plus fortes des affaissements des éléments périphériques doivent être attribuées au déversement latéral du sable.

3. — Affaissement s en fonction de la pression p_0.

Le diagramme des affaissements en fonction de la pression permet de discriminer les influences particulières des deux causes des affaissements, la compression a et le déversement b ; ce diagramme, qui fait l'objet de la figure 8, donne l'affaissement s d'une surface déterminée en fonction de la pression p_0.

L'affaissement total (courbe inférieure) se divise en deux fractions :

— contraction, comportant un tassement a et une compression élastique e ;

— affaissement b provoqué par le déversement.

a. — En ce qui concerne le tassement, il est évident à priori qu'il ne peut augmenter que de plus en plus lentement lorsque la pression p_0 croît, car le matériau est de plus en plus compact, et que de plus il doit suivre une courbe affectant la forme de la courbe a (figure 8) : les accroissements relatifs diminuent. Le phénomène correspond au tassement d'un sol dans lequel l'expansion latérale serait empêchée ; les courbes correspondantes ont été déjà souvent données dans la littérature technique.

b. — Par contre, il est également très net que le déversement augmente considérablement lorsque p_0 croît, car la zone de perturbation située au-dessous de la charge[1] est de plus en plus large et par suite une quantité de sol de plus en plus grande est intéressée par la pression et expulsée latéralement. La pente de la courbe augmente avec p_0. On constate ainsi, sinon d'une manière chiffrée, tout au moins très nettement de fait, le rapport qui existe entre la participation des deux causes à l'affaissement résultant et la distinction entre elles.

On peut donc dès maintenant étudier la forme de ces diagrammes d'affaissement et pression, qui donnent des indications sur la nature du sol. En compa-

1. Kögler, Bautechnik, 1928, Heft 15, Abb. 21. — Krynine, Civ. Engg, 1933, Okt.

rant par exemple les deux courbes de la figure 9, qui correspondent à une même surface de charge, on constate la différence des affaissements que l'on obtient, en fonction de p_0, pour un sable sans cohésion et pour un sable admettant une très forte cohésion.

La différence de forme des courbes résulte également très nettement de la figure 7, diagramme de droite. L'affaissement de l'élément 8, qui se trouve au centre de la charge et qui ne subit par suite aucun déversement latéral, se traduit par une courbe semblable à la courbe *a* de la figure 8 et à la courbe correspondant au sable de forte cohésion de la figure 9. Les courbes des éléments 1 et 2, qui se trouvent au-dessous du bord de la charge, accusent une forme semblable à celle de la courbe *b* de la figure 8 et de la courbe de la figure 9 pour un sable sans cohésion.

4. — L'affaissement en fonction de la « profondeur de fondation ».

Un autre procédé pour discriminer les deux causes de l'affaissement d'une manière nette consiste à interpréter les résultats suivants :

Nos essais sur la valeur de l'affaissement *s*, qui ont été effectués à Freiberg sur une période de plusieurs années, ont porté tout d'abord sur des charges appliquées à la surface même du sable ; tout récemment, nous avons fait intervenir des charges agissant à différentes profondeurs au-dessous de cette surface, ce qui correspond en somme à différentes « profondeurs de fondation ». La figure 10 traduit quelques-uns des résultats obtenus. On a porté en direction horizontale les affaissements *s*, en fonction de la profondeur de fondation *t* sous forme de pourcentage par rapport aux affaissements *s* qui se manifestent à la surface ($t = o$). Les courbes ont été tracées pour 3 grandeurs de surface différentes F = 285, 500 et 1.000 cm².

Lorsque l'on se propose de distinguer entre la compression et le déversement, on peut faire l'hypothèse suivante : la compression proprement dite *a*, à l'exclusion de toute influence de déversement *b*, peut être à peu de chose près considérée comme étant indépendante de la profondeur de fondation, car à toute profondeur, les conditions relatives dans lesquelles se trouve le sol au-dessous de la charge sont identiques ; il en résulte que même à de grandes profondeurs, la compression du sol doit être la même. Par suite, l'asymptote de la courbe s/t indique la fraction de l'affaissement total qui correspond à la compression *a* proprement dite ; la différence représente naturellement l'affaissement *b* qui résulte du déversement du sol. D'après cette conception, les courbes de séparation en traits discontinus p_0 devraient être des droites (figure 10 *a*). Il faut toutefois tenir compte de l'augmentation du coefficient de compression E vers le bas, d'où il résulte, pour une profondeur plus forte *t*, une compression légèrement plus accusée, ce qui donne pour les courbes de séparation une allure quelque peu incurvée comme dans la figure 10 b.

Considérons la courbe correspondant à F = 285 cm². A une faible profondeur, la fraction *b* est considérablement plus forte que la fraction *a* ; elle diminue toutefois très rapidement lorsque la profondeur augmente, pour s'annuler progressivement. La figure 10 montre nettement que pour de grandes surfaces,

les courbes sont plus inclinées, la fraction a est importante, la fraction b est beaucoup plus faible ; il en est ainsi non seulement en valeur relative, mais également en valeur absolue, pour différentes valeur de la surface F.

On voit que l'affaissement, pour les grandes surfaces, dépend beaucoup moins de la profondeur de fondation t que pour les petites surfaces. La fraction de b qui est variable avec t est, tout d'abord, tant en valeur absolue que par rapport à a, plus petite, enfin elle dépend beaucoup moins de t que dans les petites surfaces.

Il en résulte que la profondeur d'enfouissement d'un large radier de fondation n'a que peu d'importance en ce qui concerne la diminution des affaissements, si ce radier ne repose pas directement sur un sol qui soit particulièrement peu consistant ou qui ait tendance au déversement. En tout cas, la discussion des courbes de la figure 10 confirme la conception que nous avons de l'influence respective des deux causes indiquées et des conditions suivant lesquelles elle dépend de la surface F.

Des considérations ci-dessus, il ne résulte toutefois aucune représentation quantitative de l'influence de chacune des deux causes ; on en déduit toutefois un aperçu qualitatif très net.

Les essais ont été effectués tout d'abord uniquement sur de petites surfaces ; les pressions et les affaissements sont faibles ; on peut cependant en conclure que même pour de grandes surfaces et de fortes pressions, les résultats seront semblables ; ceux qui ont été ainsi obtenus constituent donc une base effective ; ils permettront d'orienter les recherches, peut-être aussi de formuler des hypothèses et pourront servir de point de départ à de nouveaux essais.

5. — Application aux essais de charge en direction verticale.

L'importance des résultats que traduisent les figures 2 et 5 et la relation qui lie l'affaissement s à la grandeur de la surface F conduit aux conclusions suivantes, en ce qui concerne l'exécution pratique de l'étude des sols par essais en charge :

L'affaissement s sur un sol déterminé, sous l'influence d'une charge p_0, dépend dans une large mesure de la grandeur de la surface de charge, en particulier pour les fortes pressions. Ce fait est particulièrement important dans le cas suivant : considérons des essais en charge donnant un affaissement $s = 10$ mm pour une pression au sol de $p_0 = 5$ atm. La construction accusera-t-elle un affaissement de 10 mm. également pour 5 atm ? Non. Quel sera alors son affaissement ? Cela dépend de la grandeur des surfaces de charge qui ont été employées pour l'essai. Il est tout d'abord bien certain que si les surfaces d'essai adoptées correspondent à la branche gauche des courbes, on ne pourra tirer de ces essais aucun résultat positif, car l'affaissement obtenu sera trop fort et ne donnerait qu'une idée fausse ; la proportion de déversement qui intervient dans l'essai est trop forte et l'on pourrait presque dire qu'il s'exerce, dans le cas de ces petites surfaces, une influence analogue à celle d'un pieu qui écarte le sol latéralement.

Les surfaces d'application des charges d'essai doivent tout au moins corres-

pondre à la branche de droite de la courbe ; en pratique, la grandeur minimum de F doit être d'autant plus élevée que p_0 doit elle-même être plus forte (figures 2 et 5). L'affaissement de la construction elle-même est-il alors le même que celui de la surface d'essai ? Encore non. On peut toutefois ici donner une réponse partielle. En effet, le s de la construction est plus fort que le s de la surface d'essai. Peut-on alors déduire de la première valeur concernant la surface d'essai celle qui correspond à la construction elle-même ? Pas directement ou en tout cas pas sur la base d'un essai effectué sur une seule grandeur de surface. Il faut effectuer des mesures d'affaissement sur deux surfaces au moins, ces deux surfaces ayant des grandeurs aussi différentes que possible l'une de l'autre. On peut alors écrire, d'après les équations (1) et (2) :

$$\text{Surface } F_1 \ldots \qquad s_1 = k_a . \sqrt{F_1} + k_b : \sqrt{F_1}$$
$$\text{Surface } F_2 \ldots \qquad s_2 = k_a . \sqrt{F_2} + k_b : \sqrt{F_2}$$

On peut ainsi déterminer k_a et k_b ce qui permet d'effectuer le calcul de s_3 pour F_3.

La détermination de l'affaissement d'une construction d'après le processus ci-dessus, basé sur deux essais de charge, suppose que le sol se comporte, même dans ses couches profondes, exactement de la même manière que dans les couches qui ont été intéressées par les essais de charge. Il ne faut cependant pas perdre de vue que la large surface d'appui d'une construction agit à une profondeur beaucoup plus grande que celle sur laquelle porte la charge d'essai, ou, en d'autres termes, qu'une pression de 1 atm, par exemple, se manifeste dans le sol, au-dessous du milieu de la surface de charge, à une profondeur d'autant plus forte que la surface de charge est plus grande. La construction elle-même intéresse et comprime à 1 atm des couches sur lesquelles la charge d'essai n'exercera qu'une pression de 0, 1 atm, les comprimant par suite beaucoup moins.

Des considérations qui précèdent et de la littérature récemment parue à ce sujet, il résulte que si l'on désire obtenir des données certaines en ce qui concerne les affaissements qu'il y a lieu de prévoir pour une construction, il faut entreprendre une sérieuse étude du sol de fondation et que si ces recherches consistent en essais de charge, il faut apporter le plus grand soin aux conditions dans lesquelles ils sont effectivement exécutés.

D'ailleurs, les essais de charge normaux tels qu'on les a pratiqués jusqu'à maintenant sont entachés de toute une série de défauts, qui rendent extrêmement douteuse la valeur des résultats obtenus.

Tout d'abord, ainsi que nous l'avons vu, dans les résultats que donne l'essai de charge avec une surface de charge relativement faible, à une faible profondeur, intervient un degré de déversement relativement important b, alors que le déversement effectif est notablement moins fort avec les grandes surfaces des constructions. Pour éliminer cette influence, il faudrait travailler avec deux surfaces d'essai, ce qui complique les opérations. Il faut en outre extrapoler, ce qui manque de précision.

Il existe encore une cause d'imprécision plus importante : l'affaissement s de l'élément de charge, qu'il soit placé à la surface du sol, ou à une certaine

profondeur au-dessous de cette surface, représente toujours une somme constituée par l'ensemble des affaissements élémentaires de toutes les couches qui se trouvent au-dessous de la charge jusqu'à une certaine profondeur, chaque couche comportant sa compression, produite par la pression p reçue de la charge P. Il n'est toutefois pas possible de discerner, dans le résultat global s, quelle est la part qui revient à telle couche particulière.

On sait en outre qu'une surface de charge réduite (pour une même pression p_0) n'exerce pas son influence à une profondeur aussi grande qu'une surface importante, car par suite de sa dispersion latérale, la pression qu'elle exerce devient rapidement nulle, ou si faible qu'elle n'est plus susceptible d'exercer aucune influence. Les grandes surfaces de charge des constructions exercent leur influence à des profondeurs considérablement plus grandes que les surfaces de charge d'essai.

Si donc il existe quelque part dans le sol des couches défectueuses, subissant fortement la compression, elles ne seront pas intéressées par les charges d'essai ordinaires, qui ont une faible surface, c'est-à-dire que leur compression ne sera pas exprimée, ou tout au moins pour une très faible partie seulement dans le résultat de l'essai de charge, tandis que l'ouvrage lui-même en recevra une fraction importante de son affaissement. En pareil cas, l'essai de charge ordinaire ne peut, par suite de la faible valeur de la surface correspondante, donner aucun résultat sûr, car cette surface n'agit pas en profondeur et parce qu'en tous les cas elle ne donne qu'un résultat d'ensemble ne permettant pas de discerner la part qui revient à une couche déterminée du sol.

Si l'on envisage par contre de mettre en jeu des surfaces d'essai importantes, qui puissent agir profondément, l'ancienne méthode d'essai nécessite encore des charges considérables, dont la manutention, l'installation sur place, la mesure, l'enlèvement et l'installation à un autre endroit coûtent cher, prennent beaucoup de temps et ne sont souvent pas sans dangers.

6. — Essai de charge du sol sous pression horizontale, avec trou de forage.

On en arrive, pour tous les cas dans lesquels il est imposssible de prélever dans le sol un échantillon d'essai qui soit intact aux fins d'étude en laboratoire, ou dans lesquels on ne dispose pas d'un laboratoire, au système consistant à étudier le sol de fondation dans un forage et qui permet d'accéder à chaque couche à sa profondeur normale. Il en résulte en outre un avantage capital : au lieu d'une charge verticale, qui nécessite toujours l'intervention de poids morts avec tous leurs inconvénients, on peut faire intervenir des efforts horizontaux, s'exerçant latéralement sur la paroi du trou de forage des deux côtés, chacun d'eux indiquant la réaction d'appui correspondant à l'autre ; l'essai peut être fait avec un appareil très simple, qui ne nécessite qu'un opérateur et dont le transport d'un forage à l'autre peut être effectué par un seul homme ; la compression peut ainsi être déterminée avec une pression voulue, ainsi qu'on l'a déjà mentionné, pour une couche arbitraire, située même à une grande profondeur. La pression horizontale présente encore cet avantage que l'essai ne porte que sur une seule couche et que le résultat que l'on obtient n'est pas une somme correspondant à plusieurs couches. En outre, autre

avantage, aucun poids mort n'intervient et les essais peuvent porter sur des surfaces importantes. Les essais sont ainsi peu coûteux, rapides et faciles ; l'essai sous charge peut toutefois être prolongé à tout endroit, aussi longtemps qu'il est désirable.

On emploie deux sortes d'appareils :

a. — Appareil à commande mécanique : deux éléments demi-cylindriques en acier comprimant la paroi du trou de forage en deux directions ; hauteur de l'appareil : 0,60 m, diamètre du trou de forage : 0,20 m.

b. — Appareil à commande hydraulique, avec cloche entièrement cylindrique de caoutchouc, exerçant sa pression sur la paroi du trou de forage suivant toutes les directions. — Diamètre du trou de forage : 0,15 ou 0,20 m ; hauteur de l'appareil : 1,2 ; poids de ce 2e appareil : 50 kg.

Les résultats obtenus sont reproduits sur les figures 11 et 12. La compressibilité du sol est exprimée par la pente de la courbe par rapport à l'axe des p. Le diagramme de la figure 11 concerne un terrain naturel. Le sable situé à des profondeurs de 8 et 7,50 m, courbes 1 et 2, est très compact, celui qui se trouve à des profondeurs moindres, courbes 3 et 4, l'est moins. Le sable argileux n° 4 accuse, par suite de la présence du liant, une résistance un peu plus élevée que le n° 3 ; il cède relativement moins ; la courbe 4 descend rapidement. Il est vraisemblable que l'on se trouve ici en présence de notables « déversements », dans le sens indiqué au début de cet exposé ; l'essai 4 est en effet effectué à une très faible profondeur, de sorte qu'il peut se produire un déversement vers le haut. Par contre, les courbes 1 et 2 présentent une allure qui correspond nettement à celle de la courbe *a* de la figure 8, c'est-à-dire à une compression pure. Les essais 1 et 2 ont été en effet effectués à grande profondeur.

La figure 12 indique les résultats d'essais effectués sur sol rapporté (stériles dans une exploitation de lignite à ciel ouvert) à différentes profondeurs de 2,4 à 12, 9 mètres. La résistance du sol augmente nettement avec la profondeur. Ce n'est toutefois qu'à 12,9 m qu'elle est égale à celle du sol 2 naturel à une profondeur de 6 mètres.

La figure 13 montre également la relation qui existe entre le coefficient de compression du sol et la profondeur, telle que la met en évidence l'appareil à compression latérale. On a environ la même représentation que sur la figure 10, qui concerne la charge verticale à différentes profondeurs.

En utilisant l'appareil hydraulique et par suite de la grande surface de pression qui entre en jeu, on est assuré qu'il ne se produit aucun déversement du sol et que le chiffre déterminé ne se rapporte par suite qu'à une compression pure du sol, de sorte que l'on peut le faire intervenir dans les calculs d'affaissement des constructions.

Zusammenfassung.

Die Einsenkung eines Bauwerkes rührt her :

a) von der Verdichtung der Bodenschichten in lotrechter Richtung,

b) vom seitlichen Ausweichen derselben in wagrechter Richtung. Diese

beiden Ursachen sind deutlich in allen Versuchs- und Probebelastungsergebnissen zu erkennen; das wird im einzelnen dargelegt. Die Anteile dieser beiden Ursachen an der Gesamteinsenkung sind sehr verschieden, je nach der Grösse der Lastfläche und der Gründungstiefe, selbstverständlich auch je nach der Bodenart. Es wird versucht, die Anteile dieser beiden Ursachen voneinander zu trennen und zwar für die vorliegenden Laboratoriumsversuchsreihen, für die üblichen Probebelastungen mit lotrechter Last und für die Bodenuntersuchungen im Bohrloche mit dem Seitendruckapparat nach Kögler.

Résumé.

L'affaissement d'une construction est causé par :

a) la compression ou tassement des couches du sol en direction verticale et

b) par un déversement latéral de ce sol en direction horizontale.

Ces deux causes sont nettement mises en évidence dans tous les résultats fournis par les essais de charge sur échantillons et sur le terrain ; ces résultats sont indiqués dans leurs détails. La participation de ces deux causes à l'affaissement total est très différente, suivant l'importance de la surface de charge et la profondeur de fondation, naturellement aussi d'après la nature du terrain. L'auteur s'efforce de séparer ces deux causes l'une de l'autre, tant pour les séries d'essais qui ont été effectués au laboratoire que pour les essais courants, sur place, en charge verticale et pour les essais sur forage avec l'appareil de compression latérale de Kögler.

Summary.

The sinking of a structure is caused by :

a) Compression of the layers of soil in the vertical direction,

b) Lateral movements of the soil in a horizontal direction.

Both these causes can be clearly recognised in all results of research and test loading : this is shown in detail. The extent to which each of these two factors contributes to the total sinking differs greatly, depending on the size of loaded surface, on the depth of foundations, and of course also on the nature of the ground. An attempt is made here to show the separate influences of these two factors ; this is done for the available series of laboratory tests, for the usual test loadings with vertical load, and for investigations of the soil in boreholes by means of the Kögler lateral-pressure apparatus.

Dr. Ing. L. ELLERBECK,

Ministerialrat, Reichsverkehrs-Ministerium, Berlin.

Nach dem Bericht von Regierungs- und Baurat Ehrenberg, Berlin.

Die Erdbauabteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau zu Berlin hat sich mit Untersuchungen auf dem Gebiete der Tragfähigkeit des Baugrundes beschäftigt. Einige Ergebnisse mögen hier kurz mitgeteilt werden.

1. — Plattenbelastungen.

Fig. 1 zeigt die Anordnung eines Belastungsversuches, bei welchem von der Firma Fuess, Steglitz hergestellte elektromagnetische Druckdosen erprobt werden sollten. Diese Dosen sollten zum Messen der unter einer Last auftretenden lotrechten Erdspannungen dienen. Die Belastung wurde durch eine 1,0 m² grosse kreisrunde starre Eisenbetonplatte auf den Boden übertragen. Die Messdosen wurden am Grunde einer 0,50 m starken, sorgfältig eingeschlämmten und gestampften Sandschüttung symmetrisch zur Plattenachse angeordnet. Unter den Messdosen befand sich Sand von nicht erbohrter Mächtigkeit.

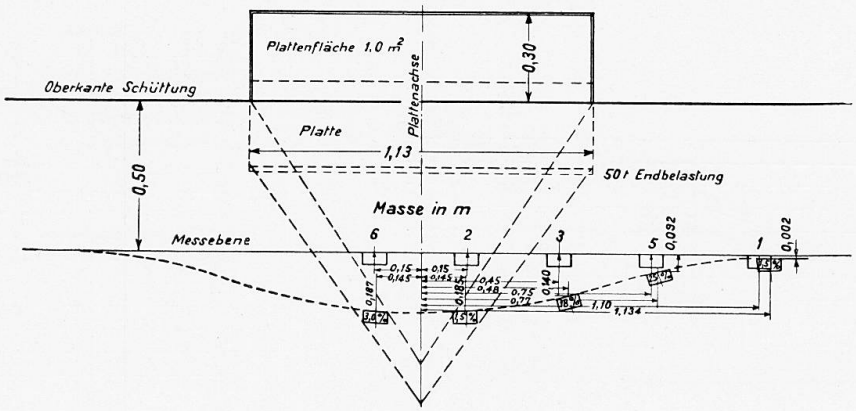

Fig. 1.

Bord supérieur du lit de sable. — Oberkante Schüttung. — Upper edge of filling.
Surface de la dalle. — Plattenfläche. — Plate surface 1 sp. m.
Dalle. — Platte. — Plate.
Axe de la dalle. — Plattenachse. — Plate axis.
Charge finale. — Endbelastung. — Final loading.
Plan de mesure. — Messebene. — Measurement plane.
Cotes en mètres. — Masse in m. — Dimensions in metres.

Die Platte wurde zunächst mit 10,0 t und dann mit weiteren 5,0 t bis 50,0 t belastet und zwischendurch entlastet. Fig. 2 zeigt die Setzungen der Plattenmitte in Beziehung zur Belastung. Eine umhüllende parabolische Kurve ist gestrichelt eingetragen. Die Kurve zeigt ein sehr starkes Einsinken der Platte bis zu 0,22 m, das die vorgesehenen Feinmessungen der Bewegungen der Geländeoberfläche ausserhalb der Platte leider vereitelte. Fig. 3 zeigt die von den Messdosen angezeigten Spannungen für die Endbelastung von 50,0 t (ausgezogene Linie), die besonders am Rande erheblich von den Spannungen abweichen, die nach der Formel von Strohschneider errechnet wurden (punktierte Linie). Die Ursache dieser Abweichung liegt wahrscheinlich in der starken Verformung der Messebene am Ende des Versuches und der damit verbundenen Verkantung und Verschiebung der Messdosen. Fig. 1 zeigt das starke Absinken der Platte, eine verhältnismässig geringe Verdichtung der Sandschüttung oberhalb der Messebene von nur rd. 3 cm. (6,0 % ihrer Stärke) und eine erhebliche Seitenverschiebung und teilweises Verkanten der seitlichen Messdosen. Die Stärke der Sandschüttung war trotz der gegenüber der Plattenmitte erheblich geringeren lotrechten Erdspannungen um 10 cm. (20 % der

ursprünglichen Stärke) verringert. Es sind demnach in diesem Bereich starke Horizontalkräfte aufgetreten, die den Boden seitlich verschoben haben. Die nach aussen zunehmende horizontale Bewegung der Messdosen ist ein Beweis dafür. Sie wächst mit der Abnahme der lotrechten Spannungen und lotrechten Bewegungen. Wesentlich scheint mir die Beobachtung, dass die der Plattenachse am nächsten gelegenen Messdosen sich einander und damit der Plattenachse um 5 bis 7 mm genähert haben. Es scheint das die Annahme zu stützen, dass die Platte einen Kegel mit der Spitze nach unten vor sich her in den Boden treibt, der den übrigen Boden seitlich fortdrückt und dadurch starke Manteldrücke erhält, die ihn verdichten. Es mag noch darauf hingewiesen werden, dass die ursprünglich ebene Messfläche eine Krümmung erhalten hat,

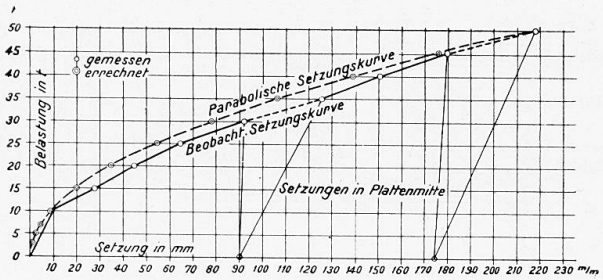

Fig. 2.

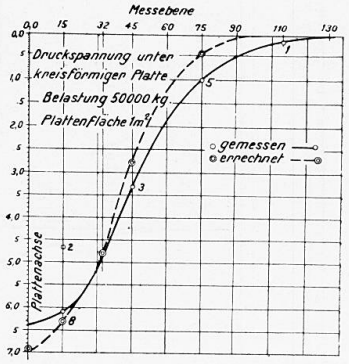

Fig. 3.

Fig. 2.

Mesuré. — Gemessen. — Measured.
Calculé. — Errechnet. — Calculated.
Courbe parabolique d'affaissement. — Parabolische Setzungskurve. — Parabolic settling curve.
Affaissement observé. — Beobacht. Setzungskurve. — Parabolic settling curve.
Affaissements au centre de la dalle. — Setzungen in Plattenmitte. — Settlings in the middle of the plate.
Affaissement en mm. — Setzungen in mm. — Settling in mm.
Charge en tonnes. — Belastung in t. — Load in tons.

Fig. 3.

Plan de mesure. — Messebene. — Measurement plane.
Contrainte de compression au-dessous de la dalle circulaire. — Druckspannung unter kreisförmiger Platte. — Compression stresses under circular plate.
Surface de la dalle. — Plattenfläche. — Plate surface 1 sq. m.
Mesuré. — Gemessen. — Measured.
Calculé. — Errechnet. — Calculated.
Axe de la dalle. — Plattenachse. — Plate axis.

deren durch die Lage der Messdosen angedeuteter Diagonalschnitt eine ähnliche Form zeigt, wie die Verteilungskurve der senkrechten Bodenspannungen. Es wird sich bei ähnlichen Bodenbelastungen empfehlen, die Bodenbewegungen durch eingelagerte Körper zu verfolgen.

Bei Berechnung der lotrechten Bodenspannungen in kohäsionslosen Böden, (Fig. 3) nach der Formel von Strohschneider

$$\sigma_z = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \frac{(\cos \varphi - \operatorname{ctg} \varphi_0 \sin \varphi) \cos^4 \varphi}{(1 - \cos \varphi_0) \cdot Z^2}$$

bereitet die Wahl von φ_0 besonders bei grösseren Fundamentflächen Schwierigkeiten. Wir haben daher versucht, aus den bisher veröffentlichten Versuchen

über die Messungen von Bodenspannungen unter Platten Schlüsse auf die Grösse von φ_0 zu ziehen. Angenommen wurde : Parabolische Verteilung des Sohlendruckes in achsen-symmetrischen Schnitten, kreisförmige starre Platte, senkrechte Belastung, Addition der von einzelnen Kräften in einem Punkte hervorgerufenen senkrechten Spannungen. Legt man die Bezeichnungen von

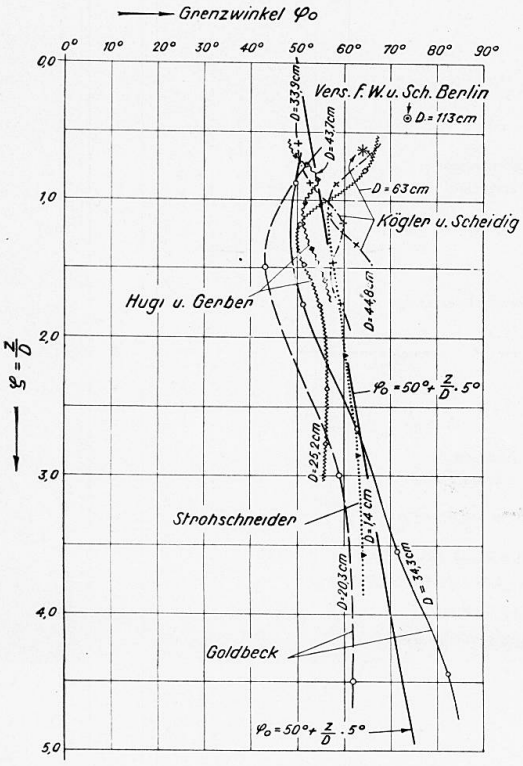

Fig. 4.

Angle limite. — Grenzwinkel. — Limiting angle. — Laboratoire d'Essais de Constructions Hydrauliques et Navales de Berlin. — Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau Berlin. — Institute for Research in Hydraulics and Ship-building.

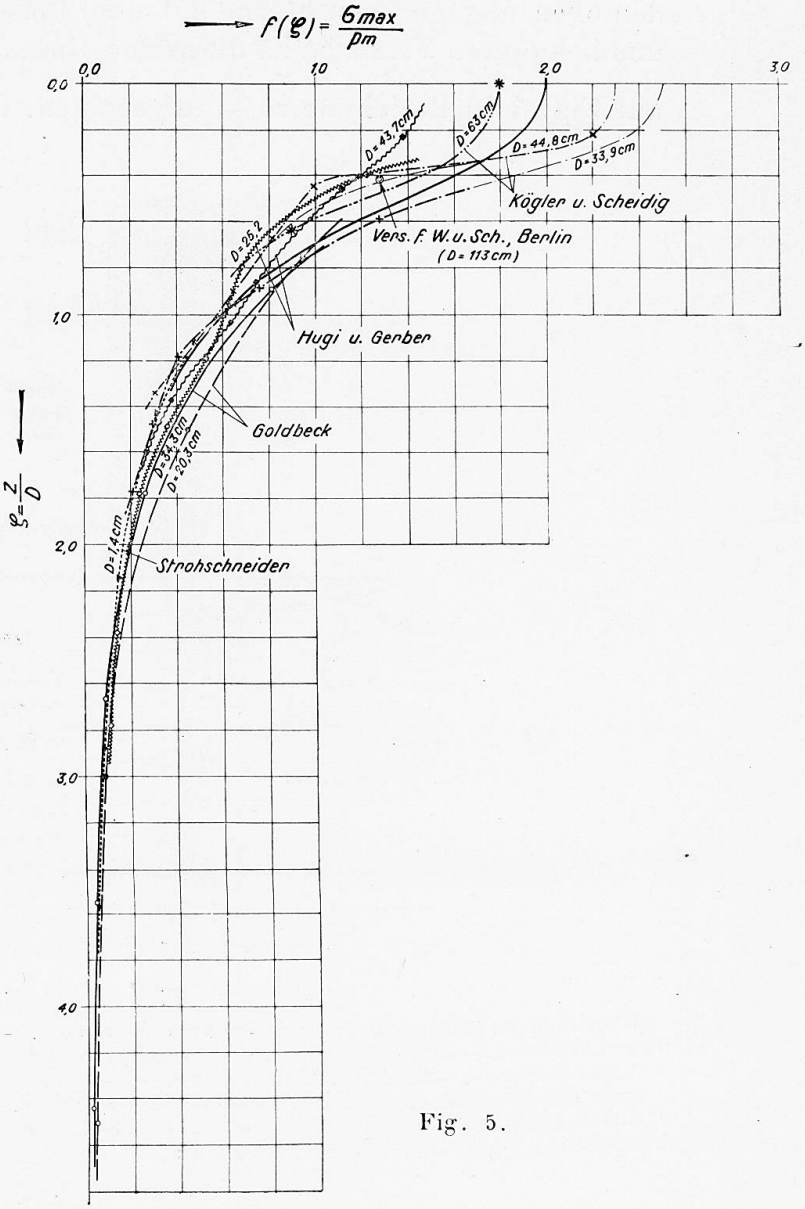

Fig. 5.

Fig. 5 zugrunde, so lässt sich die lotrechte Spannung σ_{max} in der Plattenmitte durch folgende Formeln ausdrücken.

1) Für den Fall $\bar{\varphi} < \varphi_0$

$$\frac{\sigma_{max}}{p_{max}} (1 - \cos \varphi_0) = 1 - 2 (1 - \cos \bar{\varphi}) \operatorname{ctg}^2 \bar{\varphi}$$

$$- \operatorname{ctg} \varphi_0 . \left[\sin \bar{\varphi} + 3 \operatorname{ctg}^2 \bar{\varphi} - ln \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\bar{\varphi}}{2}\right) \right]$$

2) Für den Fall $\bar{\varphi} > \varphi_0$

$$\frac{\sigma_{max}}{p_{max}} = 1 - \frac{\operatorname{ctg}^2 \bar{\varphi}}{1 - \cos \varphi_0} \left[2 + \cos \varphi_0 - 3 \operatorname{ctg} \varphi_0 \, ln \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_0}{2} \right) \right]$$

Man kennt aus den Versuchen σ_{max}, p_m und damit p_{max}, $r = \frac{1}{2D}$ und Z. Aus den oben angegebenen Formeln 1 und 2 lässt sich dann φ_0 berechnen. Für die uns bekannten Versuche ist diese Berechnung durchgeführt. Die Werte φ_0 sind auf Fig. 4 in Beziehung zu $\frac{Z}{D}$ aufgetragen. Den gleichmässigsten Verlauf zeigt

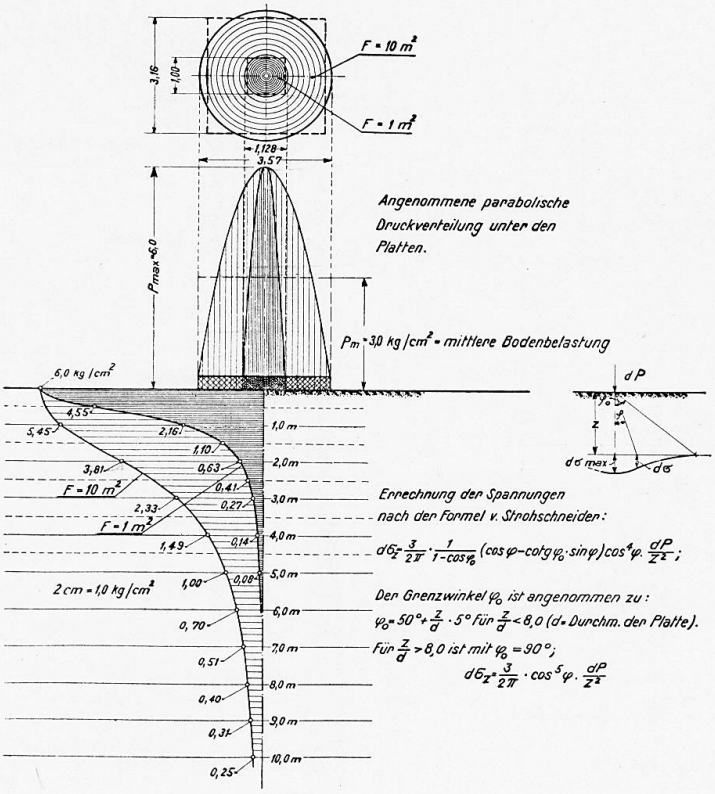

Fig. 6.

Répartition parabolique supposée au-dessous de la dalle. — Angenommene parabolische Druckverteilung unter den Platten. — Assumed parabolic distribution of pressure under the plates.
Charge moyenne. — Mittlere Bodenbelastung. — Mean load on ground.
Calcul des contraintes suivant la formule de Strohschneider. — Errechnung der Spannungen nach der Formel v. Strohschneider. — Calculation of the stresses according to Strohschneider's formula.
L'angle limite φ_0 est considéré comme égal à :

$$\varphi_0 = 50^\circ + Z/d.\ 5^\circ \text{ pour } Z/d. < 8 \text{ (d = diam. dalle)}$$

Pour $Z/d > 8$ avec $\varphi_0 = 90^\circ$:

$$d\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \cos^5 \varphi \cdot \frac{dP}{Z^2}$$

Der Grenzwinkel φ_0 ist angenommen zu.

$$\varphi_0 = 50^\circ + Z/d.\ 5^\circ \text{ für } Z/d < 8{,}0 \text{ (d = Durchm. der Platte)}$$

Für $Z/d > 8{,}0$ ist mit $\varphi_0 = 90^\circ$;

$$d\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \cos^5 \varphi \cdot \frac{dP}{Z^2}$$

The limiting angle φ_0 is assumed to be :

$$\varphi^\circ = 50^\circ + Z/d.\ 5^\circ \text{ for } Z/d < 8{,}0 \text{ (d = diam. of the plate)}$$

For $Z/d > 8{,}0$ with $\varphi_0 = 90^\circ$;

$$d\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \cos^5 \varphi \cdot \frac{dP}{Z^2}$$

die Kurve der Strohschneider-Versuche. Wir möchten vorschlagen, für Rechnungen nach der Strohschneider Formel den Winkel φ_0 nach der Beziehung $\varphi_0 = 50^\circ + \frac{Z}{D} \cdot 5^\circ$ zu ermitteln. Diese φ_0 Linie ist auf Fig. 4 stark ausgezogen dargestellt.

Fig. 5 zeigt für die verschiedenen Versuche die Werte $\frac{\sigma_{max}}{p_m}$ in Beziehung zu $\frac{Z}{D}$ (p_m = mittl. Bausohlenpressung, σ_{max} = lotrechte Bodenspannung in der

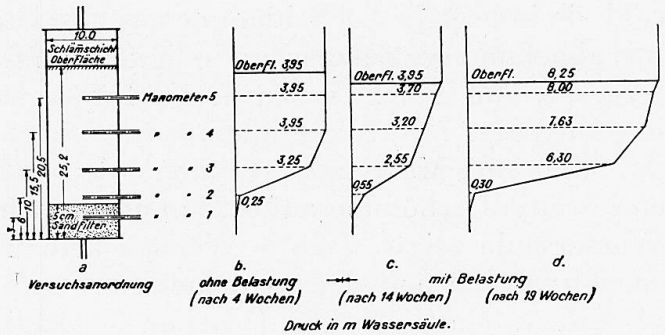

Fig. 7.

Surface de la couche de limon. — Schlammschicht Oberfläche. — Surface of cleansing layer.
Filtre à sable. — Sandfilter. — Sandfilter.
Dispositif d'essai. — Versuchsanordnung. — Test arrangement.
Surface. — Oberfläche. — Surface.
Sans charge (au bout de 4 semaines). — Ohne Belastung (nach 4 Wochen). — Without loading (after 4 weeks).
En charge (au bout de 14 semaines) (au bout de 19 semaines). — Mit Belastung (nach 14 Wochen) (nach 19 Wochen). — With loading (after 14 weeks) (after 19 weeks).
Pression en mm. d'eau. — Druck in mm Wassersäule. — Pressure in mm water column.
Manomètre. — Manometer. — Pressure gauge.

Plattenmitte in der Tiefe z. Die Kurven weichen besonders bei kleinen $\frac{Z}{D}$ Werten sehr von einander ab. Die für $\varphi_0 = 50^\circ + \frac{Z}{D} \cdot 5^\circ$ errechnete Kurve ist stark ausgezogen dargestellt.

Fig. 6 zeigt für 2 verschieden grosse Platten von 1,0 m² und 10,0 m² Grundfläche die nach Strohschneider errechnete Bodenpressung unter der Plattenmitte in verschiedener Tiefe Z. Die Druckverteilung unter den starren, kreisförmigen Platten ist parabolisch angenommen. Beide Platten haben die gleiche mittlere Bodenpressung $p_m = 3{,}0$ kg/cm². Man sieht, dass der Druck der grossen Platte in viel grössere Tiefen reicht als der der kleinen Platte. Sie kann somit Bodenschichten erfassen und verdichten, die ausserhalb des wirksamen Druckbereiches der kleinen Platte liegen. Man muss daher bei den Schlussfolgerungen aus Probebelastungen besonders bei Boden wechselnder Zusammensetzung sehr vorsichtig sein.

2. — Wasserdruck in bindigen Böden.

Fig. 7 zeigt einen Apparat, der den Wasserdruck in verschiedener Höhe einer Bodenschlämme mit Hilfe von Manometern von äusserst geringem Wasserverbrauch anzeigt. Es handelt sich bei dem Boden um einen lössartigen Lehm, der in rd. 20 cm Höhe in einzelnen Schichten unter 1,65 m Was-

serdruck eingeschlämmt wurde auf ein unten im Apparat befindliches Kiesfilter.

Durch den Versuch war festzustellen, ob die Schlämme nur im unteren direkt auf dem Kies liegenden Teil gegen Wasserdurchzug dichtete, oder ob der ganze Schlämmkörper an der Drucküberträgung der Wassersäule teilnimmt. Sofort nach Einschlämmen der ersten, etwas über das 2. Manometer reichenden Schicht trat eine erhebliche Verminderung der Durchflussmenge ein. Manometer 2 zeigte 1,65 m Wasserhöhe. Beim weiteren Einschlämmen sank der Druck in Manometer 2 und erreichte 0,2 m Wassersäule als die Schlämme 0,17 m hoch war. Die Manometer 3 bis 5 zeigten den vollen Wasserdruck von 1,65 m, obwohl sie innerhalb der Schlämme ausmündeten. Die Schlämme verdichtete sich mit abnehmender Setzgeschwindigkeit um 6 % ihrer ursprünglichen Höhe im Verlauf von 2 1/2 Wochen. Nach Steigerung des Druckes auf 3,95 m Wassersäule (Fig. 7 b) zeigte Manometer 3 einen geringen Druckabfall auf 3,25 m, während Manometer 4 und 5 den vollen Wasserdruck behielten. Auch eine weitere Erhöhung auf 8,25 m und anschliessendes Absenken auf 1,65 m Wassersäule zeigte nach 6 Wochen keinen Druckabfall zwischen der Dichtungsoberfläche und den Manometern 4 und 5, einen geringen Abfall zwischen 4 und 3, einen starken Druckunterschied zwischen 3 und 2 und einen schwachen Abfall zwischen 2 und 1 (Fig. 7 b).

Um die Wirkung einer schützenden Kiesschicht auf die Schlämme festzustellen, wurde sie durch eine durchlässige Platte mit 0,017 kg/cm² belastet. Es trat dadurch eine weitere Verdichtung der Schlämme um 10 % ihrer ursprünglichen Höhe ein. Auch die oberen Manometer zeigten jetzt einen geringen Druckabfall. Fig. 7 *c* und *d* zeigen die Druckverteilung bei 3,95 m und 8,25 m Wassersäule nach 14 bezw. 19 Wochen Durchsickerung. Die Hauptdichtung und damit der grösste Druckabfall liegt zwischen Manometer 2 und 3. Es müssen sich hier beim Einschlämmen besonders feine Teile abgelagert haben. Die Durchlässigkeitsziffer nach der Formel von Darcy wurde für diese Schicht zu $k = 0{,}9 \times 10^{-4}$ cm/Min. bestimmt.

Wurde der Abfluss des Apparates gesperrt, so stieg in kurzer Zeit der Druck in sämtlichen Manometerrohren auf den vollen oberhalb der Schlämme herrschenden Wasserdruck. Die Oberfläche des Kiesfilters hatte dann nur das Gewicht der festen Schlämmteilchen zu tragen, vermindert um ihren Auftrieb. Sobald der Abfluss des Apparates soweit geöffnet wurde, dass im Filter kein Wasserdruck herrschte, hatte die Filteroberfläche ausser dem bereits angegebenen Gewicht das Gewicht der Wassersäule zu tragen, das durch die Reibung des durchziehenden Wassers auf die Schlämmteilchen übertragen wurde.

3. — Verdichtungsversuche mit bindigem Boden.

Die Versuche unterscheiden sich von denen ähnlicher Art dadurch, dass grössere Bodenproben (Bodenzylinder von rd. 17 cm Höhe) genommen wurden. Bei den verwendeten hohen Drücken (bis 10,0 kg/cm²) und der geringen Durchlässigkeit der Tonprobe zogen sich die Versuche über 1 1/2 Jahre hin. Sie wurden im thermostatischen Raum ausgeführt, um den Einfluss von Temperaturänderungen auszuschalten. Die Art der verwendeten Apparate gestattete gleichzeitig, den bei senkrechter Belastung in der Probe auftretenden Seitendruck zu messen.

Fig. 8 zeigt die verwendete Apparatur. Ein starkwandiger Glaszylinder ist durch eine metallene Bodenplatte und durch einen Deckel abgeschlossen, in dem sich ein Zylinder mit Kolben befindet. Der Kolben dient zur Belastung der Bodenprobe, welche sich in dem mit Wasser gefüllten Glaszylinder befindet. Die Bodenprobe ist gegen ihren Wassermantel durch eine dünne Gummihaut abgeschlossen. Sie wird bei der Belastung seitlich durch den

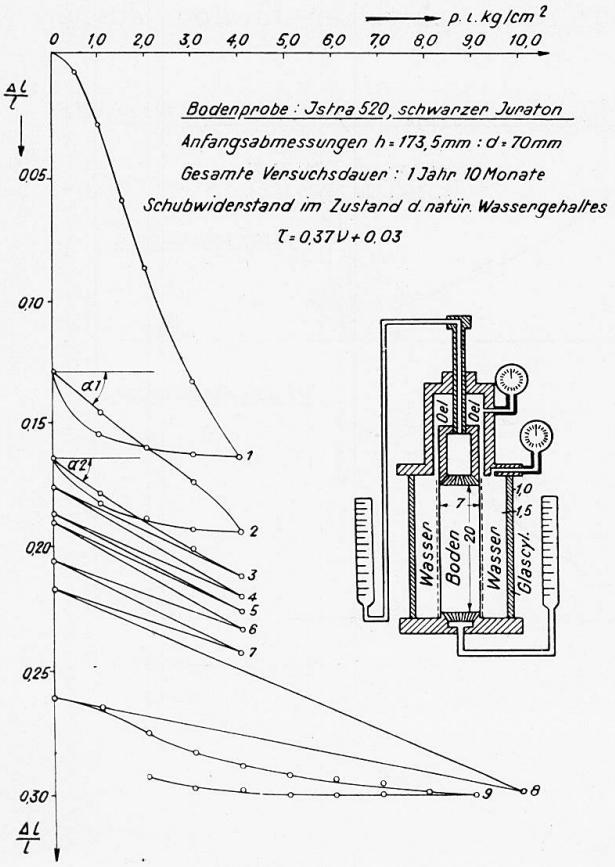

Fig. 8.

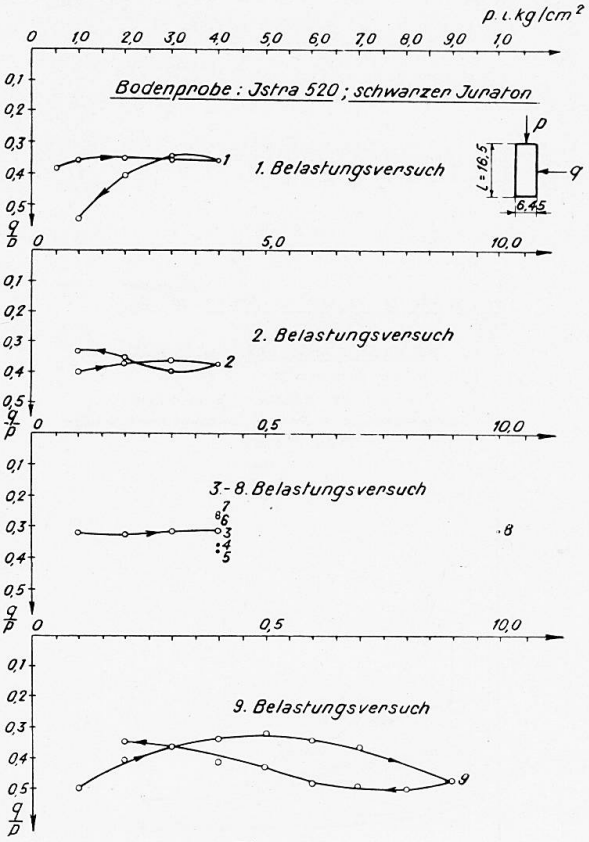

Fig. 9.

Fig. 8. — Essai de sol Istra 520, argile jurassique noire. — Bodenprobe : Istra 520, schwarzer Juraton. — Soil test . Istra 520, black Jura clay.

Dimensions au début de l'essai h = 173,5 mm — d = 70 mm. — Anfangsabmessungen... —Initial measurements.....

Durée totale de l'essai 1 an et 10 mois. — Gesamte Versuchsdauer : 1 Jahr 10 Monate. — Total duration of test : 1 year 10 months.

Résistance à l'état naturel d'humidité. — Schubwiderstand im Zustand d. natür. Wassergehaltes... — Shear resistance in state with natural water content...

Huile. — Oel. — Oil.

Eau. — Wasser. — Water.

Sol à étudier. — Boden. — Soil.

Cylindre de verre. — Glaszylinder. — Glass cylinder.

Fig. 9. — Essai de sol Istra 520, argile jurassique noire. — Bodenprobe : Istra 520, schwarzer Juraton. — Soil test : Istra 520, black Jura clay.

Essai de charge ... — Belastungsversuch. — ... loading test.

Wassermantel gehalten und ist dadurch in ihrer Seitenausdehnung ausserordentlich beschränkt. Andererseits tritt beim Setzen der Probe während der Belastung keine Reibung an den Seitenwandungen auf. Die seitliche Führung der Probe durch eine Wasserhülle und ihre Sicherung gegen das Eindringen

des Wassers durch eine Gummihaut wurde bei diesem Apparat zum erstenmal durchgeführt. Die Belastung des Kolbens geschieht durch Druckluft unter Zwischenschaltung von Oel als Drucküberträger. Das Porenwasser, welches dem Boden während der Belastung ausgepresst wird, kann an den Stirnenden der Probe durch feine Bohrungen ausfliessen und wird in besonderen Messgläsern gemessen. Die Bewegung des Kolbens und damit das Setzen der Probe wird durch eine Messuhr mit 1/100 mm Genauigkeit gemessen.

Fig. 8 zeigt die Verdichtungskurve für einen schwarzen Juraton, dessen

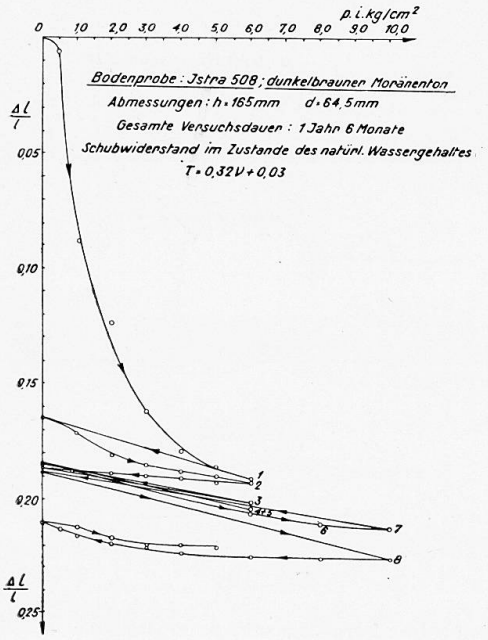

Fig. 10.

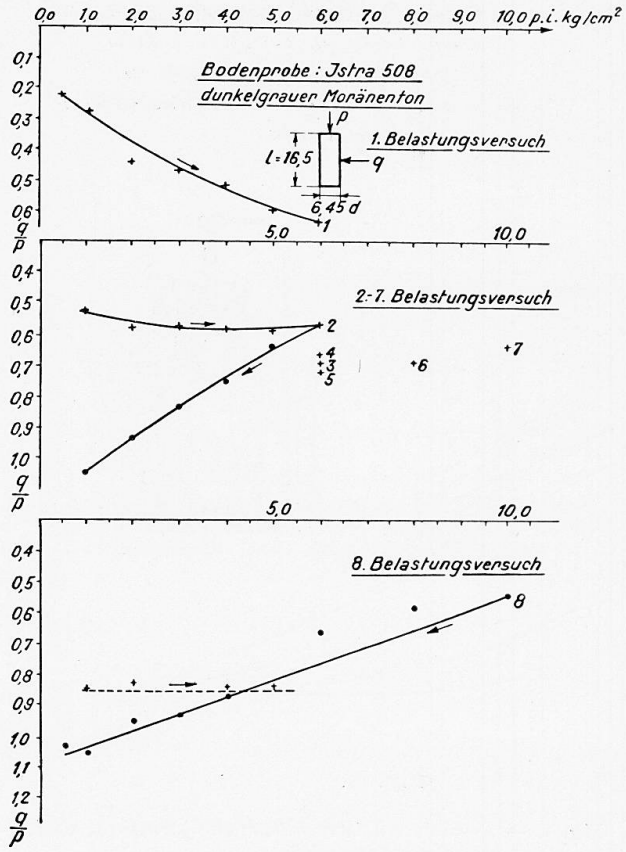

Fig. 11.

Fig. 10. — Essai de sol Istra 508, argile morainique brun-foncé. — Bodenprobe : Istra 508, dunkelbrauner Moränenton. — Soil test : Istra 508, dark-brown Moraine clay.
Dimensions. — Abmessungen . — Measurements.
Durée totale de l'essai : 1 an 6 mois. — Gesamte Versuchsdauer: 1 Jahr 6 Monate. — Total duration of test : 1 year 10 months.
Résistance à l'état naturel d'humidité. — Schubwiderstand im Zustande des natürl. Wassergehaltes. — Shear resistance in state with natural water content.

Fig. 11. — Essai de sol Istra 508, argile morainique gris-foncé. — Bodenprobe : Istra 508, dunkelgrauer Moränenton. — Soil test : Istra 508, dark-gray Moraine clay.
Essai de charge. — Belastungsversuch. — Loading test.

Schubwiderstand im Zustande des natürlichen Wassergehaltes zu

$$\tau = 0{,}37\ \nu + 0{,}03$$

bestimmt wurde. Der Boden wurde mehrfach ent- und belastet. Der Elastizitätsmodul des verdichteten Bodens ergab sich nach erstmaliger Ent-

und Belastung zu $E_1 = \text{ctg}\ \alpha_1 = 63$ kg/cm². Bei der nächsten Ent- und Belastung ergab sich $E_2 = \text{ctg}\ \alpha_2 = 80$ kg/cm². Die Federung des Bodens war also geringer geworden. Mehrfache Ent- und Belastungen des Bodens bis 10 kg/cm² bewirkten ein ständiges weiteres Verdichten des Bodens. Der Versuch wird noch fortgesetzt und zwar mit Drücken bis 10 kg/cm², um die Aenderung von E zu verfolgen.

Fig. 9 zeigt das Verhältnis des Seitendruckes q zum Belastungsdrucke p des Bodens bei den verschiedenen Be- und Entlastungen. Es schwankt zwischen 0,3 und 0,5 und zeigt Hysteresisschleifen. Man wird für den mittleren Teil der Probe p und q als Hauptspannungen ansehen können. Für $\text{tg}\ \rho = 0{,}37$ ist für den Fall des Auftretens von Gleitbewegungen in dem Probekörper $\frac{q}{p} = 0{,}48$. Dieser Wert stellt den Kleinstwert dar. Da die gemessenen Werte $\frac{q}{p}$ fast alle $< 0{,}48$ sind, muss die Kohäsien der Bodenprobe durch die erheblichen Verdichtungen gegenüber dem Schubwiderstandsversuche vermehrt worden sein.

Fig. 10 zeigt die Verdichtungskurven für einen dunkelbraunen Moränenton, dessen Schubwiderstand im Zustande des natürlichen Wassergehaltes

$$\tau = 0{,}32\ \nu + 0{,}03$$

beträgt. Bei Belastungen bis 6,0 kg/cm² wurde der Elastizitätsmodul nach mehrfachen Ent- und Belastungen für $p = 2{,}0$ kg/cm² zu $E = 320$ kg/cm² ermittelt.

Fig. 11 zeigt, dass das Verhältnis $\frac{q}{p}$ wesentlich höher liegt als bei der vorher erwähnten Probe (Fig. 9). Nach dem Reibungswiderstande des Bodens muss für $\text{tg}\ \rho = 0{,}32$ das Verhältnis $\frac{q}{p} = 0{,}52$ sein, so lange Verschiebungen der Bodenteilchen innerhalb der Probe stattfinden, die den vollen Reibungswiderstand auslösen. Die gemessenen Werte liegen besonders am Ende des Versuches wesentlich höher. Es wird das daran liegen, dass der stark verdichtete Boden nur noch wenig Bewegungen ausführte, sodass auch die grösste auftretende Spannungsabweichung von der Flächennormalen nur gering war, das Spannungsellipsoid sich also der Kugel näherte.

Die mitgeteilten Untersuchungsergebnisse stellen nur kleine Beiträge zu den verschiedenen Fragen dar, die sich aus dem Gebiete des Erdbaues und besonders aus dem der Flachgründungen ergeben und die nur durch zahlreiche und sorgfältige Bodenuntersuchungen in Verbindung mit der Beobachtung des Verhaltens des Bodens unter fertigen Bauwerken ihre Beantwortung finden werden.

Traduction.

La section d'étude des terrains de la station d'Essai des Constructions Hydrauliques et Navales de Berlin s'est occupée de recherches dans le domaine de la capacité de charge des terrains de fondation. Quelques-uns des résultats obtenus sont indiqués ci-après.

1. — Essais avec dalles de charge.

La figure 1 représente la disposition adoptée pour un essai de charge au cours duquel ont été essayés les appareils électromagnétiques de compression fabriqués par la firme Fuess, de Steglitz. Ces appareils sont destinés à la mesure des contraintes verticales dans le sol sous l'influence d'une charge. La charge a été appliquée sous forme d'une dalle de béton armé de 1 mètre carré, rigide et circulaire. Les capsules de mesure ont été placées à la base d'un lit de sable de 0,50 m d'épaisseur, soigneusement nourri et battu, symétriquement par rapport à l'axe de la dalle. Au-dessous des capsules de mesure, se trouvait un sable dont l'épaisseur n'avait pas été sondée.

La dalle a été tout d'abord chargée à 10 tonnes, puis soumise à des augmentations progressives de 5 en 5 tonnes jusqu'à 50 tonnes, avec décharges intermédiaires. La figure 2 représente les affaissements du milieu de la dalle par rapport à la charge. On a tracé en traits discontinus une courbe parabolique correspondante. La courbe accuse un très fort affaissement de la dalle jusqu'à 0,22 m, qui a malheureusement rendu vaines les mesures de précision qui étaient prévues sur les mouvements de la surface du sol à l'extérieur de la dalle. La figure 3 indique les contraintes accusées par les capsules de mesure pour la charge finale de 50 tonnes (courbe en traits pleins), et qui s'écartent notablement, en particulier, sur les bords, des contraintes calculées d'après la formule de Strohschneider (en trait discontinu). La cause de cet écart est vraisemblablement la forte déformation que subit la surface de mesure à la fin de l'essai et celles qui en résultent pour les capsules elles-mêmes. La figure 1 montre l'affaissement très prononcé de la dalle et la compression effective relativement faible du lit de sable au-dessus du plan de mesure, n'atteignant que 3 cm. environ, soit 6 % de son épaisseur, ainsi qu'un déplacement latéral et une déformation du bord des capsules de mesure latérales. L'épaisseur du lit de sable a été réduite de 10 cm, soit 20 % de son épaisseur initiale, malgré la faible valeur des contraintes verticales dans le sol vis-à-vis du centre de la dalle. Il s'est donc manifesté, dans cette zone, des efforts horizontaux importants, qui ont refoulé le sol latéralement. Ce point de vue est confirmé par l'augmentation du déplacement horizontal subi par les capsules de mesure vers l'extérieur ; ce déplacement augmente avec la diminution des contraintes verticales et des déplacements verticaux. Il m'a paru intéressant d'observer que les capsules de mesures qui sont les plus voisines de l'axe de la dalle se sont rapprochées l'une de l'autre et par suite de l'axe de la dalle de 5 à 7 mm. Ceci semble appuyer l'hypothèse suivant laquelle la dalle refoule le sol devant elle suivant le tracé d'un cône ayant son sommet vers le bas, ce qui a pour effet de refouler les autres parties du sol latéralement, ce cône étant lui-même ainsi soumis à de fortes pressions enveloppantes, qui provoquent sa compression. Il faut attirer également l'attention sur ce fait que la surface de mesure, primitivement plane, subit une courbure, dont la section en diagonale, que permet de repérer la position des capsules de mesure, accuse une allure semblable à celle de la courbe de répartition des contraintes verticales dans le sol. Il est à recommander, lorsque l'on fait intervenir des charges de cet ordre, de suivre les mouvements du sol en y incorporant des témoins.

Dans le calcul des contraintes verticales du sol, dans les sols sans cohésion, (figure 3), suivant la formule de Strohschneider :

$$\sigma_z = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \frac{(\cos\varphi - \operatorname{ctg}\varphi_0 \sin\varphi)\cos^4\varphi}{Z^2(1-\cos\varphi_0)}$$

et particulièrement pour de grandes surfaces de fondation, le choix de φ_0 présente des difficultés. Nous avons donc cherché à déduire quelques précisions, en ce qui concerne la valeur de φ_0, des indications qui ont déjà été publiées sur les résultats des mesures des contraintes dans le sol. Nous avons admis : la répartition parabolique de la pression exercée par le radier avec symétrie par rapport à l'axe, la forme circulaire rigide de la dalle, l'action verticale de la charge, l'addition en un point des contraintes verticales provoquées par différentes charges. Si l'on se base sur les désignations de la figure 5, on peut exprimer comme suit la contrainte verticale σ_{max} dans le milieu de la dalle :

1. — Cas de $\bar{\varphi} < \varphi_0$

$$\frac{\rho_{max}}{p_{max}}(1-\cos\varphi_0) = 1 - 2(1-\cos\bar{\varphi})\operatorname{ctg}^2\bar{\varphi}\ldots$$

$$\ldots - \operatorname{ctg}\varphi_0\left(\sin\bar{\varphi} + 3\operatorname{ctg}^2\bar{\varphi} - ln\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\bar{\varphi}}{2}\right)\right)$$

2. — Cas de $\bar{\varphi} > \varphi_0$.

$$\frac{\sigma_{max}}{p_{max}} = 1 - \frac{\operatorname{ctg}^2\bar{\varphi}}{1-\cos\varphi_0}\left[2 + \cos\varphi_0 - 3\operatorname{ctg}\varphi_0 .\ ln\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi_0}{2}\right)\right]$$

D'après les essais, on connaît σ_{max} p_m et par suite p_{max}, $r = \frac{1}{2D}$ et Z. A partir des formules 1 et 2 qui ont été données plus haut, on peut alors calculer φ_0. Ce calcul a été effectué pour les essais qui nous intéressent. Les valeurs de φ_0 sont portées sur la figure 4 en fonction de Z/D. La courbe correspondant aux essais de Strohschneider a une allure analogue. Nous proposons de déterminer l'angle φ_0 pour le calcul d'après la formule de Strohschneider, en adoptant la relation ;

$$\varphi_0 = 50^\circ + \frac{Z}{D} \cdot 5^\circ$$

La courbe ainsi obtenue est indiqué en trait plein continu sur la figure 4.

La figure 5 donne les valeurs de $\frac{\sigma_{max}}{p_m}$ en fonction de Z/D pour les différents essais (p_m = pression moyenne du radier, σ_{max} = contrainte verticale dans le sol au milieu de la dalle à la profondeur Z). Les courbes s'écartent considérablement l'une de l'autre, particulièrement pour les faibles valeurs de Z/D. La courbe obtenue avec $\varphi_0 = 50^\circ + \frac{Z}{D} \cdot 5^\circ$ est tracée en trait plein continu.

La figure 6 indique la pression dans le sol sous le milieu de la dalle, à différentes profondeurs Z, calculée d'après la formule de Strohschneider, pour 2 dimensions différentes de la dalle : 1 m² et 10 m². La répartition de la pres-

sion au-dessous des dalles circulaires rigides a été supposée parabolique. Les deux dalles donnent la même pression moyenne au sol $p_m = 3$ kg/cm². On voit que la pression exercée par la dalle la plus grande intéresse des profondeurs beaucoup plus importantes que celle de la plus petite dalle. La grande dalle exerce donc son influence sur des couches qui sont situées en dehors de la zone d'influence de la petite dalle. Il faut donc être très circonspect lorsque l'on tire une conclusion à partir d'essais de charge, particulièrement lorsqu'il s'agit de sols de compression effective variable.

2. — Influence de la pression hydrostatique dans les sols cohérents.

La figure 7 a représente un appareil qui indique la pression de l'eau en différentes hauteurs d'une couche de limon noyé, à l'aide de manomètres accusant une consommation d'eau extrêmement faible. Il s'agit ici d'un limon calcaire, d'une épaisseur de 20 cm environ, en différentes couches, noyé sous 1,65 m d'eau, au-dessus d'un filtre à gravier situé à la partie inférieure de l'appareil.

L'essai avait pour but de déterminer si le limon s'opposait au passage de l'eau uniquement dans les couches inférieures situées directement sur le gravier, ou si la totalité de l'épaisseur de la couche participait à la transmission de la pression exercée par la colonne d'eau. Dès l'introduction de la première couche atteignant un niveau supérieur au manomètre n° 2, il se produisit une notable diminution de l'écoulement d'eau. Le manomètre n° 2 indiquait une hauteur d'eau de 1,65 m. En continuant les additions de limon, on constata que la pression tombait dans le manomètre n° 2, atteignant 0,2 m, pour une épaisseur de limon de 0,17 m. Les manomètres 3 à 5 accusaient la pleine hauteur d'eau de 1,65 m, quoique débouchant dans le limon. La vitesse de dépôt diminuant, le limon se tassa de 6 % de la hauteur initiale en 2 semaines 1/2. En augmentant la pression d'eau à 3,95 m (figure 7 b), le manomètre 3 accusa une faible chute de pression, allant à 3,25 m, tandis que les manomètres 4 et 5 continuaient à indiquer la pleine pression. Une nouvelle augmentation de la hauteur d'eau à 8,25 m, suivie d'une réduction à 1,65 m ne produisit, après 6 semaines, aucune chute de pression entre la surface d'arrêt et les manomètres 4 et 5 ; on constata une légère chute de pression entre 4 et 3, une forte différence de pression entre 3 et 2 et une faible chute entre 2 et 1 (fig. 7 b).

Pour déterminer l'influence qu'exercerait une couche de gravier de protection au-dessus du limon, celui-ci fut chargé au moyen d'une plaque perméable, à raison de 0,017 kg/cm². Il se produisit un tassement ultérieur du limon de 10 % de sa hauteur initiale. Les manomètres supérieurs accusèrent alors eux aussi une faible chute de pression. Les figures 7 c et d traduisent la répartition de la pression pour des hauteurs d'eau de 3,95 et 8,25 m. après 14 et 19 semaines d'infiltration. C'est entre les manomètres 2 et 3 que l'on constate le maximum de compacité et par suite la plus forte chute de pression. Il est probable qu'au cours du dépôt du limon, c'est à cet endroit que se sont déposées les particules les plus fines. Le coefficient de perméabilité d'après la formule de Darcy a atteint pour cette couche k = 0,9. 104- cm/min.

En arrêtant l'écoulement de l'eau, la pression monta rapidement dans tous

les tubes des manomètres jusqu'à la pleine valeur de la pression d'eau au-dessus du limon. La surface du filtre à gravier n'avait plus alors à supporter que le poids des particules solides de limon, diminué de la poussée hydrostatique correspondante. En ouvrant à nouveau l'écoulement de l'eau de l'appareil, dans une proportion telle qu'il ne règne plus aucune pression d'eau sur le filtre, la surface du filtre se trouvait avoir à supporter, outre le poids indiqué ci-dessus, celui de la colonne d'eau résiduelle provenant du frottement de l'eau à son passage entre les particules de limon.

3. — Essais de compression sur des sols cohérents.

Ces essais se distinguent des autres essais de même nature par ce fait que l'on a adopté des échantillons d'essai de plus grandes dimensions (cylindres d'environ 17 cm de hauteur). Les essais se sont prolongés sur plus d'un an et demi, par suite des hautes pressions qui ont été mises en jeu et de la faible perméabilité des échantillons d'argile. Ils ont été effectués dans un espace « thermostatique » afin d'éliminer l'influence de la température. La nature des appareils employés a également permis de mesurer la pression latérale provoquée, dans les échantillons, par l'action des charges verticales.

La figure 8 représente l'appareil employé. Un cylindre de verre à parois épaisses est fermé au moyen d'une plaque métallique et d'un couvercle, dans lequel se trouve un cylindre muni d'un piston. Le piston permet de mettre en charge l'éprouvette (constituée avec le sol à essayer) qui se trouve dans le cylindre de verre rempli d'eau. L'échantillon lui-même est séparé de son enveloppe d'eau au moyen d'une mince feuille de caoutchouc. Il est maintenu latéralement par l'enveloppe d'eau pendant la mise en charge et par suite considérablement limité dans son expansion latérale. Par ailleurs, il ne se produit aucun frottement sur les parois latérales au cours de la mise en forme de l'échantillon pendant la mise en charge. Le guidage latéral de l'échantillon par une chemise d'eau et l'étanchéité qu'assure en sa faveur la feuille de caoutchouc ont été réalisés pour la première fois avec ce dispositif. L'action de charge exercée par le piston est commandée à l'air comprimé, avec transmission par huile. L'eau de capillarité qui est exprimée hors de l'échantillon pendant la mise en charge peut s'écouler à l'extrémité de l'échantillon à travers des trous très fins et est mesurée dans des éprouvettes spéciales graduées en verre. Le mouvement du piston et par suite la compression de l'échantillon sont mesurés avec une précision de 1/100 de millimètre.

La figure 8 représente la courbe de compression d'une argile jurassique noire, dont la résistance à l'état d'humidité naturelle a été trouvée égale à

$$\tau = 0.37\,\nu + 0{,}03$$

Elle a été soumise à plusieurs séries de charges et de décharges. Le module d'élasticité de ce sol comprimé a atteint après la première série de charge et décharge, $E_1 = \text{ctg}\ \alpha_1 = 63$ kg/cm² Après la série de charge et décharge suivante, il a atteint $E_2 = \text{ctg}\ \alpha_2 = 80$ kg/cm². L'élasticité du sol était donc devenue plus faible. Une succession de charges et de décharges allant jusqu'à 10 kg/cm² provoqua une augmentation régulière de la compression de ce sol.

L'essai se continue afin de suivre les variations de E, avec des pressions allant jusqu'à 10 kg/cm².

La figure 9 indique le rapport entre la pression latérale q et la pression de charge du sol au cours des différentes charges et décharges. Ce rapport oscille entre 0,3 et 0,5, en parcourant une boucle hystérétique. Pour la partie moyenne de l'échantillon, on peut considérer p et q comme contraintes principales. Pour tg $\rho = 0{,}37$ et à l'apparition de mouvements de glissement dans l'échantillon, $q/p = 0{,}48$. Cette valeur représente le minimum. Comme les valeurs mesurées de q/p sont presque toutes inférieures à 0, 48, il faut en conclure que la cohésion du sol de l'échantillon s'est trouvée augmentée par les essais de compression par rapport à la valeur donnée par les essais de résistance à l'état normal.

Le cliché 10 donne les courbes de compression pour une argile morainique brun-foncé, dont la résistance à l'état normal d'humidité atteint

$$\tau = 0{,}32\nu + 0{,}03.$$

Pour des charges allant jusqu'à 6 kg/cm², le module d'élasticité, pour $p = 2$ kg/cm², a atteint $E = 320$ kg/cm², après plusieurs cycles de charges et de décharges.

La figure 11 montre que le rapport q/p est sensiblement plus élevé que dans les échantillons précédents (figure 9). D'après la résistance au frottement, le rapport q/p doit être égal à 0,52 pour tg $\rho = 0{,}32$, tant qu'il se produit, à l'intérieur de l'échantillon, des déplacements des particules, qui ne permettent pas à la résistance au frottement de se manifester pleinement. Les valeurs mesurées sont, particulièrement à la fin de l'essai, sensiblement plus élevées. Le sol, qui se trouvait alors fortement tassé, n'accusait plus que des mouvements internes très faibles, de telle sorte que le maximum d'écart de tension par rapport à la normale à la surface restait très faible et que l'ellipse des tensions tendait vers une sphère.

Les résultats d'essais ainsi communiqués ne constituent d'ailleurs qu'une faible contribution aux différentes questions qui se posent dans le domaine de l'étude des terrains et des fondations planes, questions qui ne seront résolues que par de nombreuses études très poussées, appuyées par l'observation du comportement du sol et des constructions elles mêmes.

Dr. Ing. K. W. MAUTNER,

Professor, Direktor i. Fa. Neue Baugesellschaft Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt a. M.

Im Nachfolgenden bringe ich einen Beitrag zur Frage der Setzungsgrösse in Abhängigkeit von der Grösse der belasteten Fläche. Bereits im Jahre 1928 sind auf meine Veranlassung vergleichende Messungen der Setzungen probebelasteter Pfeiler von 50 × 50 cm (Bodenbelastungsversuch nach Baurat Künzel) und der Senkungen der Eisenbetongrundplatten zweier Schornsteine vorgenommen worden. Die Schornsteinfundamentplatte hatte Achteckgestalt mit eingeschriebenem Kreis von rd. 26 m Durchmesser. Die Schornsteine

hatten bei 140 m Höhe einen oberen lichten Durchmesser von 7,50 bezw. 5,50 m und einen unteren von 9,90 bzw. 8,00 m. Die Abbildung Nr. 1 zeigt die Belastungsvorrichtung nach der Dreipfeilermethode. Die Abbildung Nr. 2 zeigt das Senkungspressungsdiagramm der Probebelastung und der am Bauwerk ausgeführten Messungen. Die Senkungen am Bauwerk sind bei gleicher Pressung wie bekannt vielmals grösser. Die Ergebnisse dieser Messungen, die meines Wissens den ersten grösseren Bauversuch auf diesem Gebiete darstellen, habe ich Herrn Prof. Dr. Kögler für seine Abhandlung über Baugrundprobebelastung (Bautechnik 1931, Heft 24) zur Verfügung gestellt.

Es konnte in jeder Belastungsphase die Gesamtsenkung gemessen werden. Eine Trennung nach 1. elastischer, 2. unelastischer, 3. Gleitsenkung, ist daher nur auf Grund von Wahrscheinlichkeitsschlüssen möglich.

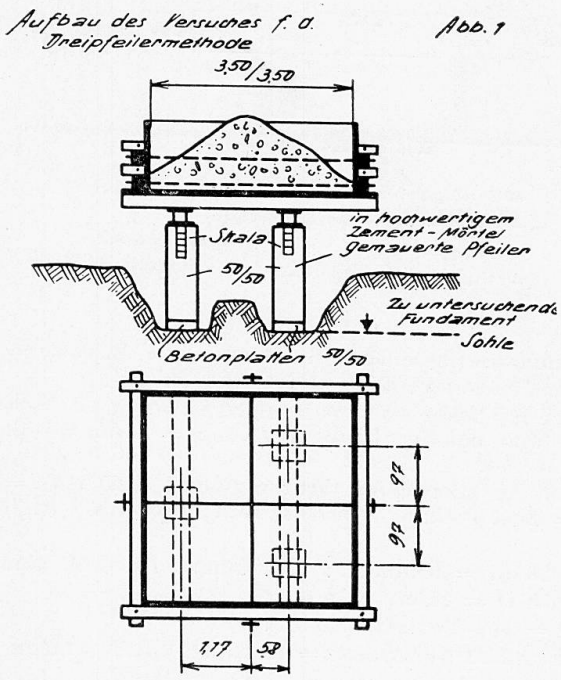

Fig. 1. — Montage du dispositif d'essai par la méthode des trois poteaux = Aufbau des Versuches f. die Dreipfeilermethode = Test arrangement for the three-pillar method. — Échelle = Skala = Scale. — Semelles de béton = Betonplatten = Concrete slabs. — Poteaux maçonnés au mortier de ciment à haute résistance = In hochwertigem Zement-Mörtel gemauerte Pfeiler = Pillars encased in high-grade cement mortar. — Sol de fondation à essayer = Zu untersuchende Fundament Sohle = Foundation soil to be tested.

Die Senkungen zu 2. « unelastische Senkungen » stehen im Zusammenhang mit der örtlichen Flächenpressung. Es ist anzunehmen, dass sie am Bauwerk in annähernd gleichem Verhältnis gegenüber der Probebelastung vergrössert sein wird, wodurch sich eine Trennung erübrigen dürfte.

Der Beginn der 3. Gleitsenkung äussert sich in der Senkungskurve durch ein rascheres Anwachsen der Senkungen. Die Belastungen über diesen Lastzustand hinaus wurden nicht verglichen.

Errechnet man unter der Annahme « $h = D$ » aus der gemessenen Senkung der Probebelastung bei einer bestimmten Pressung die Elastizitätsziffer des bis zu beliebiger Tiefe gleichartig gedachten Baugrundes, so stimmt diese Elastizitätsziffer mit der gleicherweise aus der Senkung des Bauwerkes errechneten nicht überein.

Wie Abb. 3 zeigt, befand sich in rd. 4,50 m beginnend eine besonders feste Schicht bestehend aus Tonmergel.

Reduziert man die errechneten elastischen Senkungen im Verhältnis $\frac{t}{(h+t)}$ und berechnet man aus den zwei Messungswerten die Elastizitätsziffer E und die Tiefe t, so ergibt sich für die Lage der als unnachgiebig zu betrachtenden Grenzebene $t = 6{,}03$ m, ein mit den angetroffenen Bodenschichten gut übereinstimmender Wert. Die Abb. 4 zeigt die Fundamentplatte und den Bau der 140 m hohen, in eiserner Schalung ausgeführten monolythischen Eisenbetonschornsteine.

Traduction.

Je me propose d'apporter, dans ce qui suit, une contribution à la question de l'importance de l'affaissement en fonction de la grandeur de la surface chargée. Dès l'année 1928, sur ma proposition, des mesures comparatives d'affais-

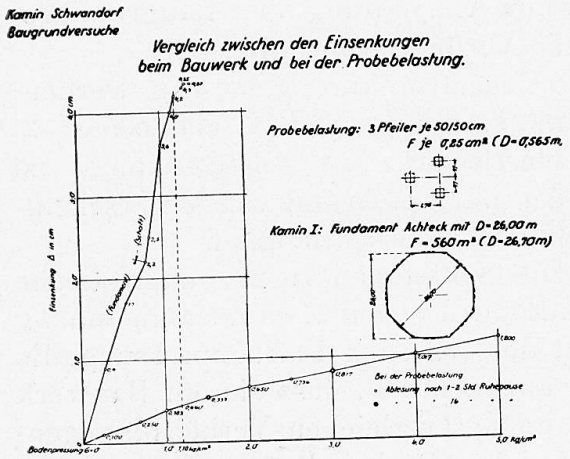

Fig. 2.

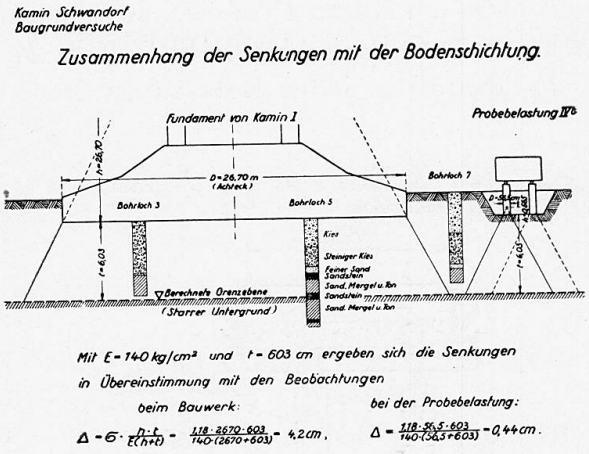

Fig. 3.

Fig. 2. — Essai du sol de fondation pour les cheminées de la centrale de Schwandorf, Bavière = Kamin Schwandorf, Baugrundversuche = Schwandorf chimney. Tests of foundation soil.

Comparaison entre les affaissements sous l'ouvrage lui-même et sous la charge d'essai = Vergleich zwischen den Einsenkungen beim Bauwerk und bei der Probebelastung = Comparison between sinking with the actual structure and at the tests.

Charge d'essai constituée par 3 poteaux de 50 × 50 cm (section de chaque poteau 0,25 m²) = Probebelastung 3 Pfeiler je 50/50 cm F je 0,25 m² = Test loading 3 pillars each 50/50 cm F each 0,25 m².

Cheminée n° 1 fondation octogonale, avec D = 26 m = Kamin I : Fundament Achteck mit D = 26,00 m = chimney I : foundation octagonal with D = 26 m.

Pour la charge d'essai = Bei der Probebelastung = At the test-sinking.

Lecture après 1 à 2 heures = Ablesung nach 1-2 Stunden Ruhepause = Readings after waiting 1-2 hours.

Fût = Schaft = Shaft.

Affaissement = Einsenkung = Sinking.

Fondation = Fundament = Foundation.

Fig. 3. — Essais des sols de fondation pour la cheminée n° 1 de la Centrale de Schwandorf = Kamin Schwandorf. Baugrundversuche = Schwandorf chimney. Tests of foundation soil.

Relation entre les affaissements et la stratification du sol = Zusammenhang der Senkungen mit der Bodenschichtung = Connection between sinking and strata.

Fondations de la cheminée n° 1 = Fundament von Kamin 1 = Foundation of chimney 1.

Octogone = Achteck = Octagon.

Trou de sondage = Bohrloch = Borehole.

Plan limite déterminé par le calcul = Berechnete Grenzebene = Calculated limit level.

Sous-sol consistant = Starrer Untergrund = Compact soil.

Gravier = Kies = Gravel.

Gros gravier = Steiniger Kies = Stony gravel.

Sable fin = Feiner Sand = Fine sand.

Grès = Sandstein = Sandstone.

Sable, marne et argile = Sand, Mergel und Ton = Sand, marl and clay.

Charge d'épreuve = Probebelastung = Test loading.

Avec E = 140 kg/cm² et t = 603 cm, on obtient des affaissements qui concordent avec les observations :

Pour l'ouvrage — Pour la charge d'essai

Mit E = 140 kg/cm² und t = 603 cm ergeben sich die Senkungen in Uebereinstimmung mit den Beobachtungen.

Beim Bauwerk — Bei der Probebelastung

With E = 140 kg/cm² and t = 603 cm, the sinkings as observed were.

In the actual structure — At the tests.

sements ont été entreprises sur des poteaux de 50 × 50 cm soumis à des charges d'essai (essai de charge au sol suivant M. Künzel) et sur des dalles de fondation en béton armé destinées à recevoir deux cheminées. Ces dernières dalles avaient une forme octogonale, le cercle inscrit ayant un diamètre de 26 m environ. Les cheminées avaient une hauteur de 140 m avec un diamètre intérieur au sommet de 7,50 et 5,50 m et un diamètre à la base de 9,90 et 8 m. La figure 1 représente le dispositif de mise en charge d'après la méthode des trois poteaux. La figure 2 donne le diagramme d'affaissement de la charge d'essai et de l'ouvrage lui-même. Pour une même valeur de la charge, les affaissements accusés par l'ouvrage lui-même sont plusieurs fois plus

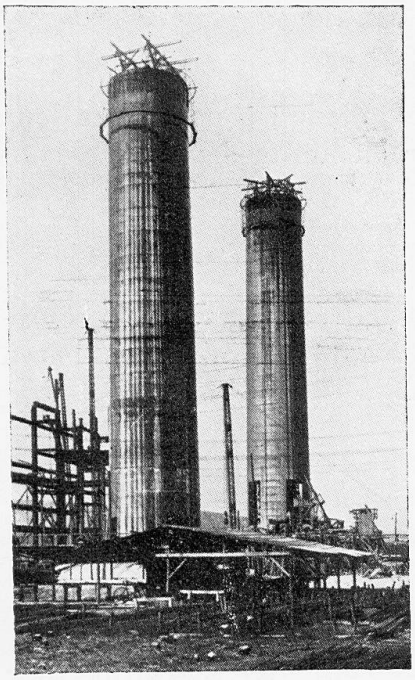

Fig. 4.

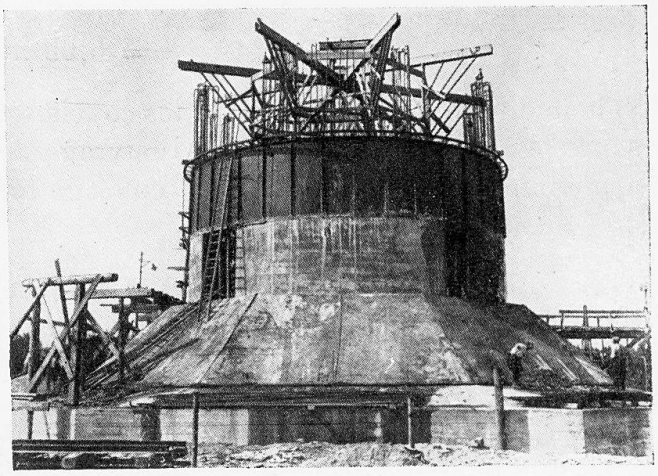

Fig. 5.

Fig. 4. — 2 Cheminées de 140 m de hauteur, en cours de construction à la Centrale de Schwandorf Bavière = 2 Schornsteine von 140 m Höhe im Bau auf dem Kraftwerk Schwandorf in Bayern = 2 chimneys, 140 m high, under construction at the Schwandorf Power Works in Bavaria.

élevés. J'ai mis les résultats de ces mesures à la disposition de M. le Professeur Dr. Kögler, pour son Mémoire sur les Essais de Charge des Sols de Fondation (Bautechnik, 1931, n° 24), car à mon avis, ce sont là les plus importants essais qui aient encore été effectués dans ce domaine.

On n'a pas pu mesurer l'affaissement global pour chacune des phases de la mise en charge. Il n'est donc possible de distinguer entre l'affaissement élastique (1), l'affaissement inélastique (2) et l'affaissement de glissement (3), qu'en se basant sur des conclusions de vraisemblance.

Les affaissements inélastiques (2) sont liés à la pression superficielle locale. Il est à supposer que sur l'ouvrage ils se sont trouvés accrus dans la même proportion par rapport à la charge d'essai, ce qui rend superflue une discrimination.

Le commencement de l'affaissement de glissement (3) se traduit sur la courbe d'affaissement par un accroissement subitement plus rapide des affaissements. A partir de cet état de charge, les charges n'ont plus été comparées.

Si l'on calcule le coefficient d'élasticité du sol de fondation supposé homogène jusqu'à une profondeur arbitraire, en se basant sur l'hypothèse $h = D$, à partir de l'affaissement mesuré de la charge d'essai pour une compression déterminée, le coefficient d'élasticité ainsi obtenu ne concorde pas avec la valeur calculée à partir de l'affaissement de l'ouvrage.

Ainsi que le montre la figure 3, il y avait une couche particulièrement résistante, commençant à environ 4,50 m et constituée par de la marne argileuse.

Si l'on réduit les affaissements élastiques calculés dans le rapport

$$\frac{t}{h + t}$$

et si on calcule le coefficient d'élasticité E et la profondeur t à partir des deux valeurs de mesure, on obtient pour la position du plan limite devant être considéré comme non susceptible de « céder » :

$$t = 6{,}03 \text{ mètres}$$

valeur qui concorde bien avec les couches de sol rencontrées. La figure 4 représente le radier de fondation et l'ouvrage de 140 m de haut, cheminée en béton armé monolithique exécutée en coffrage métallique.

Dr. phil. W. SPÄTH,
Barmen.

Aehnlich wie in neuerer Zeit erst die Erweiterung der Kenntnis der Werkstoffeigenschaften auf Ermüdungsfestigkeit, Dauerstandfestigkeit, innere Dämpfung etc. eine umfassende Beurteilung der Werkstoffe unter den Bedingungen der Praxis zu geben vermag, sind die dynamischen Einflüsse bei der Beurteilung der Tragfähigkeit des Bodens zu berücksichtigen. Dies ist heute durch Schwingungsprüfmaschinen möglich geworden, wie dies bereits von Herrn Ministerialrat Dr. Ellerbeck ausgeführt wurde. Diese Untersuchungsmethode, die heute von der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik Berlin (Prof. Hertwig) in ausgedehntem Masse angewandt wird, gibt die Möglichkeit, in die Mechanik des Erdbodens weiter einzudringen.

Gestatten Sie mir, kurz auf die neueste Type dieser Schwingungsprüfmaschinen für Bodenuntersuchungen einzugehen [1]. Das erste Lichtbild zeigt die Maschine fahrbereit an einen Lastwagen angehängt. Der eigentliche Schwinger ruht auf einem lafettenartigen Fahrgestell, und ist in einem geschlossenen Gehäuse eingebaut. Er besitzt vier Schwungmassen, die von zwei Motoren mit je drei PS Leistung angetrieben werden. Die Drehzahl der Schwungmassen

1. Herstellerin : Losenhausenwerk Düsseldorf-Grafenberg.

kann von 10 bis 60 Hertz geregelt werden. Die höchstzulässige Erregerkraft beträgt 2000 kg. Die Grundplatte des Schwingers besitzt einen Flächeninhalt von 1 m². Mittels entsprechender Zusatzeinrichtungen kann man auch andere Auflagerflächen einstellen, ebenso kann die Masse des Schwingers durch Zusatzgewichte verändert werden. Mit Hilfe leicht zu bedienender Vorrichtungen kann der Schwinger auf den Boden abgesetzt und die Lafette abgezogen werden.

Im zweiten Lichtbild ist die Versuchseinrichtung in Arbeitsstellung gezeigt. Links erkennt man die abgezogene Lafette, davor befinden sich einige Zusatzgewichte. In der Mitte des Bildes ist der Schwinger auf die zu untersuchende Stelle des Erdbodens abgesetzt. Rechts steht die elektrische Regeleinrichtung mit Wattmeter und Tachometer.

Traduction.

Au cours de ces dernières années, le développement de nos connaissances sur les caractéristiques de résistance des matériaux vis-à-vis des phénomènes

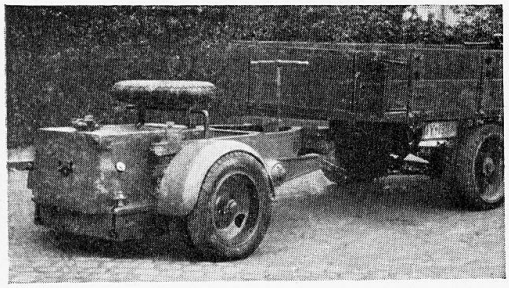

Fig. 1.

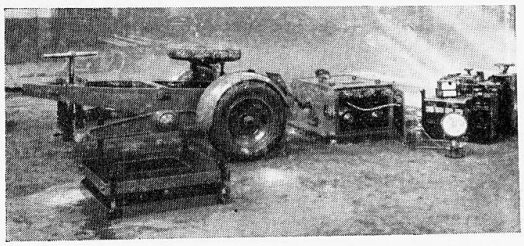

Fig. 2.

de fatigue, d'amortissement, etc..., a permis d'améliorer nos conceptions concernant la mise en œuvre de ces matériaux dans la pratique. Il en est de même en ce qui concerne l'influence des phénomènes dynamiques sur notre manière de concevoir la capacité de charge du sol. L'étude de la capacité de charge du sol est en effet maintenant possible au moyen des machines d'essai aux oscillations, ainsi que l'a déjà indiqué M. le Conseiller Ministériel Dr Ellerbeck. Cette méthode d'investigation, qui est actuellement très largement employée par le Laboratoire Allemand de Recherches sur la Mécanique du Sol de Berlin (Professeur Hertwig), offre la possibilité d'approfondir nos connaissances dans ce domaine.

Permettez-moi de vous donner quelques indications sur ce nouveau type de machines d'essai dynamique pour l'étude des sols [1]. Le premier cliché représente la machine en état de route, prise en remorque par un camion. L'oscillateur proprement dit est posé sur un châssis de flèche et est logé dans un coffret fermé. Il possède quatre masses oscillantes, qui sont entraînées par

1. Constructeur : Losenhausenwerk, Düsseldorf-Grafenberg.

deux moteurs de 3 chevaux chacun. La fréquence des masses oscillantes peut être réglée de 10 à 60 herz. L'excitation maximum possible atteint 2.000 kg. Le socle de l'oscillateur accuse une surface de 1 m^2. Au moyen de dispositifs supplémentaires, il est possible de réaliser des surfaces portantes plus importantes ; de même, on peut faire varier la masse en oscillation au moyen de masses supplémentaires. Grâce à des dispositifs simples, l'oscillateur peut être descendu sur le sol, le chariot étant dégagé.

Sur le deuxième cliché, on voit le dispositif d'essai en ordre de fonctionnement. A gauche, la remorque, devant laquelle se trouvent les masses additionnelles. Au milieu du cliché, on voit l'oscillateur placé sur l'endroit du sol à essayer. A droite, le dispositif électrique de réglage, avec wattmètre et tachymètre.