

**Conférences tenues lors de la réunion d'automne
à Bienne, le 22 novembre 1961**

**Kurzreferate, gehalten anlässlich der Herbsttagung
in Biel am 22. November 1961**

36a

Überreicht durch die

Schweizerische Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik
Société suisse de mécanique des sols et des travaux de fondations

Offert par la

Veröffentlichungen der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

Nr.		Nr.	
1 1957 vergriffen	P. Siedek Praktische Erfahrungen in der Frostforschung in Deutschland	14 1958 vergriffen	D. Bonnard et E. Recordon Les fondations des chaussées. Les problèmes de la portance et de la résistance au gel
2 1957 vergriffen	J. Zeller und H. Zeindler Vertikale Sanddrains, eine Methode zur Konsolidierung wenig durchlässiger, setzungsempfindlicher Böden		D. Bonnard, R. Desponds et E. Recordon Influence du gel sur la stabilité des voies ferrées. Constatations faites sur le réseau des Chemins de fer fédéraux — Mesures préconisées pour y porter remède
3 1957 vergriffen	Ch. Schaefer Zur Wahl von Dammprofilen bei Staudämmen	15 1958 vergriffen	G. Schnitter und J. Zeller Geotechnische Untersuchung des Untergrundes für den Staudamm Göschenenalp
4 1957 vergriffen	W. Eggenberger, J. Zeller und G. Mugglin Staudamm Göschenenalp Als Nr. 4a auch in italienischer Sprache erschienen	16 1958 vergriffen	W. Schaad Praktische Anwendung der Elektro-Osmose im Gebiete des Grundbaues
5 1957 vergriffen	A. von Moos Dimensionierung der Straßen bezüglich Sicherheit gegen Fros	17 1959 vergriffen	A. von Moos und H. Fuhr Geotechnische Probleme der neuen Walensee-Talstraße im Gebiete der Linthebene
6 1957 vergriffen	B. Gilg et M. Gavard Calcul de la perméabilité par des essais d'eau dans les sondages en alluvions		A. E. Süßbrunk Schwingungsmessungen. Untersuchungen über das dynamische Verhalten des Straßendamms bei ungünstigen Baugrundverhältnissen
7 1957 vergriffen	Ch. Schaefer und M. Halder Versuche über mechanische Grabenverdichtung in Einigen/ Thun	18 1959	G. Schnitter Aufbau der Straße
8 1957 vergriffen	A. Wackernagel Erddammbauten in Indien und Pakistan	19 1959	J. Huder und M. Groebli Die Entnahme von ungestörten Bodenproben
9 1959 vergriffen	Problèmes géotechniques dans le Val-de-Travers. Conférences tenues à la 2e Assemblée générale le 26 avril 1957 à Neuchâtel R. Ruckli: Eröffnungsansprache. — R. Haefeli: Die Pfahlfundation des Viaduktes von Travers. — R. Haefeli: Die Rutschung von Rosières. — E. Wegmann: Le cadre naturel des glissements de terrain du Val-de-Travers. — D. Bonnard et P. Schinz: Reprise en sous-œuvre du pont de Travers et construction des murs de berge. — D. Bonnard et P. Schinz: Viaduc du Crêt de l'Anneau (paraîtra plus tard). — J. E. Bonjour: Du compactage des matériaux routiers	20 1959 vergriffen	H. Zeindler Das Feldlaboratorium auf der Damm-Baustelle Göschenenalp
10 1958 vergriffen	Schweizerische Beiträge und Kurzreferate zum 4. Internationalen Kongreß für Bodenmechanik und Fundationstechnik, London, 1957 Kurzreferate, gehalten am 8. November 1957 anlässlich der Herbsttagung in Olten: A. v. Moos: Bericht über die Tagung in London. — J. E. Recordon: Les propriétés fondamentales des sols et leur mesure. — H. J. Lang: Mechanische Eigenschaften der Böden. — A. von Moos: Technik der Felduntersuchungen und der Probeentnahme. — H. B. de Cérenville: Les fondations en général. — U. G. Peter: Pfähle und Pfahlfundationen am Londoner Erdbaukongress. — M. Stahel: Straßen und Flugpisten. — Ch. Schaefer: Erddruck auf Bauwerke und Tunnels. — G. Schnitter: Erdämmen, Böschungen und Einschnitte. — A. Wackernagel: Fundationsmethoden und Untersuchungsgeräte in England. — W. Groebli: Exkursion nach Schottland. Beiträge: R. Haefeli und H. B. Fehlmann: Messung der Zusammendrückbarkeit in situ mit Hilfe eines Modellpfahles. — E. J. Recordon: Détermination des caractéristiques des terres nécessaires au calcul des fondations sur sols élastiques. — E. Egolf, F. Germann und W. Schaad: Die Anwendung der flexiblen Betonbauweise im Straßenbau. — R. Schiltknecht und H. Bickel: Kontrollmessungen am Staudamm Castiletto. — J. Zeller und R. Wullimann: Scherversuche an Stützkörpermaterialien des Staudamms Göschenenalp. — J. Zeller und H. Zeindler: Einbauversuche mit grobblöckigem Stützkörpermaterial des Staudamms Göschenenalp	21 1960 vergriffen	La construction du tunnel de Donnerbühl à Berne R. Desponds: Construction d'un tunnel ferroviaire par la méthode du bouclier. — D. Bonnard/E. Recordon: Etude expérimentale de la poussée des terres sur le tunnel de Donnerbühl. — F. Panchaud/O. J. Rescher: Etude sur modèle par photoélasticité de la résistance d'une section type du tunnel de Donnerbühl. — P. Kipfer/H. Wanzenried: Calcul statique et fabrication des voûtaisons. — H. Ruppaner: La construction du tunnel de Donnerbühl par la méthode du bouclier
		22 1960 vergriffen	Flachgründungen. Vorträge, gehalten am 14. November 1958 anlässlich der Herbsttagung in Lausanne Ch. Schaefer: Considérations géotechniques relatives aux fondations sur radiers. — A. von Moos: Geologische Voraussetzungen bei der Errichtung von Flachgründungen, erläutert an einigen Beispielen. — A. E. Süßbrunk: Geophysikalische Methoden als Hilfsmittel bei der Untersuchung von Fundationsproblemen. — H. Muhs, DEGEO, Berlin: Neuere Entwicklung der Untersuchung und Berechnung von Flachfundationen. — H. B. de Cérenville: Tassements d'un grand radier au bord d'un lac. — R. Henauer: Erfahrungen des projektierenden Ingenieurs bei Flachgründungen anhand einiger Beispiele. — H. Eichenberger: Einige Beispiele von Flachfundationen aus der Praxis. — J. C. Ott: Fondation de l'Hôtel du Rhône, Genève, tassements calculés et tassements mesurés. — W. Schaad: Baugrund und Fundationserfahrungen beim Wohnturm Hirzenbach in Zürich 11
11 1958 vergriffen	G. Schnitter und J. Zeller Sickerströmungen als Folge von Staupiegelschwankungen in Erdämmen J. Zeller und A. Schneller Einige bodenmechanische Eigenschaften künstlich verdichteter Lockergesteine	23 1960 vergriffen	Bodenmechanische und bautechnische Probleme der Ausgleichsbecken. Vorträge, gehalten am 12. Juni 1959 anlässlich der 4. Hauptversammlung in Sierre G. Schnitter: Ausgleichsbecken. — W. O. Rüegg: Asphalt-Dichtungsbeläge für Ausgleichsbecken. — J.-C. Ott: Expériences faites au cours de la construction des bassins de compensation d'Eggen et du Bergli. — W. Kehrl: Die Ausgleichsbecken Wanne und Safien-Platz der Kraftwerksguppe Zervreila. — A. Robert: Le bassin de compensation de Motec, son projet et sa réalisation. — W. Lepori: Das Ausgleichsbecken Vissoie der Kraftwerke Gougra AG
12 1958 vergriffen	H. Jäckli Die geologischen Verhältnisse bei Andelfingen. Fundationsprobleme im glazial vorbelasteten und eistektonisch stark gestörten Baugrund	24 1960	E. Meyer-Peter und G. Schnitter Übersicht über die Entwicklung der Hydraulik und der Bodenmechanik G. A. Mugglin Entwicklung der Einbaumethoden und Installationen bei Erddämmen
13 1958 vergriffen	F. Kobold Geodätische Methoden zur Bestimmung von Geländebewegungen und von Deformationen an Bauwerken		

**Kurzreferate, gehalten anlässlich der Herbsttagung
in Biel am 22. November 1961**

Inhaltsverzeichnis

J. Huder, dipl. Ing., Zürich:

- (1) Bodeneigenschaften und deren Bestimmung

N. Schnitter, dipl. Ing. ETH, Baden:

- (3 B) Pfahlgründungen

H. Zeindler, dipl. Ing., Münsingen:

- (4) Bau von Straßen, Flugpisten und Eisenbahnen

P. D. Dr. A. von Moos, Geologe, Zürich, und M. A. Gautschi, dipl. Ing., Zürich:

- (7) Verschiedene Probleme

Ch. Schaeerer, ing. dipl. EPF, Zurich:

- (3 A) Fondations

E. Recordon, ing., Lausanne:

- (5) Poussée des terres sur les ouvrages

J. Descœudres, ing.:

- (2) Méthodes de mesure des caractéristiques des sols en place et prélèvements d'échantillons

J. C. Ott, ing.:

- (6) Barrages en terre, talus et tranchées ouvertes

Sektion 1: Bodeneigenschaften und deren Bestimmung

Von J. Huder, dipl. Ing., Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau (VAWE), ETH, Zürich

Die Zahl der Beiträge zu diesem Thema beträgt 72, und mit 427 Seiten nimmt es mehr als ein Viertel des von den eingereichten Mitteilungen beanspruchten Raumes in Anspruch. Viele der unterbreiteten Arbeiten befassen sich mit eigentlich physikalischen Untersuchungsmethoden und deren Anwendung auf Böden. Ihre Zahl hat im Vergleich zum Londoner Kongress zugenommen. Das deutet darauf hin, dass das Interesse für ein besseres Verständnis der grundlegenden Eigenschaften der Böden zunimmt. Die grössere Forschungsaktivität kann damit begründet werden, dass eine bessere Korrelation zwischen den im Laboratorium bestimmten Eigenschaften und den Feldmessungen gesucht wird. Ein grosser Teil der Mitteilungen, sei es über die Untersuchungen physikalisch-chemischer Natur oder über die grundlegenden Untersuchungen über Scherfestigkeit und Deformationseigenschaften der Böden, befassen sich direkt mit diesem Problem. Diese allgemeine Tendenz wird auch durch die verschiedenen Konferenzen und Symposien über Bodeneigenschaften unterstrichen, die in den letzten Jahren seit dem Londoner Kongress abgehalten wurden. Leider sind viele der Ergebnisse dieser Konferenzen unbeachtet geblieben, wenigstens scheint es so; vielleicht weil der Umfang der Fachliteratur auch auf diesem eng begrenzten Gebiet bereits ein sehr grosses Ausmass hat. Wer sich intensiv mit einem Problem beschäftigt, kann sich kaum mehr über all das ins Bild setzen, was über das spezielle Gebiet, das er bearbeitet, bekannt ist. Um Doppelprüfungen zu vermeiden, ist unbedingt anzuregen, dass die Literaturzusammenfassungen und Bibliographien mehr studiert werden.

Die Beiträge zu dieser Sektion können in 7 Hauptgruppen eingeteilt werden. Die erste Gruppe betrifft das *Vorkommen*, die *Klassifikation* und die *Beschreibung* von Böden. Seit der letzten Konferenz in London, 1957, ist das Studium der Böden auf bekannter Basis mit Berücksichtigung geologischer Faktoren aktiv verfolgt worden, wie z. B. das interessante Symposium über kanadische Bodenarten zeigt. Von grösstem Wert ist es, wenn das gesamte bodenkundliche Wissen für grössere Gebiete, seien es Städte oder Regionen, in der Form von geotechnischen Karten und Rapporten zusammengefasst wird. Diese Arbeiten sind für den Bauingenieur für die ersten Untersuchungen bei Fundationen und Erdarbeiten von grösstem Wert. Ich erinnere hier an das Baugrund-Archiv über das Gebiet der Stadt Zürich, das, von Dr. von Moos angeregt, von der VAWE bearbeitet wird und für viele Arbeiten in Zürich bereits nützliche Dienste leistet.

Es scheint, dass seit dem letzten Kongress keine grosse Entwicklung mehr auf dem Gebiet der Bestimmung und Klassifikation der Böden stattgefunden hat. Die Arbeiten werden überall nach ziemlich standardisierten Methoden ausgeführt, die es erlauben, die gesammelten Angaben auf rationeller Grundlage zu vergleichen. Diese Standardisierung der Untersuchungsmethoden hat natürlich das Auffinden von zuverlässigen Korrelationen zwischen primären Bodeneigenschaften und dem hauptsächlichen hydraulischen und mechanischen Verhalten der Böden wesentlich erleichtert und gefördert.

Skempton 1/61 gibt einen wichtigen Beitrag über die Ruhedruckziffer und die wahrscheinliche geotechnische Geschichte des über-konsolidierten Londoner Tones. Anlass zu dieser Untersuchung gab eine Rutschung beim Aushub einer Baugrube. Bis zur Aushubtiefe wurde festgestellt, dass der Kapillardruck an ungestörten Proben etwa das Doppelte der effektiven vertikalen Ueberlast beträgt, und daraus wird die Ruhedruckziffer mit rd. 2,5 gefolgt. Dieser Wert entspricht dem passiven Erddruck in der gleichen Zone und stimmt mit den Werten überein, die aus der Stabilitätsanalyse gewonnen wurden. Mit der Voraussetzung, dass die Porenwasserdruck-Koeffizienten für den Ton mit der Tiefe konstant bleiben, scheint es, dass das geschätzte Verhältnis zwischen Kapillardruck, bezogen auf die Ueberlagerung, und der entsprechenden Ruhedruckziffer mit der Tiefe abnimmt.

Schultze und Kotzios 1/57 haben die geotechnischen Eigenschaften von normal konsolidiertem Rheinsilt untersucht und verschiedene Klassifikationseigenschaften mit den Kompressibilitätseigenschaften des Bodens in Zusammenhang gebracht, so dass die wahrscheinliche Grösse der Setzungen unter normalen Bedingungen ohne zusätzliche Untersuchungen abgeschätzt werden kann.

Morse u. Thorburn 1/44 haben durch quantitative Messungen untersucht, wie genau die pedologischen Bodenkarten sind. Sie haben dies nach der Wahrscheinlichkeitstheorie an fünf verschiedenen Orten durchgeführt. Die Variationsgrenzen des Plastizitätsindexes und des Tongehaltes sind dabei bestimmt worden. Sie zeigen, dass Böden, die aus Löss entstanden sind, viel gleichmässiger sind als Flussablagerungen. Die erhaltenen Daten zeigen auch, dass zwischen den Kartierungsangaben und den gefundenen Resultaten bedeutende Unterschiede bestehen.

Tornbull u. Knight 1/64 geben die Resultate einer Bodenklassifikation, die an Bodenproben einer 30 cm dicken Oberflächenschicht aus 100 verschiedenen Stellen der Vereinigten Staaten entnommen wurden. Zweck der Untersuchung war, herauszufinden, welche Böden in der nassen Periode noch befahrbar seien. Das Ergebnis lautet, dass in regenreichen Regionen der grösste Feldwassergehalt bei Tonen zu finden ist und bei Silt abnimmt, um bei sandigen Böden ein Minimum zu bilden. Die Verfasser haben an den Proben die Festigkeit im ungestörten und gestörten Zustand gemessen. Trotz der grossen Variationsbreite der Bodeneigenschaften der untersuchten Proben gibt die Analyse der Autoren eine wertvolle erste Approximation der einzelnen Parameter in Abhängigkeit von der Bodenzusammensetzung.

H. U. Scherrer 1/55 versuchte, eine Beziehung zwischen dem statischen Konusversuch an gestörten Proben und den Atterberg-Grenzen zu finden. Die relativ grosse Streuung seiner Resultate zeigt jedoch, dass die Methode im jetzigen Stadium noch nicht allgemein anwendbar ist.

Karlsson 1/29 dagegen scheint eine etwas mehr versprechende Korrelation zwischen den Atterberg-Grenzen und dem schwedischen Standard-Fallkonus zu finden.

Zum rein theoretischen Teil gehören die Untersuchungen über idealisierte, aus gleichen Kugeln bestehende Locker-

gesteine. *Kallstenius u. Bergau* 1/28 haben die Strukturen, die durch einzeln fallende Kugeln gebildet werden, untersucht. Sowohl die Theorie wie die Versuchsresultate zeigen, dass sich dabei eine Kettenstruktur mit einer Packungsdichte von rd. 0,5 im Massenzentrum bildet, die aber anisotrop ist. In der Nähe starrer Ränder wird die Packung über verschiedene Schichten hinweg gestört.

Wir kommen damit zu den physikalisch-chemischen Eigenschaften. Die grundlegenden Bodeneigenschaften und insbesondere die Zusammensetzung der Boden-Wasser-Systeme sind auf der Basis der Bodenphysik und Kolloidchemie untersucht worden. Das ständig grösser werdende Interesse der Ingenieure für die grundlegenden Erscheinungen und für die Forschungen auf diesem Gebiet zeigt sich auch bei dem Erfolg folgender drei Symposien: 1. «Wasser und sein Durchfluss durch den Boden», 1958, 2. das «Symposium über physikalisch-chemische Eigenschaften der Böden» im Jahre 1959 und 3. die Konferenz über «Wasserdruck im Boden», 1960. Diese neuen Untersuchungen auf dem Gebiete der Bodenmechanik sind nicht nur für den Forschungsingenieur interessant, sondern auch für den Praktiker eine grosse Hilfe, indem sie ihm bessere Erkenntnisse über das hydraulische und mechanische Verhalten der Böden unter verschiedenen Bedingungen vermitteln. Unter anderem werden damit alle Veränderungen der Bodeneigenschaften durch chemische Einwirkungen, wie es bei der Bodenstabilisierung der Fall ist, oder physikalische Effekte, wie sie bei der Elektroosmose auftreten, erst verständlich. Trotz der grossen Arbeit, die auf diesem Gebiet bereits geleistet wurde, zeigt es sich, dass das prinzipielle Verhalten der Böden noch zu wenig bekannt ist, oder dass die theoretischen Erkenntnisse noch nicht genügen, um sämtliche praktischen Anwendungen der Methoden restlos zu erklären.

Über Bodenstabilisierung haben *Houm und Rosengqvist* 1/45 interessante Versuche an künstlich sedimentierten, konsolidierten Illiten und Montmorilloniten durchgeführt. Sie haben dabei den Einfluss verschiedener Elektrolyte auf die mechanischen Eigenschaften dieser Tone untersucht. Der Austausch der Natriumionen durch Kaliumionen erhöht bei beiden Arten von Tonmaterialien, bei praktisch unverändertem Wassergehalt, die ungestörte Scherfestigkeit. Demgegenüber nimmt die gestörte Scherfestigkeit für Illit zu und bei den Montmorilloniten ab. Es sieht so aus, als ob die Sensitivität des Illites durch den Ionenaustausch verkleinert werden könnte, während jene des Montmorillonites vergrößert würde. Diese Erscheinung entspricht auch dem, was in Natur an sensitiven Tonen festgestellt wird. Ionenaustausch wird auch durch *Keil u. Striegler* 1/30 untersucht, die über die Eigenschaften von Silten und Sanden berichten, denen hydratisierende Chemikalien zugegeben wurden. Die Scherfestigkeit der behandelten Böden wird vergrößert, auch wenn die Wassergehalte die ursprünglichen Fliessgrenzen überschreiten.

Die Einwirkung verschiedener physikalisch-chemischer Prozesse auf die Festigkeit der Böden wird weiter von *Denisov* 1/12 untersucht, der eine Zunahme der Scherfestigkeit nicht bindiger Böden findet, die auf die Bildung eines zementierenden Gels an den Kontaktzonen zurückgeführt werden kann. Diese Untersuchung wurde mit Vibrationsmethoden durchgeführt. *Lambe* 1/35 hat verschiedene Probleme im Zusammenhang mit der mechanischen Verdichtung von Böden untersucht. Er gibt Resultate von Verdichtungstesten an siltigen Tonen wieder, bei denen die Rest-Porenwasserspannungen bei verschiedenen Anmachwassergehalten und Versuchsbedingungen nach einem neuen System gemessen wurden. *Wallays* 1/67 hat den Einfluss von Mischdauer, Mischgeschwindigkeit und Mischart auf die Eigenschaften von Ton-Zement-Injektionsmassen untersucht. Er leitet daraus die optimale Kombination dieser Faktoren für verschiedene Gemische ab. Im Falle einer Bentonit-Zement-Injektionsmasse findet er, dass der Wasserüberschuss nach der Mischung am kleinsten ist, wenn die Mischgeschwindigkeit und die Anfangsmischdauer am grössten sind. Für reine Zementinjektionsmassen gilt das Umgekehrte. Schlüssige Angaben über die Viskosität konnte er nicht ermitteln. Die mecha-

nische Festigkeit einer Bentonit-Zement-Mischung, gemessen mit der Konusmethode nach einem Tag, ist ebenfalls am grössten bei grösster Mischgeschwindigkeit und Mischdauer.

Über das Bodenwasser und die Quelleigenschaften der Böden sind drei Arbeiten zu nennen. *Martino* 1/40 diskutiert den Mechanismus der freien Wasserfilme und ihrer Wirkung auf die Spannungen der Bodenteilchen. *Nerpin u. Derjaguin* 1/47 untersuchen ebenfalls die Wirkung der Oberflächenspannung auf die Kräfte in den Kontaktzonen zwischen den Bodenteilchen. Die theoretischen Ueberlegungen werden auch benutzt, um die Kompressibilitäts- und Durchlässigkeitseigenschaften der Tonböden zu deuten. Bei beiden Arbeiten fehlt die experimentelle Bestätigung. *Ladd u. Lambe* 1/34 veröffentlichen die Resultate der Klassifikation von zehn quellbaren Tonböden und geben die Messungen der Quellungsgröße und des Quellungsdruckes der verdichteten Materialien. Die Versuchsresultate zeigen, dass die Grösse der Hebung (Quellung) und der Quellungsdruck bei Konstantvolumen bei gleichem Wassergehalt mit dem Plastizitätsindex der Böden sehr rasch ansteigen. Es wird eine ziemlich gute Korrelation zwischen der Grösse der Quellung und dem Quellungsdruck gefunden und ein Klassifikationssystem vorgeschlagen.

Von den Arbeiten über Elektro-Osmose, Temperaturabhängigkeit der Bodeneigenschaften und Frost ist hauptsächlich die Arbeit von *Dalmator u. Shakhunyants* 1/9 zu erwähnen. Letzterer findet, dass die maximale Adhäsion ungefähr linear von der Temperaturerniedrigung abhängt. Auf Grund seiner Untersuchungen wird der Hebungsdruk auf Fundierungen abgeschätzt. Die Resultate der Abschätzungen stimmen ziemlich gut mit den Feldmessungen überein. Es wird auch gezeigt, wie die Methode auf aktive Schichten in Permafrostzonen angewandt werden kann.

Zum Kapitel Durchlässigkeit der Böden ist gegenüber der letzten Konferenz kein grosser Fortschritt zu verzeichnen. Insbesondere die Untersuchung des Durchflusses durch ungesättigte Böden scheint noch erhebliche Arbeit zu verlangen. In das gleiche Kapitel gehört eine interessante Arbeit von *Geuze u. Abbott* 1/20 über Porenwasserspannungsverlauf in Sanden bei zyklischer Veränderung des Wasserstandes. Es wird eine mathematische Methode gezeigt, um Amplitude und Zeitverschiebung des Wasserstandes an jedem Punkt zu bestimmen, sofern man es mit einer harmonischen Aenderung des Wasserspiegels zu tun hat. Die Berechnung wird durch Messungen von Porenwasserspannungen an verschiedenen Punkten in einem Sanddamm bestätigt.

Über die Deformationseigenschaften der Böden sind hauptsächlich Untersuchungen über die rheologischen Eigenschaften der Böden mittels undränierten triaxialen Druckversuchen gemacht worden. Wenige Arbeiten beziehen sich auf die dränierten Versuche, die aber von grossem Interesse für die Endzustand-Probleme sind. Sowohl theoretische wie experimentelle Arbeiten über die rheologischen Eigenschaften stammen von den Japanern *Murayama u. Shibata* 1/46. Diese zeigen die Korrelation zwischen berechneten Werten und langzeitigen dränierten Triaxialversuchen an ungestörten Bodenproben, mit Messung der Porenwasserspannungen. Es zeigt sich dabei, dass während der Abnahme der Porenwasserspannung unter einer gegebenen Deviatorspannung die beobachteten axialen Deformationen zum grössten Teil durch die Volumenänderung geregelt werden, die der primären Konsolidation entspricht. Nach Abklingen dieser ersten Phase wächst die Deformation in Abhängigkeit vom Logarithmus der Zeit.

Goldstein 1/21 diskutiert die Anwendung der Methode der statistischen Mechanik auf die Bodenmechanik. Er zeigt die Resultate von rheologischen Untersuchungen, in welchen die elastischen Nachwirkungen und das viskose Fliessen von Tonböden mittels undränierten triaxialen Druckversuchen untersucht wurden. Die theoretische Methode wird mit Feldmessungen und Modellversuchen in einer Zentrifuge geprüft. *Menard* 1/42 gibt wichtige «in situ-Messungen» wieder. Er bestimmt im Felde mittels der bekannten Menard-Druckdose, die in Bohrlöcher eingeführt werden kann, die Deforma-

tionseigenschaften der Böden. Die Druck-Deformations-Diagramme vermitteln Angaben über die Grösse der Vorbelastung der Böden und über den Elastizitätsmodul. Ueber der Elastizitätsgrenze, die ungefähr den Hälften der Bruchfestigkeit entspricht, nehmen die Kriecherscheinungen rasch zu. *Davydov* 1/11 behandelt die Theorie der Vibration in einem Lockergestein im elastisch-plastischen Gebiet bei kurzzeitiger Belastung. Er benützt die Charakteristiken-Methode und gibt eine halb-graphische Lösungsmethode für zwei Typen von dynamischen Belastungen.

Ueber *Setzungen* sind drei theoretische Arbeiten von *Brinch-Hansen* 1/23, dann *Tjonk-Kie* 1/63 und *Alpan* 1/1 zu nennen. In allen drei Fällen werden keine Versuchsresultate zur Bestätigung der theoretischen Ergebnisse geboten. Rein experimentelle Arbeiten liefern *Escarlo u. Uriel* 1/14. *Schultze u. Moussa* 1/58 geben eine grosse Serie von Konsolidationsversuchen mit Sanden von verschiedener Kornverteilung und Dichte wieder. Die Versuchsresultate für trockene, saubere Sande zeigen, dass der Logarithmus der Deformation mit dem Logarithmus der Belastung wächst, und dass die Parameter der Spannungs-Deformationskurven und die entsprechenden Kompressibilitäten vom Porenvolumen im natürlichen, losesten und dichtesten Zustand abhängen. Die Setzungseigenschaften solcher Böden können dabei direkt abgeleitet werden. *Florin u. Ivanov* 1/18 haben eine interessante Untersuchung über den Prozess der Verflüssigung und nachträglichen Wiederkonsolidierung gesättigter sandiger Böden gemacht. Laboratoriumsversuche an losen Sanden, die durch Schlag verflüssigt werden, zeigen, dass die Konsolidation mit der untersten Schicht beginnt und dass die Grenze zwischen verflüssigtem und konsolidiertem Material langsam gegen die Oberfläche hin wandert. Wenn der Sand durch kontinuierliche Vibration verflüssigt wird, so schreitet die Verflüssigung von oben nach unten fort; die nachfolgende Wiederkonsolidation ist ähnlich derjenigen, die nach Verflüssigung durch Schlag eintritt. Die notwendige Zeit für die Verflüssigung wird kleiner bei grosser Ueberlagerung. Bei durchlässigen Böden beginnt die Konsolidation gleichzeitig im oberen und unteren Teil einer Schicht. Die Autoren beschreiben eine interessante Methode, um die Möglichkeit der Verflüssigung eines Bodens im Felde durch Standard-Sprengungen zu prüfen.

Seit der Londoner Konferenz hat das M. I. T. und die A. S. C. E. je ein Symposium über *Scherfestigkeit* abgehalten. Obwohl verschiedenste, auch komplizierte Bruchkriterien für die Böden vorgeschlagen wurden, ist das meist verwendete jenes, das auf der effektiven Scherfestigkeit nach der Coulomb'schen Gleichung beruht. Die Scherfestigkeit wird mit Porenvolumen, Porenwasserdruck- und Volumänderungseigenschaften der Böden in Zusammenhang gebracht. Die dränierende Scherfestigkeit, ausgedrückt als Totalspannung, ist begrenzt auf Dauerzustandsprobleme und nur in völlig gesättigten, ungestörten Tonböden anwendbar. Die Schätzungen der Porenwasserspannungen für die Berechnungen werden im allgemeinen aus den Resultaten der Laboratoriumsversuche beim grössten Deviator abgeleitet. Da aber Feldbedingungen durch die Laborbedingungen nur vereinfacht wiedergegeben werden können, ist es immer notwendig, Feldkontrollen durchzuführen. Der grösste Teil der Untersuchungen über Scherfestigkeit wird mit Triaxialapparaten durchgeführt, unter den verschiedensten Belastungs- und Dränierungsbedingungen, mit Messungen der Porenwasser-

spannungen oder Volumänderungen. Für dränierte Versuche wird die Scherbüchse immer noch angewandt. Die bis jetzt und auch die hier wiedergegebenen Berichte befassen sich meistens mit Festigkeiten bei relativ kurzzeitiger Belastung. Die Scherfestigkeitseigenschaften der Böden im dränierten Zustand und bei langfristigen Belastungen (Kriecheigenschaften, Ermüdungserscheinungen) sind im Laboratorium noch nicht genügend untersucht worden. Die Auswirkungen der Richtung der Hauptspannung auf die Scherfestigkeit verschiedener Arten von Böden unter den verschiedensten Belastungs- und Dränierungseigenschaften sind ebenfalls noch nicht untersucht, trotz ihrer Bedeutung für die Lösung von Ingenieurproblemen.

Mit der theoretischen Untersuchung der Scherfestigkeit befassen sich zehn Arbeiten, die teils mit Modellversuchen oder praktischen Untersuchungen verglichen werden. Die praktische Untersuchung der Scherfestigkeit wird ebenfalls in zehn Arbeiten gezeigt. Unter den wichtigsten zitieren wir die Arbeit von *L. Bjerrum* über normal konsolidierte, hochsensitive Tone kleiner Plastizität.

Ueber die Bestimmung des Winkels der Scherfestigkeit an normal konsolidierten, gestörten Bodenproben sind zwei Arbeiten erschienen, die versuchen, die Bodeneigenschaften aus der Untersuchung einer einzelnen Bodenprobe zu gewinnen. Es handelt sich um die Arbeiten von *Kirwan u. Daniels* 1/33 und *Kennen u. Watson* 1/32. Die erstere der beiden Arbeiten bestätigt Resultate, die an der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau erhalten wurden. Eine Arbeit von *Bjerrum* und Mitarbeitern 1/5 gibt sehr interessante Resultate über feine Sande, für die der Winkel der Scherfestigkeit rasch absinkt, wenn die Porosität einen kritischen Wert überschreitet. Es werden Werte von 19° in dränierten Versuchen und von nur 11° in undränierten Versuchen gemessen. Die hohen Porenwasserspannungszunahmen erlauben eine nur teilweise Mobilisierung der Reibung im losen Sand. Die hohen Porenwasserspannung-Parameter und die kleinen Verhältnisse von undränierter Scherfestigkeit zu effektivem Konsolidationsdruck sind ähnlich den Erscheinungen, die an hoch sensiblen Tonen niedriger Plastizität gemessen wurden.

Unter den *apparative Methoden* ist hauptsächlich die neue, von *Whitman* 1/69 entwickelte Porenwasserspannungs-Dose zu erwähnen, die auch rasche Porenwasserspannungsänderungen elektrisch zu messen erlaubt.

Schlussfolgerungen

Die 72 Berichte über Bodeneigenschaften und deren Messungen, die in dieser Sektion eingereicht wurden, bestreichen eine weite Spanne von Themen, die nur schwierig gruppiert werden können. Es ist zur Hauptsache die Scherfestigkeit der Böden, die behandelt wird. Die theoretischen Probleme, die mit den Bruch-Kriterien und Versuchsbedingungen in Zusammenhang stehen, sind am meisten diskutiert worden. Der grösste Teil der Laboratoriumsuntersuchungen wird heute mit dem triaxialen Apparat durchgeführt. Die 1957 erstmals gezeigten Verbesserungen der Konsolidations- und Triaxialapparate haben sich verallgemeinert, und es scheint sich eine Standardtechnik zu entwickeln. In Zukunft wird es besonders wichtig sein, dass man beginnt, zwischen den Streuungen, die durch Inhomogenitäten des Materials verursacht werden und den Streuungen, die direkt mit der Messmethode zusammenhängen, zu unterscheiden. Diese Trennung ist leider nicht bei allen Berichten klar durchgeführt.

Sektion 3b: Pfahlgründungen

Von N. Schnitter, dipl. Ing. ETH, Motor-Columbus AG., Baden

Das eindeutig unerschöpfliche und komplexe Thema der Pfahlgründungen hat die Schweizerische Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik schon 1960 in Solothurn (s. SBZ 1960, S. 668) beschäftigt. Es ist deshalb interessant, einleitend jene Tagung mit dem Teil des Pariser Kongresses zu vergleichen, der ebenfalls den Pfahlgründungen gewidmet war. Auf einen grundsätzlichen Vortrag folgte in Solothurn eine stattliche Reihe von, wegen Zeitmangel z. T. nur im Druck erschienenen, Kurzreferaten, welche viele der heute in der Schweiz gängigsten Pfahlsysteme zur Darstellung kommen liessen¹⁾. Dadurch wurde einem der überragende Einfluss, den die Praxis gerade auf dem Gebiet der Pfahlgründungen hat, klar vor Augen geführt. In Paris hingegen beherrschten, wie bei solchen Anlässen üblich, die Theoretiker das Feld. Den äussern Gegebenheiten, wie der Pfahlherstellung und sogar den erdbaumechanischen Grundlagen, wurde oft nicht die notwendige, die berichteten Ergebnisse meist relativierende, Bedeutung zugestanden.

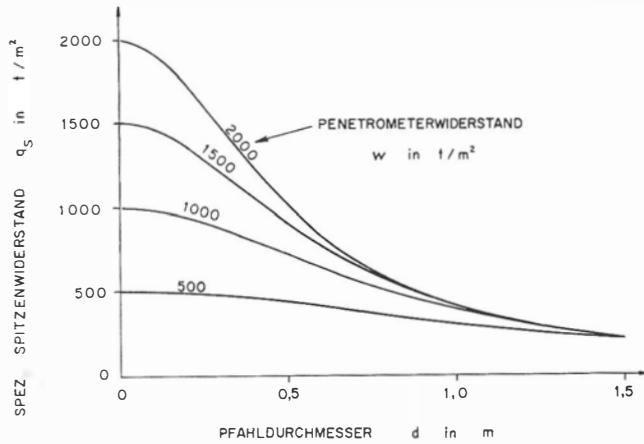
Unter dem Titel «Sektion 3 b, Pfahlgründungen» wurden vorgängig des Kongresses 28 Berichte vorgelegt, während weitere 8 unter andern Titeln eingereichte Artikel teilweise ebenfalls Pfahlgründungen behandeln²⁾. Der Generalberichterstatter Prof. L. Zeevaert, welcher durch seine Fundationen im schwierigen Untergrund von Mexiko City bekannt geworden ist, hat eine Ordnung des Materials in folgende Unterthemen vorgenommen: Untersuchungen im Labor und an Modellen, hauptsächlich auch über die Gruppenwirkung: 8 Berichte (3 b/6, 10, 11, 17, 20, 23, 24 und 25); Feldversuche an Pfählen in natürlicher Grösse: 12 Berichte (3 b/1, 3, 4, 8, 9, 12, 15, 18, 21, 26, 27 und 28); Theoretische Untersuchungen: 5 Berichte (3 b/2, 5, 14, 16 und 19); Spezielle Pfahlarten bzw. Pfahlgründungen: 3 Berichte (3 b/7, 13 und 22).

In der von Prof. M. Schultze, Ordinarius für Grundbau an der Technischen Hochschule Aachen, geleiteten Diskussion kamen hingegen folgende spezialisierten Probleme zur Sprache: Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen auf Grund von Penetrometerversuchen; das Problem der Gruppenwirkung; Pfähle in Ton: Spitzewiderstand und Mantelreibung bzw. anzuwendende Faktoren, um diese aus der Kohäsion des Tons abzuleiten.

1) Alle veröffentlicht in der SBZ im Lauf des Jahres 1961.

2) Berichte 1/16, 1/17, 1/53, 3a/7, 3a/8, 3a/13, 3a/17 und 3a/37.

Die erstgenannte Frage nach einer Korrelation zwischen Penetrometerversuch, entweder als statischer Eindringversuch oder als dynamischer Rammversuch durchgeführt, und Pfahltragfähigkeit wird bereits in 6 Beiträgen (1, 3, 11, 12, 15 und 26) zur Sektion 3 b sowie in einem weiteren Kongressbericht (1/53) angeschnitten. Ja, das Auffinden solcher Beziehungen scheint gewissenorts ähnlich in Mode gekommen zu sein, wie früher die Ableitung von Rammformeln, von denen übrigens am Pariser Kongress, wohl erstmalig, keine neuen vorgeschlagen wurden. Wie die Rammformeln dürften auch die Beziehungen zwischen Penetrometerversuch und Pfahltragfähigkeit innerhalb relativ enger, wohldefinierter und wohlbekannter Anwendungsbereiche ihre Berechtigung haben.



$$\text{FORMEL : } q_s = \frac{w}{F_1} = \frac{w}{1 + 5 \cdot 10^{-7} w^{1.3} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)^{1.3} A (\text{cm}^2)} = \frac{w}{1 + 2 \cdot 10^{-4} w^{1.3} \left(\frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right)^{1.3} d^2}$$

Bild 1. Spezifischer Spitzewiderstand von Bohrpfählen in Sand und Kies in Funktion des statischen Penetrometerwiderstandes des Untergrundes und des Pfahldurchmessers, nach Dr. E. Menzenbach (Bericht 3b/15).

Eine sorgfältige statistische Korrelation zwischen statischen Penetrometerversuchen und dem aus Belastungsversuchen abgeleiteten Spitzewiderstand von Bohrpfählen in sandigen oder kiesigen Böden hat Dr. E. Menzenbach von der Technischen Hochschule Aachen vorgelegt (Bericht 3 b/15). Das Ergebnis seiner Studie zeigt, in abgeänderter Darstellung, Bild 1. Wie erwartet, nimmt der spezifische Spitzewiderstand des Pfahles mit abnehmendem Penetrometerwiderstand ab. Ebenso stark ist die Abnahme jedoch, bei gleichbleibendem Penetrometerwiderstand, mit zunehmendem Pfahldurchmesser. Für grosse Pfähle ist der spezifische Spitzewiderstand praktisch unabhängig vom Resultat des Penetrometerversuchs — oder in andern Worten: unabhängig von der Lagerungsdichte des Bodens bzw. bei kohäsionslosen Böden von dessen Winkel der inneren Reibung.

Man erinnert sich hier nun, dass es die hergebrachte Theorie, z. B. nach Terzaghi/Peck, Meyerhof oder Caquot/Kerisel, eigentlich anders will. Nach ihr sollte der spezifische Spitzewiderstand sehr stark mit dem Winkel der inneren Reibung und leicht mit dem Pfahldurchmesser zunehmen. Die Aufdeckung dieser Diskrepanz bildet den Hauptpunkt im Beitrag (3 b/12) des letztgenannten Forschers, Prof. J. Kerisel von der Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris. Am Institut des Recherches Appliquées du Béton Armé (IRABA), 30 km südlich Paris, wurde hiezu eine spezielle, grosszügige Versuchsanlage aufgebaut, in der Pfähle natürlicher Grösse in einen homogenen Sandboden abgeteuft werden. Interessante, zum Teil neuartige Messeinrichtungen gestatten, den Spitzewiderstand und die Mantelreibung zu bestimmen, sowie die Druckverteilung und das Auftreten von Fliesserscheinungen im Boden um den Pfahl. Ein Teil der von Prof. Kerisel in Paris vorgelegten Ergebnisse ist, wiederum in etwas veränderter Darstellung, in den Bildern 2 und 3 wiedergegeben.

Bild 2 zeigt analog demjenigen nach der Arbeit Dr. Menzenbachs den grossen Einfluss des Pfahldurchmessers auf den spezifischen Spitzewiderstand, wobei bei den grösseren Pfählen die Wirkung der Lagerungsdichte (als Para-

meter aufgetragen) wiederum stark zurücktritt. Die Diskrepanz zwischen der Wirklichkeit und den gestrichelt eingezeichneten theoretischen Werten ist bei sehr dichter Lagerung am krassesten. Bild 2 gilt zudem nur für eine Fundationstiefe bzw. einen Ueberlagerungsdruck des Bodens auf derselben. Der Einfluss des Ueberlagerungsdrucks bei einer bestimmten Pfahlgrösse ist, wiederum mit der Lagerungsdichte als Parameter, in Bild 3 dargestellt. Beim gewählten Beispiel mit einem Pfahldurchmesser von einem Meter überschätzt die Theorie die Tragfähigkeit bei dichtester Lagerung ganz gewaltig, während sie sie bei dichter bis mitteldichter Lagerung eher unterschätzt.

Sind damit die herkömmlichen Theorien über den Spitzewiderstand in kohäsionslosen Böden ordentlich ins Wanken geraten, wobei wir hier auch die Ergebnisse von Modellversuchen mit einschliessen können, so ist die Unsicherheit bezüglich der Mantelreibung, namentlich in Tonen, noch viel grösser. In diesen nehmen heute die meisten Forscher den eher nebensächlichen spezifischen Spitzewiderstand zu rund zehnmal die Kohäsion bzw. fünfmal die Druckfestigkeit bei unbehinderter Seitenausdehnung an. Die grossen Divergenzen beginnen erst, wenn es sich darum handelt, den Korrekturfaktor zu bestimmen, mit dem die Kohäsion zu multiplizieren ist, um die spezifische Mantelreibung pro Einheit der Pfahlschaftfläche zu erhalten. Die Angaben schwanken zwischen den Werten 1,0 und 0,2, wobei der Korrekturfaktor im allgemeinen mit zunehmender Kohäsion kleiner wird. Sicher ist dies einer der Fälle, wo das Pfahlmaterial sowie die Abteufungsart und andere Einzelheiten der Herstellung eine überragende Rolle spielen. Hinzu tritt der wichtige Zeiteffekt, über den O. Eide, J. N. Hutchinson und A. Landva vom norwegischen geotechnischen Institut eine gründliche Detailstudie (Bericht 3 b/8) vorgelegt haben. Darnach erreichte ein in schwach plastischem Ton (CL) schwimmender Holzpfahl zwölf Tage nach seiner Rammung die theoretische Tragfähigkeit (Korrekturfaktor = 1,0) und nach zwei Jahren rd. 170 % dieses Wertes, wobei interessanterweise die Geschwindigkeit der Belastungsversuche von untergeordneter Bedeutung war.

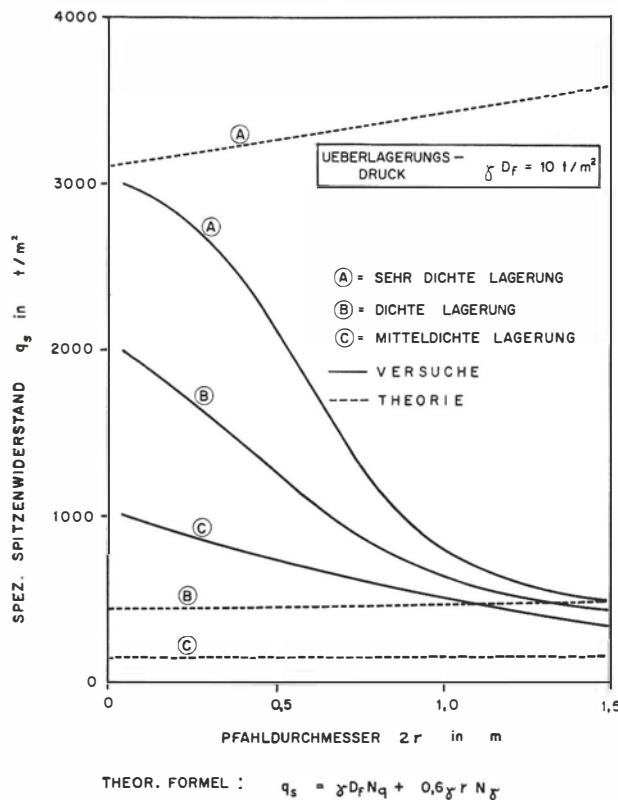


Bild 2. Spezifischer Spitzewiderstand von Pfählen in Sand in Funktion der Lagerungsdichte des Untergrundes und des Pfahldurchmessers, gemäss Theorie und Versuchen von Prof. J. Kerisel (Bericht 3b/12).

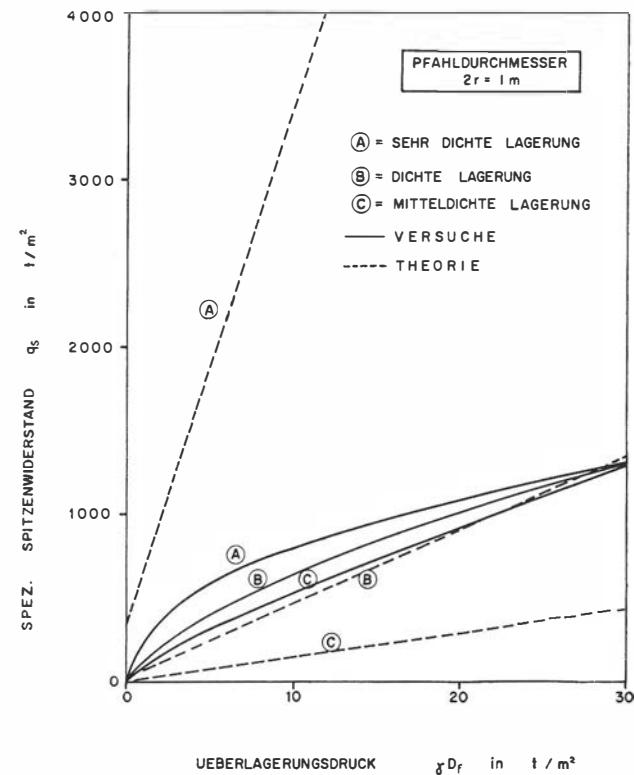


Bild 3. Spezifischer Spitzewiderstand von Pfählen in Sand in Funktion der Lagerungsdichte des Untergrundes und des Ueberlagerungsdrucks in Pfahlspitztiefe, gemäss Theorie und Versuchen von Prof. J. Kerisel (Bericht 3b/12).

Soviel zur Tragfähigkeit des Einzelpfahles, von der aus es meist noch auf das Verhalten der Pfahlgruppen zu schliessen gilt, welche doch erst den Regelfall der Praxis darstellen. Bekanntlich stellt aber gerade dieser Übergang eines der am wenigsten abgeklärten Probleme der Pfahltheorie dar. Dies offensichtlich deshalb, weil Versuche an Pfahlgruppen noch entsprechend teurer kämen, als die schon oft genug ihrer Kosten wegen gescheuteten Probebelastungen an Einzelpfählen. Man ist somit fast zwangsweise auf den billigeren Modellversuch angewiesen, obschon das Problem der Ähnlichkeit ebenfalls kaum angeschnitten worden ist. Immerhin darf man wohl gewisse modellmässig gewonnene Erkenntnisse als qualitative Richtlinien für die Praxis gelten lassen. In diesem Sinne sei abschliessend auf den sauber ausgearbeiteten Beitrag (3 b/24) von Prof. G. F. Sowers, C. B. Martin, L. L. Wilson und M. Fausold vom Georgia Institute of Technology in Atlanta über die Gruppenwirkung bei schwimmenden Pfahlgründungen in Ton hingewiesen. Bild 4 zeigt deren Versuchsresultate zusammen mit den 1960 für ein Symposium über Pfahlgründungen am Stockholmer Kongress der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau veröffentlichten Ergebnissen ähnlicher Versuche von T. Whiteaker von der Building Research Station in London.

The Grenze der Tragfähigkeit einer Pfahlgruppe in Ton ist gewöhnlich durch einen der zwei folgenden Bruchvorgänge bestimmt: Bei geringen gegenseitigen Pfahlabständen bricht die ganze Gruppe als Block ein; jenseits eines gewissen Grenzabstandes der Pfähle untereinander muss die im wesentlichen konstant bleibende Summe der Einzeltragfähigkeiten der Pfähle überwunden werden. Eben dieser Grenzabstand ist im obersten Diagramm des Bildes 4 in Funktion der Anzahl Pfähle als ausgezogene Kurve dargestellt und bewegt sich in der längst empirisch festgelegten Größenordnung von zwei bis drei Pfahldurchmessern. Das mittlere Diagramm gibt dazu die entsprechende Gruppentragfähigkeit im Verhältnis zur Summe der Einzelpfahltragfähigkeiten. Wegen der verbleibenden gegenseitigen Beeinflussung der Pfähle, die mit zunehmendem Pfahlabstand nur sehr langsam abklingt, bleibt dieses Verhältnis stets unter eins. Nach den zum Vergleich beigezogenen Versuchen von T. Whiteaker kommt allerdings der Lage der die Pfähle verbindenden Kopf- oder Fundamentplatte grosse Bedeutung zu. Liegt diese, wie in den Versuchen am Georgia Institute of Technology, höher als die Bodenoberfläche, so treten die vorgenannten unterschiedlichen Brucharten eindeutig auf. Befindet sich die Kopfplatte hingegen in direktem Kontakt mit der Bodenoberfläche, so verhält sich die Gründung durchwegs wie ein starrer Block, d. h. die Tragfähigkeit nimmt mit zunehmendem Pfahlabstand, d. h. grösseren Blockdimensionen, stetig zu. Für diesen Fall stellen die im obersten Diagramm von Bild 4 gestrichelt angegebenen Pfahlabstände diejenigen dar, bei welchen die Gesamttragfähigkeit gerade gleich der Summe der Einzelpfahltragfähigkeiten ist. Im untersten Diagramm von Bild 4 ist schliesslich das Verhältnis der Gruppeneinsenkung zu derjenigen des Einzelpfahles aufgetragen, und zwar für die der halben Tragfähigkeit entsprechende Last. Der Einfluss der Lage der Kopfplatte verwischt sich hier, doch tritt umso stärker derjenige der Anzahl Pfähle in Erscheinung. Dies ist eine leider immer noch oft überschene, aber durch viele Feldmessungen nachgewiesene Eigenschaft von Pfahlgruppen und gilt in ähnlichem Umfang auch in kohäsionslosen Böden, wo im übrigen aber umgekehrte Tragfähigkeitsverhältnisse herrschen, als sie hier für Tone gezeigt wurden. Bei letzteren ist noch zu beachten, dass die in Bild 4 angegebenen Einsenkungen die elastischen sind, welche in der Praxis vor den langfristigen Konsolidationssetzungen meist zurücktreten.

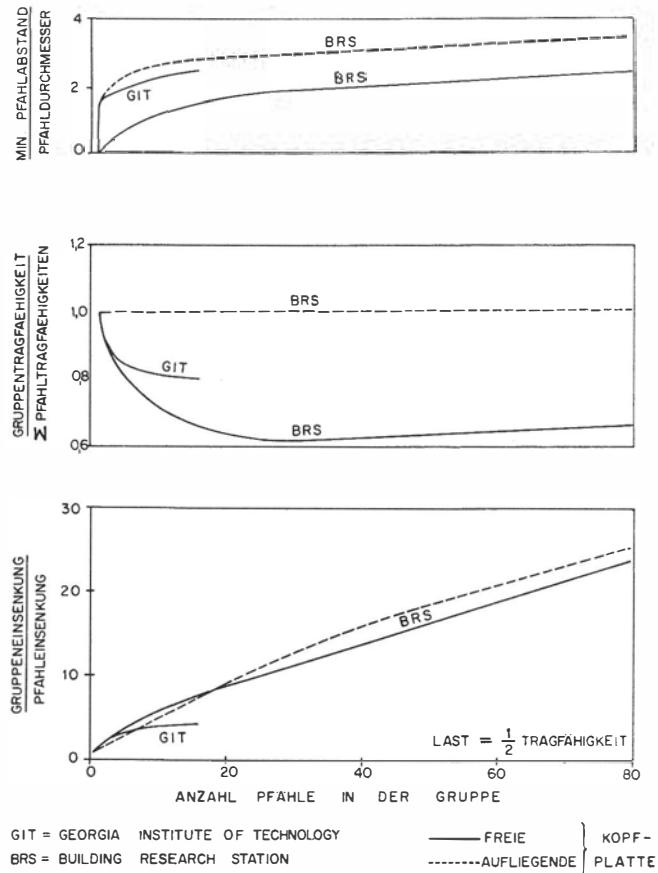


Bild 4. Verhalten von schwimmenden Pfahlgruppen in Ton nach Modellversuchen von Prof. G. F. Sowers und Mitarbeitern (Bericht 3b/24) und von T. Whiteaker.

Adresse des Verfassers: *Niklaus Schnitter, dipl. Bau-Ing., Erbstrasse 14, Küsnacht ZH.*

SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG

Sonderdruck aus dem 80. Jahrgang, Heft 25, 21. Juni 1962

Druck: Offset und Buchdruck AG, Zürich

Bau von Strassen, Flugpisten und Eisenbahnen

Von Hans Zeindler, dipl. Ing., Münsingen

Professor G. Moraldi, Rom, hat in seinem Generalbericht die Fortschritte von Forschung und Praxis beschrieben, welche auf diesem Gebiete seit dem letzten Kongress erzielt wurden. Der Bericht ist im II. Band der Proceedings enthalten und kommentiert alle Kongressbeiträge. Der vorliegende Aufsatz soll sich daher darauf beschränken, über den heutigen Stand der Erkenntnisse zu berichten. Er gibt zunächst eine kurze Uebersicht über die Diskussionen, behandelt dann ausführlich die Dimensionierung des Oberbaues und etwas kürzer die Frostprobleme, die Zementstabilisierung und verschiedene Beiträge.

Der Verkehr in der Luft und auf der Strasse hat sich seit dem Zweiten Weltkrieg ungeheuer rasch entwickelt. Verkehrsdichte, Gewicht und Schnelligkeit der Maschinen nehmen ständig zu. Damit wächst auch die Beanspruchung der Bauten, welche das Funktionieren des Verkehrs zu gewährleisten haben. Die Bautechnik sah sich vor die Aufgabe gestellt, möglichst rasch die notwendigen Grundlagen für die Dimensionierung und Ausführung der Strassen und der Flugpisten zu beschaffen. Bisher hatte man diese Bauten rein empirisch bemessen.

Am 3. Kongress, der 1953 in Zürich stattfand, wurde erstmals eine Sektion für die Behandlung dieser Probleme geschaffen. Man war damals sehr optimistisch. Die vorhandenen Erfahrungen sollten statistisch ausgewertet und möglichst rasch eine rechnerische Dimensionierungsmethode entwickelt werden. 1957 (London) wurden bereits zwanzig Beiträge zu diesem Fragenkomplex eingereicht. Als Hauptprobleme bezeichnete der damalige Generalberichterstatter die Verdichtung, die Dimensionierung des Oberbaues und die Bodenstabilisierung.

Sowohl bei der Verdichtung wie bei der Bodenstabilisierung waren und sind die zu lösenden Aufgaben eher technischer Art. Besonders auf dem Gebiete der Verdichtung konnten denn auch seither dank grosszügigen Untersuchungen und dank dem Einsatz leistungsfähiger Geräte die Schwierigkeiten für die meisten Bodenarten überwunden werden. Über die Bodenstabilisierung kann ähnliches gesagt werden, wenn hier auch die Entwicklung noch nicht so weit fortgeschritten ist wie bei der Verdichtung. Die Methoden für die Dimensionierung des Oberbaus sind dagegen praktisch noch die selben wie vor vier Jahren.

Die Wichtigkeit, die man allgemein den einzelnen Hauptproblemen beimisst, spiegelt sich deutlich in den Themen der zum Pariser Kongress eingereichten Beiträge. Von insgesamt 26 Arbeiten befassen sich allein 14 mit der Dimensionierung des Oberbaues. Drei Aufsätze behandeln Frostprobleme, weitere vier sind der Stabilisierung gewidmet, während die restlichen fünf verschiedene Fragen anschneiden, davon nur noch ein Beitrag die Verdichtung.

Dimensionierung des Oberbaues

Der Generalberichterstatter schlug die folgenden Themen zur Diskussion vor:

1. Uebereinstimmung zwischen Theorie und Erfahrung bei der Anwendung von Dimensionierungsmethoden, welche auf Feld- oder Laborversuchen beruhen.
2. Einfluss der Versuchsdurchführung bei der Bestimmung von Deformations- und Elastizitätsmoduli; Vorschlag für die Einführung eines Standard-Feldversuches.
3. Durchführung methodischer Deflektions-Messprogramme, aus welchen durch statistische Auswertung die kritischen

Modulwerte für bestimmte Decken ermittelt werden können.
4. Die Anwendungsmöglichkeiten von Vibrations- und seismischen Methoden und ihre Korrelation zu anderen Bemessungssystemen.

5. Wirkung von dynamischen Verdichtungsgeräten.

Die Diskussion beschränkte sich in der Folge auf die drei ersten Probleme. Ihre Lösung bildet eine wesentliche Grundlage für die Dimensionierung des Oberbaus. Diese stand daher im Mittelpunkt der Gespräche. Es erwies sich rasch, dass die Ansichten über den geeigneten Weg zur Lösung weit auseinandergehen. Die für die Diskussion zugemessene Zeit reichte gerade aus, dass jede Partei ihre Ansichten eingehend darlegen konnte. Diese Standortsbestimmung entspricht aber dem eigentlichen Zweck eines internationalen Kongresses und kann allen Beteiligten als Massstab und Richtlinie für ihre Arbeit dienen.

Die verschiedenen Auffassungen können wie folgt wiedergegeben werden:

Amerika, Australien, Kanada:

Das zuverlässigste Hilfsmittel für die Dimensionierung von flexiblen Belägen ist heute leider noch der CBR-Ver- such, trotzdem er den eigentlichen Oberbau nicht berücksichtigt. Das vorhandene statistische Material ermöglicht heute bereits theoretische Weiterentwicklungen der entsprechenden Dimensionierungsgrundlagen. — Analytische Methoden sind erst dann brauchbar, wenn sich die ihnen entsprechenden Moduli einwandfrei bestimmen lassen. Dies ist heute noch nicht der Fall; auch bestehen keine Anzeichen dafür, dass sich an dieser Tatsache in absehbarer Zeit etwas ändern wird. — Systematische Grossversuche bzw. Beobachtungen von Schwerverkehrsstrassen sind unumgänglich. — Damit der Oberbau mitberücksichtigt werden kann, muss eine direkte Kontrolle seines elastischen Verhaltens erfolgen. Die elastische Deformation unter Normallast kann mit dem «Benkelman beam» bestimmt werden. Die plastische Deformation muss beim Bau eliminiert werden. Der Erfolg der entsprechenden Massnahmen kann durch «Proof rolling» kontrolliert werden.

Frankreich, Belgien, Russland:

Gegenwärtig werden verschiedene Methoden für die Dimensionierung angewendet. Alle beruhen auf der Tragfähigkeit des Untergrundes, entsprechen also im Prinzip der CBR-Methode. — Das Verhalten des Oberbaus soll analytisch erfasst werden. Die Deformationen setzen sich aus einem elastischen und einem viskoelastischen (plastischen) Anteil zusammen. Im wesentlichen erzeugen dynamische Belastungen die elastischen Deformationen, während die statischen Belastungen zu plastischen Deformationen führen. — Die Elastizitätsmoduli müssen aus Versuchen ermittelt werden, deren Lastdauer derjenigen des Verkehrs entspricht. Diese beträgt weniger als $1/10$ s. — Die Grundlagen für die Berechnung der Spannungen und Deformationen für elastische, mehrschichtige Systeme sind bereits vorhanden (Publikation von Burnmister 1943, Jeuffroy und Bachelet 1957). Diese Berechnungsmethoden müssen für den viskoelastischen Bereich erweitert werden.

Portugal, Südafrika, Japan usw.:

Die Theorie soll nicht zu weit getrieben werden, sondern lediglich für die Praxis genügen. — Es soll auf den vorhandenen Erfahrungen weiter aufgebaut werden, d. h. die Ergebnisse der bisherigen Methoden wie CBR- und Plattenversuche sollen die Basis bilden. — Massgebend für das Verhalten des Oberbaus ist die «Verformbarkeit». Sie soll daher als charakteristische Grösse für jedes Material bestimmt und als Parameter in die Theorie eingeführt werden können, z. B. als Module de résistance, M_E -Wert, Defektionsradius.

Auch die schweizerische Auffassung des Dimensionierungsproblems entspricht eher dieser letzten Lösung.

Als Illustration zum Gesagten können die folgenden typischen Kongressbeiträge dienen.

Das amerikanisch-kanadische System wird am besten illustriert durch den Beitrag 4/14 von Mc. Leod (Kanada).

Sein Titel lautet: Beziehungen zwischen Radlasten, Oberflächendeformationen, Verkehrsvolumen und Stärke der flexiblen Beläge. Es wird eine Methode beschrieben, um die Durchbiegung der Oberfläche einer bestehenden flexiblen Decke unter einer belasteten starren Platte zu berechnen. Grundlage der Methode sind die Resultate der Belastungsversuche des «Canadian Department of Transport».

Unter sonst gleichen Umständen hängt die Durchbiegung der Oberfläche ab von a) der Stärke «T» des flexiblen Belages und von b) der Tragfähigkeit der Fundation. Für jedes bestimmte Verkehrsvolumen (das kleiner ist als der als obere Grenze geltende «unbeschränkte Verkehr») mit bestimmter maximaler Radlast und Pneudruck muss die zulässige Durchbiegung der Oberfläche (gemessen mittels starrer Belastungsplatte, gleicher Totallast und gleichem spezifischem Druck) in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit der Fundation anders gewählt werden. Das bedeutet, dass verschiedene flexible Straßen, wenn sie nicht genügend stark dimensioniert sind, um einer unbeschränkten Anzahl von Lastwechseln standzuhalten, bei einer gleichen, mit dem «Benkelman Beam» gemessenen Durchbiegung unter einer bestimmten Radlast nicht gleiche Aufnahmefähigkeit für Verkehr haben, wenn die Tragfähigkeit der Fundationsmaterialien verschieden sind.

Der Verfasser stellt auf Grund seiner Auswertungen Dimensionierungsdiagramme auf, aus welchen sich einerseits die Belagstärken für Fundationen verschiedener Tragfähigkeit, andererseits aber auch die erforderliche Deckenverstärkung auf Straßen mit vergrössertem Verkehrsvolumen bestimmen lassen.

Nach diesem Beispiel, wie die Auswertung der seit langem gebräuchlichen empirischen Methoden zu verfeinerten Dimensionierungsgrundlagen führt, soll nun auch noch ein Versuch zur analytischen Lösung des Problems näher betrachtet werden. Reichert (Belgien) berichtet in seinem Beitrag 4/17 über den Einfluss der wiederholten Belastung auf die Verformung der Oberbau-Schichten.

Er drückt sowohl die elastischen wie auch die plastischen Deformationen mit Hilfe von Moduli aus, welche versuchsunabhängige Materialkonstanten darstellen. Er geht aus von folgendem Ansatz für die vertikalen Deformationen:

$$\begin{aligned} z_{\text{tap}}^n &= z_{\text{eap}} + z_{\text{pap}}^n \\ \text{totale Deformation} &\quad \text{elastische} & \text{permanente} \\ \text{nach } n \text{ Belastungen} &\quad \text{Deformation} & \text{Deformation nach} \\ &\quad (\text{konstant}) & n \text{ Belastungen} \\ &= z_{\text{eap}} + [z_{\text{pap}}^1 + \beta \cdot \log_{10} n] \end{aligned}$$

β ist der sogenannte Zunahmefaktor, welcher ebenso wie sämtliche Deformationen vom Durchmesser $2a$ der Lastplatte und von der Belastung p abhängig ist. Ueber weitere mathematische Ansätze, welche nach Aussage des Verfassers experimentell überprüft wurden, gelangt dieser zu Ausdrücken, deren Koeffizienten von der Belastung p unabhängig sind.

Boussinesq hat bereits einen Modul für die elastische Deformation definiert

$$E = 1,5 \cdot \frac{p}{Z_e} \cdot 1000 \cdot a \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Analog dazu definiert der Verfasser weitere Moduli für die totale und die plastische Deformation:

$$M_t^1 = 1,5 \cdot \frac{p}{Z_t^1} \cdot 1000 \cdot a$$

$$M_\beta = 1,5 \cdot \frac{\text{Log}_{10} n}{(z^n - z^1)} \cdot 1000 \cdot a$$

$$M_p^1 = 1,5 \cdot \frac{p}{Z_p} \cdot 1000 \cdot a$$

Diese sind vom Plattendurchmesser $2a$ und von der Belastung p unabhängig. Es genügt also, die drei Moduli E , M_t^1 und M_β , evtl. noch M_p^1 , zu bestimmen, um die zu erwartenden Deformationen berechnen zu können. Der einmalige Plattendruckversuch (z. B. mit dem VSS-Gerät)

muss durch die Wiederholung einer Belastung p ergänzt werden. Nach Auffassung des Verfassers sind diese Moduli konstant, solange der Boden homogen ist. Sie sind aber vom Wassergehalt und vom Trockenraumgewicht abhängig.

Der Verfasser weist noch auf die Grenzen des Geltungsbereiches seiner Formeln hin. Er erweitert die Methoden für eine Anwendung auf zwei und drei Schichten. Er gibt in Tabellen die von ihm bestimmten Moduli verschiedener Materialien an und beschreibt die Versuchseinrichtungen für die experimentelle Ueberprüfung der Formeln.

Es bleibt uns noch die Betrachtung einer Methode, die weder zu analytisch noch gänzlich empirisch ist. Als Beispiel diene der *Bericht 4/15 von Nascimento* (Portugal): Eine Methode zur Dimensionierung von Belägen für Straßen und Flugpisten.

In dieser Arbeit wird versucht, eine einfache analytische Dimensionierungsmethode zu entwickeln, welche die Erfahrungen mit Plattendruck- und CBR-Versuchen berücksichtigt. Als Ausgangspunkt gilt die Definition eines Widerstandsmoduls.

$$R = \frac{\sigma}{\delta} \cdot d$$

σ = mittlere spezifische Belastung

d = Plattendurchmesser

δ = resultierende Setzung

Man beachte die Ähnlichkeit mit dem Wert

$$M_E = \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot d$$

Bild 1 illustriert die vereinfachenden Annahmen anhand eines zweischichtigen Systems: Die Belastung Q wird durch die Lastplatte auf die obere Schicht übertragen. Ihr Widerstandsmodul ist R_p . An der Grenze zwischen den beiden Schichten wirkt eine gleichförmige Pressung, deren Grösse vom Verhältnis R_p/R_f abhängig ist. Die Spannung wird also in der Form eines Konus weitergeleitet, dessen Winkel nur vom Verhältnis der Widerstandsmoduli bestimmt wird, d. h. die Burmister-Kurve wird durch eine Gerade ersetzt. Der Verfasser hat die Konus-Winkel für eine Reihe von Modulverhältnissen berechnet. So kann die Spannungsverteilung und damit die Setzung von Schicht zu Schicht fortschreitend berechnet werden. Die notwendigen Koeffizienten liefern ein Druckversuch, allenfalls mit wiederholter Belastung. Dieses Verfahren ist im Bild 2 schematisch dargestellt.

Wir sehen, dass die Wege, die heute zur Lösung des Dimensionierungsproblems beschritten werden, sehr verschieden sind. Allen gemeinsam ist jedoch die Einsicht, dass sämtliche Schichten des Oberbaus und sogar solche des Unterbaus in die Berechnung einzubeziehen sind. Diese Erkenntnis bestimmt auch die Arbeiten in der Schweiz und kommt insbesondere zum Ausdruck im Beitrag 4/19 von Schnitter und Boller über zementstabilisierte Fundationschichten für Flugpisten und Böden mit niedriger Tragfähigkeit.

Der Verfasser hofft, mit diesen kurzen Ausführungen einen Ueberblick über den heutigen Stand der Dimensionie-

rungsmethoden gegeben zu haben. Da er sich auf diejenigen Arbeiten beschränkte, die zum Kongress 1961 eingereicht worden sind, können seine Ausführungen nur unvollständig sein. Z. B. kamen die dynamischen Untersuchungen zum Dimensionierungsproblem gar nicht zur Sprache. Auch wurde darauf verzichtet, auf die Beiträge einzugehen, welche sich mit den starren Belägen befassen. Die Grundprobleme der Dimensionierung treten bei den flexiblen Belägen deutlicher hervor.

Zu den übrigen Problemen, die aus Zeitgründen nicht diskutiert werden konnten, ist kurz folgendes zu sagen:

Frostprobleme

Drei Beiträge befassen sich mit Studien zu diesem Fragenkreis.

Aitchison/Holmes (Australien) untersuchen den Wasseraushalt in den oberflächennahen Bodenschichten mit Hilfe von Saugkraft-Messungen. Speziell studiert wurde der Einfluss von Oberflächen-Abdeckungen.

Schnitter und Zobrist berichten über die in der Schweiz angewandten Methoden zur Berechnung der Frosteindringungstiefe. Gewöhnlich wird die erforderliche Oberbaustärke in unserem Land durch die Frosteindringung und nicht durch die Tragfähigkeitsanforderungen bestimmt. Eine möglichst genaue Abschätzung der Frosteindringtiefe lohnt sich daher sehr. Die klimatischen Verhältnisse werden durch den so genannten Frostindex erfasst. Dieser wird in die modifizierte Berggren-Formel eingeführt, welche die Berechnung der Frosteindringungstiefe gestattet. Die so erhaltenen Resultate wurden durch Messungen an Straßen, Kunsteisbahnen und Dämmen von Ausgleichsbecken nachgeprüft.

Treten in unserem Lande Frosttiefen von mehr als 1,50 m (10jähriger Durchschnitt) nur oberhalb 1000 m Meereshöhe auf, so sind Frosttiefen von 2 und mehr Meter für unsere schwedischen Kollegen der Normalfall. Auf gepfadierten Straßen treten denn auch während der Frostperiode klaffende Längsrisse von mehreren cm Öffnung auf. Da der Einbau von frostsicherem Material bis zur Frosttiefe aus wirtschaftlichen Gründen ausgeschlossen ist, versuchen die Schweden, mit dem Frost zu dimensionieren. *Rengmark* berichtet über vorläufige Ergebnisse von Messungen über zwei Winter an einer Versuchsstrecke mit verschiedenen Oberbau-Typen. Da die Frosteindringung in Straßenmitte am grössten ist, soll das Straßenprofil so gestaltet werden, dass am Rand die Hebungen verhältnismässig grösser sind. Auf diese Weise soll die Ebenheit der Strasse erhalten bleiben, so dass die Beläge nicht zerstört werden.

Zementstabilisierung

Ueber grundlegende Untersuchungen in Belgien orientiert *Dutron* in den Beiträgen 4/6 und 4/7. Er studierte den Einfluss von Wassergehalt und Raumgewicht auf die Druckfestigkeit und kam zu folgenden Ergebnissen: Verdichtet man mit gleichbleibender Verdichtungsarbeit Proben von verschiedenen Wassergehalt, so ergibt W.opt. — 2 % die grosse Druckfestigkeit. Diese wird allerdings durch eine Erhöhung der Feuchtigkeit um 2 bis 4 % nur unwesentlich ver-

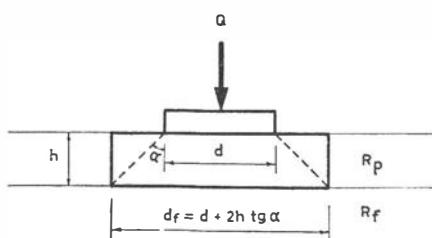


Bild 1a. Vereinfachte Darstellung des Verhaltens eines einschichtigen Oberbaus

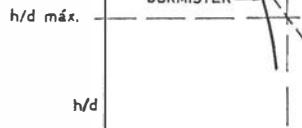


Bild 1b (rechts). Zugehörige vereinfachte Abhängigkeit des Verhältnisses der Festigkeitsmodule der Materialien des Oberbaus (R_p) und des Untergrundes (R_f) vom Verhältnis h/d

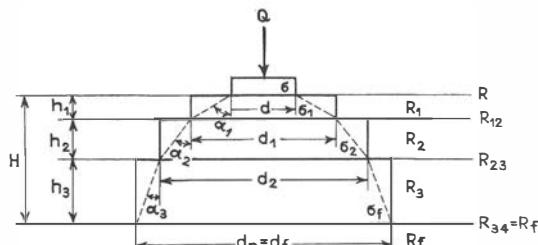


Bild 2. Wie Bild 1a, aber mehrschichtiges System

Reproduziert aus dem Kongressbericht. II. Band, Verlag Dunod, Paris 1961

mindert. Je höher der Grad der Verdichtung, desto grösser die Druckfestigkeit.

Als Kriterium für die Güte der Stabilisierung wird die Zylinderdruckfestigkeit nach 7 Tagen oder der CBR-Wert nach 14 Tagen verwendet. Für die Baukontrolle wurde ein Schnellversuch entwickelt, welcher die Durchführung beider Versuche schon nach 24 Stunden ermöglicht; während dieser Zeit sind die entsprechenden Proben luftdicht verpackt bei einer Temperatur von 65° zu lagern.

Ein Problem, welches auch in der Schweiz des öfters auftritt, ist die Stabilisierung von Böden mit organischen Beimengungen. Hierzu sind die Untersuchungen von *McLean/Sheerwood* (England) von grossem Interesse. Für vier typische englische Bodenprofile wurde die Stabilisierbarkeit der Bodenschichten zwischen 0 und 1,5 m Tiefe ermittelt. Aus den Resultaten ergab sich, dass alkalische Böden leichter zu stabilisieren sind als saure. Der *pH*-Wert erwies sich als geeignete Kontrollgrösse; bei einem Zementgehalt von 10 Gew.% und einer minimal erforderlichen Druckfestigkeit von

18 kg/cm² müssen folgende Grenzwerte beachtet werden: Boden ohne Zement: *pH* > 7, Boden mit Zement: *pH* > 12.

Verschiedenes

Bonnard/Meyer/Recordon berichten über die geologischen und geotechnischen Studien für die Autobahn Genf—Lausanne. — *Costa-Nunes* beschreibt die Projektierung und die Bauerfahrungen bei Dämmen auf sehr kompressiblem Untergrund. — *Peltier* berichtet über die Durchführung eines Scherversuches in grossem Masstab auf einer Strasse aus vorgespanntem Beton. Eine Platte von 525 m² Fläche wurde auf ihrer Sandunterlage verschoben, was einem riesigen Shear-box-Versuch entspricht.

Die zuletzt erwähnten Beiträge zeigen, dass ausser den zentralen, am meisten bearbeiteten Problemen noch viele andere zu lösen sind, auch wenn sie uns oft als nebensächlich erscheinen wollen.

Adresse des Verfassers: *H. Zeindler*, dipl. Ing., Juraweg 6, Münsingen BE.

SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG

Sonderdruck aus dem 80. Jahrgang, Heft 14, 5. April 1962

Druck: Offset und Buchdruck AG, Zürich

Sektion 7: Verschiedene Probleme

Von P.D. Dr. A. von Moos, Geologe, Zürich, und M. A. Gautschi, dipl. Bau-Ing., Zürich

Unter diesem wenig aussagenden Titel wurden in Band II der Kongressmitteilungen acht Arbeiten aus den verschiedensten Gebieten publiziert und vom Generalreporter (*S. R. Mehra*, Indien) kommentiert.

Die erste Arbeit behandelt erdbebensichere Konstruktionen und Fundationen von Gebäuden in Neuseeland. Der Verfasser, *F. F. Abey*, projektierender Ingenieur im Hauptbüro des Arbeitsministeriums in Wellington, beschreibt neun grössere Gebäude, die erdbebensicher geplant und gebaut wurden. Sie zeichnen sich vor allem durch durchgehende, zueinander senkrecht stehende Versteifungswände, die sog. Scherwände aus. Diese sind entweder als Innenwände oder Außenwände des Gebäudes ausgeführt. Dort, wo solche Wände den Verkehr innerhalb des Gebäudes gestört hätten, wurden die Unterzüge und Stützen entsprechend verstärkt. Die Grundlage für die Dimensionierung bildeten die staatlichen Vorschriften für erdbebensichere Gebäude, die auf Erfahrungen bei Erdbeben beruhen. Der Autor vergleicht die sich stark voneinander unterscheidenden Vorschriften verschiedener Länder (Japan, Kalifornien, Frankreich, Neuseeland). Im wesentlichen geben sie die Erdbebenbelastung als horizontale Kraft an, die einen gewissen Prozentsatz (meist

10 bis 15 %) der vertikalen Lasten aus Eigengewicht und Nutzlast beträgt. Der Prozentsatz wird meist abhängig gemacht von der Art des Untergrundes, der Höhe des Gebäudes und den verwendeten Baustoffen. Vielfach werden bei den eher kurzfristigen, aber hohen Beanspruchungen die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe stark erhöht. Als besonders gefährliche Böden werden lockere Sande und gesättigte Silte bezeichnet. Dagegen erwies sich Fels bei Erdbeben als relativ guter Baugrund, was schon lange bekannt ist, ausgenommen allerdings für sehr schwere und starre Gebäude.

Im zweiten Aufsatz befasst sich *H. B. Fehlmann*, Schweiz, mit der Anwendung von thixotropen Flüssigkeiten auf Bentonitbasis im Tiefbau. An den Beispielen der unterirdischen Garage in Genf¹⁾ und einer Quaimauer in Dünkirchen zeigt der Verfasser die Vorteile dieses neueren Hilfsmittels. Unsere Gesellschaft hatte bereits anlässlich der Tagung in Nyon Gelegenheit, diese Baumethode in Referaten und auf der Baustelle in Genf näher kennenzulernen, so dass darauf nicht eingegangen werden muss.

¹⁾ Siehe SEZ 1961, H. 28, S. 491.

A. Hamrol, Assistent Research Engineer aus Lissabon, setzt sich in seinem Beitrag mit der Klassifizierung der Verwitterbarkeit und dem Grad der Verwitterung von Fels auseinander. Er unterscheidet zwei Typen von Verwitterung: 1. Verwitterung ohne jede Kluft. bzw. Rissbildung, 2. Verwitterung nur durch Kluft- bzw. Rissbildung.

Die erste Verwitterungsart kann dadurch geprüft werden, dass die Wasseraufnahmefähigkeit einer getrockneten Gesteinsprobe ermittelt wird; der Grad der Verwitterung äussert sich in der Menge des aufgenommenen Wassers. Die Verwitterbarkeit kann durch die Zunahme dieser Wasseraufnahme in einem bestimmten Zeitintervall charakterisiert werden. Der Autor zeigt in verschiedenen Diagrammen, dass dem auf diese Art gemessenen Verwitterungsgrad bestimmte mechanische Eigenschaften wie Elastizitätsmodul und Moor'sche Umhüllungskurve zugeordnet werden können.

Der dritte Beitrag handelt von drei verschiedenen Arten der Bodenstabilisierung. Als erste Art beschreibt *I. M. Litvinov*, URSS, die Stabilisierung von Löss und weichen Lehmen mittels Wärme. Durch Erhitzen des Bodens, sei es durch direkte Wärmetübertragung, die ein Temperaturgefälle erzeugt, durch Injizieren von heißer Luft oder durch Einpressen von brennenden Flüssigkeiten oder gasförmigen Brennstoffen, kann auf den Boden eingewirkt werden. Die Folgen davon sind eine Reduktion der Setzungsempfindlichkeit und ein Anstieg der Scherfestigkeit. Schon eine Erhitzung auf 200 bis 400°C zeigte in dieser Beziehung sehr gute Ergebnisse. Eine zweite Art erläutert *B. A. Rzhanitzin*, URSS. Sie besteht im wesentlichen darin, dass Kunstharze in den Boden eingepresst werden, die beim Vermischen mit Säuren erhärten. Diese Stabilisierungsart wurde vor allem in Sanden untersucht, deren Anteil an Tonfraktion gering ist, d. h. nicht über 3% beträgt. Die Druckfestigkeiten an *in situ* behandelten Proben betragen bei dem angeführten Beispiel 20 kg/cm². — *V. M. Bezruk*, URSS, schliesslich beleuchtet das Verhalten von Böden, die mit Bitumen, Zement oder Kalk stabilisiert wurden.

Erfahrungen mit quellenden Böden beim Kanalbau in Peru sind von *M. Montero*, Peru, zusammengetragen worden. Beim Bau eines Kanalsystems von mehreren 100 km Länge wurden auch Böden mit starken Quelltendenzen angeschnitten. Sie bildeten eine Gefahr für die vorge sehene Verkleidung aus Beton. Durch systematische Sondierungen und Laborversuche wurden diese Böden auf ihre Quellfähigkeit untersucht. Vor dem Aufbringen der Betonverkleidung in gefährdeten Kanalabschnitten überflutete man zuvor den ausgehobenen Kanal für 3 bis 4 Wochen, damit der Boden quellen konnte. Man rechnete damit, dass der Boden, sobald der Kanal in Betrieb ist, die Feuchtigkeit beibehält und damit die Quellung stationär bleibt. Diese Massnahmen bewährten sich im allgemeinen. Die nach der Regenperiode von 1958 durch Hebungen zerstörten Strecken von total 1,8 km Länge sind nach Ansicht der Verfasser auf eine ungenügende oder zu kurze Bewässerung vor dem Betonieren zurückzuführen.

Die Autoren *J. F. Raffle* und *D. A. Greenwood* beschreiben eine Berechnungsmethode, die erlauben soll, das Aufnahmevermögen von Böden bei Injektionen zu bestimmen. Sie gehen davon aus, dass die injizierten Flüssigkeiten eine gewisse Viskosität und eine gewisse Scherfestigkeit aufweisen. Diese Eigenschaften setzen dem Injektionsdruck mit zunehmendem Abstand vom Einpressort steigenden Widerstand entgegen. Bei einer gewissen Entfernung kommt die Bewegung des Injektionsgutes zum Stillstand. Es werden Formeln gegeben, die es erlauben, auf Grund der rheologischen Eigenschaften des Injektionsgutes und der Durchlässigkeit des Bodens nach Darcy eine Reichweite der Injektion zu bestimmen. Diese erlaubt wiederum, das Aufnahmevermögen einer Injektionsstelle zu berechnen.

Eine interessante, rasche Methode zur Bestimmung des Strukturzusammenbruches von Loess gibt *G. Stefanoff*, Bulgarien. Er weist nach, dass der Zusammenhang zwischen Belastung und Grösse des Strukturzusammenbruches mathematisch erfasst werden kann. Er kann durch einen Parameter, der unabhängig von der Lastgrösse ist, charakteri-

siert werden. Damit ist es möglich, mit nur einem Oedometerversuch diesen Parameter zu ermitteln und damit die Grösse des Strukturzusammenbruches unter einer beliebigen Last zu errechnen.

Während seines Wirkens als Experte der FAO in Ost-Pakistan untersuchte *C. van der Veen*, Niederlande, die Durchlässigkeit von Bewässerungskanälen. Seine Arbeit beschreibt die Versuche im Labor und im Felde. Die Resultate, insbesondere der Einfluss der Verschlammung der Kanalwände durch Silt und der klüftigen Tone auf die Durchlässigkeit sind zusammengestellt.

In der letzten technischen Sitzung des Kongresses in Paris vom 22. Juli 1961 kamen folgende zwei der drei zur Diskussion vorgeschlagenen Fragen zur Behandlung.

Nicht gesättigte Lockergesteine hoher Porosität

An der Diskussion beteiligten sich die Herren *Denisov* (URSS), *R. Haefeli* (Schweiz), *Henry* (Frankreich), *K. L. Rao* (Indien), *G. Stefanoff* (Bulgarien), *W. J. Turnbull* (USA).

An einem Beispiel aus dem Rhonetal zeigte zunächst *Henry*, wie sehr poröse, feinkörnige, ungesättigte Hochwasser-Ablagerungen ($\gamma = 1,2$ bis $1,4 \text{ t/m}^3$), die nach langen Labor- und Feldversuchen und Ueberlegungen als Unterlage für 10 bis 12 m hohe Oberwasserkäne belassen wurden, sich trotz Sättigung durch Einstau normal, d. h. ohne Strukturzusammenbruch setzten. Anderseits wies *Turnbull* auf seine früheren Erfahrungen hin, wonach bei Belastung von ungesättigtem Loess durch Dämme sich die Hälfte der Setzung vor der Unterwassersetzung, die andere Hälfte aber nach dem Einstau vollzog, d. h. als Folge der Sättigung der Strukturzusammenbruch erfolgte. In einem speziellen Falle, wo ein Damm einen schmalen, mit Loess gefüllten Tallauf querte, betrug die Setzungsdifferenz auf eine horizontale Distanz von 30 m volle 1,5 m. *Rao* führt sodann aus, dass bei einem Damm in Indien, der auf einem solchen ungesättigten Boden erstellt wurde, zur Vermeidung bzw. Vorwegnahme der grossen Setzungen durch den sich beim Einstau sättigenden Dammuntergrund ein Teil des Untergrundes ausgehoben und der verbleibende Rest durch längeren Einstau gesättigt wurde, worauf man erst den Damm aufbrachte.

Denisoff wies alsdann darauf hin, dass Setzungen bei erstmaliger Sättigung eine Eigenschaft aller Lockergesteine geringer Plastizität sei. Diese sind als Folge ihrer unechten Kohäsion, d. h. einer nicht wasserbeständigen molekularen Bindung unterkonsolidiert. Dies zeigt sich vor allem in ariden Gebieten, die erstmals bewässert werden, als deren Folge Setzungen von 2 bis 3 m bekannt sind. Sind diese Böden einmal gesättigt, so konsolidieren sie normal.

Zum Schluss machte *Haefeli* darauf aufmerksam, dass sehr poröse Lockergesteine vor allem bei sehr geringer Sedimentationsgeschwindigkeit entstehen (Loess, vulkanische Asche, Seekreide, Torf, lockerer Schnee), während bei grösserer Sedimentationsgeschwindigkeiten das Material dichter, d. h. weniger porös gelagert werde (windgepresster Schnee, Sedimente, die durch fliessendes Wasser, durch Wellenschlag entstehen).

Optimale Zusammenarbeit zwischen Geotechnik, Projektierung und Praxis

Zu der uns alle täglich wieder beschäftigenden Frage, wie diese Zusammenarbeit fruchtbringend gestaltet werden könnte, äusserten sich *K. V. Helenelund* (Finnland), *A. Lazard* (Frankreich), *K. L. Rao* (Indien) und *W. J. Turnbull* (USA). Zunächst ist einmal festzustellen, dass diese Zusammenarbeit je nach Bauaufgabe variiert und außerdem von der Organisation abhängt. Einerseits bestehen Verwaltungen usw. mit eigenen Geologen, Erdbaumechanikern und Laboratorien wie z. B. das des Corps of Engineers, des Bureau of Reclamation, die finnische und britische Staatseisenbahnverwaltung usw., anderseits werden die geotechnischen Arbeiten von Fall zu Fall bestehenden staatlichen Organisationen, privaten Bureaux, Spezialunternehmungen und Experten übertragen. Wesentlich ist, dass die Zusammenarbeit zwischen den Spezialisten, den projektierenden und den bau leitenden Ingenieuren möglichst früh einsetzt und intensiv ist,

was beide befürchtet. Auffallend ist in diesem Zusammenhang, dass die führenden Erdbauingenieure, die zumeist von der theoretischen Seite her kommen, sich mit zunehmendem Alter immer intensiver mit der Praxis beschäftigen und daraus grossen wissenschaftlichen Nutzen ziehen.

Die Untersuchungen sollen mit der geologischen Kartierung beginnen, woran sich die Sondierungen anschliessen, die periodisch und allseitig kritisch besprochen werden sollen. Je nach der geologischen und technischen Situation und der lokalen Erfahrung gibt die rein geologische Interpretation genügend Auskunft, oder es muss zu den Feld- und Laboratoriumsarbeiten geschritten werden. Diese müssen aber gezielt durchgeführt und unter steter Beachtung der geologischen Verhältnisse gut verarbeitet werden. Ein Ballast von unnötigen Daten, die der Fragestellung nicht gerecht werden, soll vermieden werden, da sie sowohl der Geotechnik wie den speziellen Proben schaden, worauf speziell Casagrande verschiedentlich hingewiesen hat. Wesentlich für das Verständnis für die guten Dienste, die die Geotechnik der Praxis bieten kann, ist die häufige Diskussion zwischen den Spezialisten und den Männern der Praxis, die sorgfältige Erläuterung der Bedeutung der gelieferten Daten durch den Geotechniker und deren sinnvolle Anwendung.

Während des Baues ist es für den Geotechniker wichtig, dass er die Baustelle besucht und besuchen kann, auch wenn keine Schwierigkeiten auftreten, damit er das Bild, das er sich auf Grund der Voruntersuchungen gemacht hat, kontrollieren und anpassen kann. Dies gilt erst recht beim Auftreten von Schwierigkeiten. Fruchtbringend ist, wenn einige Zeit nach Beendigung namentlich grösserer Bauten die Unterlagen und Voraussetzungen zusammengestellt und mit den Erfahrungen kritisch verglichen werden, was die Angelsachsen als «Prototype analysis» bezeichnen. Diese Erfahrungen bilden die Grundlage für die Revision unserer Arbeitsmethoden und führen zum technischen Fortschritt im Sinne eines ökonomischeren und sichereren Bauens.

Am Schlusse kam man noch auf die Kosten der geotechnischen Untersuchungen zu sprechen. Die Electricité de

France rechnet für die Staumauern normalerweise mit etwa 2 % der Baukosten, die beim Erddamm Serre Poncon bis auf 6 % anstiegen. Für Wohnbauten in den Gebieten, wo Erfahrungen vorhanden sind, wie vor allem in den grossen Städten, sinkt dieser Wert auf rd. 2 %.

*

Am Schlusse mögen noch einige kurze persönliche Bemerkungen zur organisatorischen Seite des Kongresses angebracht werden. Unsere französischen Kollegen, denen man für die glänzende Durchführung nur gratulieren kann, waren so glücklich, das ausserordentlich schöne und trefflich eingerichtete Kongressgebäude der UNESCO benützen zu können, wo auch eine gut eingespielte personelle Organisation vorhanden war. Die neue Idee der Diskussion in Form der sog. panel discussion — Diskussion am runden Tisch — vorab auf einen kleinen Kreis von Spezialisten zu beschränken, war erfolgreich und sollte fortgesetzt werden. Es ist sehr zu empfehlen, auch die Themen für die einzureichen den Kongressarbeiten in Zukunft zu beschränken, ähnlich wie das für die Diskussion getan wurde. Vermisst wurden einige allgemeine Vorträge über geologisch-technische Probleme Frankreichs, wie auch gute Baustellenbesuche während des Kongresses in Paris. Die gesellschaftlichen Veranstaltungen — wie in Paris nicht anders zu erwarten — waren ausserordentlich schön; besondere Höhepunkte bildeten die Seinefahrt und der Abend in Versailles.

Prof. Haefeli und der Erstunterzeichner hatten während des Kongresses und später in Zürich Gelegenheit, mit Dr. R. F. Legget, Ottawa, dem Präsidenten des VI. Kongresses, der 1965 in Canada stattfinden soll, organisatorische Fragen für diesen zu besprechen, womit die Brücke zur Zukunft geschlagen ist.

Adressen der Verfasser: Dr. A. von Moos, Nägelistrasse 5, Zürich 7/44, und Ing. M. A. Gautschi, Russenweg 10, Zürich 8.

SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG

Sonderdruck aus dem 80. Jahrgang, Heft 30, 26. Juli 1962

Druck: Offset und Buchdruck AG, Zürich

5^e CONGRÈS INTERNATIONAL DE MÉCANIQUE DES SOLS ET DES TRAVAUX DE FONDATION¹

PARIS, JUILLET 1961

FONDACTIONS - SECTION 3 A

par CH. SCHÄRER, ing. dipl. EPF, chef de la section de mécanique des sols des Laboratoires de recherches hydrauliques et de mécanique des terres annexés à l'Ecole polytechnique fédérale, Zurich

Généralités et fondations autres que les fondations sur pieux

Dans cette section sont traitées les théories et pratiques des fondations pour bâtiments et autres ouvrages à l'exception des barrages en terre et des routes. Comme ces problèmes intéressent particulièrement de nombreux ingénieurs et chercheurs, il n'est pas étonnant que 53 communications aient été présentées sous ce titre. Relevons que le tiers est parvenu de pays de l'Est. Une seule communication suisse a été présentée, celle de MM. Bendel et Bovet.

¹ La Société suisse de Mécanique des sols et des Travaux de fondation a organisé en automne 1961, à Bienne, une journée d'étude au cours de laquelle divers conférenciers donneront un compte rendu des travaux des sections du congrès de Paris. Nous donnons au présent numéro les textes des exposés en langue française. Les autres exposés, de langue allemande, ont été ou seront publiés par ailleurs. Nos lecteurs, pour plus amples informations, pourront se reporter aux volumes publiés par Dunod, Paris, 1961, et donnant l'ensemble des communications du congrès. Les figures données ici sont tirées de ces volumes. (Réd.)

Le rapporteur général, M. le professeur N. Tsitovitsch, de l'Académie de Construction et de l'Architecture de Moscou (U.S.S.R.), a subdivisé l'ensemble des communications sous les six titres suivants :

- 1) Force portante (13 communications)
- 2) Répartition des contraintes, y compris la pression de contact fondation-sol (6 communications)
- 3) Consolidation et tassement (13 communications)
- 4) Calcul et projet de fondations (7 communications)
- 5) Fondations dans des terrains particuliers (8 communications)
- 6) Problèmes spéciaux (stabilité, dynamique, sous-œuvres) (6 communications).

La discussion a été présidée par M. le professeur Verdheyen de l'Université libre de Bruxelles. Les sujets proposés pour cette discussion étaient :

- a) L'influence de la dimension et de la forme de fondations ;
- b) cas de sols non saturés, expansion et retrait.

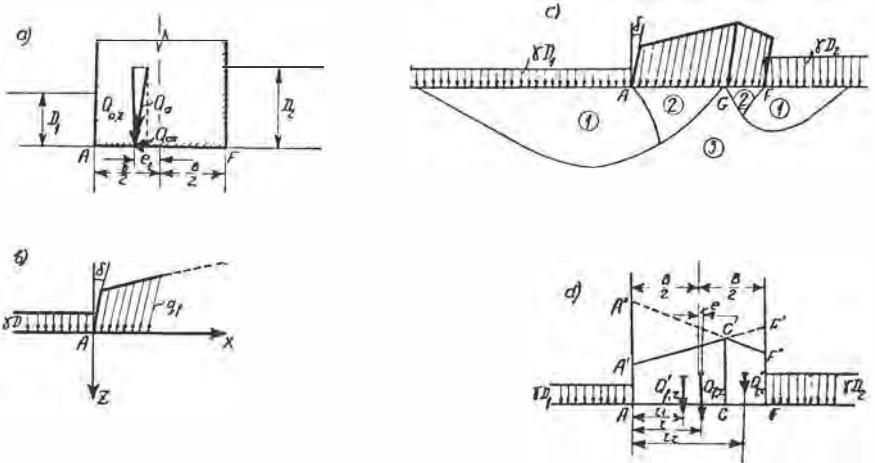


Fig. 1.

- a) Fondation et sollicitations.
- b) Schéma pour la détermination de la charge critique, d'après V. Sokolovski.
- c) Zones des fondations : (1) zone de l'état limite ; (2) noyau sous les fondations ; (3) zone élastique.
- d) Schéma pour la détermination du pouvoir portant de la fondation.

Nous nous proposons dans l'exposé qui suit de former une synthèse du problème de fondation, faisant un choix parmi les communications présentées avant le congrès, compte tenu des conditions particulières du sous-sol de Suisse. Considérant le nombre des communications présentées sous les divers sous-groupes, nous voyons que les deux thèmes « force portante » et « problème des tassements » sont en tête de liste.

1. Problème de la force portante

Les recherches sur la capacité portante des fondations sont basées sur les conditions d'équilibre limite. Plusieurs des solutions proposées sont approximatives, du fait que l'on considère comme données la forme des surfaces de glissement qui se développent dans le sol sous l'action des forces extérieures et du poids propre du milieu. Deux remarques de caractère général doivent toutefois être formulées :

a) La condition d'équilibre limite est généralement représentée par l'équation de Coulomb, selon laquelle la résistance au cisaillement en un point est donnée par une équation linéaire de la pression normale. Elle correspond donc à une tangente du cercle de Mohr. Le comportement des sols plastiques par contre semble être mieux interprété par la condition de R. Mises qui stipule que l'intensité de la tension de cisaillement est une fonction directe de l'intensité de la déformation du cisaillement.

b) Plusieurs solutions statiquement acceptables existent pour un problème d'équilibre limite défini. Nous entendons par là une solution dont le champ de force satisfait les équations d'équilibre, les conditions de déformation, ainsi que les conditions aux limites fixées préalablement.

Comme le professeur J. Brinch Hansen l'a relevé lors du Congrès international de Londres (1957), la *solution vraie* sera celle qui est non seulement *statiquement*, mais également *cinétiquement* acceptable. Cette dernière correspond à tout champ de forces concomitant avec un champ de vitesse de déformation au début du stade de l'écoulement plastique continu.

Les communications sur la force portante du sol présentées au Congrès de Paris embrassent trois aspects du problème :

- a) Recherches théorético-expérimentales
- b) Description d'essais de fondations sous l'angle de la force portante
- c) Problèmes particuliers de la force portante.

a) Recherches théorético-expérimentales

Parmi les six communications traitant des recherches théorético-expérimentales, nous relèverons l'apport original d'auteurs russes. Partant des équations de base formulées par V. Sokolovski pour caractériser de façon rigoureuse l'état d'équilibre limite du milieu pulvérulent, Malishev et Fjedorov (3A/28) proposent un calcul approché des fondations, compte tenu des dimensions finies de celles-ci pour une surcharge excentrique et oblique. (Fig. 1 et 2.)

Cette contribution comprend une méthode grapho-analytique pour déterminer la valeur limite de la pression sous une semelle de dimensions finies, ainsi qu'un tableau des facteurs de portance. L'étude considère aussi le cas de charges non uniformément réparties et inclinées.

Le second auteur de ce travail examine le problème mixte de l'équilibre élastico-plastique d'une masse pulvérulente sous une sollicitation inclinée et détermine les dimensions des zones plastiques. Il apparaît par exemple que pour des valeurs de $\phi = 30^\circ$, $c = 0,2 \text{ kg/cm}^2$ et $p = 3,1 \text{ kg/cm}^2$, les dimensions de la zone plastique sont seulement égales à la moitié de celles calculées à l'aide de la condition de plasticité de Coulomb qui considère les composantes de la tension dans un milieu élastique pur.

A. R. Jumikis, New Jersey, USA (3A/23) présente les résultats de recherches expérimentales sur la configuration des surfaces de rupture dans du sable sec sous l'effet d'une force inclinée. Il fait varier la largeur des modèles, ainsi que l'inclinaison et l'excentricité de la résultante. (Fig. 3 et 4.)

L'auteur établit que cette surface correspond à une spirale logarithmique dont les paramètres dépendent de l'angle de frottement du sable, des dimensions du modèle, du point d'application et de la direction de la résultante. Les résultats obtenus peuvent être utilisés pour établir une méthode semi-empirique permettant de déterminer la force portante, ainsi que de calculer la stabilité de fondations sur semelles sous l'action de forces inclinées.

Le même problème de la capacité portante de fondations sous l'action de forces inclinées est également traité dans la très intéressante communication de J. Biarez, Burel et Wack (3A/7). Y sont décrites les expériences conduites avec un matériau-modèle — de fins rouleaux d'aluminium — afin de rechercher les lignes de déplacement dans les sables à l'aide de photographies. (Fig. 5, 6 et 7.)

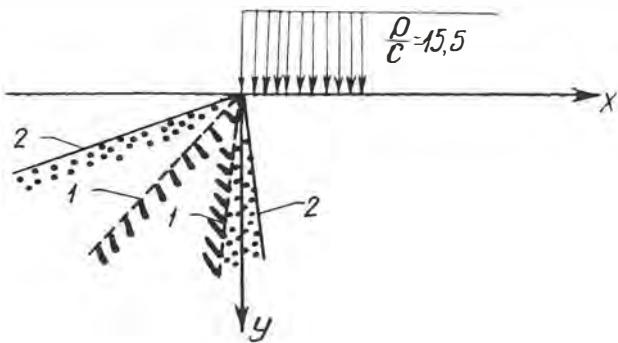


Fig. 2. — Graphique comparatif des zones plastiques dans les cas de solutions élastico-plastiques (1) et élastiques (2).
 $c = 0,2 \text{ kg/cm}^2$ $p = 3,1 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 30^\circ$.

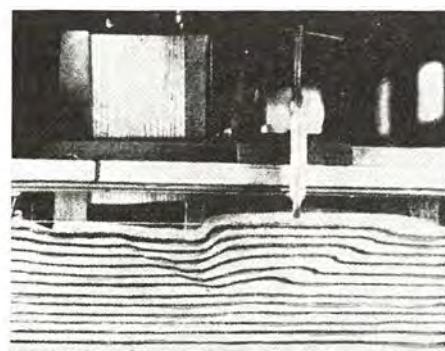


Fig. 3 a. — Surface de rupture au-dessous d'un modèle de largeur $B = 15,0 \text{ cm}$, chargé obliquement : $\sigma = 1,00 \text{ kg/cm}^2$; $h = 0$.

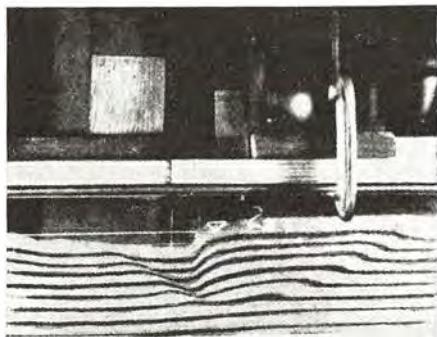


Fig. 3 b. — Surface de rupture au-dessous d'un modèle de largeur $B = 12,5 \text{ cm}$, chargé obliquement : $\sigma = 1,00 \text{ kg/cm}^2$; $h = 0$.

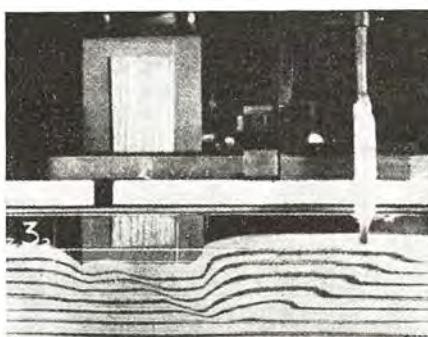


Fig. 3 c. — Surface de rupture au-dessous d'un modèle de largeur $B = 10,0 \text{ cm}$, chargé obliquement : $\sigma = 1,00 \text{ kg/cm}^2$; $h = 0$.

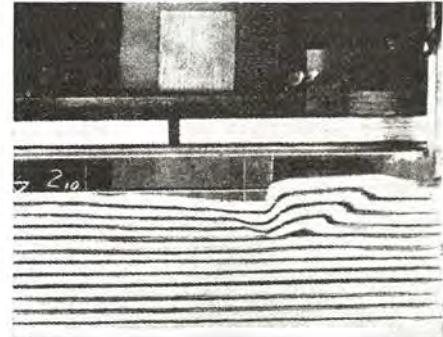


Fig. 3 d. — Surface de rupture au-dessous d'un modèle de largeur $B = 12,5 \text{ cm}$, chargé obliquement : $\sigma = 0,25 \text{ kg/cm}^2$; $h = 0$.

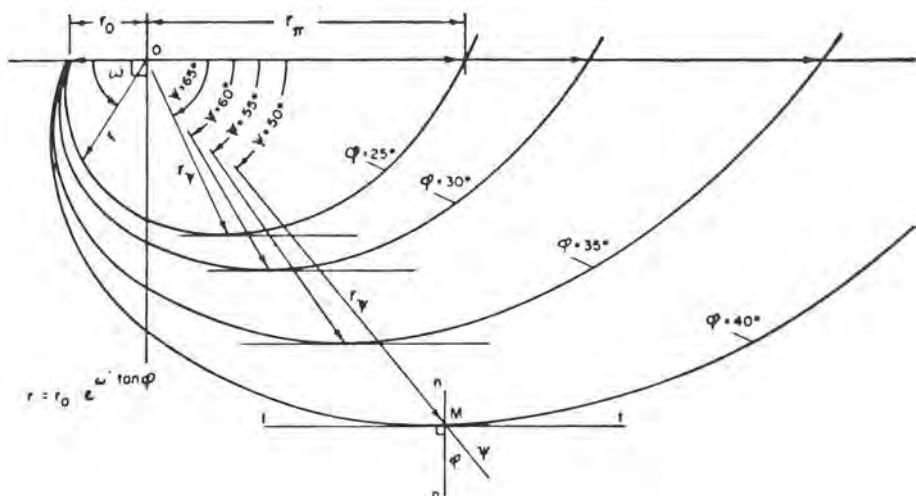


Fig. 4. — Influence de l'angle de frottement interne ϕ sur la forme et sur les dimensions de la surface de rupture.

Les auteurs observent une configuration nette du coin de sol compacté sous la fondation. Ils établissent que le facteur de portance augmente avec la profondeur selon une loi linéaire, que pour le problème bi-dimensionnel la force portante totale croît en raison du carré de la largeur de la fondation, et que le frottement latéral augmente en raison du carré de la profondeur de la fondation.

Le rapporteur général relève que ces résultats quantitatifs sont en très bon accord avec les études théoriques effectuées par Berezanzev à Moscou.

Un grand nombre de contributions appartient au second type de solutions pour lesquelles la forme des surfaces de glissement est préétablie. La plus connue est certes celle développée par Terzaghi, 1943, pour des charges verticales symétriques. Cette formule ne tient

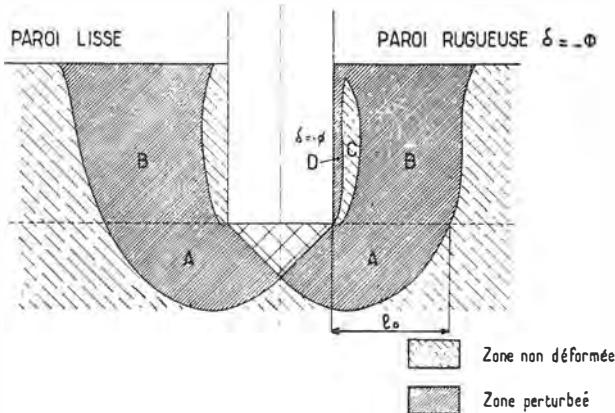


Fig. 5. — Schéma des déformations sous une fondation.

pas compte du poids propre du sol, mais considère l'existence d'un coin de matière compacte sous la fondation, ainsi que l'effet de la profondeur de fondation. Cette formule bien connue peut s'écrire :

$$q_f = C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma$$

dans laquelle :

N_c , N_q et N_γ représentent les facteurs de portance (ne dépendant que de l'angle de frottement ϕ)

c = cohésion du sol

γ = densité apparente

D et B = respectivement profondeur et largeur de fondation.

Les recherches récentes montrent que le fait de remplacer la profondeur de fondation par une surcharge latérale rend toute solution cinématiquement impossible. De plus, la portance limite, dans ces conditions, excède toujours celle déterminée par la formule mentionnée ; fait corroboré par le résultat de nombreuses expériences.

Cette formule n'est plus valable pour des charges excentriques et inclinées. Relevons que pour ce dernier cas la portance diminue considérablement. Pour un soutènement classique et $\phi = 35^\circ$, par exemple, la portance n'est que le $1/7$ de celle calculée avec la formule de Terzaghi, pour une excentricité de $\frac{1}{6} B$ et une inclinaison de la résultante de $\frac{H}{V} = \frac{2}{5}$.

b) Description d'essais de fondation sous l'angle de la force portante

Quatre communications figurent sous ce titre. L'Herminier et trois co-auteurs (3A/26) examinent l'effet de la forme de fondations superficielles sur leur capacité portante. Il résulte d'un nombre considérable d'essais au laboratoire et sur chantier que :

- 1) Un sable peut posséder une cohésion (imbrication des grains) non négligeable. Cette cohésion tend à diminuer d'une façon notable au moindre remaniement, même si on reconstitue la teneur en eau et la densité initiales.
- 2) La formule de Prandtl est vérifiée pour un sol cohésif idéal ($\phi = 0$).

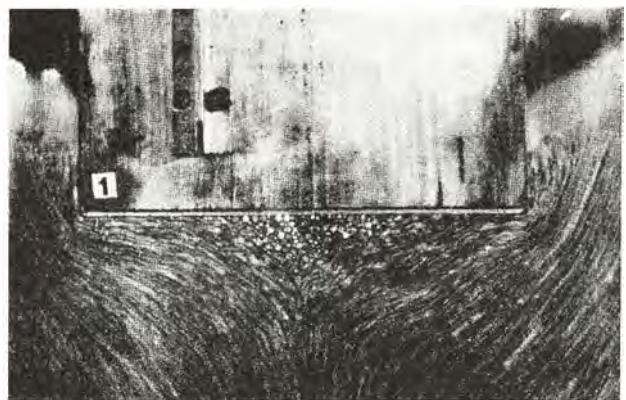


Fig. 6. — Base lisse ($\delta = -17^\circ$). $D/B \approx 0$ (faible profondeur).

- 3) En dépit de la dispersion considérable des résultats expérimentaux, il semble être établi que la portance déterminée par l'essai dépasse la valeur théorique de 1,5 à 2,5 fois.
- 4) La portance d'une fondation carrée est de 1,2 à 1,25 fois plus grande que la résistance théorique relative à une semelle filante.

De Beer et Ladányi, Belgique (3A/4), arrivent à une conclusion semblable dans leur contribution cherchant à déterminer le facteur de forme permettant de passer d'une fondation circulaire à une fondation rectangulaire. Il est intéressant de relever que le coefficient de forme établi expérimentalement et intervenant dans le calcul du terme de la capacité portante due au seul poids propre du sol compris à l'intérieur de la surface de glissement et valable pour une semelle circulaire établie à la surface du sable est égale à environ 0,6. Ce coefficient paraît indépendant de la compacité du sable.

La différence de comportement des sables denses et peu denses est examiné par Bent Hansen, Danemark (3A/17), et Feda, Tchécoslovaquie (3A/13).

c) Problèmes particuliers de la force portante

Trois contributions traitent des problèmes particuliers. Celle de A. Balla, Hongrie (3A/3), décrit la résistance à l'arrachage de fondations de pylônes électriques du type champignon. Les résultats sont comparés avec ceux publiés par d'autres auteurs. Une concordance satisfaisante entre les essais sur modèle et les essais *in situ* dans les sols cohésifs ($\phi = 23^\circ$, $c = 1,8 \text{ t/m}^2$, $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$) est établie.

Deux auteurs de Tchécoslovaquie Mencl et Pruska (3A/31) étudient la dissipation de la pression interstitielle au début de la consolidation, ceci pour divers degrés de saturation.

2. Répartition des contraintes, y compris la pression de contact fondation-sol

Quatre des six contributions présentées traitent de la détermination théorique des contraintes, les deux autres de mesures expérimentales.

Sovinc, Yougoslavie (3A/44) — partant des travaux de Burmister — déduit des formules à l'aide desquelles il est possible de déterminer les contraintes et les déformations dans une couche élastique d'épaisseur finie et uniforme qui est placée sur une base rigide. Le contact

entre la couche élastique et la base est supposé lisse. Le cas d'une fondation souple est étudié en détail. La figure 8 illustre la répartition des contraintes verticales au centre d'un rectangle uniformément chargé, pour divers rapports des demi-côtes $\frac{c}{d}$ de la surface

chargée et trois valeurs du rapport $\frac{h}{c}$, h étant la hauteur de la couche élastique (coeff. de Poisson = 0,5).

L'épaisseur limitée de la couche a pour conséquence une concentration des contraintes dans le domaine proche de la surface chargée. Les différences par rapport aux valeurs des contraintes correspondant à une épaisseur infinie de la couche élastique sont particulièrement sensibles pour un rapport hc inférieur à 2,5.

E. Schultze, Allemagne, (3A/41) complète son étude sur la répartition de la pression de contact d'une fondation rigide. Il combine l'état de contrainte selon la théorie de Boussinesq pour l'état élastique avec les équations de Prandtl et Buisman pour un état plastique dans les zones marginales. Une comparaison avec des mesures effectuées sous des piles de ponts fait ressortir une bonne concordance entre la distribution des tensions mesurées et celle déterminée à l'aide de cette théorie élastico-plastique (forme déparabolique concave).

3. Consolidation et tassement de structures

L'ingénieur, en fin de compte, ne s'intéresse pas directement à la répartition des contraintes dans le sous-sol, mais bien aux déformations des fondations provoquées par les forces extérieures.

Fig. 8. — Répartition des contraintes verticales dans la couche élastique sous le centre d'un rectangle chargé uniformément, pour divers rapports des côtés c/d . En abscisse : valeurs $\sigma_z \times p$; en ordonnée : valeurs z'/c , z étant la profondeur sous la semelle, c la plus grande demi-dimension du rectangle.

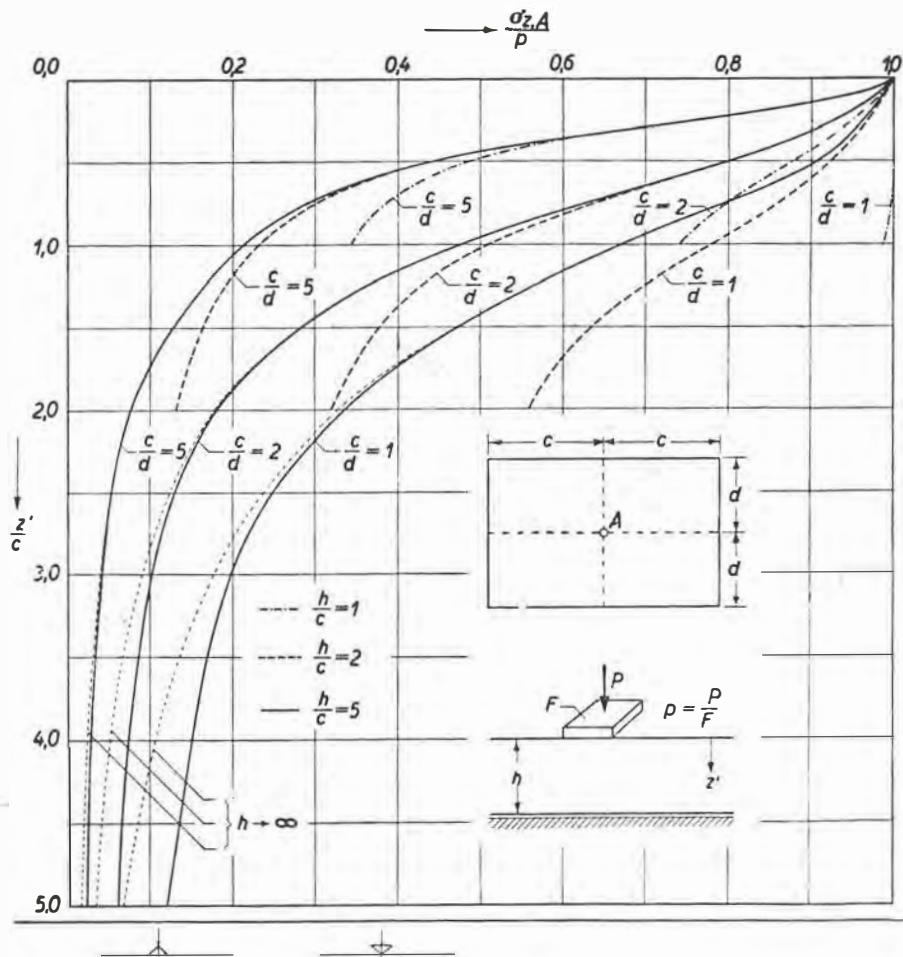


Fig. 7. — Faible profondeur D ou petite surcharge p (moyenne de β sur les photographies — 55%). La base est rendue rugueuse par deux arrêtoirs situés aux coins du modèle. Base rugueuse ($\delta = -\Phi$).

Treize communications traitent du problème des tassements. Huit auteurs s'attachent à compléter la théorie classique de la consolidation. Les uns tiennent compte du drainage tridimensionnel sous une fondation isolée, soit avec une solution rigoureuse (Mandel, 3A/29) ou approchée (Aboshi/Monden, 3A/1); d'autres auteurs considèrent l'effet de charges excentrées ou la combinaison d'efforts horizontaux et verticaux. Deux travaux concernent l'accélération de la consolidation à l'aide de drains verticaux.

Nous avons retenu le travail de *Button*, Angleterre, (3A/9) qui établit des graphiques permettant de déterminer rapidement des tassements dus à la consolidation. Les figures 9 et 10 représentent les intégrales des contraintes verticales en fonction de la profondeur sous le centre (9) et sous l'angle (10) d'une semelle souple rectangulaire. Les courbes sont dessinées pour des semelles carrées et allongées. D'autres courbes, faisant intervenir un facteur de consolidation M , permettent de calculer directement les tassements de semelles circulaires et carrées pour un drainage dans les trois dimensions ou vertical seulement.

Cinq auteurs de divers pays relatent des tassements observés, recherchant en particulier l'origine de tassements différentiels.

4. Calcul et projet de fondations

Comme nous l'avons vu au cours de cet exposé, la forme et les dimensions des fondations ainsi que leur rigidité et celle de la superstructure jouent un rôle dans l'appréciation de la pression admissible. Cette dernière doit aussi tenir compte des déformations (tassements) des sols compressibles, ainsi que des tassements différentiels.

Dans le calcul des *fondations souples* il faut considérer simultanément le comportement de la fondation et celui de la base qui se déforme. Pour le projet de *fondations rigides* (massives) il est essentiel d'avoir présent à l'esprit les tassements du sous-sol, leur non-uniformité et la déformabilité tolérable de la structure.

Parmi les sept contributions nous avons relevé les trois suivantes :

Gorbunov (3A/14) expose sommairement le développement en URSS des méthodes de calcul de poutres et dalles de rigidité et de dimensions quelconques reposant sur un appui élastique continu (semi-espace élastique se déformant linéairement). La figure 11, extraite de cet article, illustre la variation de grandeurs sans dimensions, valeurs calculées pour une surcharge uniforme q en fonction de α (rapport de la longueur à sa largeur) et de la flexibilité t de la poutre. La formule (20, voir fig. 11 a) permet d'exprimer les valeurs explicites de p (réaction), M (moment de flexion) et y (déflexion).

$$\alpha = \frac{a}{b} > 1$$

$$\text{flexibilité } t = \frac{\pi \cdot E_o \cdot a^3 \cdot b}{2(1 - \nu_o^2) E_1 \cdot J}$$

a = longueur

b = largeur

E_o module de déformation du sous-sol

V_o module de Poisson du sous-sol

rigidité de la poutre $E_1 J$.

Pour le cas de la charge concentrée P , substituer $q = \frac{P}{a}$ dans (20, figure 11).

L'Académie de Constructions et d'Architecture de Moscou s'est attachée à l'étude des problèmes de fondations rigides (massives), compte tenu de la déformabilité de la structure dans son ensemble.

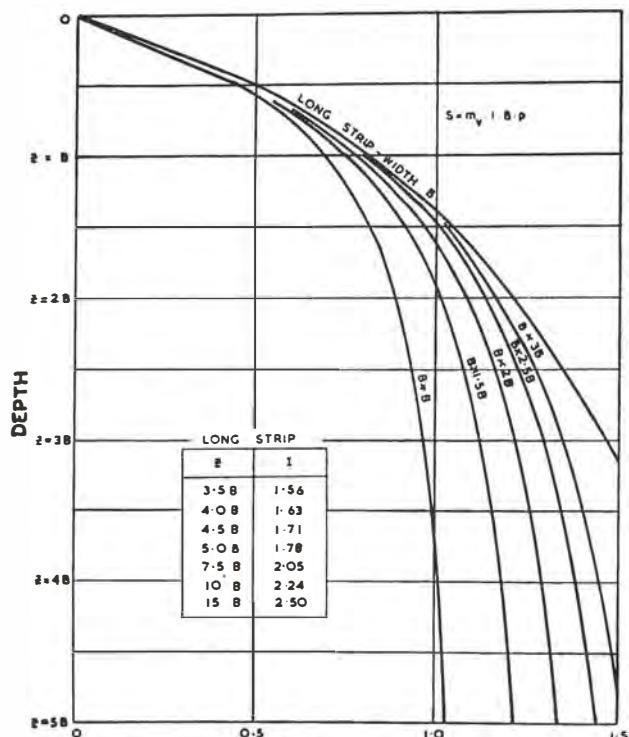


Fig. 9. — Intégrales des répartitions des contraintes sous les centrales des semelles rectangulaires.

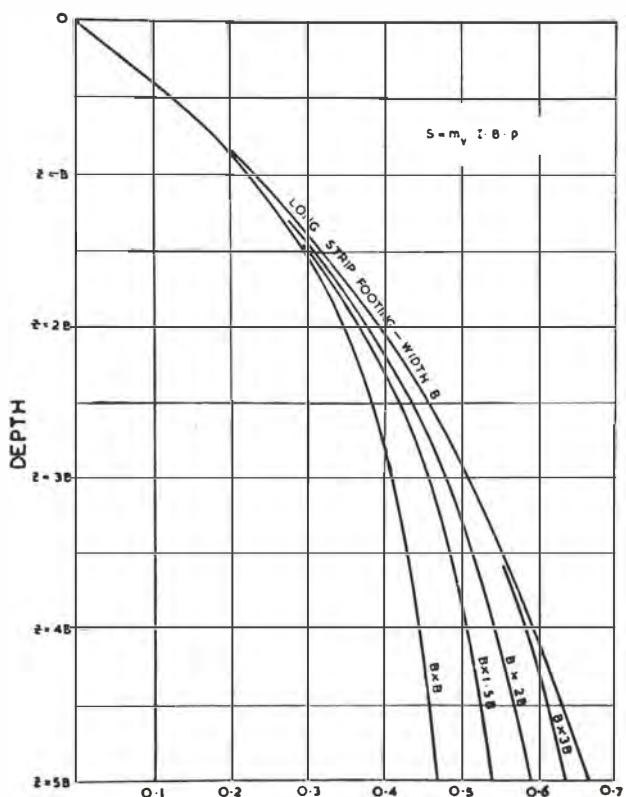


Fig. 10. — Intégrales des répartitions des contraintes sous les angles des semelles rectangulaires.

Mikhejev (3A/32) et trois co-auteurs arrivent aux conclusions suivantes dans leur contribution : Toutes les structures devraient être projetées sur la base des tassements limite admissibles, la différence de ces tassements et leur développement dans le temps.

$$p = \bar{p}_q; \quad \bar{M} = M q a^2; \quad Y = \bar{Y} \frac{1 - v_0^2}{E_0} q \dots \quad (20)$$

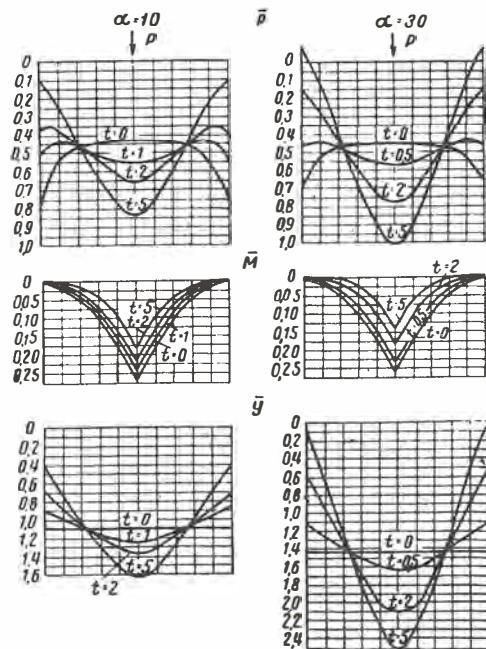
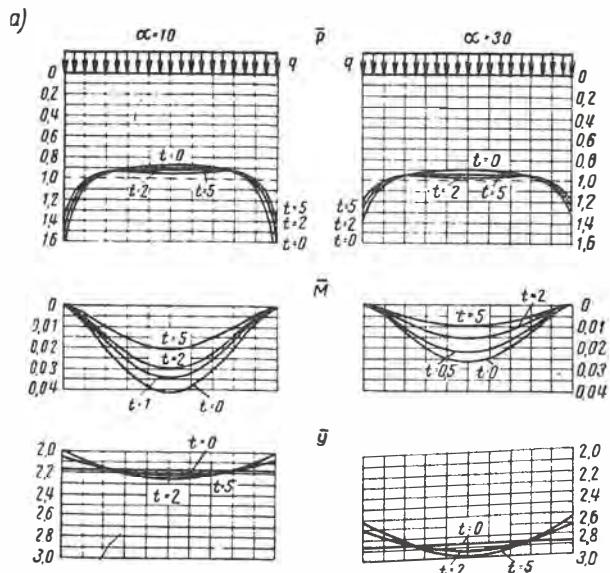


Fig. 11. — Graphiques exprimés en unités sans dimensions des réactions \bar{p} , des moments \bar{M} et des déflexions (\bar{Y}) pour le calcul des poutres d'une rigidité et longueur limitées d'après les différents indices de la flexion de la poutre t et les rapports des côtés α d'après les formules (2) : a) dans le cas d'une charge uniforme q ; b) d'une charge P concentrée, appliquée au milieu de la poutre.

Limite de plasticité de sols argileux P_L pour cent	Caractéristiques du sol	Indice de vide e											
		0,41-0,50		0,51-0,60		0,61-0,70		0,71-0,80		0,81-0,95		0,96-1,10	
		Teneur en eau naturelle W pour cent											
		14,8-18,0		18,4-21,6		22,0-25,2		25,6-28,8		29,2-34,2		34,6-39,6	
stand.	cal.	stand.	cal.	stand.	cal.	stand.	cal.	stand.	cal.	stand.	cal.	stand.	cal.
9,5-12,4	C ϕ E	0,12 25 230	0,03 23	0,08 24 160	0,01 22	0,06 23 130	21						
12,5-15,4	C ϕ E	0,42 24 350	0,14 22	0,21 23 210	0,07 21	0,14 22 150	0,04 20 120	0,07 21 19	0,02 19				
15,5-18,4	C ϕ E			0,50 22 300	0,19 20	0,25 21 190	0,11 19 130	0,19 20 18	0,08 18 100	0,11 19 100	0,04 17 17	0,08 18 80	0,02 16
18,5-22,4	C ϕ E					0,68 20 300	0,28 18 180	0,34 19 17	0,19 17 130	0,28 18 130	0,10 16 90	0,19 17 90	0,06 15
22,5-26,4	C ϕ E							0,84 18 260	0,36 16 160	0,41 17 160	0,25 15 110	0,36 16 110	0,12 14
26,5-30,4	C ϕ E								0,94 16 220	0,40 14 220	0,47 15 140	0,47 15 140	0,22 13

Fig. 12.

Sol	Caractéristiques du sol	Indice de vide e					
		0,41-0,50		0,51-0,60		0,61-0,70	
		stand.	cal.	stand.	cal.	stand.	cal.
Sable grossier	$C \text{ kg/cm}^2$ ϕ° $E \text{ kg/cm}^2$	0,02 43 460	41	0,01 40 400	38	38 300	36
Sable moyen	C ϕ E	0,03 40 460	38	0,02 38 400	36	0,01 35 330	33
Sable fin	C ϕ E	0,06 38 370	0,01 36 280	0,04 36 280	34	0,02 32 240	30
Sable limoneux	C ϕ E	0,08 36 140	0,02 34 120	0,06 34 120	0,01 32 100	0,04 30 100	20

Fig. 13.

Il est intéressant de noter que les ingénieurs russes cherchent — dans les limites de la classification des divers sols — à fixer certaines de leurs caractéristiques mécaniques. Les figures 12 et 13 — deux tableaux — illustrent cette tentative. On voit que la cohésion c , l'angle de frottement ϕ et le module de déformation E y sont représentés en fonction de la teneur en eau w , de la limite de plasticité P_L et de l'indice des vides e . La colonne « cal » renseigne sur la dispersion des valeurs moyennes « stand ». Le tableau fig. 12 se réfère aux sols cohérents, le tableau fig. 13 aux sables et silts. Les valeurs renseignées pour c , ϕ et E correspondent dans l'ordre de grandeur à celles des terrains de chez nous.

Tochkov (3A/46) détermine la hauteur d'un « coussin de sable » pour une fondation massive (rigide) dans un sol hautement compressible (fig. 14). Des essais photo-élastiques ont conduit à la conclusion que l'intercalation d'une couche de sable dont l'épaisseur est de $0,2 \cdot B$ (c'est-à-dire un cinquième de la largeur de la semelle filante) élimine les zones plastiques qui se forment aux arêtes. Pour une fondation isolée (carrée ou circulaire) l'auteur recommande une épaisseur de sable de $0,6 \cdot B$, B étant la demi-largeur (resp. le rayon) de la fondation.

5. Fondations dans des terrains particuliers

Les huit articles figurant sous ce titre traitent de fondations sur des terrains d'intérêt local, loess, argile expansive, terrains décomposés *in-situ* à forte porosité. Seul le problème du loess est à retenir : un tassement brusque sous la forme d'un collapse se produit lorsque ces terrains sont subitement immersés.

6. Problèmes spéciaux

C'est dans ce chapitre que la communication suisse (Bendel/Bouvet, 3A/6) a été classée. Il s'agit de la description d'un appareillage permettant de produire,

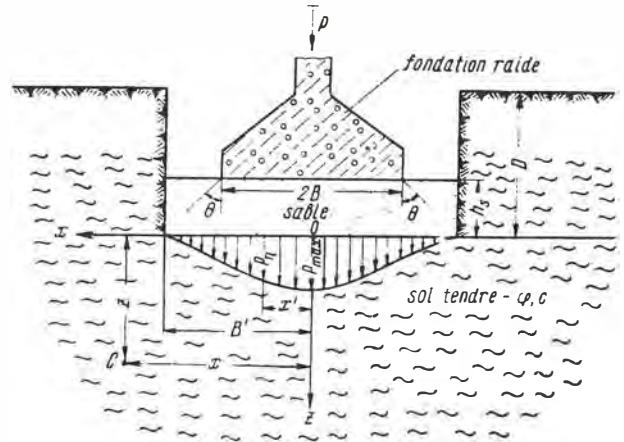


Fig. 14. — Répartition des pressions sur la surface de contact entre le sable et le sol argileux tendre.

$$h_s > 0,20 \cdot 2 \cdot B.$$

d'enregistrer et d'analyser des vibrations mécaniques ainsi que d'une méthode pour l'exploitation dynamique des couches superficielles du sol.

Un problème de mécanique des roches, celui du frottement béton-rocher, est exposé par deux auteurs russes.

En résumé nous pouvons conclure que les communications présentées au 5^e Congrès (Paris, 1961) dans la section 3A, sans comporter de grandes découvertes, apportent de nombreuses propositions utiles pour leur emploi dans la pratique du génie civil.

Si nous avons relevé plus particulièrement certaines suggestions qui nous sont parvenues des pays de l'Est, c'est dans l'unique intention de vous permettre de comparer ces solutions avec celles qui nous sont plus accessibles.

POUSSÉE DES TERRES SUR LES OUVRAGES - SECTION 5

par E. RECORDON, ingénieur principal au Laboratoire de géotechnique de l'Ecole polytechnique de Lausanne

A. Communications écrites présentées avant le congrès

Ce qui frappe lorsque l'on parcourt tout d'abord rapidement les vingt et une communications présentées avant le congrès sur le sujet de la poussée des terres sur les ouvrages, c'est le fait suivant :

La plupart des communications donnent des résultats de mesures effectuées soit sur des ouvrages en vraie grandeur, soit en laboratoire dans des appareils spécialement conçus et sur des modèles réduits. Cela démontre bien que les méthodes de mesure des pressions et des déformations se sont beaucoup développées et que de nombreux chercheurs ont répondu à l'appel du professeur Tschebotarioff qui demandait lors du Congrès de Bruxelles, en 1958, que le nombre des observations et des mesures se multiplie.

Par contre le nombre des communications traitant de sujets théoriques est très faible ; il n'y en a que deux. Cela provient peut-être du fait que les théories existantes pour le calcul de la poussée des terres sont déjà nombreuses. En effet, lors de la séance du congrès, M. Biarez a relevé que M. Brinch Hansen citait quinze théories différentes dans son livre sur la poussée des terres ; il a même ajouté que l'on prétend parfois qu'il y a autant de théories que de calculateurs.

En dehors des deux catégories de communications déjà mentionnées, résultats de mesures expérimentales et études théoriques, les six communications restantes décrivent soit un appareillage de mesure particulier, sans donner de résultats de mesures, soit des ouvrages construits par des méthodes spéciales mais qui n'ont pas fait l'objet de mesures détaillées.

Nous nous limiterons dans cette première partie, à décrire rapidement les principaux résultats d'auscultation d'ouvrages et de modèles :

MM. Biarez et Capelle à Grenoble (5/1, page 367) d'une part et MM. Verheyen et Roisin à Bruxelles (5/20, page 501) d'autre part ont utilisé pour leurs essais exécutés en laboratoire le procédé dit de Taylor-Schneebeli et qui consiste à reproduire un massif à angle de frottement interne et à cohésion nulle par un empilage de rouleaux. Ce procédé permet de constituer un modèle à deux dimensions généralement limité d'un côté par une vitre qui permet d'observer latéralement l'ouvrage et le comportement du massif pendant leur mouvement.

Les dimensions des rouleaux utilisés à Grenoble sont les suivantes : diamètre compris entre 2 et 5 mm, longueur 40 à 60 mm, l'angle de frottement interne est compris entre 26 et 29° pour un poids spécifique apparent variant de 2,21 à 2,12 t/m³. Le poids spécifique de la matière utilisée étant de 2,7 t/m³.

A Bruxelles, les rouleaux avaient un diamètre de 5 à 8 mm, une longueur de 20 cm, un poids spécifique absolu de 2,7 t/m³, un angle de frottement interne de 21° pour un poids spécifique apparent de 2,16 t/m³.

A l'aide de ce dispositif, MM. Biarez et Capelle ont observé et photographié les déplacements du sol au voisinage d'une fondation qui subit une rotation. Ils ont ainsi pu mettre en évidence les zones de poussées et de butées qui apparaissent dans la couche supérieure du sol de fondation ainsi qu'une zone solidaire de la fondation dans sa partie profonde.

MM. Verheyen et Roisin ont étudié l'effet de surcharges placées sur le sol à l'amont d'un écran de soutènement constitué par des palplanches souples, étayées en tête.

Cette méthode expérimentale relativement simple dans son utilisation leur a permis de faire apparaître l'influence d'un déplacement horizontal de l'appui de tête, l'influence de la distance entre le rideau et le point d'application de la charge (par exemple : la charge n'a plus d'influence sur le rideau si cette distance est > 1,34 H), de localiser la position de la résultante des pressions dues à la surcharge.

Quatre autres communications présentées à Paris sont relatives à des essais sur modèles exécutés à l'aide de sable. Il s'agit :

De MM. Hueckel et Kwasniewski, professeurs à Gdańsk, Pologne (5/9, page 431), qui ont étudié la capacité d'ancrage d'éléments rigides horizontaux, plaques carrées, grilles et anneaux enfouis dans le sable. Ils ont utilisé pour ces essais du sable sec dont l'angle de frottement interne était de 34° et le poids spécifique apparent de 1,7 t/m³. Ils ont montré qu'une plaque horizontale a une capacité d'ancrage égale à 50 % de celle d'une plaque verticale. La capacité d'ancrage d'une grille est légèrement inférieure à celle d'une plaque de même dimension. Celle d'un anneau circulaire horizontal n'atteint que les 50 % de la capacité d'ancrage d'une plaque de même surface. Ils ont en outre montré quelle était la distance minimale entre éléments d'ancrage pour que ceux-ci ne s'influencent pas les uns les autres et de quelle manière on peut calculer la capacité d'ancrage des éléments horizontaux.

MM. Chazi et Habib, France, (5/7, page 419) ont déterminé sur modèle réduit les efforts qui s'exerceront sur les piles du quai de Floride, actuellement en construction pour le port du Havre. Les essais ont été faits dans une cuve de 6,50 m de diamètre et de 4,35 m de profondeur, remplie de sable dont la teneur en eau était de 6,5 %. L'échelle des modèles de piles était voisine

de 1 : 15 ; le diamètre extérieur des piles du modèle est voisin de 80 cm et la hauteur est voisine de 1,60 m. Des mesures sur une pile d'essai en vraie grandeur sont actuellement en cours.

MM. *Rove et Briggs*, de Manchester (5/16, page 473), ont entrepris l'étude des efforts exercés par un massif pulvérulent sur un rideau de palplanches flexibles soutenues par un nombre variable d'étais. Ils ont utilisé du sable de quartz sec à grains arrondis dont l'angle de frottement interne n'est que de 25°. Le modèle de la paroi avait une hauteur de 1 m environ et une longueur de 2 m.

Les mesures de pression ont été faites à l'aide de dix-huit cellules d'un type nouveau ; des mesures de déplacement et de flexion de la paroi ainsi que de tassement du massif de sol ont été faites.

Cette étude très détaillée a montré clairement que si l'on multiplie le nombre des étais, la poussée totale augmente sur le rideau du fait que l'on empêche sa déformation et que l'on empêche la mobilisation du frottement interne complet dans le sol situé derrière le rideau. Les chiffres suivants ont été obtenus :

Nombre d'étais	Poussée totale sur le rideau	Angle de frottement interne mobilisé
1	375 kg	34°
2	425 kg	31°
3	452 kg	28°
4	475 kg	27,5°

Ceci est l'un des résultats obtenus lors de cette étude, il serait trop long de les commenter tous.

M. *Schofield*, de Cambridge (5/17, page 479), a également étudié sur modèle réduit l'influence de la rotation d'un écran sur les efforts exercés par le massif de sable sec. L'appareillage utilisé était constitué par des plaques carrées de 15 × 15 cm enfoncées verticalement dans le massif de sable et fixées à leur partie supérieure à un axe autour duquel elles pouvaient tourner.

Ces essais ont permis de mesurer l'intensité et la direction de l'effort exercé par le sable sur la plaque.

MM. *Suklje et Vidmar*, de Ljubljana (5/8, page 485), ont étudié dans un appareil analogue l'effort exercé par un massif argileux en fluage sur un écran ayant pour rôle d'arrêter le fluage.

Nous mentionnerons encore trois études qui nous paraissent très intéressantes parmi celles qui ont été présentées à Paris :

Il s'agit tout d'abord de l'étude de MM. *Peck et Ireland*, professeurs à l'Université d'Illinois, aux USA (5/13, page 453), qui donnent les résultats d'un essai en vraie grandeur de mise en charge d'un tronçon de mur fondé sur pieux. Puis celle de MM. *Di Biagio et Kjaernsli*, d'Oslo (5/4, page 395), qui ont mesuré de façon très détaillée les sollicitations des étrésillons d'un

rideau de palplanches exécuté dans un tronçon d'essai de 30 m de longueur, 11 m de largeur et 11,5 m de profondeur creusé dans de l'argile pour l'étude de la méthode à utiliser pour la construction du chemin de fer métropolitain d'Oslo. L'étude a montré que les valeurs mesurées correspondent bien à celles qui ont été calculées par la méthode de Peck et moins bien à celles qui donne la méthode de Brinch Hansen.

Enfin, MM. *Kassif et Zeitlen*, de Haïfa (5/11, page 439), ont étudié les pressions qui peuvent être provoquées par le gonflement des argiles sur des conduites enterrées, lorsque ces argiles absorbent de l'eau. Des essais de laboratoire très détaillés ont permis à ces deux auteurs de montrer que pour certains types d'argile, ces pressions peuvent atteindre des valeurs très élevées :

Pression de gonflement	Gonflement relatif	Teneur en eau initiale
7,5 kg/cm²	0 %	15 %
0,6 kg/cm²	0 %	30 %
4,0 kg/cm²	5 %	15 %
0 kg/cm²	5 %	30 %
0,5 kg/cm²	20 %	15 %
0 kg/cm²	20 %	20 %

Des mesures effectuées sur des canalisations ont permis de montrer que ces résultats de Laboratoire permettaient de calculer correctement les efforts qui se produisent sur les conduites pour autant que les argiles soient bien semblables à celles qui ont été étudiées à Haïfa.

Nous n'avons mentionné ici que la moitié des communications présentées et n'avons fait qu'enumerer quelques-uns des résultats donnés par ces études.

B. Rapport général

Dans son rapport général, présenté avant le congrès, dans le deuxième volume des comptes rendus, M. *Hueckel*, professeur à l'Ecole polytechnique de Gdansk met en évidence les travaux les plus importants qui ont été achevés depuis le Congrès de Londres il y a quatre ans. Ce rapport paraît très complet et fait bien le point en ce qui concerne l'étude de la poussée des terres sur les ouvrages. Il fait allusion non seulement aux travaux présentés au Congrès de Paris, mais également aux principaux travaux effectués depuis 1957.

Nous donnons ci-après quelques extraits de ce rapport :

La théorie fondamentale de Coulomb n'a rien perdu de son actualité jusqu'ici et continue d'être à la base de l'activité des praticiens. Depuis 1957, dans divers pays, une quinzaine environ de contributions à cette théorie ont paru. Ces contributions traitent surtout de la solution de cas compliqués rencontrés dans la pratique.

Les autres méthodes, basées sur les lois de l'élasticité, ou sur celles de l'équilibre limite ou plastique, bien connues

dans les milieux scientifiques, ne le sont pas encore partout dans les milieux des ingénieurs praticiens.

Cela tient peut-être au fait que leur application est difficile sans tableaux numériques ou nomogrammes. En outre, on regrette l'absence d'une définition exacte des conditions et des limites dans lesquelles les diverses méthodes doivent être prises en considération.

On fait en Pologne des recherches sur les applications de la théorie des probabilités aux problèmes du mouvement des sols. Comme modèle théorique, on prend le milieu dans lequel les mouvements des particules sont déterminés par les lois des probabilités.

Plus loin, M. Hueckel dit ceci :

Les problèmes des écrans souples (déformables) ne cessent d'inquiéter les chercheurs. Cela est dû au fait que la théorie de Coulomb, à laquelle jusqu'à présent les ingénieurs font confiance en raison de sa concordance avec la réalité, ne donne pas les résultats espérés dans les calculs statiques des parois souples. Les ingénieurs praticiens s'en rapportent aux scientifiques pour résoudre enfin ce problème compliqué.

Comme nous le savons bien, il existe un grand nombre de méthodes de calcul des parois souples en palplanches et les ingénieurs ressentent dans leur activité un certain embarras du fait de cette richesse, d'autant plus qu'il y a divergence d'opinion à cet égard, parmi les plus éminents chercheurs.

Il nous manque toujours une synthèse et je crois que c'est dans ce sens que doivent s'orienter nos recherches futures.

C. Séance de discussion au congrès

La séance de discussion au congrès eut lieu sous la présidence du professeur *Tschebotarioff*. Les deux points principaux qui furent discutés et qui avaient été proposés par le rapporteur général furent les suivants :

1^o Les limites d'application des diverses méthodes de calcul de la poussée et de la butée des terres.

2^o Critères permettant la détermination des coefficients de sécurité dans les problèmes de poussée et de butée.

La parole fut d'abord donnée aux personnalités qui avaient été priées de prendre part à la discussion restreinte et qui sont les suivantes :

MM. Biarez (France), Bjerrum (Norvège), Brinch Hansen (Danemark), Roisin (Belgique) et Rowe (Angleterre), exposèrent leur point de vue sur ces deux points, après que M. Hueckel, rapporteur général, eut rappelé les points principaux de son rapport.

Le professeur Brinch Hansen rappelle que les méthodes de calcul classiques basées sur la théorie de Coulomb ne sont utilisables que dans le cas d'un mur de soutènement rigide sans étayage ni ancrage, ayant la possibilité de se déplacer vers l'aval sous l'action de la poussée des terres. Actuellement, par raison d'économie, on a de plus en plus recours à des ancrages. Dans ce cas, il est nécessaire d'utiliser des méthodes de calcul basées sur la cinématique des sols et faisant intervenir les déformations, ou d'avoir recours à des essais sur modèles.

M. Rowe affirme qu'il a lu avec grand intérêt en 1953 le livre de Brinch Hansen sur la méthode cinématique et que c'est à ce moment-là qu'il a décidé d'étudier sur modèle le comportement des écrans souples. Il a constaté après de très nombreux essais que les trajectoires

des particules du sol ne sont pas celles que prévoit la théorie. Il fait également remarquer qu'il faut être prudent dans l'interprétation des essais exécutés à l'aide de la méthode Taylor-Schneebeli, le comportement des cylindres n'étant pas directement comparable à celui du sol.

M. Biarez rappelle que pour la méthode de calcul classique on dispose de tables numériques déjà très complètes établies par Caquot et Kérisel pour le cas de la poussée et de la butée ; il annonce que l'on est en train d'établir à Grenoble des tables qui compléteront cette documentation et qui paraîtront prochainement. Il émet en outre le vœu que des tables numériques soient calculées pour la méthode cinématique de Brinch Hansen.

M. Roisin souligne que les essais exécutés à Bruxelles ont bien montré que la direction des trajectoires des particules du sol derrière l'écran ainsi que la limite entre sol stable et sol en mouvement changent à mesure que l'écran se déforme. Il en conclut que les effets cinématiques sont très importants et qu'il n'est pas logique de calculer un mur à la rupture alors que, étant donné le coefficient de sécurité adopté, le comportement du sol derrière l'écran ne correspondra pas au stade de rupture.

M. Bjerrum fait certaines réserves quant à l'utilisation de la méthode cinématique probablement dues au fait que les expériences faites à Oslo ne concordent pas avec cette méthode de calcul. Il pense que dans le cas des sables, la direction des trajectoires de particules n'est plus la même que celle des poussées lorsqu'on est au voisinage de la rupture, du fait des variations de volumes des sables qui interviennent lorsqu'on est dans ce stade.

M. Brinch Hansen répond que selon lui on ne doit pas faire les calculs dans le stade de rupture, étant donné que l'on prend une sécurité, il rappelle que la méthode cinématique permet de calculer la poussée totale, sa position et sa direction mais qu'elle ne permet pas de calculer la répartition des pressions.

En ce qui concerne les déformations des rideaux de palplanches observées à Oslo, il constate que ces déformations sont différentes de celles auxquelles on est conduit par la théorie et qu'il faut donc être extrêmement prudent pour le moment dans ces calculs.

Au sujet des facteurs de sécurité, il fait remarquer qu'il y a un manque de logique dans le choix des facteurs de sécurité. Par exemple, dans le cas du calcul de la force portante d'une fondation, on calcule la sécurité par rapport à la charge de la construction, alors que dans le cas des talus on prend la sécurité par rapport aux caractéristiques des sols (angle de frottement interne et cohésion). M. Brinch Hansen pense que dans le cas des talus, il serait plus logique de calculer la sécurité par rapport aux moments de rotation du massif de sol.

Dans le cas des murs de soutènement, on peut facilement prendre une sécurité sur les charges mobiles mais pas sur les charges permanentes. On adopte donc souvent aussi dans ce cas un coefficient de sécurité pour les caractéristiques du sol. Il serait souhaitable d'unifier tous ces calculs.

M. Brinch Hansen a déjà proposé dans un article antérieur les coefficients de sécurité suivants dans le cas de murs de soutènement :

Charges mobiles	1,5
Poids propres	1,0
Pression de l'eau	1,2
Cohésion	1,5 à 2,0
Angle de frottement interne . . .	1,2

A ce sujet, le rapporteur général est d'avis d'accepter les propositions de M. Brinch Hansen en les complétant par la condition suivante : les contraintes dans le massif de sol doivent être telles que les déformations se produisent dans le domaine « élastique » (proportionnalité entre contraintes et déformations).

Le président de la session, M. le professeur Tschebotarioff, conclut la discussion restreinte en souhaitant que l'on multiplie les essais sur modèle pour que l'on puisse préciser les limites d'application des diverses théories. Il pense que dans les cas très importants et complexes la construction de tronçons d'essais tel que celui qui a été réalisé à Oslo est le seul moyen d'arriver à savoir ce qui se passe avec exactitude et à établir un projet économique.

A la fin de la session, un certain nombre de congressistes prennent la parole. Les interventions qui nous paraissent les plus intéressantes sont celles de M. Lazard qui signale que des recherches sont en cours en France pour appliquer les méthodes du calcul des probabilités à l'étude des propriétés des sols. Il mentionne en outre le livre de l'auteur russe Sokolovsky publié il y a deux ans qui traite du calcul de la poussée des terres par la méthode cinématique. L'absence de M. Sokolovsky au congrès a d'ailleurs été déplorée par le rapporteur général.

M. Peck, USA, rappelle l'importance que peut avoir la méthode d'exécution des travaux et l'hétérogénéité des sols sur la valeur de la poussée. Il est d'avis que les théories que l'on utilise devraient être semi-empiriques pour que l'on ait quelques chances de ne pas trop s'éloigner des conditions réelles.

M. Ostermann, Suède, souligne que les conditions atmosphériques, pluie et gel par exemple, peuvent également avoir une influence très grande sur la poussée et modifier complètement sa valeur.

D. Conclusions

Le Congrès de Paris n'a pas permis de répondre complètement aux questions posées par le rapporteur général et qui sont les suivantes :

1. Quelles sont les limites d'application des diverses méthodes de calcul de la poussée et de la butée ?
2. Quels sont les critères permettant le choix des coefficients de sécurité à adopter ?
3. Quelles sont les perspectives des méthodes basées sur le calcul des probabilités ?
4. Quels sont les points communs des méthodes de calcul actuelles des parois souples qui pourraient servir de base à l'élaboration d'une méthode synthétique ?

Néanmoins, l'ensemble des travaux présentés représente une documentation très importante. Les recherches sur modèle réduit ont été très nombreuses depuis le Congrès de Londres de même que les mesures effectuées sur des ouvrages en vraie grandeur. Il est probable que si ces recherches expérimentales continuent à se développer aussi rapidement, on arrivera dans un proche avenir à définir une méthode de calcul qui permette d'estimer de manière satisfaisante les sollicitations des ouvrages de soutènement compte tenu de leur déformation.

MÉTHODES DE MESURE DES CARACTÉRISTIQUES DES SOLS EN PLACE ET PRÉLÈVEMENTS D'ÉCHANTILLONS - SECTION 2

par J. DESCOEUDRES, ingénieur.

Dans cette section, des ingénieurs de treize pays différents présentèrent vingt-deux communications.

On y trouve la description de nombreux appareils : six appareils pour le prélèvement des échantillons dans des terrains allant de l'argile aux alluvions à gros galets, cinq appareils de la famille des pénétromètres et sept appareils divers, inclinomètres, iskymètre, sondes à neutrons et à rayons γ . La description de ces appareils est souvent accompagnée de la relation d'essais exécutés avec eux soit sur des sols en place, soit en laboratoire.

En outre douze communications relatent des mesures diverses exécutées sur des sols naturellement en place ou mis en place artificiellement en laboratoire. Souvent les auteurs comparent les mesures exécutées avec des appareils de divers types ou les résultats obtenus par

mesures dans le terrain en place et par mesures sur échantillons en laboratoire ; ils donnent parfois une analyse théorique ou une interprétation mathématique des résultats obtenus.

Les résumés, souvent très brefs de ces communications ont été ordonnés selon le sujet traité et mentionnent le nom et la nationalité de l'auteur, ainsi que le numéro d'ordre de la communication dans les comptes rendus du Congrès publiés chez Dunod.

I. Appareils pour le prélèvement d'échantillons de terrain

Begemann, Hollande, (2/2) décrit deux appareils permettant de prélever des échantillons dans des terrains à grains fins cohérents ou non. Le premier de ces

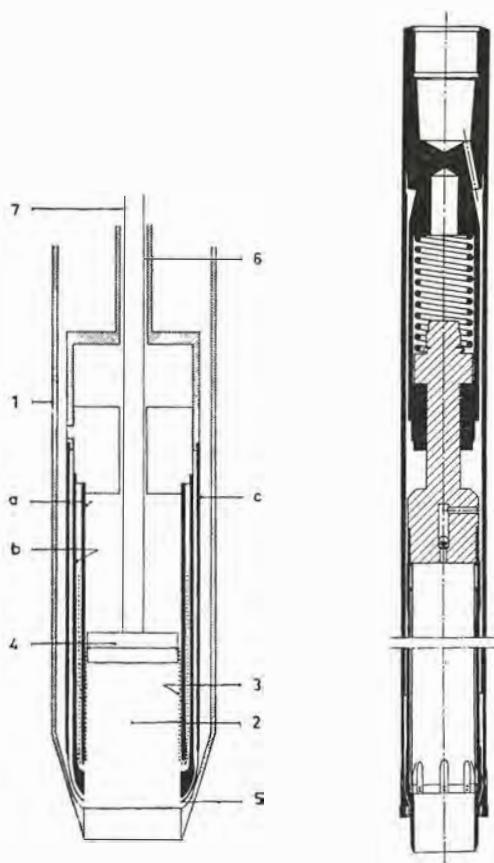


Fig. 1. — Echantillonneur avec gaine de matière plastique (indiquée en pointillé).

Fig. 2.
Carottier à troussé dépassante.

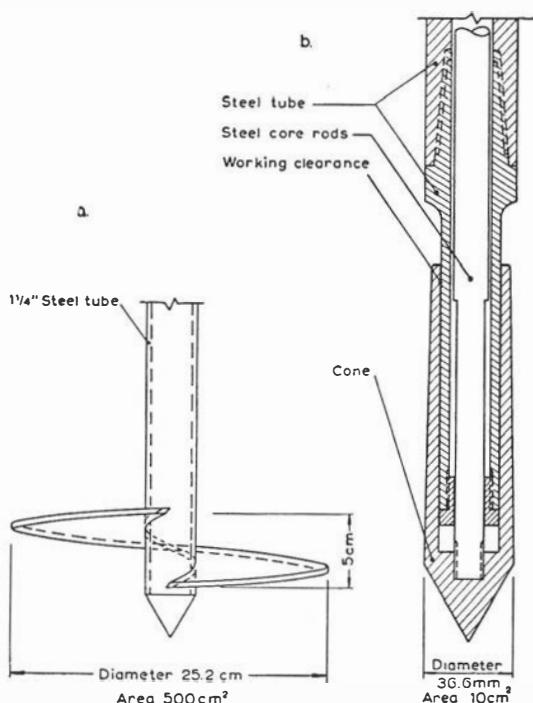


Fig. 3.
a. Disque hélicoïdal pour essai de charge.
b. Pénétromètre hollandais.

appareils fournit des échantillons de 3 cm de diamètre et de 10 à 20 m de longueur. Le sabot de l'appareil a un diamètre intérieur sensiblement plus petit que celui du tube qui recueille l'échantillon, l'espace annulaire ainsi créé entre ce tube et l'échantillon est maintenu rempli d'une boue bentonitique qui soutient l'échantillon et diminue les frottements ; un obturateur à ressorts, déclenché en fin d'opération par un système à baïonnette, maintient l'échantillon dans le tube.

Le deuxième appareil décrit par Begemann permet de prélever des échantillons de 6,6 cm de diamètre et de 1 m de longueur. La figure 1 fait apparaître le tube de revêtement du forage qui porte un sabot découpant l'échantillon au diamètre voulu et à l'intérieur de ce tube l'appareil proprement dit. Celui-ci est à triple paroi et comporte en outre un piston auquel est fixée l'extrémité d'une gaine de matière plastique logée entre le tube intérieur et le tube médian de l'appareil. Lors du fonçage de l'appareil le piston remonte, entraînant la gaine qui vient envelopper l'échantillon et supprime les frottements à sa surface. Le tube extérieur porte un obturateur à ressorts qui permet en fin d'opération de couper l'échantillon et de le maintenir dans le tube.

Friis, Norvège, (2/6) décrit un équipement permettant d'améliorer les prélèvements dans les sables fins au moyen des appareils conventionnels à paroi mince et à piston en utilisant, outre la chèvre habituelle, un mât vertical en métal léger de 12 m de hauteur qui permet, sans dévisser les doubles-tiges, de relever l'appareil depuis une profondeur maximum de 15 m en une seule opération continue.

Hong, Etats-Unis, (2/8) décrit un échantillonneur à paroi mince et à piston dont la particularité réside dans le fait que, grâce à un dispositif spécial, le piston peut être rendu solidaire du sabot du tube de forage, ce qui permet de manœuvrer l'appareil au moyen d'une tige simple au lieu d'une tige double.

Dupeuble, France, (2/4) décrit un appareil permettant de prélever des échantillons de 430 mm de diamètre et de 1,60 m de longueur dans des terrains alluvionnaires ou morainiques pouvant contenir de gros éléments. L'appareil est fixé par un dispositif spécial au bas du tubage d'une autofonceuse Loire-Normandie, le tout s'enfonçant dans le terrain sous l'effet des vibrations produites par quatre balourds d'une puissance totale de 80 CV.

Cambefort, France, (2/3) décrit un double-carottier dont le tube intérieur dépasse la couronne de forage et fait fonction d'échantillonneur. Des carottiers de ce type ont été construits pour des échantillons de 75 et de 288 mm de diamètre, ils ont donné de bons résultats dans des sables, des marnes, des schistes demi-durs et de la craie très fracturée. L'expérience ayant montré que la longueur de dépassement doit être adaptée à la consistance du terrain, le tube intérieur a été suspendu à la tête du carottier par l'intermédiaire d'un ressort de pression qui règle automatiquement le dépassement du tube intérieur en fonction de la dureté du terrain (voir fig. 2).

II. Appareils de la famille des pénétromètres

Kummeneje et Eide, Norvège, (2/12) rappellent à l'occasion d'une étude sur des sables fins les caractéristiques du pénétromètre du type hollandais (fig. 3). Cet appareil permet d'enfoncer alternativement la pointe de dimensions normalisées (10 cm^2 — angle de 60°) et le manteau. L'effort d'enfoncement de la pointe est mesuré par l'intermédiaire d'une tige intérieure donc avec élimination du frottement latéral entre tige et terrain. Contrairement au pénétromètre normal, l'enfoncement se fait par pression et non par battage. La figure 3 montre également un disque hélicoïdal utilisé pour les essais de charge sur terrain en place.

Gamski, Belgique, (2/7) décrit le pénétromètre G. C. (fig. 4). Cet appareil se distingue par le fait que la résistance qu'offre le sol à la pénétration d'un cône normal est équilibrée par la résistance qu'offre à l'arrachement une vrille ancrée dans le sol et dans l'axe de laquelle coulisse le pénétromètre. L'effort d'enfoncement est mesuré directement à l'aide d'un anneau dynamométrique. La vrille fournit en outre un échantillonnage du terrain. L'appareil est léger, il se manœuvre à la main et peut être utilisé dans un espace réduit aussi bien comme surface que comme hauteur.

Kallstenius, Suède, (2/9) décrit un pénétromètre perfectionné par l'adjonction d'un dispositif d'enregistrement graphique et continu de l'effort d'enfoncement. Les tiges sont maintenues en rotation lente et seule la pointe ne tourne pas, ce qui permet au moyen d'un dispositif ingénieux d'éliminer dans le graphique le frottement latéral, qui peut être mesuré séparément. L'enregistrement continu permet de repérer immédiatement et facilement les terrains de mêmes caractéristiques et de réduire par conséquent le nombre des sondages et des prélèvements d'échantillons nécessaires. La concordance avec des essais au pénétromètre statique du type habituel est bonne.

Shockley, Cunny et Strohm, Etats-Unis, (2/16) décrivent un pénétromètre rotatif utilisable avec les sondeuses à avancement hydraulique généralement utilisées aux Etats-Unis pour les travaux de sondage (fig. 5). Comme dans le pénétromètre de Kallstenius, seule la pointe du type hollandais ne tourne pas ; elle est reliée au moyen des tiges intérieures à un dynamomètre s'appuyant sur un cadre fixe solidaire de la sondeuse. Les tiges extérieures sont entraînées par la sondeuse. Elles portent une tarière au moyen de laquelle le sondage se poursuit avec circulation de boue. Les auteurs mentionnent des mesures réalisées sur les rives du Mississippi qui par endroit sont menacées de glissement par liquéfaction de bancs de sable peu consolidé. Dans ces sables le prélèvement d'échantillons permettant de déterminer la teneur en eau exacte est presque impossible car le matériau subit toujours une compression lors du prélèvement. Les essais au pénétromètre rotatif ont permis au contraire de délimiter assez bien les zones dangereuses.

Signalons enfin à titre de rappel le « pieu modèle » décrit par *Haefeli et Bucher*, Suisse, (3 b/11). Ce pénétromètre a une section cinq fois plus grande que le pénétromètre normal et sa surface latérale n'est pas négligeable (voir aussi S.B.Z. 22 et 29.6.61).

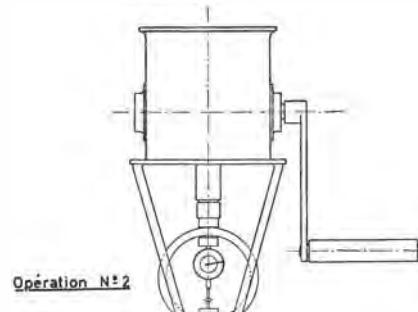
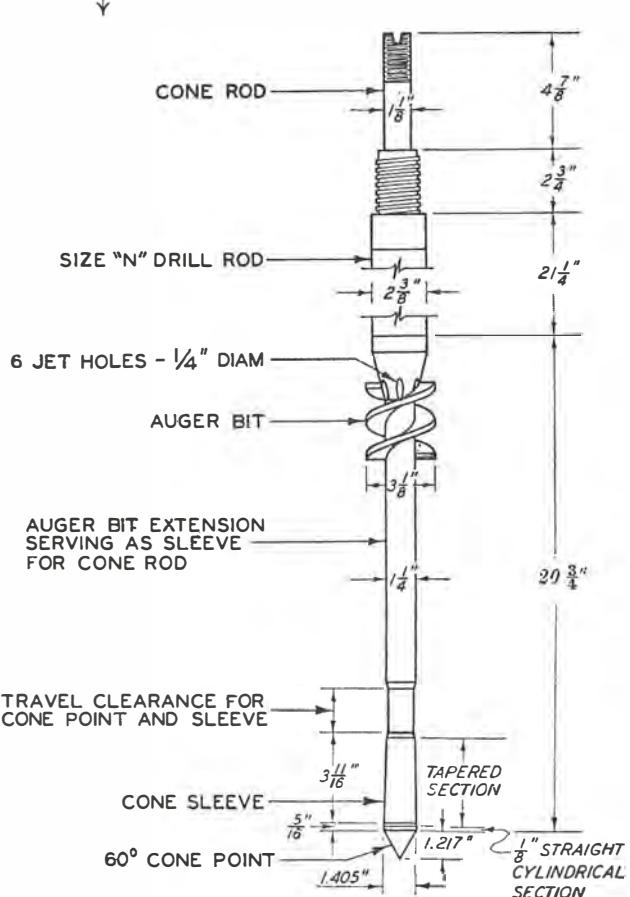


Fig. 4.
Pénétromètre G.C.

Fig. 5.
Pénétromètre conique rotatif.



III. Autres appareils de mesure

Kallstenius et Bergau, Suède, (2/10) décrivent trois inclinomètres développés pour mesurer la déformation de forages traversant des masses de terrain en glissement lent.

— *L'inclinomètre à tige SGI* mesure de façon purement mécanique la position d'une tige rectiligne centrée dans le forage à la surface du terrain et à son extrémité inférieure. Son utilisation est limitée à quelques mètres de profondeur et son exactitude est de l'ordre de $\pm 0,35 \text{ mm/m}$.

— *L'inclinomètre SGI à gages* (strain gauges) permet de mesurer jusqu'à une centaine de mètres de profondeur la déviation d'un forage de petit diamètre revêtu d'un tube de matière plastique épousant les déformations du terrain. Le manteau de l'appareil est constitué par un tube maintenu centré dans le forage par trois ressorts. A l'intérieur de ce tube se trouve un pendule suspendu à un ressort à lame plate et mince sur les faces duquel sont collées deux gages. Les raccords des tiges de suspension de l'appareil sont flexibles. En faisant faire à l'appareil un tour complet sur lui-même, le ressort à lame supportant le pendule subit deux maxima de déformation, leur enregistrement au moyen des gages permet de déterminer l'inclinaison de l'appareil et la direction de cette inclinaison avec une exactitude de l'ordre de $\pm 0,02^\circ$.

— *L'inclinomètre à pendule de contact SGI*. De même que pour l'inclinomètre à gages, le manteau de cet appareil est un tube maintenu centré dans le forage par trois ressorts. Dans ce tube est suspendu un pendule porté par un axe horizontal. Un levier solidaire de ce pendule provoque un contact électrique avec une vis micrométrique dont la position peut être réglée à partir de la surface du terrain au moyen d'un câble de commande. Tout le dispositif baigne dans l'huile, ce qui stabilise le pendule et protège le contact électrique de l'oxydation. Cet appareil ne permet pas de mesurer la direction de la déviation qui est généralement connue dans les problèmes de glissement. En principe l'appareil est mis en place une fois pour toutes au point de mesure et les déformations sont mesurées en fonction du temps en provoquant le contact électrique au moyen de la vis micrométrique dont la position est repérée en surface. L'exactitude est de l'ordre de $0,01^\circ$.

Kühn et Williams, Afrique du Sud, (2/11) décrivent un indicateur automatique développé pour mesurer à la surface des piles de ponts la profondeur des affouilllements provoqués momentanément par les crues d'un fleuve. L'appareil est basé sur le fait que la conductivité d'une électrode n'est pas la même lorsqu'elle est en contact avec de l'eau, des dépôts alluvionnaires et des alluvions en suspension turbulente dans l'eau. L'appareil comporte une série d'électrodes placées les unes au-dessus des autres à la surface de la pile du pont et un appareillage électrique très raffiné se déclenchant automatiquement lorsque le fleuve atteint un certain niveau et enregistrant dès ce moment à intervalles réguliers la conductibilité des différentes électrodes.

Kallstenius, Suède, (2/9) décrit un appareil dénommé iskymètre SGI permettant de déterminer de façon continue la résistance au cisaillement de terrains tendres jusqu'à une profondeur pouvant atteindre 100 m (fig. 6). L'élément résistant de l'iskymètre comporte deux bras articulés comme les baleines d'un parapluie, l'appareil est foncé dans le terrain au moyen de tiges de forages, ses bras repliés ne dépassent guère la section des tiges, les tiges sont alors remontées et l'appareil tiré par un câble ouvre ses bras qui se plantent dans le terrain. L'essai se fait en remontant l'appareil à vitesse constante, l'effort de traction nécessaire est enregistré graphiquement de façon continue. Une courbe d'étalonnage permet de traduire directement la

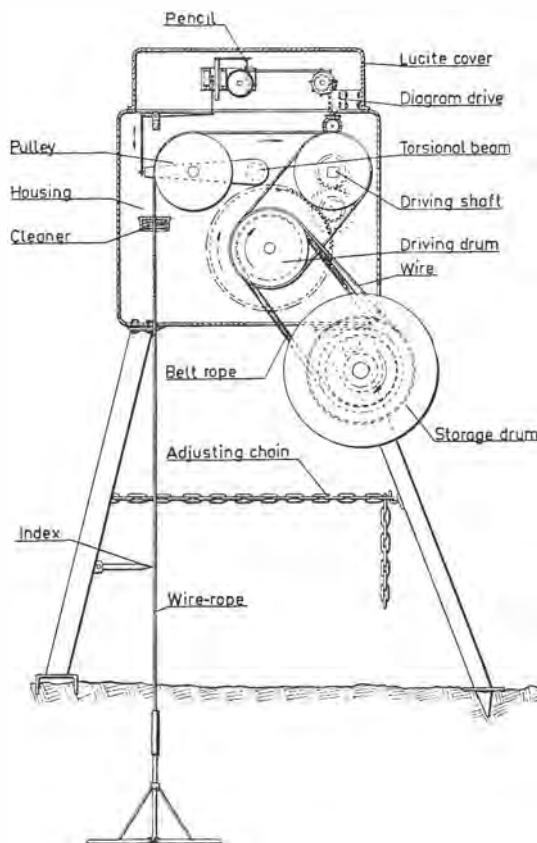


Fig. 6. — Iskymètre SGI.

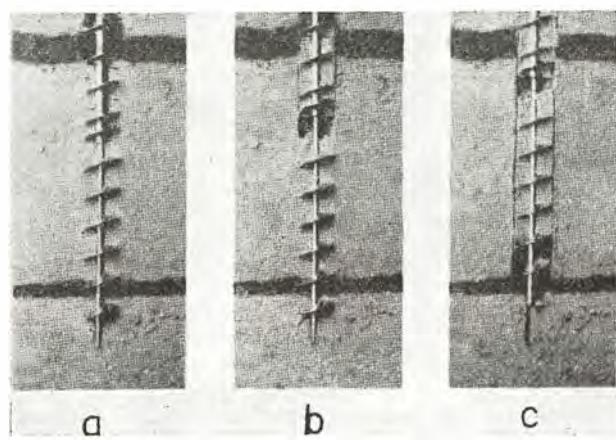


Fig. 7. — Tarière bipartite.

- Enfoncement des deux parties.
- Retrait de la partie supérieure.
- Essai de cisaillement par retrait de la partie inférieure.

traction sur le câble de l'iskymètre en résistance au cisaillement du terrain.

La comparaison des résultats obtenus avec d'autres méthodes, en particulier avec l'essai au moulinet, n'était pas toujours satisfaisante, aussi l'auteur a-t-il amélioré la formule d'étalonnage de l'appareil en y introduisant des termes correctifs dans lesquels interviennent le poids volumétrique et la sensibilité de l'argile ainsi que la profondeur où est exécutée la mesure. La dispersion des résultats se réduit alors à environ $\pm 10\%$. De même que le pénétromètre du même auteur, l'iskymètre a le grand avantage de donner des résultats continus

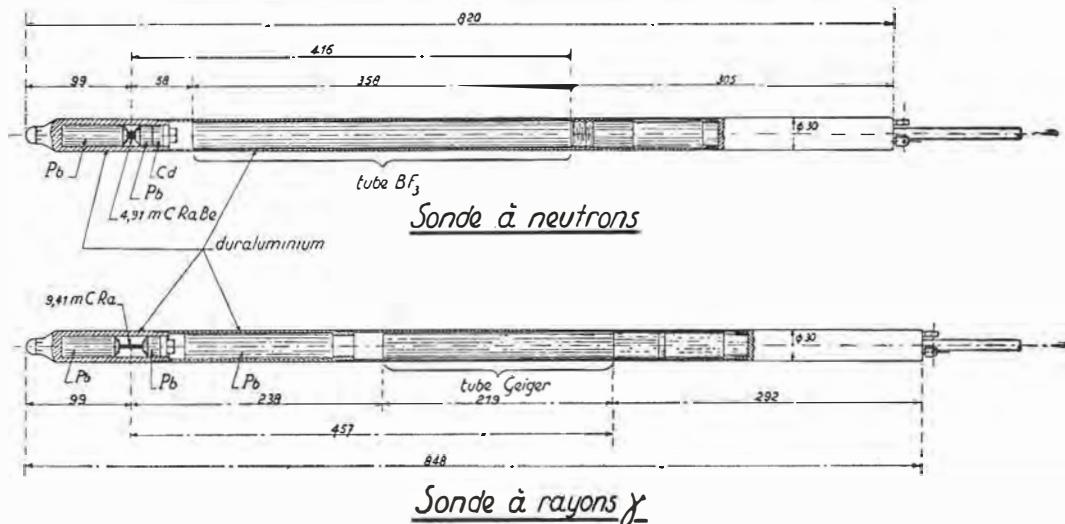


Fig. 8.

qui permettent une corrélation immédiate et facile des mesures exécutées en différents points et par conséquent de réduire le nombre des sondages et des prélèvements d'échantillons.

Sokjer, Suède, (2/19) décrit une sondeuse dite machine Asond qui permet outre la manœuvre d'un pénétromètre, d'un échantillonneur ou d'un disque de charge hélicoïdal, de foncer dans le sol une tarière bipartite au moyen de laquelle on peut déterminer la résistance au cisaillement du sol (fig. 7). La tarière dont les deux éléments sont rapprochés est d'abord vissée dans le sol avec un guidage correspondant exactement à son pas. L'élément supérieur est alors retiré, créant un vide au-dessus de l'élément inférieur. Ce dernier est retiré à son tour et l'effort de cisaillement correspondant est mesuré. La remontée de la tarière fournit en outre un échantillonnage et on peut même prélever entre ses pales des échantillons intacts. Dans les sols peu cohérents on peut, afin d'éviter la perte de l'échantillon, visser par-dessus la tarière, avant de la remonter, un tube de protection muni à l'extérieur d'une hélice du même pas que la tarière.

Raedchelders et *Goelen*, Belgique, (2/14) décrivent deux sondes à rayonnement (fig. 8) comprenant chacune un émetteur de particules et un récepteur.

— *La sonde à neutrons* permet de déterminer la teneur en eau d'un terrain. Son fonctionnement est basé sur le fait que les neutrons émis par la sonde se transforment en neutrons thermiques lorsqu'ils rencontrent les protons formant le noyau de l'hydrogène de l'eau. Le nombre de neutrons thermiques enregistré par le récepteur augmente donc avec la quantité d'eau du milieu entourant la sonde.

— *La sonde à rayons γ* permet de déterminer le poids volumétrique du terrain. Son fonctionnement est basé sur le fait que lorsqu'un rayon γ rencontre un électron libre, il lui transmet une partie de son énergie et modifie sa propre trajectoire ; ce phénomène connu sous le nom d'effet Compton s'accroît donc avec la probabilité de rencontre d'électrons, donc avec le poids volumétrique du milieu. La quantité de rayonnement revenant par rétrodiffusion au compteur de Geiger formant récepteur croît elle aussi avec le nombre d'électrons rencontrés, donc avec le poids volumétrique du milieu.

Warlam, Etats-Unis, (2/21) décrit un compressimètre triaxial développé pour être utilisé au chantier. Diamètre des échantillons 15 cm — pression 25 kg/cm²,

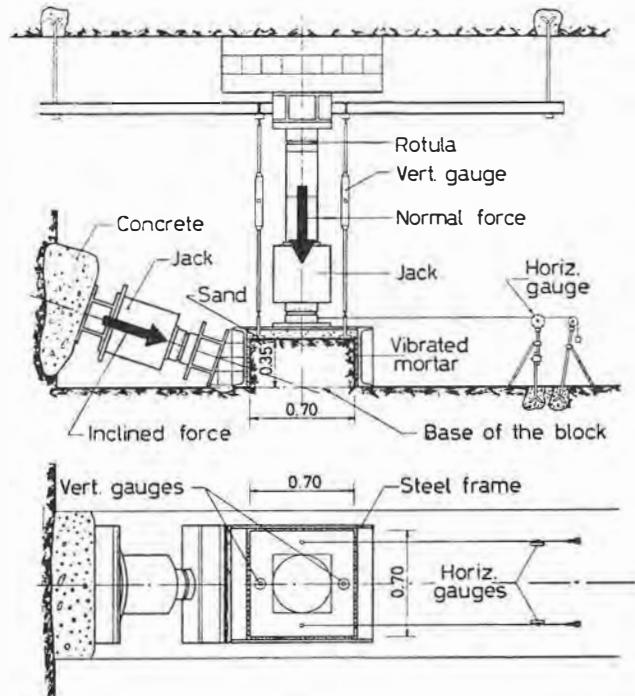


Fig. 9. — Dispositif pour essai de cisaillement de la roche en place.

charge maximum 10 tonnes — construction simple et robuste sans utilisation d'énergie électrique. Cet appareil est malgré tout un appareil de laboratoire qui n'est pas à sa place dans cette section.

IV. Mesures sur les sols en place

A. Essais de charge directe

Serafim et *Lopes*, Portugal, (2/18) ont fait pour l'étude des fondations du barrage de Alto Rabagao et de quelques autres barrages, de nombreux essais de résistance au cisaillement. Ces essais avaient entre autres pour but de se rendre compte de la diminution de résistance des roches en fonction de leur degré d'altération, ce dernier étant défini par le pourcentage d'eau que peut absorber un échantillon séché à 105°. Les auteurs comparent les résultats obtenus lors des essais en place avec ceux obtenus au laboratoire avec

un compressimètre triaxial. La figure 9 montre le dispositif d'essai : le bloc d'essai a une base carrée de 70×70 cm, il est entouré d'un cadre métallique, la pression verticale peut atteindre 7 kg/cm^2 . La tension de rupture peut être définie de deux façons, soit comme étant le maximum de la tension obtenue au cours de l'essai, soit comme étant la tension existant au moment où l'arête du bloc d'essai opposée à la poussée commence à se soulever. Les résultats obtenus sur la roche en place et ceux obtenus au laboratoire correspondent assez bien pour les roches compactes. Comme on peut s'y attendre la correspondance est moins bonne dès que les roches sont fissurées ou feuilletées. Pour les roches altérées les déformations sont fortes et une attention particulière doit être vouée aux différences de tassements qui pourraient intervenir sous le barrage. Pour les roches saines l'attention doit être portée sur la coopération du béton et de la roche au niveau de la fondation, le contact représentant le point faible du système.

Dvorak, Tchécoslovaquie, (2/5) a exécuté des essais de charge sur des roches et des sols graveleux. Il compare les résultats obtenus avec la théorie d'un semi-espace indéfini non linéaire et en déduit pour les sols étudiés les constantes d'intégration de l'équation générale, qui donne pour les courbes tensions-déformation une loi parabolique de puissance variable.

L'auteur a également exécuté des essais de cisaillement, dans des roches et dans des terrains graveleux au moyen de cadres en acier. Pour les roches, la coïncidence avec la loi de Coulomb est assez bonne pour autant que les roches ne soient pas trop fissurées. Pour les sols graveleux, la résistance au cisaillement diminue avec la surface essayée, surtout si la granulométrie est grossière et la teneur en eau élevée. La comparaison avec des essais triaxiaux de laboratoire fait apparaître une cohésion et une résistance au cisaillement plus grandes en nature qu'au laboratoire.

B. Essais de pénétration

Schultze et Menzenbach, Allemagne, (2/17) ont essayé de trouver une corrélation entre l'essai de pénétration normalisé et la compressibilité du sol en examinant 12 groupes de sols allant du gravier à l'argile pour lesquels ils possèdent 225 couples de valeurs provenant d'une part du pénétromètre, d'autre part d'essais de compressibilité en laboratoire. Pour les sols graveleux, sableux et limoneux non saturés d'eau la relation est linéaire et les coefficients correspondants ont pu être déterminés. Pour les sols submergés la relation n'est pas claire : avec le même nombre de coups dans un terrain de même composition la pénétration est plus grande sous la nappe qu'au-dessus ; la différence est d'autant plus accentuée que le sol est peu compact. Pour les sols cohérents la relation est d'autant moins claire que les grains sont petits, pour l'argile il n'a pas été possible de trouver une relation. Ce phénomène est attribué à l'influence de la pression intersticielle qui absorbe une partie de l'énergie de battage.

Meigh et Nixon, Angleterre, (2/13) comparent les valeurs obtenues pour la capacité portante de différents terrains allant du sable limoneux au gravier, en partant des résultats d'essais de pénétration normalisés, d'essais au pénétromètre hollandais, d'essais de charge sur

plaqué et des observations faites sur le tassement de semelles de fondation.

Ils arrivent à la conclusion que l'essai de pénétration normalisé donne des valeurs raisonnables, plutôt prudentes pour les sables fins, mais qu'il sous-estime nettement la capacité portante des terrains sablo-graveleux et graveleux. Les essais au pénétromètre hollandais donnent des valeurs assez exactes tant pour les sables fins que pour les terrains plus grossiers.

Les essais de charge sur plaque donnent des résultats se rapprochant de ceux des essais de pénétration normalisés, ils conduisent même à des valeurs encore plus prudentes.

Il est intéressant de noter que les rapports entre les valeurs obtenues avec ces différentes méthodes de mesure varient entre 1 et 7,5, ce qui prouve la prudence dont il faut faire preuve en indiquant la force portante d'un terrain en se basant sur un seul essai.

Kühn et Williams, Afrique du Sud, (2/11) ont cherché à déterminer les profondeurs d'affouillement atteintes dans des fleuves au cours de crues. Ils ont appliqué les méthodes suivantes :

- sondages avec échantillonnage ;
- mesures au pénétromètre hollandais ;
- mesures de poids apparents avec une sonde à isotopes ;
- mesures sismiques.

Souvent les résultats obtenus par l'une ou l'autre méthode n'étaient pas clairs, mais en général la comparaison et la combinaison des résultats obtenus par toutes les méthodes permet de déterminer la profondeur d'affouillement cherchée qui peut atteindre 7 m dans des terrains sableux.

C. Essais avec isotopes radioactifs

Peter, Tchécoslovaquie, (2/5) donne un aperçu théorique des phénomènes qui se passent lorsque l'on injecte une solution radioactive dans un forage. L'équation exprimant l'activité en un point donné en fonction du temps comporte six termes se rapportant à la forme d'écoulement, à la désintégration de l'élément radioactif, à la diffusion, à la dispersion, à la radiation.

A ces termes généraux il faudrait ajouter selon les cas des correctifs tenant compte des effets thermiques, des effets chimiques et des échanges d'ions. Comme on le voit le problème théorique n'est pas simple !

Les essais pratiques exécutés par l'auteur montrent que la perte d'activité est d'autant plus forte que le terrain est fin (perte quatre fois plus forte dans le sable que dans le gravier). Au stade actuel il faut se contenter de valeurs relatives. Enfin, le choix de l'isotope est important et l'auteur conseille le sodium 24 pour le gravier, le brome 32 pour les sables grossier et moyen et l'iode 131 pour le sable fin.

Raedschelders et Goelen, Belgique, (2/14) ont fait pour étalonner une sonde à neutron et une sonde à rayons γ des mesures dans des sols de caractéristiques connues mis en place avec ou sans discontinuités dans des fûts de 250 l.

Ces essais ont montré :

- que les mesures sont faussées près de la surface du terrain dès que la sonde n'est plus complètement immergée dans celui-ci ;
- que par suite du même effet, les mesures en profondeur sont faussées par la présence de cavités ;

— qu'à proximité de la surface de séparation de deux couches différentes, il n'y a pas d'anomalie sinon que les courbes indiquent un passage progressif et non brusque d'une couche à l'autre.

D. Essais par vibration

Viernig, Allemagne, (2/20) a procédé pour l'étude des fondations de machines lourdes et provoquant des vibrations, à des mesures de propagation d'ondes sismiques dans des sols allant du sable graveux au sable argileux. L'exciteur pèse de 1,8 à 3,5 t et transmet des vibrations variables à une plaque posée sur le sol. La fréquence de résonance et l'amplitude permettent de déterminer le coefficient de gonflement et l'angle de frottement interne du sol.

De ces essais il résulte qu'une grande compacité est nécessaire, non seulement pour augmenter la capacité portante et diminuer la sensibilité au tassement, mais pour que le comportement oscillatoire ne varie pas en fonction du temps et que, s'il faut remplacer de mauvaises couches du terrain, il faut le faire avec un matériau non cohérent, à degré élevé de non-uniformité.

Kunmmeneje et Eide, Norvège, (2/12) ont étudié sur la côte de Norvège des dépôts sous-marins de sable fin, dans lesquels existe un danger de glissement par liquéfaction, phénomène observé déjà à plusieurs reprises en particulier dans le golfe de Trondheim.

Des échantillons ont été prélevés et examinés en laboratoire, des essais de charge sur plaque et au pénétromètre à pression statique ont été exécutés et enfin on a tenté de provoquer des glissements au moyen d'explosions dont les effets ont été soigneusement mesurés : pressions intersticielles, variation de résistance, tassements, vibrations.

On a dû renoncer à provoquer des glissements car le phénomène de liquéfaction reste limité au voisinage immédiat du point d'explosion. Par contre on a observé des tassements tels qu'il semble possible de compacter ces terrains de façon économique à l'aide d'explosifs.

E. Essais à l'échelle 1 : 1

Bazett, Adams et Matyas, Canada, (2/1) relatent que le canal du Saint-Laurent a dû être excavé à plusieurs endroits dans une couche d'argile fissurée et altérée, et que des essais furent faits pour déterminer les caractéristiques de ce matériau.

Les résultats de résistance au cisaillement obtenus au laboratoire par des essais au compressimètre triaxial diffèrent très sensiblement de ceux obtenus sur le sol en place par des essais avec différents types de moulinets. On excava alors une tranchée à la dragline jusqu'à ce que des glissements se produisent sur ses bords et on déduit de la forme des glissements la résistance effective au cisaillement (fig. 10).

La comparaison des résultats obtenus indique que jusqu'à environ 3 m de profondeur la concordance des trois méthodes est assez bonne. Au-delà de cette profondeur les résultats diffèrent de plus en plus. L'essai au moulinet donne des valeurs de résistance de plus en plus supérieures à celles des essais de laboratoire, la valeur réelle est située entre les deux autres. Ces différences sont attribuées à la décomposition de l'argile lors du prélèvement et du maniement des échantillons.

En basant les calculs de stabilité sur les valuers d'essai on aurait obtenu par rapport à la stabilité réelle



Fig. 10. — Canal du Saint-Laurent. Tranchée d'essai.

un coefficient de sécurité variant de 1,2 à 1,6 pour les essais de laboratoire et variant de 0,7 à 1,0 pour les essais en place au moulinet, qui auraient donc conduit à des glissements et à des modifications de projet.

F. Essais d'écoulement

Cambefort et Mazier, France, (2/3) relatent une étude très intéressante sur des mesures de vitesse d'écoulement de l'eau dans des terrains alluvionnaires hétérogènes. Les appareils de mesure utilisés sont le micro-moulinet et l'anémomètre à fil chaud qui permettent des mesures précises jusqu'à des vitesses de l'ordre de 1 cm/sec. Les auteurs ont remarqué que dans un forage filtrant au repos, c'est-à-dire dans lesquels on ne pompe pas, il y a presque toujours des courants ascendants ou descendants. Ces courants sont dus à la présence de couches plus ou moins perméables entre lesquelles les

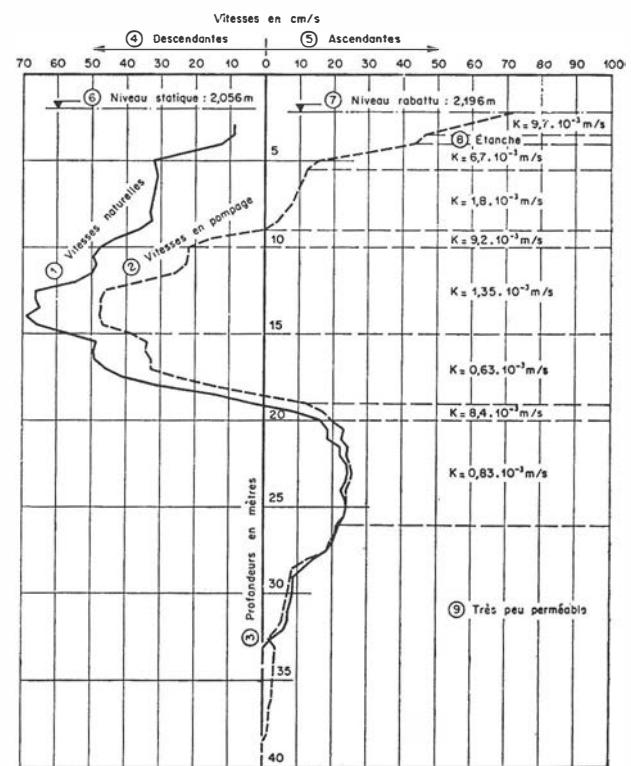


Fig. 11. — Essais au micromoulinet dans les alluvions du Drac.

différences de régime d'écoulement de la nappe créent des gradients de pression.

En mesurant les vitesses d'écoulement à l'intérieur et au voisinage d'un forage filtrant soit au repos, soit avec une dépression créée par pompage, ou une surpression créée par injection d'eau, on peut déterminer un profil de perméabilité du terrain extrêmement utile tant pour des problèmes de captage, que de drainage ou d'étanchement par injection. Cette méthode a l'avantage de fournir une mesure continue, alors que les essais Lefranc ne donnent que des valeurs ponctuelles et que les essais de pompage ne donnent qu'une valeur moyenne sur une section de forage.

La figure 11 représente des mesures exécutées dans un forage de 40 m traversant les alluvions du Drac à l'emplacement de la digue de Notre-Dame de Comiers. La courbe n° 1 représente les vitesses naturelles donc sans pompage. On voit que les terrains peu perméables du bas du forage et ceux de perméabilité variable du haut du forage alimentent tous deux une couche perméable de faible épaisseur située vers 20 m de profondeur. La courbe n° 2 représente les vitesses avec un faible pompage dans le forage. On voit que l'eau pompée ne provient que des 10 premiers mètres du forage. En augmentant l'intensité de pompage, la courbe se déplacerait toujours plus vers la droite et on finirait par n'avoir plus que des vitesses ascendantes dans le forage.

De l'ensemble de ces communications quelles conclusions tirer ? Tout d'abord que les géotechniciens ont l'esprit inventif et sont pleins de fantaisie, ce qui se remarque tant par la diversité que par l'ingéniosité des appareils et des méthodes qu'ils conçoivent.

Ensuite que ces appareils et que ces méthodes ont tendance à se multiplier et à s'affiner et de ce fait à se compliquer. On est sorti définitivement de l'ère des essais primitifs faits avec des appareils bricolés au chantier. Pour pouvoir utiliser à fond l'ensemble com-

plexe des possibilités que nous offrent les techniques actuelles il faut disposer, en plus d'outillages compliqués et coûteux : échantillonneurs, sondes de tous types, sismographes, etc., de personnel très spécialisé : géotechniciens de laboratoire, ingénieurs de forage, sondeurs, mécaniciens, électriques, physiciens, etc., ce qui amène par la force des choses à une séparation toujours plus marquée de leurs activités respectives. En contrepartie, il devient de plus en plus difficile de trouver des techniciens connaissant suffisamment tout ce domaine pour choisir judicieusement l'appareil ou la technique la mieux appropriée à chaque cas d'espèce et d'en connaître les limites. Dans la pratique il est souvent préférable de se contenter d'un essai primitif dont on connaît les défauts plutôt que de recourir à une méthode raffinée dont on connaît mal les sources d'erreur. Par contre il serait souhaitable que les maîtres de l'œuvre recourent plus souvent, parallèlement à une ou plusieurs méthodes éprouvées à des procédés nouveaux afin d'en vérifier l'efficacité et d'en faciliter le développement. Le risque de résultats négatifs est certainement compensé, au moins à longue échéance, par une amélioration des méthodes qui se traduit en fin de compte par une économie.

Des discussions du congrès il ressort que les méthodes les plus éprouvées, telles que les essais au pénétromètre, peuvent dans certains cas induire en erreur et qu'il y a toujours avantage à pouvoir comparer les résultats obtenus avec des méthodes basées sur des principes différents.

Enfin n'oublions pas que la géotechnique n'est pas une science exacte et qu'elle s'applique à un milieu d'une diversité infinie et d'une hétérogénéité souvent très marquée, spécialement dans notre pays. Il est facile d'obtenir des résultats de mesures ou d'essais, mais il est indispensable et beaucoup plus difficile de les interpréter de façon critique, de les comparer entre eux et au besoin de les éliminer. Que l'abondance des chiffres et des graphiques n'aveugle pas notre bon sens !

BARRAGES EN TERRE, TALUS ET TRANCHÉES OUVERTES - SECTION 6

par J. C. OTT, ingénieur

Les sujets traités intéressaient les questions suivantes :

- A) *Digues*, stabilité pendant et après la construction : 7 communications
- B) *Digues*, fondation, percolation, renard : 14 communications
- C) *Digues*, compactage, affaissement, pression interstitielle : 7 communications
- D) *Talus naturel, fouille, remblais*, stabilité :
digue — 20 communications

Pour la commodité du classement, nous avons subdivisé les questions de la façon suivante :

- a) méthode d'exécution, description de l'ouvrage
- b) observations et essais
- c) calculs appliqués
- d) méthode de calcul théorique

8 rapports se rattachent au sujet a)

- 22 » » » » » b)
- 6 » » » » » c)
- 29 » » » » » d).

Le résumé de chaque communication est indexé selon la subdivision ci-dessus.

MM. Agnes et Soeiro, France (1 - A/b - B/b - C/b) analysent le comportement de barrages en terre, construits à Madagascar, munis à l'amont de puits de décompression des sous-pressions. Les épaisseurs des perrés de protection amont, avec filtres inversés, sont examinées en fonction de l'inclinaison des talus, à la lumière des dégâts durant les cyclones de 1959. Une protection de 1 m d'épaisseur s'est révélée suffisante pour une

pente amont 1/3 et insuffisante pour une pente de 1/2. Les sous-pressions limites admissibles pendant la construction ont été déterminées en admettant un coefficient de sécurité au glissement de 1,5 pendant la construction et de 2 pour l'ouvrage en service.

MM. *Aisenstein, Diamant et Saidoff*, Israël (2 - B/b - C/b) examinent le comportement de tapis d'argile grasse, compactée dans le fond d'un réservoir formé de calcaire fissuré, et ont fait des essais de percolation au laboratoire sur des couches d'argile de 60 cm d'épaisseur. Ces essais mettent en évidence la sensibilité de ces tapis à la dessiccation, ainsi que la formation de gradients d'écoulement très raides dans la couche inférieure (essai de percolation de haut en bas) et, enfin, les risques de rupture.

M. *Baluscheff*, Bulgarie, (3 - D/d) examine l'apparition des conditions de plasticité dans le sol en place sous un remblai. Alors que sous un remblai élevé sur un sol horizontal les zones plastiques apparaissent au pied du talus et se propagent vers le cœur, dans les mêmes conditions, sous un sol incliné, les zones plastiques occupent déjà toute la zone située sous le remblai.

MM. *Barbedette et Berra* France, puis M. *Chadeisson*, France, (4 et 9 - D/a). Ces deux communications montrent les progrès d'exécution de tranchées et de puits sur ou en-dessous de la nappe phréatique et dont le soutènement est remplacé par de la boue à base de bentonite. Les différentes entreprises ont mis au point des outillages spéciaux pour le forage des tranchées continues qui les distinguent entre elles. Le procédé d'exécution permet également la mise en place d'armatures. On aurait aimé plus de détails sur les conditions d'adhérence des armatures placées d'abord dans la boue puis enrobées de béton coulé.

MM. *Rocha, Folque, Esteves*, Portugal (33 - B/a. b.) étudient soigneusement les caractéristiques des sols-ciment pour leur application éventuelle à la construction des corps de digues. Diverses conditions, notamment les possibilités de déformation plastique de ce matériau, doivent être respectées. Les teneurs en ciment auxquelles apparaissent des ruptures fragiles sont comprises entre 5 et 10 %, mais à des teneurs inférieures, les caractéristiques mécaniques sont déjà très améliorées.

M. *Bazant*, Tchécoslovaquie et M. *Uang Wen-Xi*, Chine (5 et 20 - D/b - D/d) : Le premier développe une interprétation mathématique avec des facteurs sans dimension des essais de stabilité dynamique de sable saturé.

Le second traite le problème de la liquéfaction de talus saturé d'eau, submergé et soumis à l'action dynamique, et montre que le phénomène est influencé par la perméabilité du sable. La présence d'un drainage augmente la sécurité vis-à-vis de la liquéfaction.

MM. *de Beer et Lousberg*, Belgique (6 et 14 - D/d) tentent de préciser la définition des coefficients de sécurité d'une digue ou d'un talus.

M. *Fröhlich*, Autriche, montre par exemple que les coefficients de sécurité différents sont obtenus par différentes méthodes de calculs ; ainsi, par exemple, pour

un même cas, selon les définitions le coefficient varie entre 1,606 à 1,417.

M. *Fröhlich* donne les relations entre les différents coefficients de sécurité définis de façon différente et démontre que le coefficient de sécurité minimum est obtenu dans des conditions bien déterminées.

MM. *de Beer et Lousberg* font une comparaison des diverses définitions des coefficients de sécurité, notamment :

- a) introduction d'une courbe intrinsèque réduite, liée à la courbe intrinsèque de rupture ;
- b) coefficient de majoration des forces, ou moments extérieurs, les égalant au moment de rupture.

De telles analyses sont très utiles et font ressortir la nécessité de préciser comment les coefficients de sécurité sont calculés pour établir des comparaisons valables entre divers cas.

M. *Browzin*, USA (7 - B/b - B/d) étudie et développe l'analyse mathématique du calcul de l'écoulement non permanent au sein d'un barrage homogène, sur base imperméable, après une baisse instantanée du réservoir. Les résultats des calculs théoriques sont mis en regard des observations du niveau des nappes phréatiques lors d'essai sur modèle.

MM. *Casagrande, Loughney et Matich*, USA (8 - D/a) décrivent la méthode de stabilisation par électro-osmose d'un grand coteau de 33 m de haut formé par du limon fluant dont 35 % de silt (0,1 à 0,001 mm). Avant la consolidation du talus des essais, à petite échelle, ont donné les caractéristiques géologiques et électriques du sol. Pour le calcul de la stabilité on n'a tenu compte, pour des raisons de sécurité, que de l'accroissement de résistance au cisaillement dû à la réduction de la teneur en eau. La consolidation a permis de battre sous les piles du pont franchissant la rivière Little Pick des groupes de pieux, sans remettre en mouvement les terrains menacés.

MM. *Coen, Guiducci, Mercogliano, Sollazzo*, Italie (10 - B/a - B/b) étudient les caractéristiques des mélanges secondaires ou ternaires de coulis, à base de ciment, de poudre inerte, d'argile ou de bentonite, notamment la résistance à la compression, la viscosité et le module élasto-plastique. Ces études ont trouvé leur application dans l'exécution du barrage en terre de Selva, sur le fleuve Rapido. La courbe intrinsèque du coulis ternaire se situe entre celle d'un matériau purement argileux et celle d'un mortier de ciment maigre.

M. *Domjan*, Hongrie, (11 - B/b - B/d) décrit certains phénomènes de renards observés à travers les digues de protection du Danube vers les terres durant les crues 1954-1956 et tente de mettre sur pied une théorie du renard avec écoulement mixte air-eau.

M. *Escarrio*, Espagne (12 - D/d) analyse théoriquement la stabilité d'un remblai reposant sur de l'argile molle par différentes méthodes de calculs. Il fait ressortir les divergences obtenues sur les coefficients de sécurité. Des valeurs négatives apparaissent, ce qui infirme l'exactitude des premières hypothèses à la base des calculs.

MM. *Finzi et Niccolai*, Italie (13 - D/a - D/b) décrivent la consolidation de talus de chemins de fer, dans une retenue à niveau variable (réservoir de Monguello, Italie du Nord), au moyen de filtres et de perrés, dimensionnés sur la base des critères de « Terzaghi » et donnent un exemple appliqué de calculs de stabilité pour lesquels un coefficient de sécurité de minimum 1,5 environ a été requis.

MM. *Fukuoka et Taniguchi*, Japon (15 - D/b) indiquent le moyen de repérer les zones en mouvement dans un important glissement, près de Hokuriku, au moyen de clinomètres enregistreurs placés soit en surface soit dans des sondages. Des courbes de glissement ont été décelées jusqu'à 60 m de profondeur. Des drains forés horizontalement et des barrages d'arrêt dans le Talweg se sont révélés efficaces.

MM. *Gilg et Gerber*, Suisse (16 - A/a - B/b - C/b) décrivent le futur barrage de Mattmark et indiquent les propriétés des matériaux naturels ainsi que les caractéristiques des matériaux de construction. Les coefficients de sécurité minimum prescrits sont indiqués, à savoir :

- bassin vide 1,5 ;
- premier remplissage 1,5 ;
- vidage rapide après premier remplissage 1,3
- tremblement de terre 1,1.

La coupure du remplissage alluvionnaire de la vallée comporte l'exécution d'un voile d'injection épais très important.

MM. *Grandi, Riva, Pronsato, Bolognesi, Moretto*, Argentine (17 - A.B.C/a) décrivent les prospections et les études des sols pour plusieurs digues à construire (Las Pirquitas, Rio Hondo, El Horcado) dans les prochaines années et les matériaux à disposition. Le barrage El Cadillal englobera l'ancien barrage en béton à contreforts, du type « Amburseen », qui sera inclus à l'intérieur de la digue.

MM. *Macdonald, de Ruiter, Kenney*, Canada (25 - B/b - C/b) indiquent les caractéristiques géotechniques de vingt-cinq barrages canadiens et cherchent à établir une corrélation entre l'origine géologique des terrains et leurs propriétés techniques : étanchéité, angle de frottement, mode de compactage, etc.

M. *Henkel*, Angleterre (18 - D/b - D/c) étudie un glissement de couches de calcaire stratifiées sur une couche inclinée d'argile. Il tient compte des pressions intersticielles et de l'inclinaison naturelle des strates et suppose que la cohésion doit disparaître avec le temps et établit les coefficients de sécurité en conséquence. Les mesures prises consistent non seulement à drainer le plan de glissement mais aussi à construire des contreforts.

M. *Holm*, Norvège (19-D/a. b. c.) ; cette communication est un bel exemple de calculs de stabilité, compte tenu des sous-pressions. Contrairement à d'autres auteurs, le coefficient de stabilité du talus chargé (1,4) n'a pas été jugé suffisant. Les mesures pour l'améliorer consistent en drains de sable verticaux et tranchées drainantes et contre-remblai.

MM. *Ishii, Kurata, Hasegawa*, Japon (21-A/b - A/c) décrivent la rupture en août 1958, pendant la construction, des fondations de la digue de protection de la baie de Kinkai. Les caractéristiques du sol ont été déterminées ultérieurement, notamment par des essais de compression libre sans contrainte latérale. Les méthodes de consolidation préconisées sont contre-remblai, drains de sable et allègement de la digue.

Les causes de rupture sont examinées (mais n'apparaissent pas concluantes).

M. *Kashef*, Liban (22 - B/d) indique une méthode semi-graphique pour le calcul de la courbe de rabattement d'un puits filtrant en régime transitoire.

M. *Kopacsy*, Hongrie (23 - D/d) étudie théoriquement la forme de la surface de glissement et de distribution des contraintes lors de la rupture. L'auteur montre qu'une surface de glissement plane se produit seulement si les surfaces délimitant le talus sont planes et que la courbe de surcharge soit linéaire. Si la surface limite du talus, ou la courbe de surcharge, se compose de plusieurs courbes, il ne peut se produire qu'un glissement suivant une ligne composée de divers plans raccordés par des cercles.

M. *Lane*, USA (24 - D/b) : Sur la base de l'observation de talus naturels dans des sols stratifiés du Missouri, au voisinage des barrages de Fort Peck, de Garrison et de Tuttle Creek, l'auteur tente d'établir une corrélation entre les caractéristiques de forme des talus (pente, hauteur) et les caractéristiques géotechniques (résistance au cisaillement, cohésion) ; autrement dit, les talus en équilibre limite sont considérés comme des essais grandeur naturelle. Une des difficultés de cette tentative réside dans la connaissance approximative de la position et de la forme des surfaces de rupture. Cette méthode peut rendre de très grands services à condition d'analyser avec circonspection les facteurs intervenant dans les calculs de stabilité, notamment la présence et la position de nappes d'eau, la stratification.

M. *Marsland*, Angleterre (26 - A. B. C./B. c.) ; diverses ruptures de digues sur les bords de la Tamise se sont produites en 1953. L'auteur, par l'analyse fouillée des conditions d'écoulement souterrain dans le gravier et des relations entre le niveau de la marée et les niveaux piézométriques, recherche les causes de la rupture et démontre que les sous-pressions ont réduit considérablement le facteur de sécurité.

MM. *Mayer, Habib*, France (28 - D/b. c.) rendent compte des études au sujet de l'équilibre de crassiers d'usines métallurgiques qui ont donné lieu à de fréquents glissements. Les caractéristiques des sols ont été étudiées en laboratoire. Les cercles de glissements possibles ont été localisés sur la base des observations des forages en surface. Les coefficients de sécurité sont déterminés dans diverses hypothèses.

MM. *Nonveiller et Anagnosti*, Yougoslavie (28 - C/b. c. d.) apportent une substantielle contribution à l'étude théorique des contraintes entre le noyau et les corps d'appui des digues dans le cas où ces deux zones ont des coefficients de compressibilité différents. Ils déterminent la largeur du noyau pour éviter une fissuration horizontale. Les calculs faits à ce sujet au barrage

de Peruca, comportant un noyau d'argile très plastique et des recharges en enrochements, sont comparés avec les mesures enregistrées au barrage de Harspranget.

MM. Chappuis, Berg et Ott (29 - B/c) : Par des essais sur modèle, les auteurs démontrent l'intérêt des puits filtrants de décompression, en lieu et place de couches filtrantes horizontales, dans le cas particulier du barrage en rivière de Reichenau soumis au danger d'érosions souterraines.

MM. Patel et Maheshwari, Inde (30 - A/c. d. - B/b. c. d.) déterminent par des essais rhéo-électriques les réseaux d'écoulement au sein de digues avec un drain amont en talon et établissent des nomogrammes pour le calcul de stabilité, en fonction des dimensions du drain. (Pour les symboles, recourir aux sources bibliographiques.)

M. Rao, Inde (31 - A/b) indique les profils d'un grand nombre de barrages d'irrigation en Inde et des nouveaux barrages d'Hirakud et de Kotah. Il examine dans quelles conditions se sont produits les glissements partiels observés sur certains parements amont, notamment au réservoir de Villingdon après plusieurs réfections successives.

M. Riva, Argentine (32 - B/a) indique les dispositions et des conditions d'exécution d'un écran d'injection dans les alluvions pour la constitution du batardeau amont, durant la construction du barrage de Valle Grande.

M. Rodriguez, Mexique (34 - D/d) analyse théoriquement la stabilité des talus pour un sol cohérent et à frottement. L'auteur fait ressortir les écarts entre les coefficients de sécurité si l'on utilise les équations de « Kotter » ou la « méthode suédoise » ; cette dernière conduit à des facteurs de sécurité plus élevés.

MM. Sowers et Gore, USA (35 - C/b) décrivent divers essais in situ pour déterminer les caractéristiques des matériaux du barrage en enrochement de Lewis-Smith, notamment des grands essais de cisaillement avec des boîtes de 2 m sur 2 m.

M. Stroganov, URSS (36 - D/d) étudie mathématiquement l'écoulement visco-plastique dans trois cas particuliers : talus formant plan incliné — couches pinçées entre deux surfaces rugueuses — parois de forages circulaires.

MM. Suklje et Vidmar, Yougoslavie (37 - D/b - D/c) font part des nombreuses observations géologiques et topographiques au sujet d'un grand éboulement de 20 millions de m³ dans la région Gradot en Macédoine. Les essais de cisaillement avec mesure de fluage à longue

durée ont été faits, ainsi que l'analyse des conditions de stabilité. Les auteurs font ressortir une rupture successive des différentes couches qui infirme les hypothèses générales admises pour la rupture plastique.

MM. Tsytovich et Khakimov, URSS (38 - D/a. b. c. d.) décrivent l'exécution du soutènement d'un puits d'accès au métro, à 24 m de profondeur, au moyen de parois congelées dans des sables. Ils indiquent la durée de congélation, le critère pour obtenir la formation d'une paroi de glace en fonction du gradient et de la perméabilité du sable.

Des difficultés se présentent pour la fermeture de la paroi congelée dans une nappe en mouvement. Les caractéristiques mécaniques des sols congelés et l'analyse des contraintes sollicitant l'anneau congelé sont indiquées.

MM. Walker et Harber, USA, (39 - A. B. C./a) décrivent le site, les conditions géologiques et l'avancement des travaux pour la construction de la plus haute digue de Californie, 164 m. Pour les recharges, l'utilisation de couches zonées horizontalement, et alternativement perméables et semi-perméables, a permis de mettre en remblai utile des millions de m³ autrement inutilisables.

M. Ward, Angleterre (40 - D/b. c.) : L'exécution d'une grande excavation dans l'argile de Londres a été l'occasion pour l'auteur de mesurer les déformations du revêtement de métro à l'intérieur des galeries de métro sous-jacentes. Sous l'effet de la décharge le souterrain s'ovalise. On a pu en déduire le module de compressibilité de l'argile.

Résumé

L'intérêt des auteurs s'est essentiellement concentré sur les problèmes relatifs à la question de stabilité des fouilles, des talus et remblais (D).

La définition, souvent divergente, des coefficients de sécurité a été relevée.

Le rapporteur général s'est attaché à montrer que la sécurité ne dépend pas tellement de méthodes de calcul, dont le résultat théorique est souvent assez proche, mais d'une appréciation correcte des caractéristiques des sols, des zones possibles de rupture et des conditions de pression et d'écoulement internes.

L'évolution des caractéristiques mécaniques des sols dans le temps mérite d'être étudiée attentivement.

Genève, le 8 mars 1962. ¹

¹ D'autres comptes rendus du Congrès de Paris ont paru ou paraîtront prochainement dans la *Schweizerische Bauzeitung*:
H. Zeindler : « Vom Bau von Strassen, Flugpisten und Eisenbahnen ». Section 4. *Schweizerische Bauzeitung* n° 14, 1962.

A paraître en juin-juillet 1962 :
N. Schnitter : « Pfahlgründungen », Section 3b.
J. Huder : « Bodeneigenschaften und deren Bestimmung », Section 1.
Dr. A. von Moos et M. Gautschi : « Verschiedene Probleme », Section 7.
(Réd.)

Veröffentlichungen der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

Nr.

25 1960 F. Kobold
vergriffen **Methoden und Ergebnisse der in den Jahren 1956 bis 1959 im Rutschgebiet von Schuders durchgeführten Verschiebungsmessungen**

26 1961 Verbesserung des Baugrundes. Vorträge, gehalten am 13. November 1959 anlässlich der Herbsttagung in Bern
D. Bonnard et E. Recordon: *Les sols stabilisables au ciment en Suisse romande.* — F. Balduzzi: *Bodenstabilisierung im Nationalstraßenbau.* — J. Huder: *Dimensionierung von Straßen mit stabilisierten Schichten.* — M. Halder: *Grundwasserabsenkung mit dem «Wellpoint»-Verfahren.* — H. J. Lang: *Mechanische Verdichtungsgeräte*

27 1961 Aménagement de la chute Arnon-Diablerets
vergriffen Pierre Payot: *Avant-propos.* — R. Pernet/R. Dumont: *Les ouvrages de génie civil*

28 1961 J. Zeller
vergriffen **Sickerströmungen als Folge von Stauspiegelschwankungen.**
Einfluß der Länge des Grundwasserträgers auf den Sickerströmungsverlauf. — Einfluß der Tiefe des Grundwasserträgers auf den Sickerströmungsverlauf. — The Significance of Aquifer Porosity in Non-Steady Seepage Flow with Free Surface

29 1961 Problèmes géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne.
Deux fondations profondes à Genève. Conférences tenues lors de la réunion de printemps, les 20/21 mai 1960 à Nyon

Robert Ruckli: *Die Autobahn Lausanne-Genf.* — E. Dubochet: *Projektierung und Ausführung der Autobahn Genf-Lausanne.* — E. Recordon: *Quelques aspects des études géologiques et géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne. L'organisation des études.* — J. E. Bonjour: *Le profil géotechnique. La superstructure de l'autoroute Lausanne-Genève.* — P. Knoblauch: *Problèmes de fondation pour l'agrandissement des magasins «Au Grand Passage» à Genève.* — F. Jenny/A. Kündig/P. Vajda: *Unterirdische Groß-Garage «Rive Centre» in Genf*

30 1961 Pfahlgründungen. Vorträge, gehalten am 11. November 1960 anlässlich der Herbsttagung in Solothurn

G. Schnitter: *Neuere Pfahlgründungen.* — A. Müller: *Der MV-Pfahl.* — R. Haefeli: *Neuere Untersuchungen und Erkenntnisse über das Verhalten von Pfählen und deren Anwendung in der Praxis der Pfahlfundation.* — H. Bucher: *Bohrpfähle und Pfahlwände System «Benoto».* — R. Ledergerber: *Preßbeton-Bohrpfähle System «Hochstraße-Weise».* — W. Pfenninger: *Gerammte und gebohrte Ortsbetonpfähle System «Frankia».* — F. Ferrario: *Fundation eines Hochhauses mit gerammten Ortsbetonpfählen System «Züblin-Alpha».* — A. Steiner: *Beton-Bohr-Pfähle, Ausführungsart Brunner.* — E. Kissenköpfen: *Utilisation de pieux forés, Système Radio, dans un cas spécial de fondation d'immeubles.* — W. Graf: *Icos-Veder-Bohrpfähle.* — F. Andres: *Tragfähigkeitsvergleiche zwischen gerammten und gebohrten Ortspfählen*

31 1961 H. U. Scherrer
vergriffen **Praktische Anwendung der Verdichtungskontrolle nach J. Hilf**

A. von Moos und A. Schneller: *Rutschung eines Straßendamms in einem Torfgebiet bei Sargans, Kanton St.Gallen*

32 1961 W. Heierli
Die Dynamik eindimensionaler Bodenkörper im nichtlinearen, nichtelastischen Bereich

Nr.

33 1962 Barrages en Suisse
vergriffen G. Schnitter: *Digues en terre ou en enrochements.* — O. Rambert: *Sondages, injections et traitement du sous-sol.* — Ch. Schaefer: *Le comportement des digues en terre pendant leur construction et durant l'exploitation de l'aménagement*

34 1962 L. Bendel
Die Fundation von Kunsteisbahnen
G. Amberg
Temperaturmessungen im Fundationsmaterial von Kunsteisbahnen

35 1962 G. Schnitter und F. Müller
vergriffen Die Defektion von Straßendecken unter einer Radlast
G. Schnitter und R. Jenatsch
Schweizerische Erfahrungen mit zementstabilisierten Tragschichten im Güterwegebau

36 1962 Conférences tenues lors de la réunion d'automne à Bienn, le 22 novembre 1961, et contribution des auteurs suisses au 5e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Foundations, Paris 1961

Conférences: J. Huder: *Bodeneigenschaften und deren Bestimmung.* — N. Schnitter: *Pfahlgründungen.* — H. Zeindler: *Bau von Straßen, Flugpisten und Eisenbahnen.* — A. von Moos: *Verschiedene Probleme.* — Ch. Schaefer: *Fondations.* — E. Recordon: *Poussée des terres sur les ouvrages.* — J. Descaudres: *Méthodes de mesure des caractéristiques des sols en place et prélevements d'échantillons.* — J. C. Ott: *Barrages en terre, talus et tranchées ouvertes.*

Contributions: L. Bendel et D. Bovet: *Recherches dynamiques sur les fondations et les bâtiments par excitation périodique ou apériodique.* — R. Haefeli et H. Bucher: *New Methods for Determining Bearing Capacity and Settlement of Piles.* — D. Bonnard, H. Mayor et E. Recordon: *Études géologiques et géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne.* — G. Schnitter et A. Bolliger: *Stabilized Soil Foundations for Runways on Soils of low Bearing Capacity.* — G. Schnitter et R. Zobrist: *Freezing Index and Frost Penetration in Switzerland.* — B. Gilg et F. P. Gerber: *La digue de Mattmark. Essais et études préliminaires.* — J. C. Ott, T. Berg et R. Chappuis: *Protection du barrage de Reichenau contre les érosions souterraines et les souspressions au moyen d'un rideau de drains filtrants verticaux.* — H. B. Fehlmann: *L'application des liquides thixotropiques à la base de bentonite dans le génie civil*