

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

et

**Contribution des auteurs suisses au 5e Congrès  
International de Mécanique des Sols et des Travaux  
de Fondations, Paris, juillet 1961**

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

und

**Schweizerische Beiträge zum 5. Internationalen Kongreß  
über Bodenmechanik und Fundationstechnik  
Paris, Juli 1961**

# Veröffentlichungen der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Foundationstechnik

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

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

und

**Schweizerische Beiträge zum 5. Internationalen Kongreß  
über Bodenmechanik und Foundationstechnik, Paris, Juli 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. Schaerer, 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



**Contribution des auteurs suisses**  
au 5e Congrès International de Mécanique des Sols et des  
Travaux de Fondations, Paris, juillet 1961

L. Bendel et D. Bovet:

- (3 A/6) Recherches dynamiques sur les fondations et les bâtiments par excitation périodique ou apériodique

Prof. Dr. R. Haefeli and H. Bucher, Chief-Engineer, Zürich:

- (3 B/11) New Methods for Determining Bearing Capacity and Settlement of Piles

D. Bonnard, Prof., H. Mayor, ingénieur-géologue, et E. Recordon, ingénieur:

- (4/2) Études géologiques et géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne

Prof. G. Schnitter and A. Bollier, civil engineer, Zürich:

- (4/19) Stabilized Soil Foundations for Runways on Soils of low Bearing Capacity

Prof. G. Schnitter and R. Zobrist, civil engineer, Zürich:

- (4/20) Freezing Index and Frost Penetration in Switzerland

B. Gilg, Dr., ing., et F. P. Gerber, ing., Zurich:

- (6/16) La digue de Mattmark — Essais et études préliminaires

J. C. Ott et T. Berg, Genève, et R. Chappuis, Zurich:

- (6/29) Protection du barrage de Reichenau contre les érosions souterraines et les sous-pressions au moyen d'un rideau de drains filtrants verticaux

H. B. Fehlmann, ing. dipl. EPF, Zurich:

- (7/2) L'application des liquides thixotropiques à la base de bentonite dans le génie civil



## 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 Doppelspurigkeiten 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 Foundationen 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 rationaler Grundlage zu vergleichen. Diese Standardisierung der Untersuchungsmethoden hat natürlich das Auffinden von zuverlässigen Korrelationen zwischen primären Bodeneigenschaften und dem hauptsächlich 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 gefolgert. 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 Plastizitätsindex 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 Versuchsergebnisse 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 Elektrosmose 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.

Ueber Bodenstabilisierung haben *Houm und Rosenqvist* 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 Tönen 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 Fließsgrenzen 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 Tönen 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.

Ueber 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 Überlegungen 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 Versuchsergebnisse 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 Hebungsdruck 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.

Ueber die *Deformationseigenschaften der Böden* sind hauptsächlich Untersuchungen über die rheologischen Eigenschaften der Böden mittels undrännierter triaxialer Druckversuche 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 undrännierter triaxialer 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 der Hälfte 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 *Tjork-Kie* 1/63 und *Alpan* 1/1 zu nennen. In allen drei Fällen werden keine Versuchsergebnisse zur Bestätigung der theoretischen Ergebnisse geboten. Rein experimentelle Arbeiten liefern *Escario u. Uriel* 1/14. *Schultze u. Moussa* 1/58 geben eine grosse Serie von Konsolidationsversuchen mit Sanden von verschiedener Kornverteilung und Dichte wieder. Die Versuchsergebnisse 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 Setzeigenschaften 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 undrained 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 drained 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 drained Zustand und bei langfristigen Belastungen (Kriecherscheinungen, 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  $19^\circ$  in drained Versuchen und von nur  $11^\circ$  in undrained Versuchen gemessen. Die hohen Porenwasserspannungszunahmen erlauben eine nur teilweise Mobilisierung der Reibung im losen Sand. Die hohen Porenwasserspannungs-Parameter und die kleinen Verhältnisse von undrained Scherfestigkeit zu effektivem Konsolidationsdruck sind ähnlich den Erscheinungen, die an hoch sensitiven Tönen niedriger Plastizität gemessen wurden.

Unter den *apparativen Methoden* ist hauptsächlich die neue, von *Whitman* 1/69 entwickelte Porenwasserspannungsdose 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.

## SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG

Sonderdruck aus dem 80. Jahrgang, Heft 28, 12. Juli 1962

Druck: Offset und Buchdruck AG, Zürich





## 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 Foundationstechnik 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 liessen<sup>1)</sup>. Dadurch wurde einem der überragenden 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 äusseren Gegebenheiten, wie der Pfahlherstellung und sogar den erdbaumechanischen Grundlagen, wurde oft nicht die notwendige, die berichteten Ergebnisse meist relativierende, Bedeutung zugestanden.

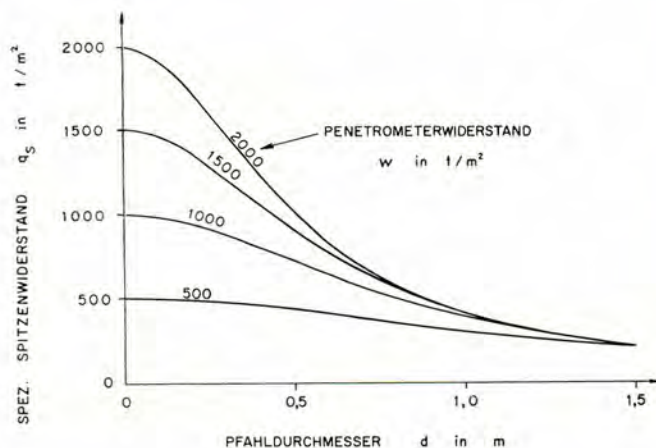
Unter dem Titel «Sektion 3b, Pfahlgründungen» wurden vorgängig des Kongresses 28 Berichte vorgelegt, während weitere 8 unter andern Titeln eingereichte Artikel teilweise ebenfalls Pfahlgründungen behandeln<sup>2)</sup>. Der Generalberichterstatler Prof. L. Zeevaert, welcher durch seine Fundationen im 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; Spitzenwiderstand und Mantelreibung bzw. anzuwendende Faktoren, um diese aus der Kohäsion des Tons abzuleiten.

<sup>1)</sup> Alle veröffentlicht in der SBZ im Lauf des Jahres 1961.

<sup>2)</sup> 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 3b 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 wohl bekannter Anwendungsbereiche ihre Berechtigung haben.



$$\text{FORMEL: } q_s = \frac{w}{F_1} = \frac{w}{1 + 5 \cdot 10^{-7} w^{1,3} A_{(cm^2)}} = \frac{w}{1 + 2 \cdot 10^{-4} w^{1,3} d^2 (m)}$$

Bild 1. Spezifischer Spitzenwiderstand von Bohrpählen 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 Spitzenwiderstand 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 Spitzenwiderstand des Pfahles mit abnehmendem Penetrometerwiderstand ab. Ebenso stark ist die Abnahme jedoch, bei gleichbleibendem Penetrometerwiderstand, mit zunehmendem Pfahldurchmesser. Für grosse Pfähle ist der spezifische Spitzenwiderstand 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 Spitzenwiderstand sehr stark mit dem Winkel der innern 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 abgeteufelt werden. Interessante, zum Teil neuartige Messeinrichtungen gestatten, den Spitzenwiderstand 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 Spitzenwiderstand, wobei bei den grössern Pfählen die Wirkung der Lagerungsdichte (als Para-

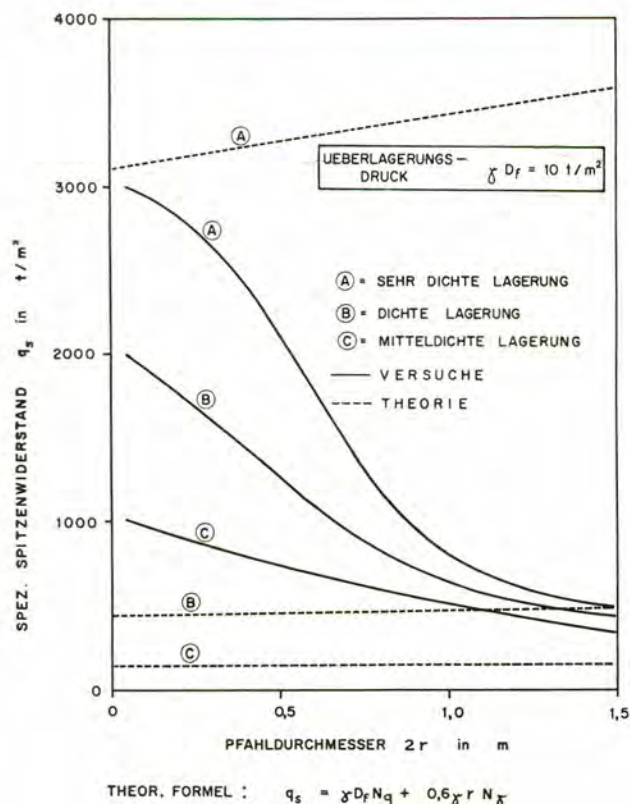


Bild 2. Spezifischer Spitzenwiderstand von Pfählen in Sand in Funktion der Lagerungsdichte des Untergrundes und des Pfahldurchmessers, gemäss Theorie und Versuchen von Prof. J. Kerisel (Bericht 3b/12).

meter aufgetragen) wiederum stark zurücktritt. Die Diskrepanz zwischen der Wirklichkeit und den gestrichelt eingetragenen theoretischen Werten ist bei sehr dichter Lagerung am krassensten. Bild 2 gilt zudem nur für eine Fundationstiefe bzw. einen Ueberlagerungsdruck des Bodens auf derselben. Der Einfluss des Ueberlagerungsdruckes 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 Spitzenwiderstand 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 Spitzenwiderstand 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.

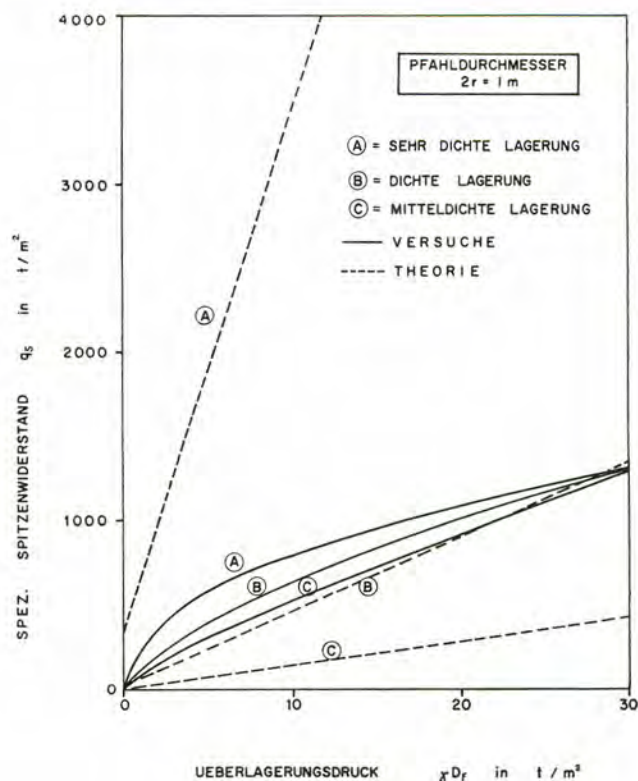


Bild 3. Spezifischer Spitzenwiderstand von Pfählen in Sand in Funktion der Lagerungsdichte des Untergrundes und des Ueberlagerungsdruckes in Pfahlspitztiefe, gemäss Theorie und Versuchen von Prof. J. Kerisel (Bericht 3b/12).



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 Uebergang 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 gescheuten Probebelastungen an Einzelpfählen. Man ist somit fast zwangsweise auf den billigeren Modellversuch angewiesen, obschon das Problem der Aehnlichkeit 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 Insti-

tute of Technology in Atlanta über die Gruppenwirkung bei schwimmenden Pfahlgründungen in Ton hingewiesen. Bild 4 zeigt deren Versuchsergebnisse 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.

Die 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 übersehene, 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.

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

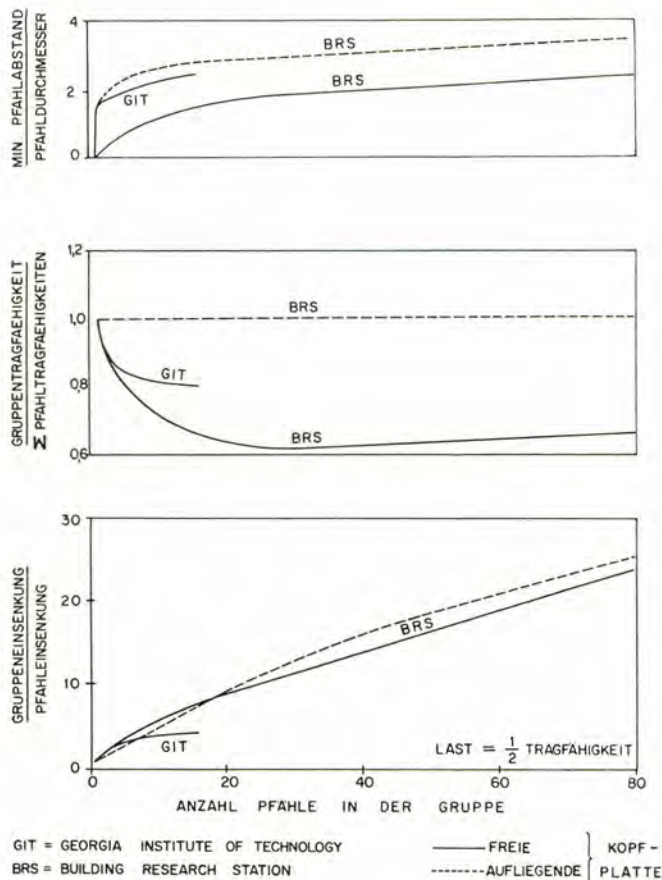


Bild 4. Verhalten von schwimmenden Pfahlgruppen in Ton nach Modellversuchen von Prof. G. F. Sowers und Mitarbeitern (Bericht 3b/24) und von T. Whiteaker.





## 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. Ueber 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 Oberbaues 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 anschnitten, 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 Oberbaues. Diese stand daher im Mittelpunkt der Gespräche. Es erwies sich rasch, dass die Ansichten über den geeignetsten Weg zur Lösung weit auseinandergehen. Die für die Diskussion zugemessene Zeit reichte gerade aus, dass jede Partei ihre Ansichten eingehend darlegen konnte. Diese Standortbestimmung 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-Versuch, 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 miterücksichtigt 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 Oberbaues soll analytisch erfasst werden. Die Deformationen setzen sich aus einem elastischen und einem viskoelastischen (plastischen) Anteil zusammen. Im wesentlichen erzeugen dynamische Beanspruchungen 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  $\frac{1}{10}$  s. — Die Grundlagen für die Berechnung der Spannungen und Deformationen für elastische, mehrschichtige Systeme sind bereits vorhanden (Publikation von Burmister 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 Oberbaues 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,  $M_R$ -Wert, Deflektionsradius.

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 «unbeschränkter Verkehr») mit bestimmter maximaler Radlast und Pseudruck 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 Belagsstärken 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:

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

$\beta$  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:

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

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

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

Diese sind vom Plattendurchmesser  $2a$  und von der Belastung  $p$  unabhängig. Es genügt also, die drei Moduli  $E$ ,  $M_t^1$  und  $M_\beta$ , 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.

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

$\sigma$  = mittlere spezifische Belastung

$d$  = Plattendurchmesser

$\delta$  = resultierende Setzung

Man beachte die Aehnlichkeit 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 liefert 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 Oberbaues und sogar solche des Unterbaues 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 Bollier über zementstabilisierte Fundamentalschichten 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 Wasserhaushalt 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 angewendeten 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 sogenannten 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 gepfadenen 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 verschiedenem Wassergehalt, so ergibt W.opt. — 2 % die grosse Druckfestigkeit. Diese wird allerdings durch eine Erhöhung der Feuchtigkeit um 2 bis 4 % nur unwesentlich ver-

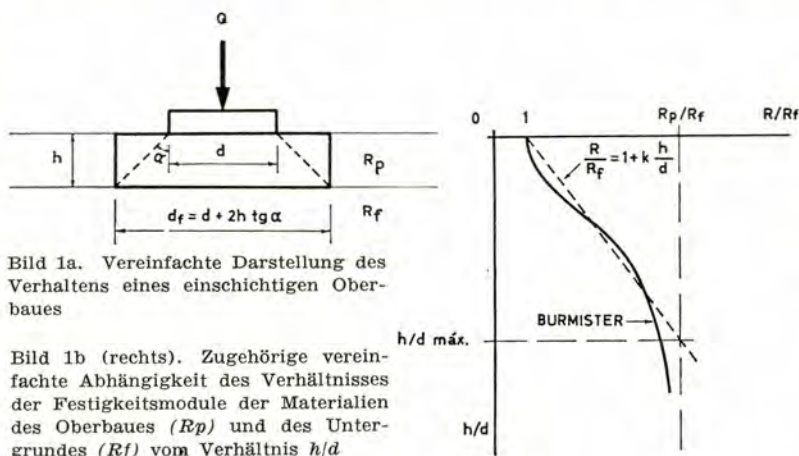


Bild 1a. Vereinfachte Darstellung des Verhaltens eines einseitigen Oberbaues

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

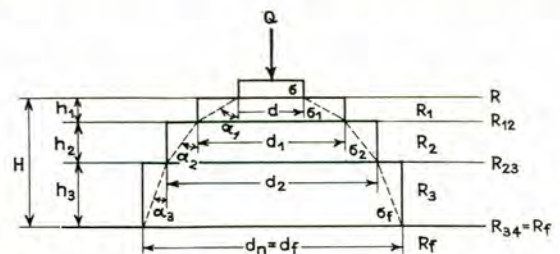


Bild 2. Wie Bild 1a, aber mehrschichtiges System

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 öftern 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/cm<sup>2</sup> 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-Nuñez* beschreibt die Projektierung und die Bauverfahren bei Dämmen auf sehr kompressiblem Untergrund. — *Peltier* berichtet über die Durchführung eines Scherversuches in grossem Massstab auf einer Strasse aus vorgespanntem Beton. Eine Platte von 525 m<sup>2</sup> 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 Foundationen 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 Genf<sup>1)</sup> 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.

<sup>1)</sup> Siehe SBZ 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 Wärmeübertragung, 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. Rzhantzin, 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 betrugen bei dem angeführten Beispiel 20 kg/cm<sup>2</sup>. — 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 Quell Tendenzen angeschnitten. Sie bildeten eine Gefahr für die vorgesehene 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 Einspressort 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 Oberwasserkänäle belassen wurden, sich trotz Sättigung durch Einstau normal, d. h. ohne Strukturzusammenbruch setzten. Andererseits wies Turnbull auf seine früheren Erfahrungen hin, wonach bei Belastung von ungesättigtem Loess durch Dämme sich die Hälfte der Setzung vor der Unterwassersättigung, 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.

Denisov 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 könne, 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., andererseits 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 bauleitenden Ingenieuren möglichst früh einsetzt und intensiv ist,



was beide befruchtet. Auffallend ist in diesem Zusammenhang, dass die führenden Erdbaumechaniker, 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 Ponçon 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 einzureichenden 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 Seinfahrt und der Abend in Versailles.

Prof. Haefeli und der Erstunterzeichnete 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<sup>e</sup> CONGRÈS INTERNATIONAL DE MÉCANIQUE DES SOLS ET DES TRAVAUX DE FONDATION <sup>1</sup>

PARIS, JUILLET 1961

## FONDATIONS - SECTION 3 A

par CH. SCHÆRER, 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*.

<sup>1</sup> 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 donnèrent 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. Tsitovitch, 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).

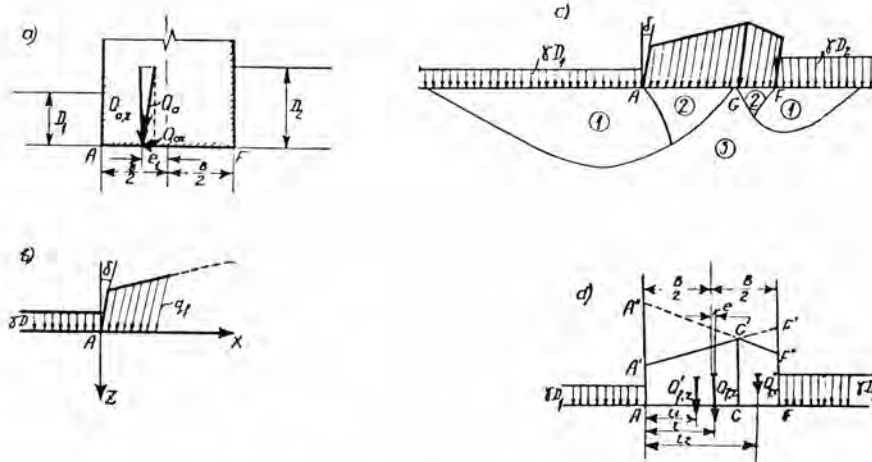
La discussion a été présidée par M. le professeur Verdeyen de l'Université libre de Bruxelles. Les sujets proposés pour cette discussion étaient :

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



Fig. 1.

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

- Recherches théorético-expérimentales
- Description d'essais de fondations sous l'angle de la force portante
- 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, Malishef 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.)



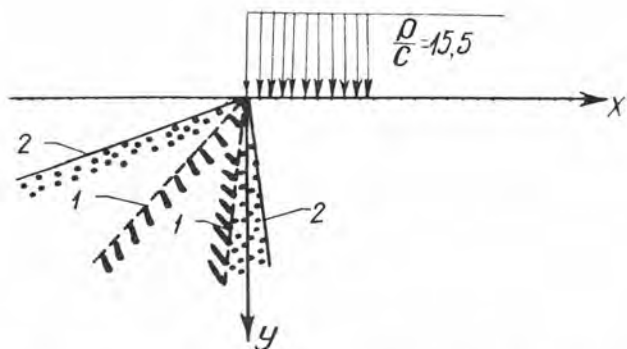


Fig. 2. — Graphique comparatif des zones plastiques dans les cas de solutions élastico-plastiques (1) et élastiques (2).

$$c = 0,2 \text{ kg/cm}^2 \quad p = 3,1 \text{ kg/cm}^2 \quad \varphi = 30^\circ.$$

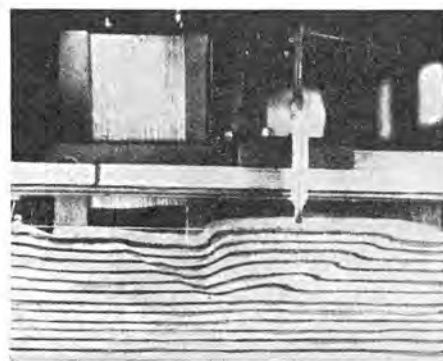


Fig. 3 a. — Surface de rupture au-dessous d'un modèle de largeur  $B = 15,0$  cm, chargé obliquement:  $\sigma = 1,00$  kg/cm<sup>2</sup>;  $h = 0$ .

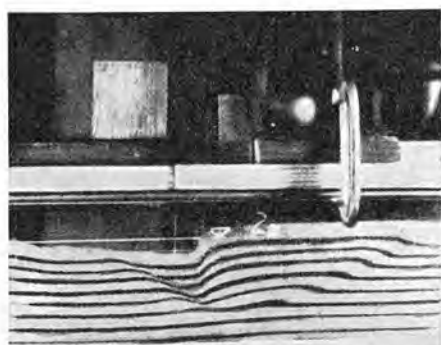


Fig. 3 b. — Surface de rupture au-dessous d'un modèle de largeur  $B = 12,5$  cm, chargé obliquement:  $\sigma = 1,00$  kg/cm<sup>2</sup>;  $h = 0$ .

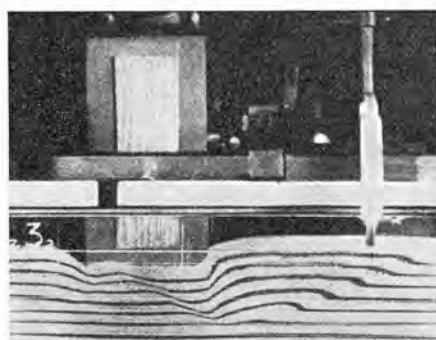


Fig. 3 c. — Surface de rupture au-dessous d'un modèle de largeur  $B = 10,0$  cm, chargé obliquement:  $\sigma = 1,00$  kg/cm<sup>2</sup>;  $h = 0$ .

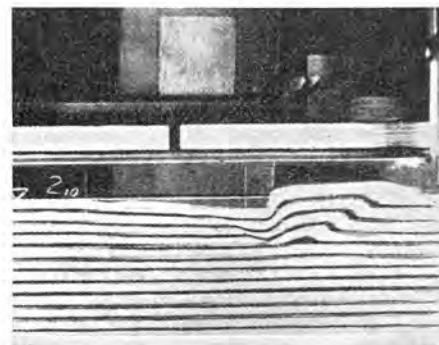


Fig. 3 d. — Surface de rupture au-dessous d'un modèle de largeur  $B = 12,5$  cm, chargé obliquement:  $\sigma = 0,25$  kg/cm<sup>2</sup>;  $h = 0$ .

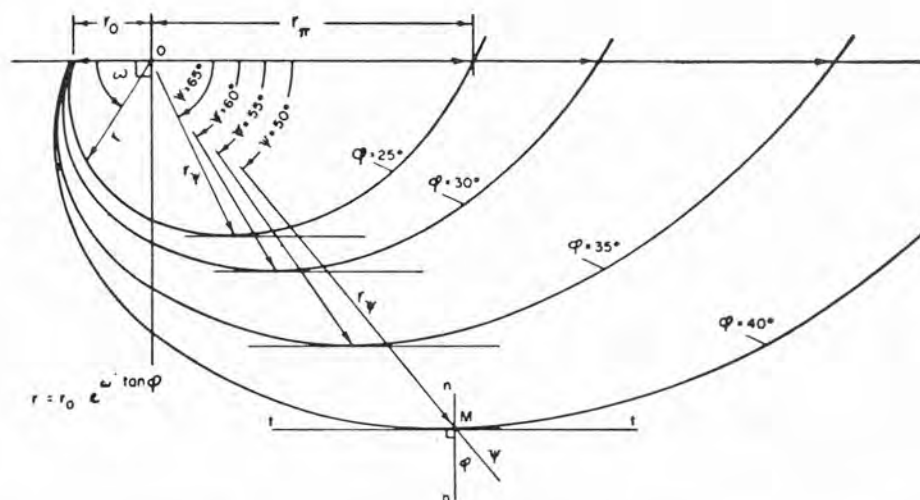


Fig. 4. — Influence de l'angle de frottement interne  $\varphi$  sur la forme et sur les dimensions de la surface de rupture.

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 Berezanzenov 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



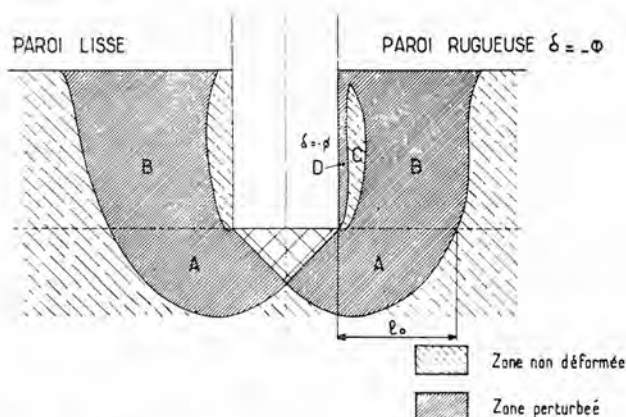


Fig. 5. — Schéma des déformations sous une fondation.

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  $N_\gamma$  représentent les facteurs de portance (ne dépendant que de l'angle de frottement  $\phi$ )

$c$  = cohésion du sol

$\gamma$  = 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  $\frac{1}{7}$  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 ( $\delta = -17^\circ$ ).  $D/B \neq 0$  (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 Ladanyi, 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 dû 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-côtés  $\frac{c}{d}$  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 de parabole 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.

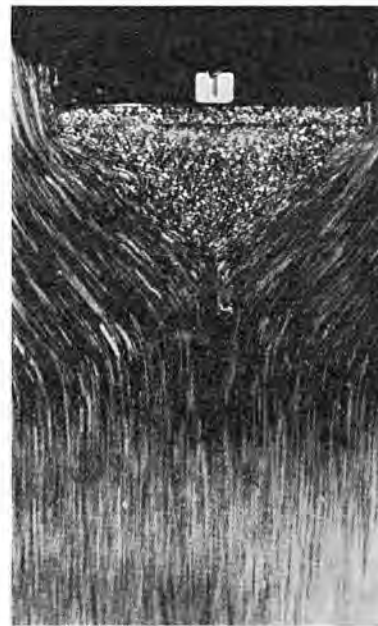
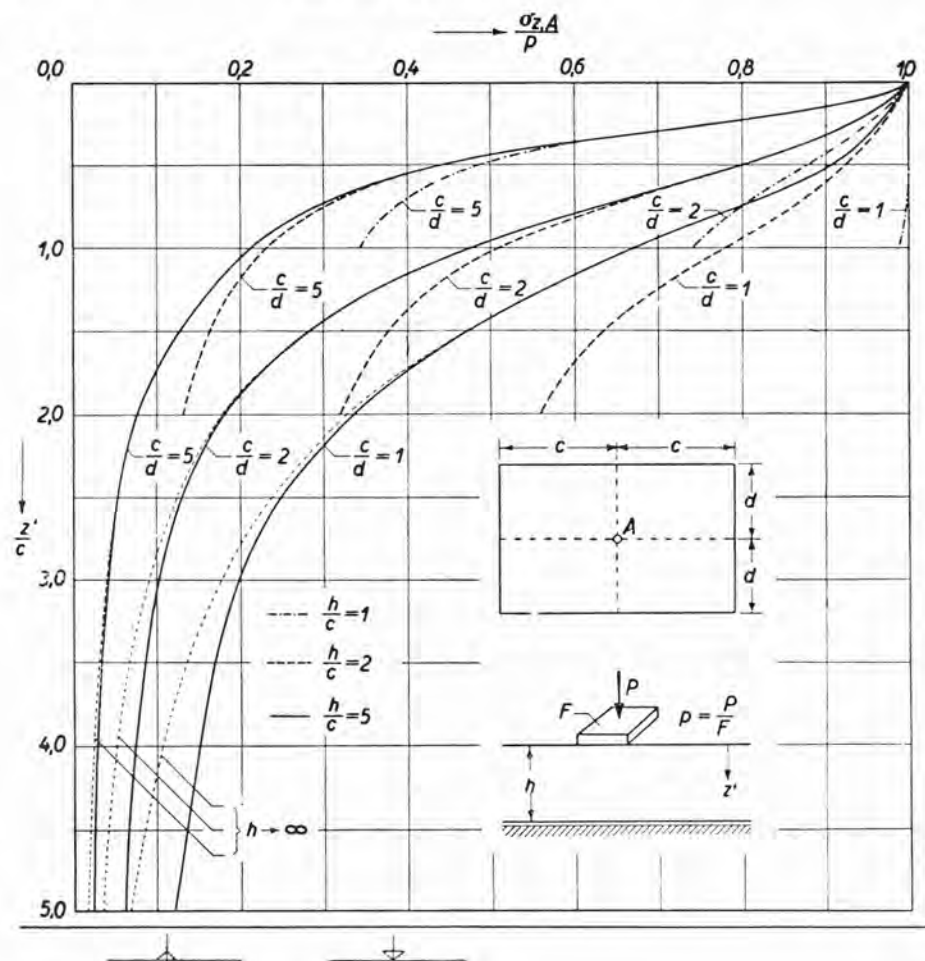


Fig. 7. — Faible profondeur  $D$  ou petite surcharge  $p$  (moyenne de  $\beta$  sur les photographies — 55°). La base est rendue rugueuse par deux arrêts situés aux coins du modèle. Base rugueuse ( $\delta = -\Phi$ ).

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.

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  $\sigma \times /p$  ; en ordonnée : valeurs  $z'/c$ ,  $z$  étant la profondeur sous la semelle,  $c$  la plus grande demi-dimension du rectangle.





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  $\alpha$  (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

$\nu_o$  = 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.

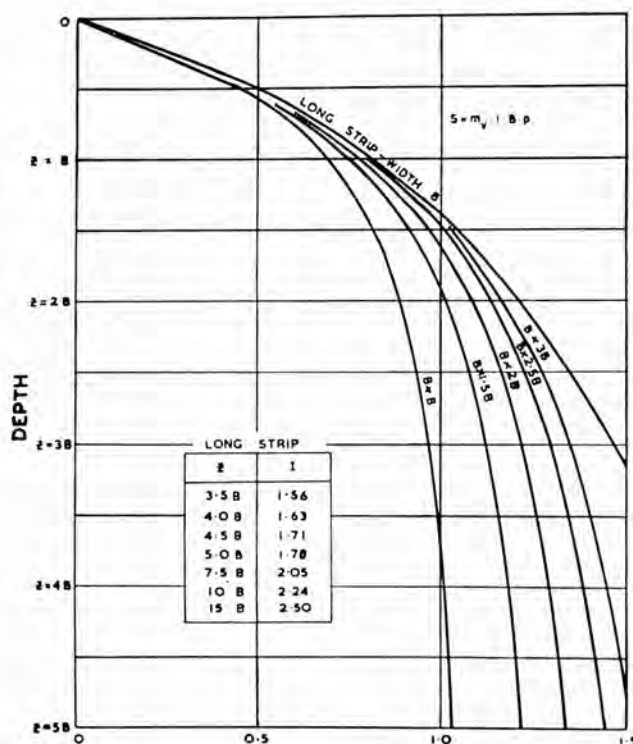


Fig. 9. — Intégrales des répartitions des contraintes sous les centrales des semelles rectangulaires.

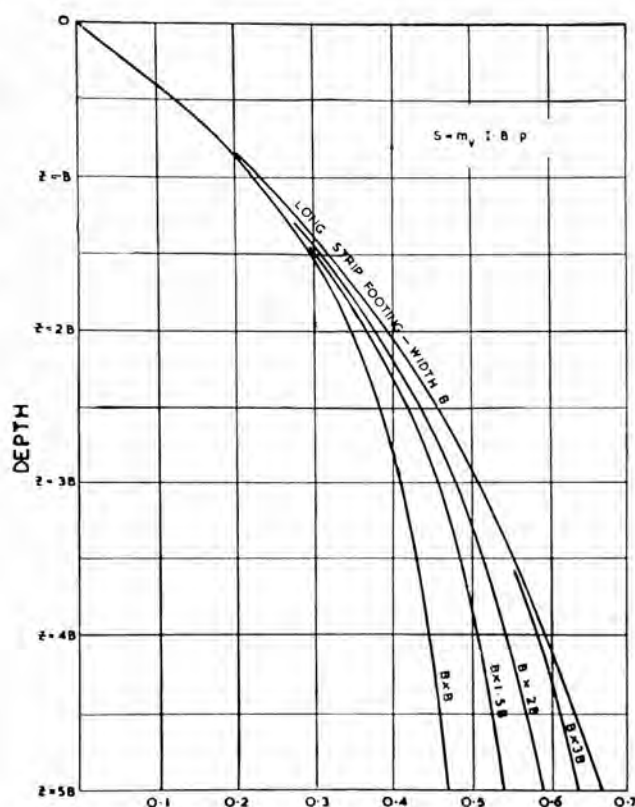


Fig. 10. — Intégrales des répartitions des contraintes sous les angles des semelles rectangulaires.

*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.



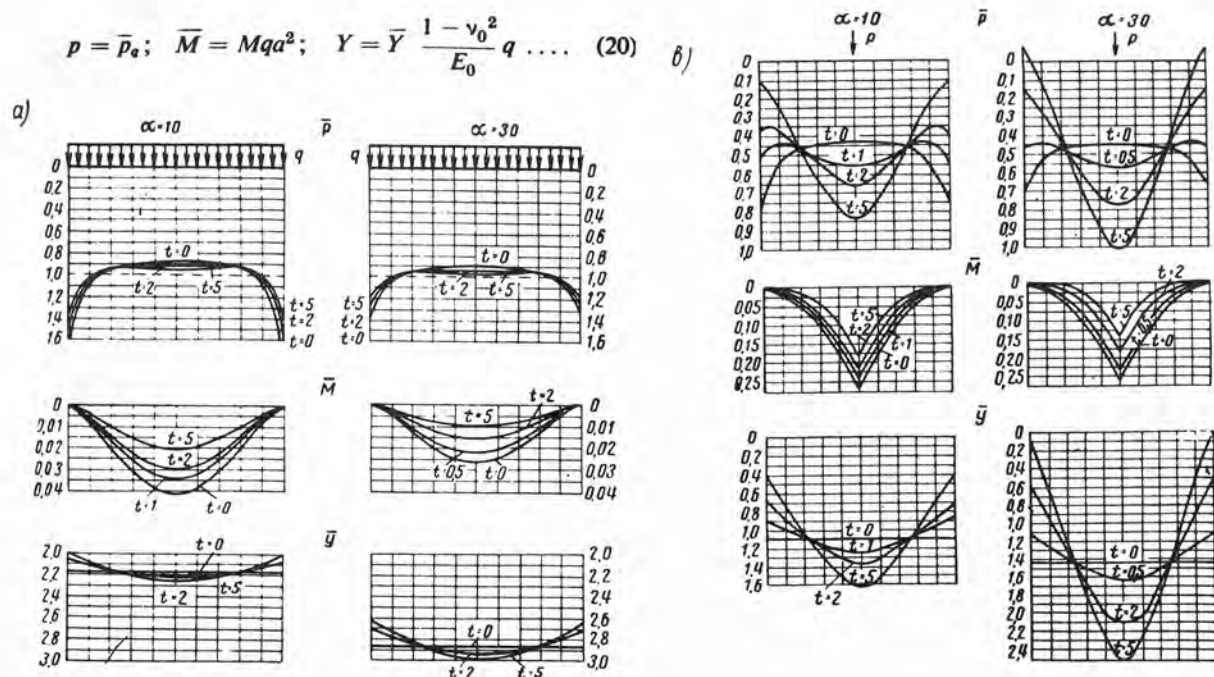


Fig. 11. — Graphiques exprimés en unités sans dimensions des réactions  $\bar{p}$ , des moments  $\bar{M}$  et des déflexions (tassements)  $\bar{Y}$  pour le calcul des poutres d'une rigidité et longueur limitées d'après les différents indices de la flexion de la poutre  $t$  et les rapports des côtés  $\alpha$  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.
9,5-12,4	$C$ kg/cm <sup>2</sup> $\Phi$ 0 $E$ kg/cm <sup>2</sup>	0,12 25 230	0,03 23	0,08 24 160	0,01 22	0,06 23 130	21						
12,5-15,4	$C$ $\Phi$ $E$	0,42 24 350	0,14 22	0,21 23 210	0,07 21	0,14 22 150	0,04 20	0,07 21 120	0,02 19				
15,5-18,4	$C$ $\Phi$ $E$			0,50 22 300	0,19 20	0,25 21 190	0,11 19	0,19 20 130	0,08 18	0,11 19 100	0,04 17	0,08 18 80	0,02 16
18,5-22,4	$C$ $\Phi$ $E$					0,68 20 300	0,28 18	0,34 19 180	0,19 17	0,28 18 130	0,10 16	0,19 17 90	0,06 15
22,5-26,4	$C$ $\Phi$ $E$							0,84 18 260	0,36 16	0,41 17 160	0,25 15	0,36 16 110	0,12 14
26,5-30,4	$C$ $\Phi$ $E$									0,94 16 220	0,40 14	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	$C$ kg/cm <sup>2</sup>	0,02		0,01			
	$\varphi^\circ$	43	41	40	38	38	36
	$E$ kg/cm <sup>2</sup>	460		400		300	
Sable moyen	$C$	0,03		0,02		0,01	
	$\varphi$	40	38	38	36	35	33
	$E$	460		400		330	
Sable fin	$C$	0,06	0,01	0,04		0,02	
	$\varphi$	38	36	36	34	32	30
	$E$	370		280		240	
Sable limoneux	$C$	0,08	0,02	0,06	0,01	0,04	
	$\varphi$	36	34	34	32	30	20
	$E$	140		120		100	

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  $\varphi$  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  $c$ ,  $q$  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 photoélastiques ont conduit à la conclusion que l'intercalation d'une couche de sable dont l'épaisseur est de  $0,2.B$  (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  $0,6.B$ ,  $B$  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 immergés.

##### 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,

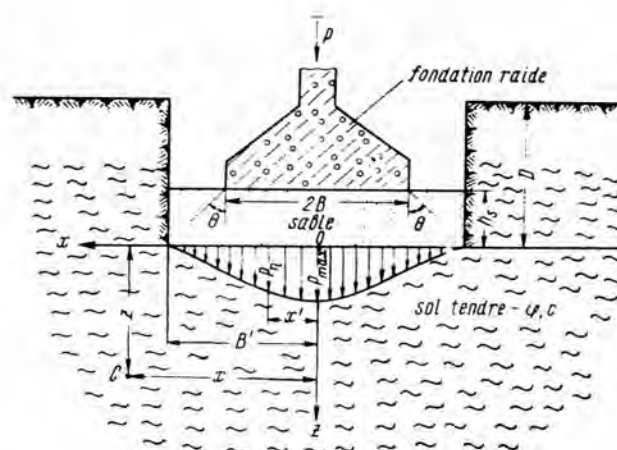


Fig. 14. — Répartition des pressions sur la surface de contact entre le sable et le sol argileux tendre.

$$h_s > 0,20.2.B.$$

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<sup>e</sup> 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. Verdeyen 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/m<sup>3</sup>. Le poids spécifique de la matière utilisée étant de 2,7 t/m<sup>3</sup>.

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/m<sup>3</sup>, un angle de frottement interne de 21° pour un poids spécifique apparent de 2,16 t/m<sup>3</sup>.

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. Verdeyen 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 Gdansk, 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/m<sup>3</sup>. 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 Ljubliana (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 étrépillons 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 que donne la méthode de Brinch Hansen.

Enfin, MM. *Kassif et Zeiten*, 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/cm <sup>2</sup>	0 %	15 %
0,6 kg/cm <sup>2</sup>	0 %	30 %
4,0 kg/cm <sup>2</sup>	5 %	15 %
0 kg/cm <sup>2</sup>	5 %	30 %
0,5 kg/cm <sup>2</sup>	20 %	15 %
0 kg/cm <sup>2</sup>	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'énumérer 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<sup>o</sup> Les limites d'application des diverses méthodes de calcul de la poussée et de la butée des terres.

2<sup>o</sup> 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 *Tschebotaroff*, 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  $\gamma$ . 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

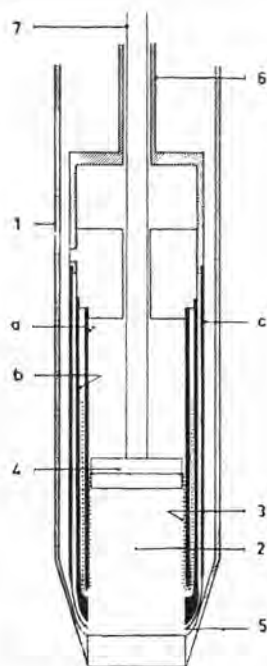


Fig. 1. — Echantillonneur avec gaine de matière plastique (indiquée en pointillé).



Fig. 2. Carottier à trousse dépassante.

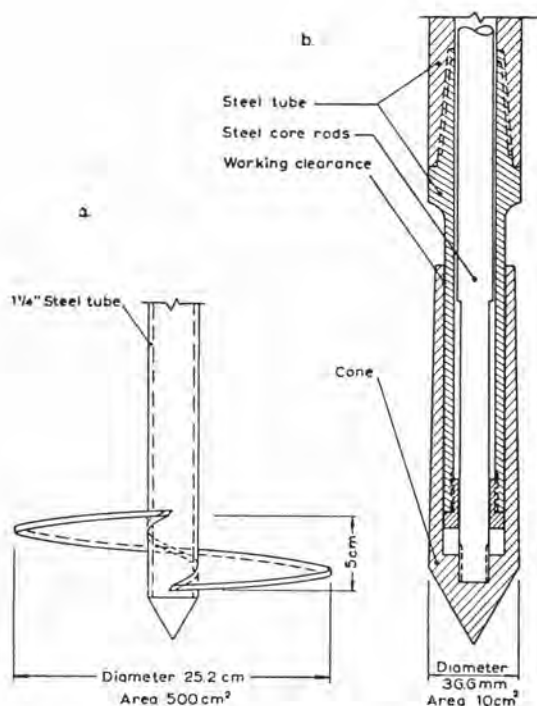


Fig. 3. a. Disque hélicoïdal pour essai de charge. b. Pénétromètre hollandais.

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 pénétrromètres

*Kummeneje et Eide*, Norvège, (2/12) rappellent à l'occasion d'une étude sur des sables fins les caractéristiques du pénétrromètre du type hollandais (fig. 3). Cet appareil permet d'enfoncer alternativement la pointe de dimensions normalisées ( $10 \text{ cm}^2$  — angle de  $60^\circ$ ) 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 pénétrromètre 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 pénétrromètre 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 coulisce le pénétrromètre. 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 pénétrromètre 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 pénétrromètre statique du type habituel est bonne.

*Shockley, Cunny et Strohm*, Etats-Unis, (2/16) décrivent un pénétrromètre rotatif utilisable avec les sondeuses à avancement hydraulique généralement utilisées aux Etats-Unis pour les travaux de sondage (fig. 5). Comme dans le pénétrromètre 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 pénétrromètre 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 pénétrromètre a une section cinq fois plus grande que le pénétrromètre normal et sa surface latérale n'est pas négligeable (voir aussi S.B.Z. 22 et 29.6.61).

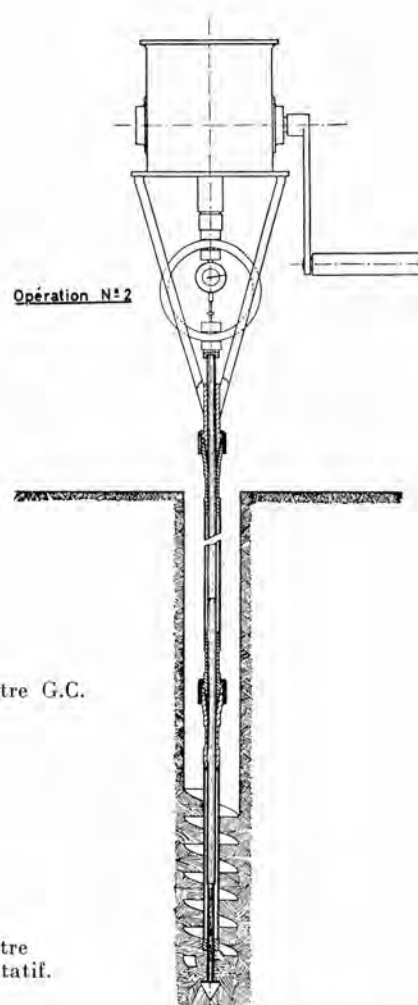
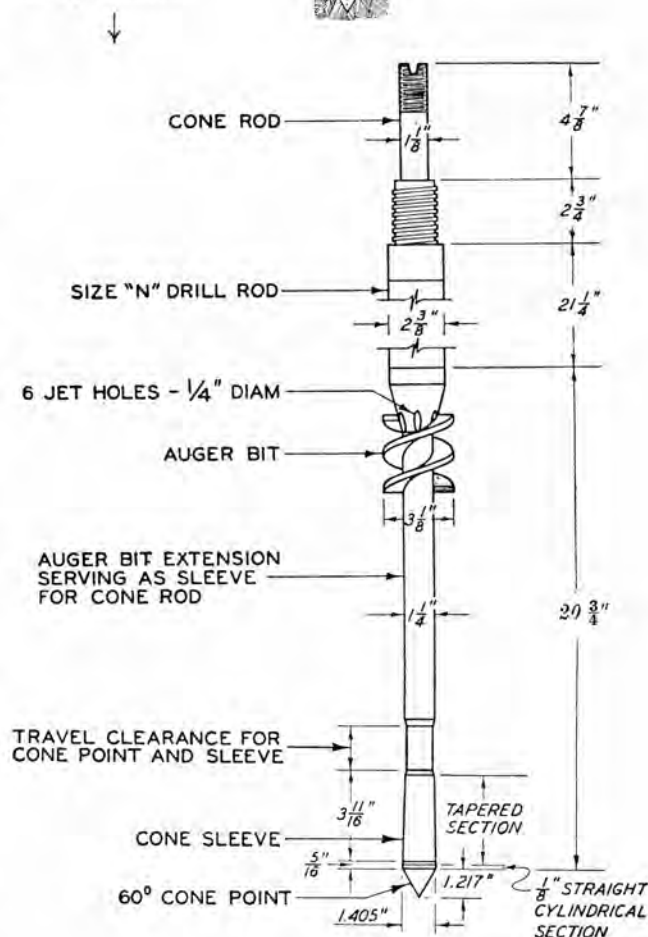


Fig. 4.  
Pénétrromètre G.C.

Fig. 5.  
Pénétrromètre  
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  $\pm 0,35$  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 affouillements 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

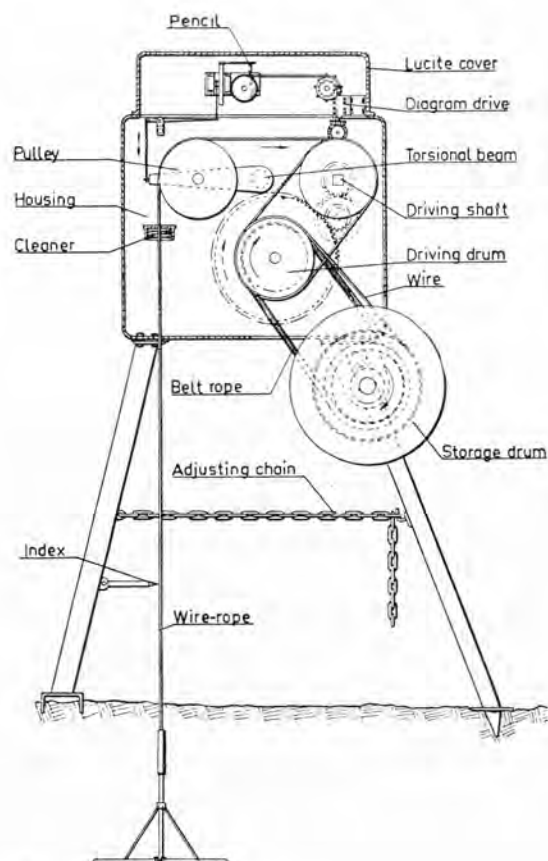


Fig. 6. — Iskymètre SGI.

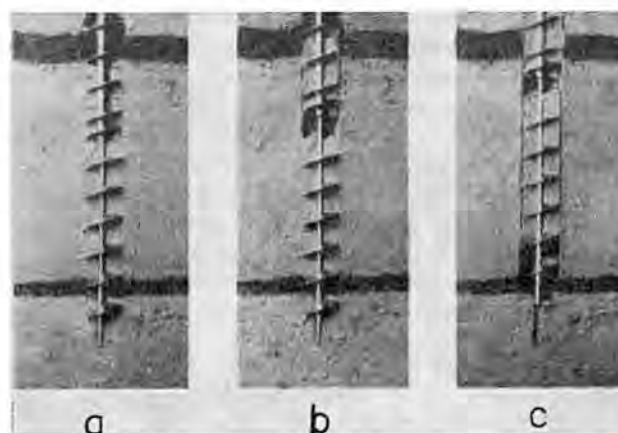


Fig. 7. — Tarière bipartite.

- a. Enfouissement des deux parties.
- b. Retrait de la partie supérieure.
- c. 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



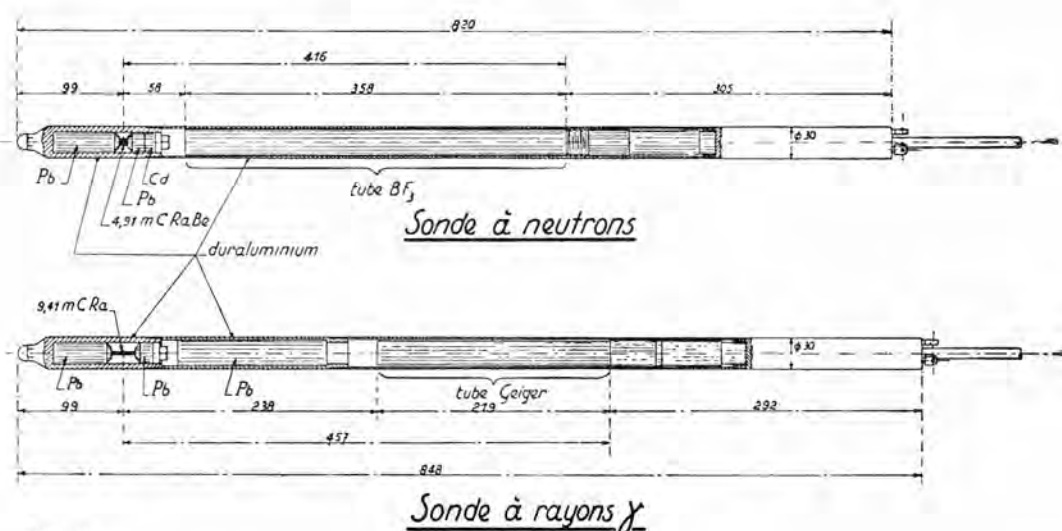


Fig. 8.

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 fonder 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  $\gamma$  permet de déterminer le poids volumétrique du terrain. Son fonctionnement est basé sur le fait que lorsqu'un rayon  $\gamma$  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/cm<sup>2</sup>,

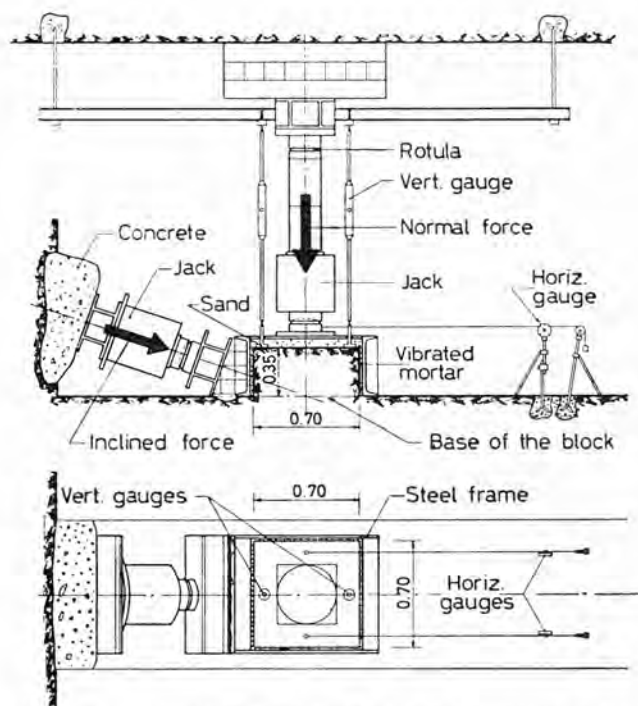


Fig. 9. — Dispositif pour essai de cisaillement de la roche en place.

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  $70 \times 70$  cm, il est entouré d'un cadre métallique, la pression verticale peut atteindre  $7 \text{ kg/cm}^2$ . 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'arrêt 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 interstitielle 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

plaque 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  $\gamma$  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 graveleux au sable argileux. L'excitateur 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 pénétrömètre 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 interstitielles, 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 différaient 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 déduisit 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 valeurs 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

Cambejort 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 micromoulinet 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

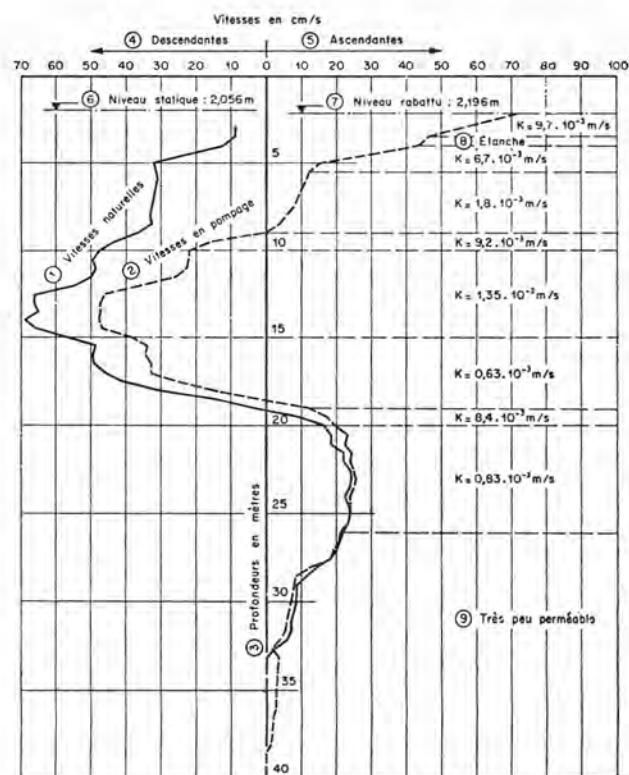


Fig. 11. — Essais au micromoulinet dans les alluvions du Drac.

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 Com-miers. 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, électriciens, physiciens, etc., ce qui amène par la force des choses à une séparation toujours plus marquée de leurs activités respectives. En contre-partie, 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 Sociro, 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. Brownin, 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. Escario, 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 Monguelfo, 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, Pronzato, 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 Horcajo) dans les prochaines années et les matériaux à disposition. Le barrage El Cadillal englobera l'ancien barrage en béton à contreforts, du type « Ambursen », 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 interstitielles 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 m<sup>3</sup> 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. Tsytoich 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 m<sup>3</sup> 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 passibles 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. <sup>1</sup>

<sup>1</sup> D'autres comptes rendus du Congrès de Paris ont paru ou paraîtront prochainement dans la *Schweizerische Bauzeitung* :

H. Zetndler : « 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.

D<sup>r</sup> A. von Moos et M. Gautschi : « Verschiedene Probleme ». Section 7. (Réd.)

# Recherches dynamiques sur les fondations et les bâtiments par excitation périodique ou apériodique

## Equipment for Inducing Vibrations Into Foundations and Structures

par L. BENDEL et D. BOVET

### Sommaire

La présente communication décrit une installation destinée à la production, la mesure et l'analyse de vibrations mécaniques. Elle est composée principalement :

1° d'excitateurs pour la production d'oscillations sinusoïdales ou de chocs ;

2° de capteurs pour la détection des vibrations et leur transformation en tension électrique ;

3° d'appareils d'enregistrement dont le principal est un enregistreur sur bande magnétique, muni de deux mécanismes d'entraînement, afin de permettre des réenregistrements en laboratoire ;

4° d'un analyseur harmonique de type wattmétrique, et qui permet en outre de relever des diagrammes de Nyquist.

Quatre exemples d'application sont donnés :

1° étude d'un socle antivibratoire ;

2° analyse harmonique de l'effet d'une explosion ;

3° analyse harmonique des vibrations aléatoires du socle d'une machine rotative.

4° Une méthode pour l'exploration dynamique des couches superficielles du sol.

### Summary

The authors describe apparatus for producing, measuring and analysing mechanical vibrations. It consists of exciting equipment for producing sinusoidal oscillations or shock loads; of transducers for detecting the vibrations and transforming them into an electrical voltage; and includes a recorder, the main unit being a magnetic tape provided with twin driving mechanisms so that the machine can be played back in the laboratory. There is also a wattmeter type harmonic analyser, with which Nyquist diagrams can be prepared.

This apparatus can be used for designing vibration-controlled mountings; for harmonic analysis of an explosion; and for the harmonic analysis of the random vibrations of a mounting for a rotating machine. It can also be used for dynamic investigation of superficial soil strata.

### A) Objet des Recherches dynamiques

Jusqu'à présent, les ingénieurs du génie civil se sont surtout préoccupés des efforts statiques, c'est-à-dire de l'énergie *potentielle* localisée dans leurs ouvrages. Le développement moderne de la technique a multiplié les machines lourdes et à mouvements rapides, qui mettent en jeu de fortes quantités d'énergie *cinétique*. Or on sait que l'interaction des formes potentielle et cinétique de l'énergie produit des phénomènes d'oscillations et de propagation d'ondes, par lesquels les efforts se répartissent d'une façon qui diffère totalement de ce qui se produirait dans le cas simplement statique.

Les phénomènes dynamiques sont plus difficiles à prévoir que les phénomènes statiques, d'abord parce qu'ils exigent des calculs plus compliqués, et aussi parce qu'ils sont beaucoup plus sensibles aux particularités d'apparence négligeable : c'est pourquoi le contrôle de ces phénomènes repose, du moins dans l'état actuel de la technique, bien plus sur des mesures directes que sur des calculs préalables.

Nous venons de dire que les phénomènes dynamiques étaient sensibles aux détails du système qui les supporte : cette circonstance, gênante pour la prévision du comportement d'un ouvrage, peut être exploitée avec avantage pour l'exploration d'une structure inconnue, et c'est là un fait connu depuis longtemps, appliqué en géologie dans les sondages sismiques, et en médecine, depuis des millénaires, dans la percussion et l'auscultation. Cependant, dans le domaine des fondations en particulier, ces méthodes sont probablement susceptibles de perfectionnements remarquables.

Nous décrirons dans cette communication une installation destinée à la production, la mesure et l'analyse des vibrations

mécaniques (Fig. 1), et citerons quelques cas d'application à la technique des fondations.

### B) Production des vibrations

Les vibrations et ébranlements que l'on observe peuvent être classés en trois catégories (Fig. 2) :

1° Les vibrations *périodiques*, parmi lesquelles les plus simples sont les vibrations *sinusoïdales* ou *harmoniques* ;

2° Les *ébranlements de durée limitée*, qui résultent d'un *choc* ;

3° Les *ébranlements aléatoires*, qui sont un enchevêtrement désordonné et de durée illimitée, d'un grand nombre de vibrations particulières.

Dans les cas où l'on a besoin d'une excitation artificielle, soit pour l'exploration dynamique, soit pour simuler une excitation réelle, on recourt à un exciteur de vibrations.

Pour l'excitation périodique, nous disposons d'un générateur électromécanique (Fig. 3), qui est si l'on veut une sorte de haut-parleur, alimenté par un amplificateur de puissance, lui-même commandé par un oscillateur sinusoïdal. Le domaine de fréquence dans lequel cet exciteur peut être utilisé va de 3 Hz à 10'000 Hz, et la force alternative qu'il développe peut atteindre 10 Kg\*.

Le même dispositif peut être employé pour produire une *excitation aléatoire*, mais cette fois l'oscillateur sinusoïdal doit être remplacé par un générateur électronique de « bruit ».

Enfin un exciteur de *chocs* peut être constitué par une



# APPAREILS DE MESURES ET D'ANALYSE

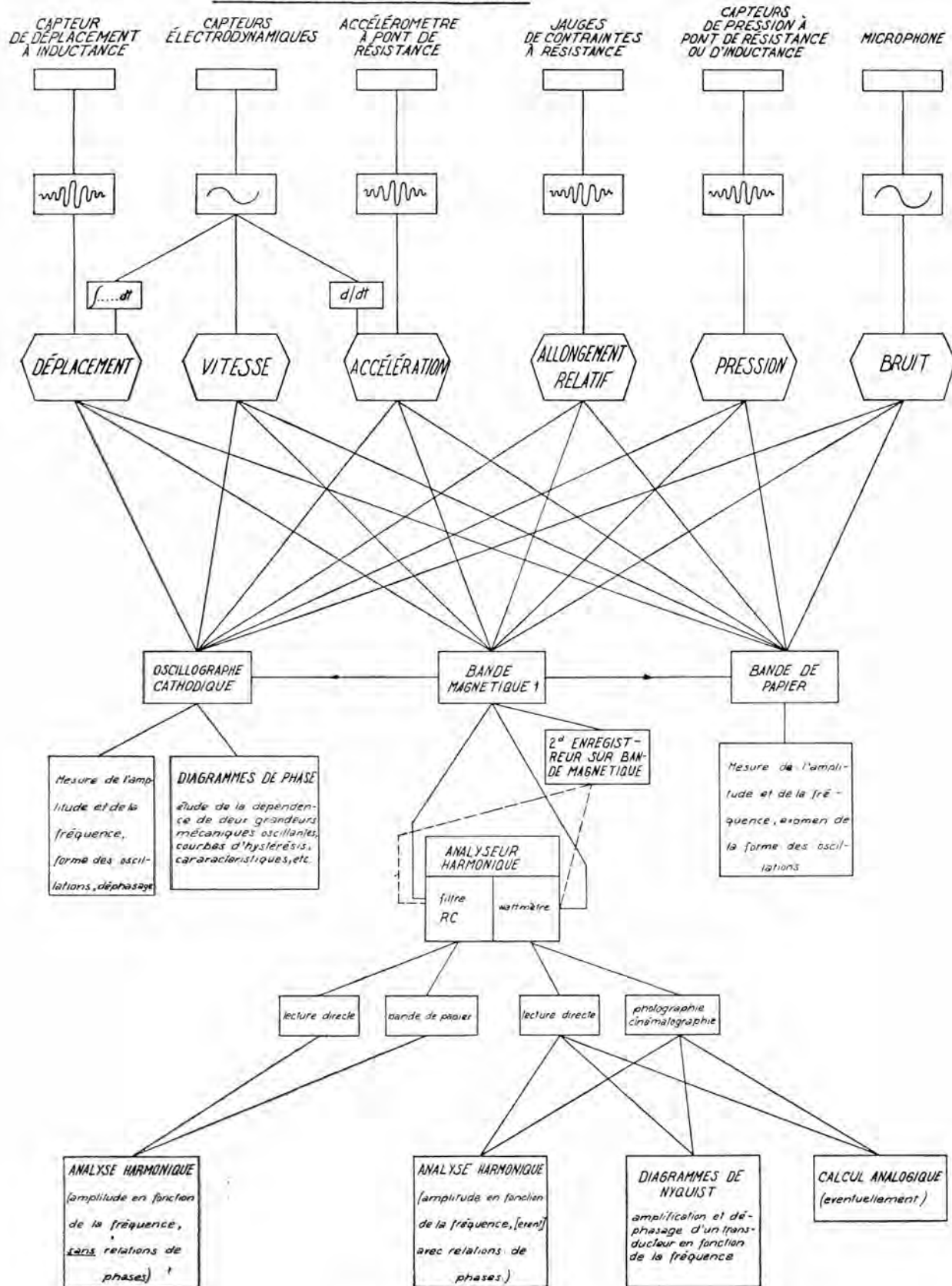


Fig. 1 Schéma de l'installation.  
Diagram of the installation.

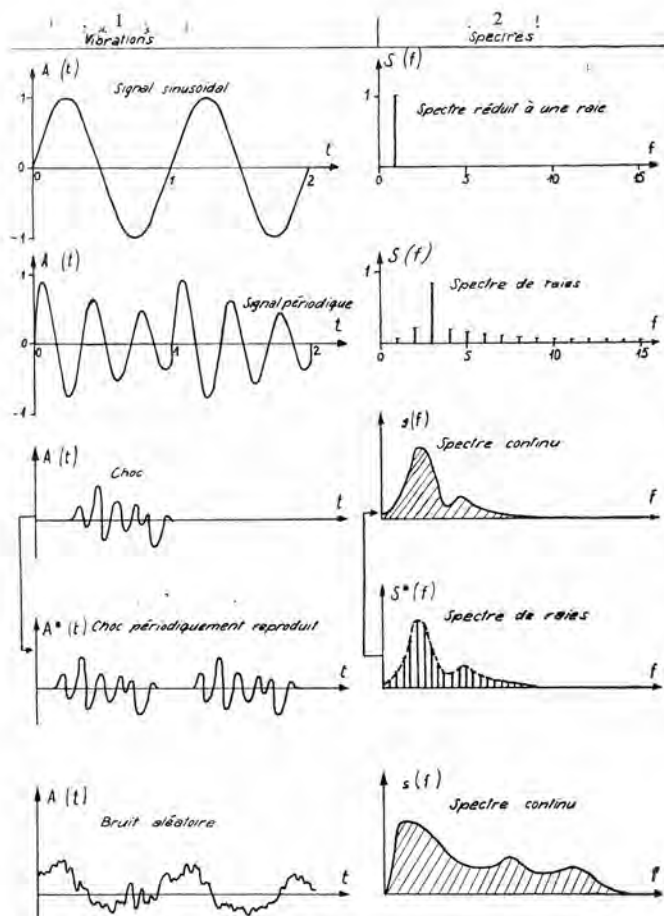


Fig. 2 Types de vibrations et spectre correspondants  
Dimensions :  $[S] = A$  ;  $[s] = [S] T$   
Types of vibration and corresponding spectra :  
Dimensions :  $[S] = A$  ;  $[s] = [S] T$

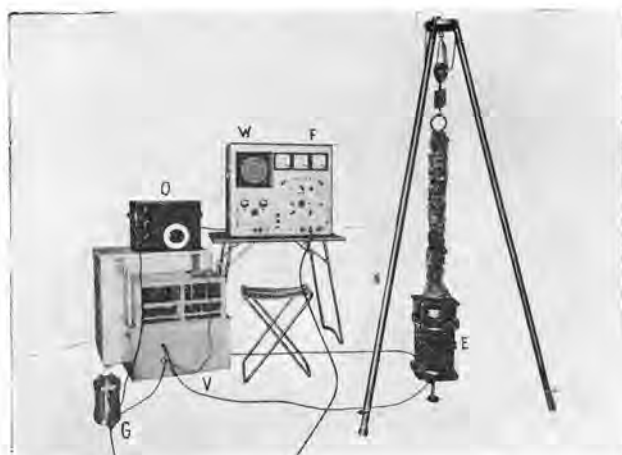


Fig. 3 Appareils pour l'excitation, la mesure et l'analyse des vibrations :

E : exciter V : amplificateur de puissance  
O : oscillateur G : capteur électrodynamique  
W, F : wattmètre et filtre.

Equipment for producing excitation and for measuring and analysing vibrations:

E: exciter V: power amplifier  
O: oscillator G: electrodynamic transducer  
W, F: wattmeter and filter.

masse tombant d'une certaine hauteur sur une plaque posée sur le sol. Dans d'autres cas, on se servira d'explosions.

### C) Instruments de mesures

Les grandeurs dont on peut mesurer les oscillations sont très diverses; les plus souvent considérées sont l'élongation, la vitesse ponctuelle, l'accélération, la pression, l'extension, etc... chacune de ces grandeurs est détectée et traduite en tension électrique par le moyen d'un capteur approprié. De toutes ces grandeurs, la plus usuellement mesurée est peut-être la vitesse, et ce choix est fondé sur des raisons de commodité à la fois instrumentales et théoriques.

Les vibrations captées peuvent être examinées et en partie mesurées soit à l'oscilloscope cathodique, soit par inscription sur bande de papier.

Cependant, la mémoire idéale pour la conservation des signaux captés est incontestablement la *bande magnétique*. (Fig. 4). L'enregistrement se fait simultanément sur quatre canaux par modulation de fréquence, et la reproduction peut être faite tranquillement en laboratoire, à vitesse augmentée ou réduite, répétée autant de fois qu'on le veut. Nous disposons de deux mécanismes d'entraînement, ce qui nous permet de réenregistrer sur une deuxième bande les signaux lus sur la bande originale, et cette opération de copie avec réduction de l'échelle temporelle est extrêmement précieuse pour l'analyse harmonique, dont nous allons parler.

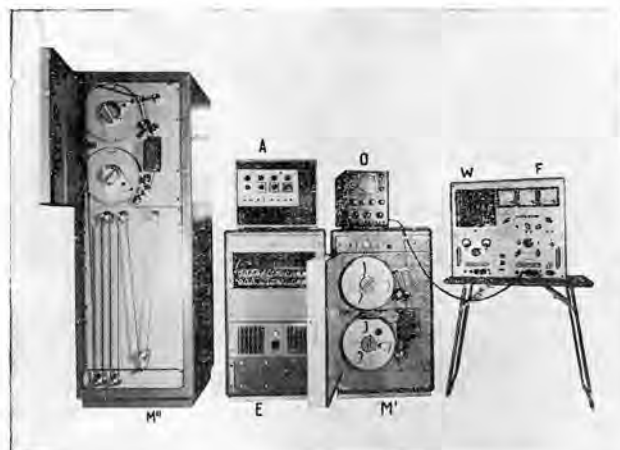
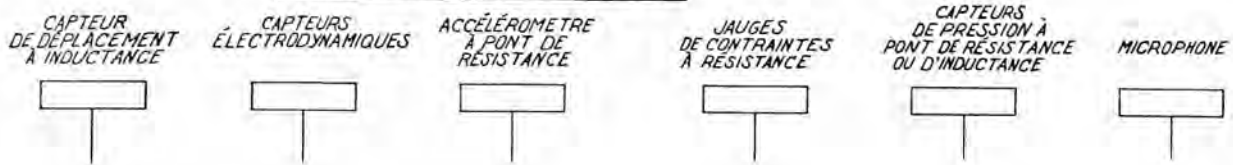


Fig. 4 Installation d'enregistrement sur bande magnétique :  
M' : mécanisme d'entraînement portable,  
M'' : second mécanisme d'entraînement pour le réenregistrement ; E = électronique (portable),  
W, F : wattmètre et filtre,  
A : amplificateurs. O : oscilloscope cathodique.  
Magnetic tape recording equipment :  
M' : portable driving mechanism  
M'' : second driving mechanism for re-recording.  
E : electronics (portable).  
W, F : wattmeter and filter.  
A : amplifiers O : cathode ray oscilloscope

L'examen à l'œil d'une vibration complexe sous sa forme temporelle ne révèle généralement pas toutes ses caractéristiques importantes. *L'analyse harmonique* est un moyen puissant et commode de représenter une vibration comme dans une perspective nouvelle, qui met en lumière des propriétés qui restaient cachées sous l'aspect temporel. Comme on le sait, l'analyse harmonique représente une fonction réelle du temps comme une somme de sinusoïdes, par une fonction (complexe) de la fréquence, attribuant à chaque valeur de celle-ci l'amplitude et le déphasage qu'il faut donner à la sinusoïde correspondante dans la décomposition envisagée; cette fonction





de la fréquence est le *spectre* de la fonction du temps dont elle est l'image.

Les trois types de vibrations que nous avons cités se reflètent dans l'aspect du spectre correspondant (Fig. 2) : les vibrations périodiques ont un spectre *discret*, formé de raies équidistantes, alors que les ébranlements de durée limitée et les vibrations aléatoires ont des spectres continus; plus la durée d'un ébranlement est courte, et plus son spectre est « lisse », en un sens qui peut être mathématiquement précisé.

L'analyse harmonique se fait pratiquement au moyen d'analyseurs dont il existe plusieurs types. Nous possédons un analyseur qui offre deux possibilités d'analyse : l'une au moyen d'un *filtre* à bande passante variable, l'autre au moyen d'un *indicateur wattmétrique* (Fig. 3 et 4). Ce dernier appareil est d'une application extrêmement utile dans le domaine des fréquences de 3 à 1 000 Hz, grâce à son pouvoir de résolution qui est de l'ordre du Hertz. Le wattmètre utilise pour l'analyse harmonique, à côté du signal à analyser, une sinusoïde de référence, et effectue avec ces deux fonctions du temps précisément l'opération mathématique requise pour le calcul des coefficients d'une série de Fourier.

Enfin, il est bon, lorsqu'on veut étudier une fondation du point de vue dynamique, d'être au clair sur les propriétés de chacun des matériaux dont elle est composée; pour cela, nous avons construit un appareil triaxial dynamique, où des éprouvettes prélevées sur le terrain sont soumises à des sollicitations oscillantes, dont on mesure les effets.

#### D) Mesures

Une méthode qui paraît devoir être des plus fructueuse pour l'exploration du sous-sol, surtout à des profondeurs faibles de l'ordre de 2 à 3 m, et en particulier pour les fondations des routes, est de constituer un *transducteur linéaire* en attaquant un point de la surface du sol au moyen de l'excitateur sinusoïdal, et en plaçant à quelque distance un capteur de vibrations. Le wattmètre, dont le domaine d'application n'est pas strictement borné à l'analyse harmonique, permet de mesurer en un instant les rapports d'amplitude et de déphasage entre la force excitante et la vitesse d'oscillation mesurée par le capteur, qui sont toutes deux nécessairement des sinusoïdes de même fréquence. Si l'on fait cette mesure pour toutes les fréquences comprises dans un certain domaine, on obtient une courbe qui est le *diagramme de Nyquist* du transducteur linéaire constitué par l'excitateur, le terrain étudié et le capteur. L'aspect du diagramme obtenu met en évidence l'existence de plusieurs modes de propagation des ondes dans le terrain, qui doivent être mis en rapport avec la structure des couches dont il est formé.

Notre installation permet aussi l'analyse harmonique des vibrations, grâce au wattmètre, comme nous l'avons dit. Les phénomènes périodiques dont la fréquence fondamentale est supérieure à 3 Hz peuvent être immédiatement analysés en un spectre de raies. S'ils sont plus lents, on peut les accélérer au moyen de la bande magnétique.

La mesure des spectres continus des effets de chocs ou des ébranlements aléatoires pose quelques problèmes. Le spectre de l'effet d'un choc, c'est-à-dire d'un ébranlement de durée limitée, se déduit d'un spectre de raies grâce à l'emploi de la bande magnétique. Pour cela, on découpe dans la bande originale un tronçon d'une longueur d'1 m environ, et contenant l'enregistrement du choc qu'on veut analyser. On forme au moyen de ce tronçon une boucle que l'on fait passer indéfiniment : on produit ainsi un phénomène périodique auxiliaire qui est la répétition continue du phénomène unique qu'on étudie; comme la fréquence fondamentale de ce phénomène se trouve être trop basse pour permettre immédiatement une analyse au wattmètre, on enregistre la répétition du choc sur une seconde bande qu'on fait passer à vitesse réduite (dans le rapport de 1 à 4 par exemple). Si l'on reproduit ensuite

le signal porté par la seconde bande en la faisant passer cette fois à la vitesse normale, on obtient un phénomène périodique accéléré analysable par le wattmètre en un spectre de raies. On démontre que le spectre continu à chercher, c'est-à-dire celui du choc unique, se déduit du spectre de raies ainsi trouvé par une simple interpolation.

L'analyse d'un phénomène aléatoire peut aussi se faire au moyen du wattmètre par une méthode statistique. Dans ce cas, quelle que soit la fréquence de référence, les déviations du wattmètre se font suivant un mouvement désordonné qui rappelle, si l'on veut, le mouvement brownien, en beaucoup plus lent. On peut faire alors une statistique des déviations du wattmètre à des instants pris au hasard, et calculer la déviation quadratique moyenne. Avec une statistique portant sur 100 observations, on obtient une estimation de cette déviation quadratique moyenne avec un écart-type de 7 pour cent. La déviation quadratique moyenne est une mesure de la valeur du spectre cherché pour la fréquence d'analyse employée. Évidemment, cette méthode serait extrêmement longue si on voulait réellement relever tout un spectre de cette manière, puisqu'il faudrait faire, à peu près de Hertz en Hertz, toujours 100 observations. Mais elle est utilisable lorsqu'il se présente un petit domaine particulièrement intéressant, par exemple au voisinage d'une fréquence d'excitation, ou de résonnance. D'ailleurs il ne serait peut-être pas difficile de construire un wattmètre permettant de faire cette statistique automatiquement.

#### E) Exemples d'application

1. *Socle antivibratoire à l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne.* — Un socle antivibratoire a été installé au Laboratoire de Génie nucléaire de l'E.P.U.L., pour l'étude des propriétés mécaniques des matériaux irradiés. Ce socle est constitué d'un bloc de béton reposant sur deux traverses métalliques par l'intermédiaire de quatre joints de caoutchouc (Fig. 5). Il s'agissait pour nous d'examiner dans quelle mesure le socle remplissait bien sa fonction. Ne pouvant produire artificiellement des ébranlements qui auraient rempli

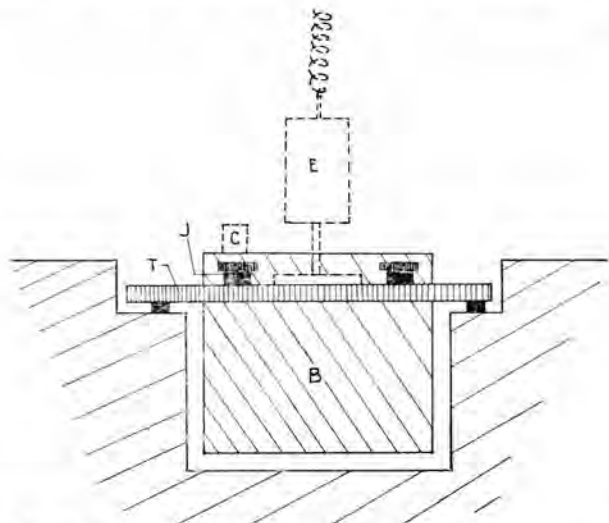


Fig. 5 Socle antivibratoire à l'EPUL : disposition schématique.  
B : Bloc de béton.  
T : traverse métallique.  
J : joint de caoutchouc.  
C : capteur.  
"Epul" anti-vibration mounting; general arrangement.  
B: concrete block.  
T: metallic cross-piece.  
J: rubber joint.  
C: transducer.

l'espace environnant le socle, nous nous sommes contentés d'exciter une des traverses métalliques au moyen de l'excitateur sinusoïdal, et nous avons mesuré la vitesse d'oscillation verticale du bloc de béton. Nous avons trouvé deux fréquences de résonance (Fig. 6) aux environs de 9 et 11 Hz respectivement (alors qu'elles avaient été calculées à 3 Hz). Au delà de ces valeurs et jusqu'à environ 300 Hz, le socle restait réellement immobile à la précision de nos mesures; mais pour les fréquences supérieures, les vibrations de socle reprenaient à peu près le même ordre de grandeur qu'aux fréquences de résonance de 9 et 11 Hz. Il semblerait donc d'après cela :

1° Que les joints de caoutchouc comprimé par le poids du socle acquièrent un module d'élasticité supérieur, puisque la fréquence de résonance mesurée était supérieure à celle calculée : c'est là un fait qui résulte de la caractéristique non linéaire du caoutchouc ;

2° Qu'aux hautes fréquences, les joints de caoutchouc ne se comportaient plus comme de simples ressorts, mais comme un milieu continu transmettant les ondes mécaniques.

2. *Spectre de l'effet d'une explosion.* — L'ébranlement produit à l'intérieur d'une maison par une explosion faite dans le voisinage a été enregistré sur bande magnétique, et analysé par la méthode exposée. Nous reproduisons le spectre trouvé (Figs. 7 et 8).

3. *Analyse des vibrations du socle d'une machine à imprimer rotative.* — Les vibrations du socle d'une machine à imprimer rotative ont été enregistrées sur bande magnétique, puis on a extrait de cette bande une boucle de 6 m (correspondant à une durée de 5 secondes environ). Il s'agit là typiquement d'ébranlements aléatoires qu'on a analysés par la méthode statistique. On a trouvé, entre autres, une fréquence dominante de 210 Hz, entourée de deux « bosses » à 205 et 216 Hz (Fig. 9). Un spectre de cette allure se rencontre souvent dans

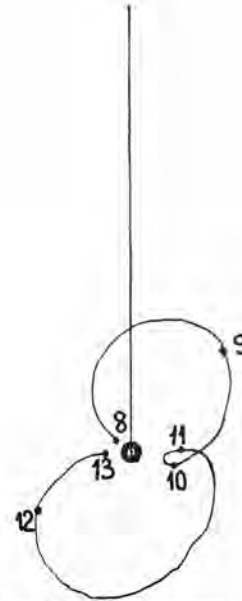


Fig. 6 Diagramme de Nyquist, représentant le comportement du bloc de béton sous l'effet d'une force sinusoïdale exercée sur la traverse métallique. Les chiffres indiquent les fréquences en Hz.

Nyquist diagram representing the behaviour of a concrete block under the action of a sinusoidal force applied to the metallic cross-piece. The figures indicate frequencies in cycles/sec.

les systèmes non-linéaires à un grand nombre de degrés de liberté, et Norbert Wiener en a donné une explication mathématique dans son ouvrage « Non linear problems in random theory » (pp. 66-77).

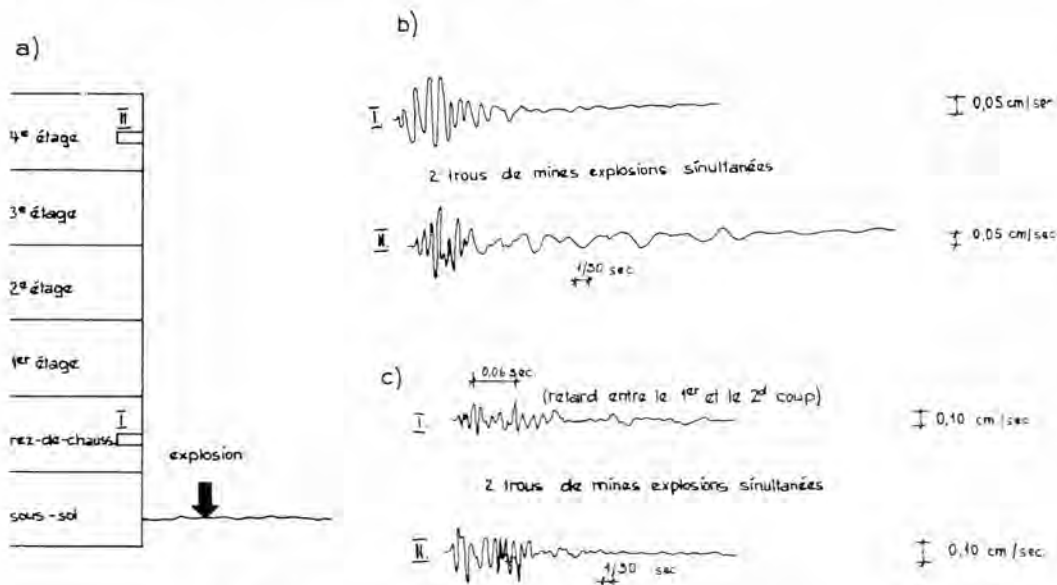


Fig. 7 Enregistrement de l'effet d'explosions :

- a) disposition schématique des capteurs I et II.
- b) Deux trous de mines, *explosion simultanée*.
- c) Deux trous de mines, *avec retard*.

Recording the effect of explosions :

- a) Schematic arrangement of transducers I and II.
- b) Two mine holes, *simultaneous explosions*.
- c) Two mine holes, *with delay*.



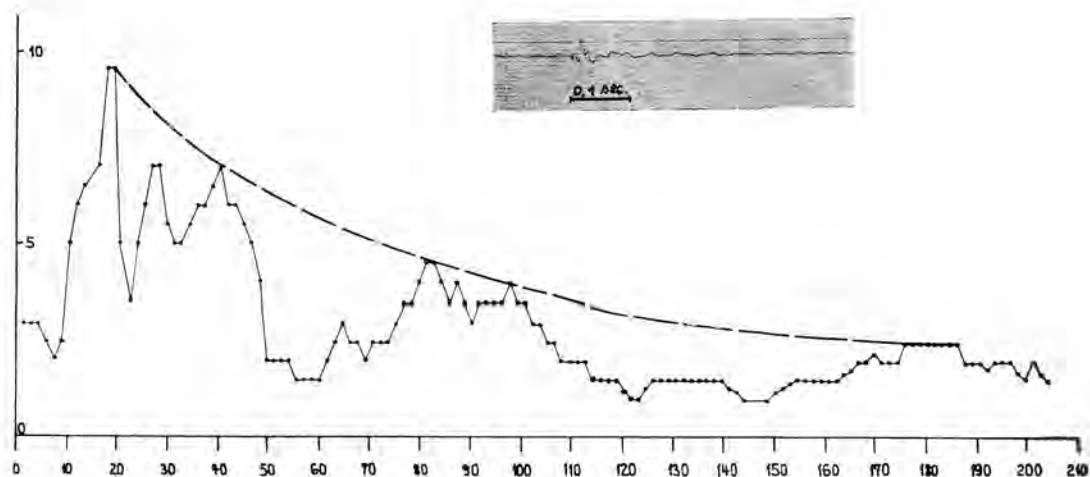


Fig. 8 Enregistrement de l'effet d'une explosion et spectre correspondant (fréquences en Hz).

Recording of the effect of an explosion, and corresponding spectrum.

4. La méthode du diagramme de Nyquist pour l'étude du sous-sol semble devoir s'appliquer particulièrement à la détermination de la profondeur de pénétration du gel. Si l'on porte son attention sur le déphasage entre la vitesse mesurée par le capteur et la force exercée par l'excitateur, on s'aperçoit qu'il croît, en première approximation, linéairement avec la fréquence. Cela signifie simplement qu'il y a retard entre la cause et l'effet, c'est-à-dire propagation des ondes avec une vitesse finie. Si l'on regarde les choses de plus près, on constate cependant que la courbe qui représente le déphasage en fonction de la fréquence est faite plutôt de tronçons à peu près rectilignes; en d'autres termes que l'échelle des fréquences est divisée en domaines caractérisés par une certaine valeur de la vitesse de propagation, qui peut varier d'un domaine à l'autre. On peut se représenter, pour avoir un fil conducteur dans l'interprétation de ces phénomènes, qu'à chaque domaine de fréquence correspond une certaine répartition de la trans-

mission des ondes par les couches, et que, puisqu'il s'agit d'ondes de surface, les couches superficielles auront tendance à se spécialiser dans la transmission des ondes courtes, de fréquences élevées, alors que les ondes longues pénétreront plus profondément. Ces hypothèses sont illustrées (Fig. 10) par des observations faites en un même lieu une première fois lorsque le sol n'était pas gelé, et une seconde fois avec une profondeur de gel d'environ 15 cm. La courbe du déphasage en fonction de la fréquence (pour un capteur placé à 3 m de l'excitateur) relative au sol non gelé est approximativement rectiligne entre 10 et 100 Hz, alors que la même courbe relative au sol gelé présente une nette brisure aux environs de 35 Hz. Les ondes courtes, transmises par la couche gelée, se propagent plus rapidement que les ondes longues, transmises par l'ensemble du terrain. L'exploitation quantitative de ces faits est encore à l'étude.

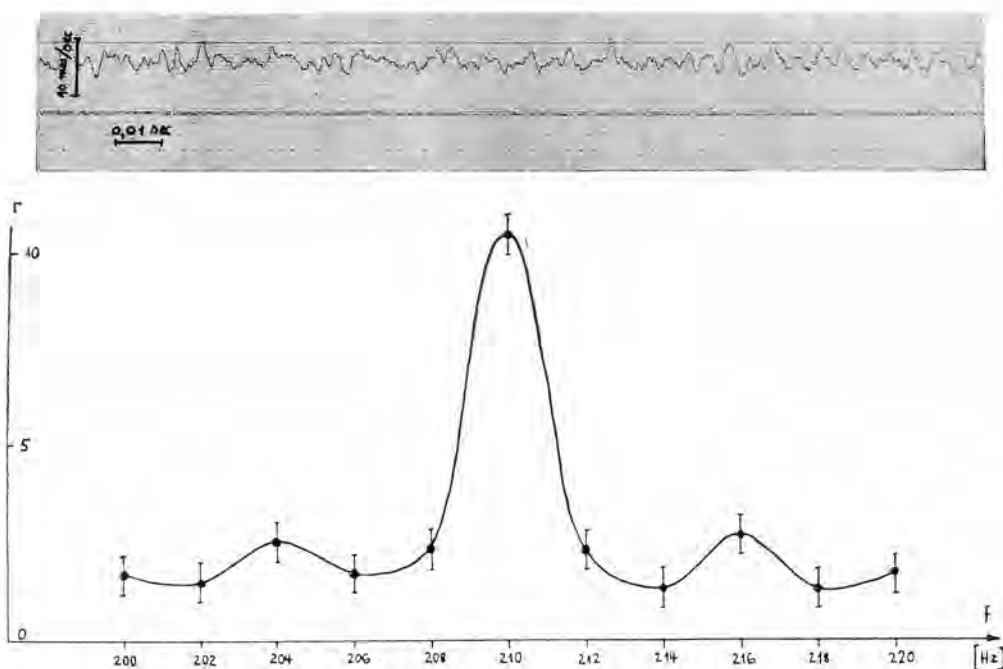


Fig. 9 Enregistrement des vibrations du socle d'une machine rotative, et spectre correspondant.

Recording of the vibrations of the mounting of a rotating machine, and corresponding spectrum.

## Excitation périodique du sol

### DIAGRAMMES DE NYQUIST

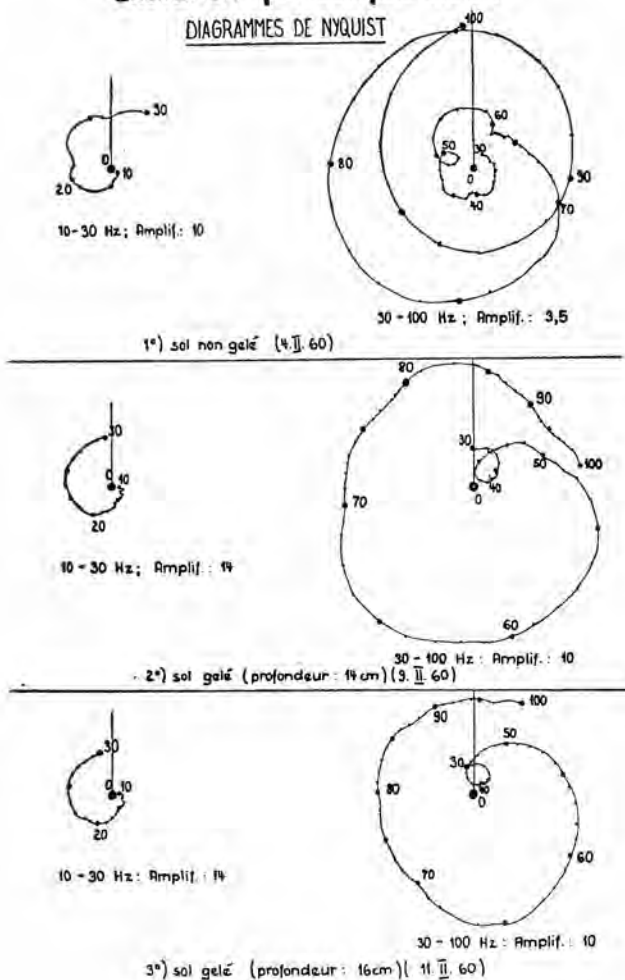


Fig. 10 Diagrammes de Nyquist du transducteur formé par l'excitateur, un capteur situé à 3 m de distance, et le terrain qui les relie.

Nyquist diagrams for the system comprising the exciter, a transducer situated at 3 metres distance, and the ground connecting them.

## Excitation périodique du sol

### NOMBRE D'ONDES COMPRISES ENTRE EXCITATEUR ET

### CAPTEUR

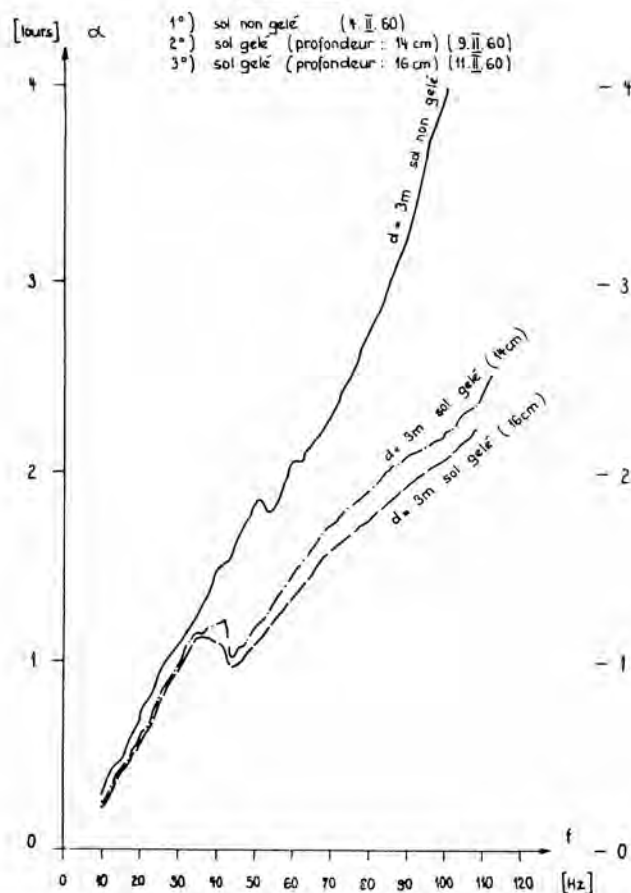


Fig. 11 Courbes représentant le déphasage entre la vitesse mesurée par le capteur et la force exercée par l'excitateur. Ce déphasage peut être interprété aussi comme le nombre d'ondes comprises entre excitateur et capteur.

Curves representing the phase displacement between the seep measured by the transducer and the force applied by the exciter. This phase displacement can also be interpreted as the number of waves present between the exciter and transducer.





# New Methods for Determining Bearing Capacity and Settlement of Piles

Nouvelles méthodes pour la détermination des charges admissibles et des tassements de pieux

by Prof. Dr. R. HAEFELI, E.T.H.

and

H. BUCHER, Chief-Engineer, AG. H. Hatt-Haller, Zürich (Switzerland)

## Summary

On account of the development of large diameter cast-in-place piles, the costs of load tests have increased considerably. It is therefore very valuable to be able to predict and calculate the behaviour of such piles based on elementary tests in situ.

For this purpose the first mentioned author has developed a general theory for calculating the settlement of individual piles, based on the knowledge of the following two values: modulus of compressibility  $E (M_E)$  of the soil underneath the toe of the pile, and the proportion of load sustained by the toe related to skin friction as a percentage of the total load borne by the pile.

For the measurement of  $E$  at any desired depth, the authors have employed a specially developed model pile which is inserted into a borehole, the toe being driven about 1 m. into the soil below the bottom of the borehole while the driving resistance is recorded. After carrying out loading tests and measurements of skin friction, the  $E$ -modulus can be calculated, based on the above theory.

The practical application of a model pile test is shown by the example of a bored pile. The boring log is carried out in such a way that its area provides a scale for the total boring-energy, and serves as a further important basis for the critical examination of the bearing capacity of bored piles. The results of a test pile of the "Benoto" type, loaded to 450 tons, are discussed by the authors.

## 1. Introduction

In order to determine the bearing capacity of a pile, two conditions must be satisfied: on one hand there must be an adequate factor of safety for the bearing capacity, and on the other hand the permissible settlement must not be exceeded. In each individual case it must be decided which of the two criteria is decisive.

In the case of the settlement criterion, this does not usually depend on the settlement of the individual pile, but on the difference of settlement between two piles, or the considerably larger settlement of a group of piles. In order to compute the latter, the modulus of compressibility of the subsoil underneath the toe of the pile must be known. The principal task of the designer is therefore to find an adequate and relatively simple method which permits an estimate to be made of the modulus of compressibility of the subsoil on which the toe of the pile rests, either from the load-settlement curve of a test pile, or with the aid of a model pile. In order to solve this problem, it is essential to know the share and distribution of skin friction. The authors have developed a method of forecasting the settlement of cylindrical piles by using simplified assumptions.

## Sommaire

Par suite du développement de pieux de gros calibre moulés dans le sol, les frais des essais de charge ont fortement augmenté; l'intérêt de méthodes permettant de prédire et de calculer le comportement de tels pieux au moyen d'essais élémentaires in situ s'est donc fortement accru.

Dans ce but, le premier des deux auteurs a développé une théorie générale pour le calcul du tassement de pieux isolés, laquelle est basée d'une part sur le coefficient de compressibilité ( $E = M_E$ ) du sol situé sous la pointe du pieu, et, d'autre part, sur le taux de répartition de la charge totale entre la part prise par la résistance à la pointe et celle due au frottement latéral.

Afin de déterminer le coefficient de compressibilité à une profondeur quelconque, un pieu modèle est placé dans le trou de sondage. Puis on le fonce environ 1 m au-dessous de la base du trou de sondage, en mesurant la résistance au battage. Après l'essai de charge du pieu modèle et la mesure du frottement latéral, on peut calculer au moyen de la théorie sus-mentionnée, le coefficient de compressibilité. Une application sur un pieu foré sert d'exemple, illustrant comment les essais avec le pieu modèle sont exécutés et exploités.

Une autre base importante pour la détermination de la portance de pieux forés est le diagramme de forage. L'aire de ce diagramme est une mesure du travail total de forage. Les résultats d'un essai de charge d'un pieu d'essai (système « Benoto ») sous 450 tonnes sont donnés et discutés.

## 2. Theory for the calculation of settlements of cylindrical piles

### 1. Assumptions for the calculations and designations.

(a) The total pile load  $P$  is composed of a point load  $P_1 = \lambda P$  and the skin friction  $P_2 = (1 - \lambda) P$ , which is distributed uniformly over the entire length of the pile shaft.

If this latter condition is not fulfilled, it is sound design to subdivide the pile into different sections, with different but constant skin frictions.

(b) Constant modulus of compressibility  $E(M_E)$  over the entire depth of the compressible soil layer underneath the toe of the pile  $S$ .

(c) Distribution of the axial stress  $\sigma_z$  in accordance with BOUSSINESQ [1]. The effect of the only partly restrained transverse strain upon the settlement of the pile point  $S$  is neglected.

(d) The deformation of the half space underneath the horizontal plane passing through  $S$  is not affected by the overlying soil layers (Fig. 1).



Designations used (Fig. 1) :

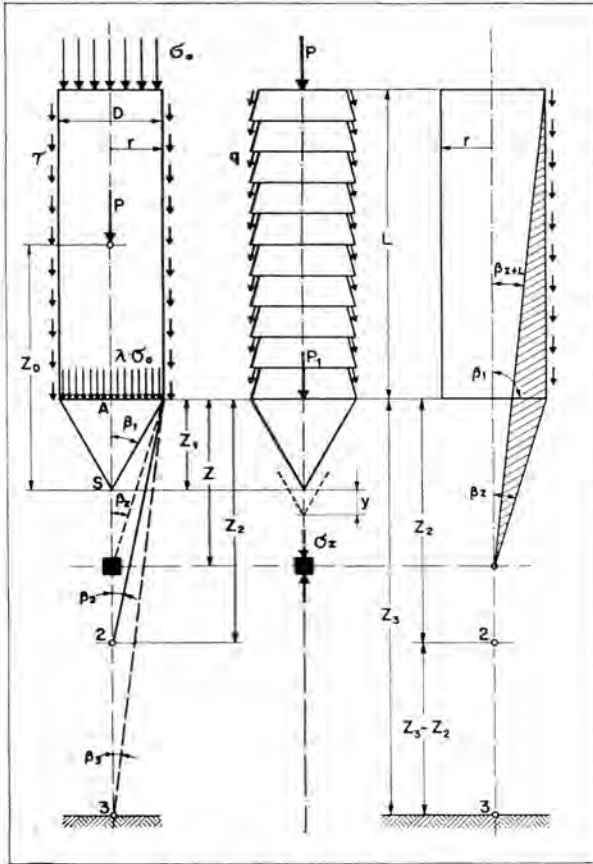


Fig. 1 Method of action of a pile.  
Mode d'action d'un pieu (schéma).

- $r$  = radius
- $D$  = diameter,
- $L$  = active length,
- $\beta_1$  = half aperture angle of the point,
- $F = r^2 \cdot \pi$  = cross section,
- $N = \frac{L}{D}$ ,
- $\lambda = \frac{P_1}{P}$  = part of the tip load  $P_1$  from the total load  $P$
- $z$  = depth underneath the base plane of the point (tip),
- $z_0$  = equivalent effective height of an ideal concentrated load  $P$  which is theoretically creating the same settlement as the pile under  $P$ ,
- $n = \frac{z}{r}$  = ratio (relative depth),
- $B$  = equivalent diameter of an ideal circular plate at  $A$  which, at the same load, is subject to the same settlement as the pile,
- $E$  = modulus of compressibility =  $M_E$ ,
- $\sigma_z$  = vertical axial stress at a depth  $z$ ,
- $\sigma_0 = \frac{P}{F}$  = uniformly distributed load over the cross section of the top of the pile,
- $\sigma_{zm}$  = maximum soil pressure at the toe of the piles (reference stress),
- $\tau$  = specific skin friction =  $\frac{P_2}{M} = (1 - \lambda) \cdot \frac{P}{M}$ ,

of the cylindrical pile

$M$  = active mantle surface,  
 $y$  = settlement of the tip of the pile  $S$ ,  
 $C_1, C_2$  &  $C_3$  = integration constants.

## 2. Method of calculation.

The settlement  $y$  of the tip of the pile is composed of two parts :

$$y = y_A + y_B,$$

wherein

$y_A$  = settlement due to point load (circular load  $\lambda \sigma_0$ ) in  $A$ ,

$y_B$  = settlement due to pile shaft load (skin friction  $\tau$ ).

The calculation of  $y_A$  is known (Fig. 1) :

For a thickness of the layers fixed by the angles  $\beta_1$  and  $\beta_3$  we obtain [2, 3] (1) :

$$y_A = \frac{\lambda \cdot \sigma_0}{E} \left[ \sin \beta (2 + \cos^2 \beta) - \cotg \beta (1 - \cos^3 \beta) \right]_{\beta_3}^{\beta_1} \quad \dots (2)$$

$$\text{for } \beta_1 = \frac{\pi}{2}; \beta_3 = 0: y_A = \frac{\lambda \cdot \sigma_0}{E} \cdot D,$$

$$\text{for } \beta_1 = \frac{\pi}{6}; \beta_3 = 0: y_A = C_1 \cdot \frac{\lambda \cdot \sigma_0}{E} \cdot D; C_1 = 0.384$$

For the calculation of  $y_B$ , the skin frictions, effective upon a circular strip of the pile shaft surface, has been replaced by a respective circular vertical load  $q$ , therefore :

$$q = \frac{T}{2L} \cdot (1 - \lambda) \cdot \frac{\Delta z}{\Delta r} \cdot \sigma_0 \quad \dots (3)$$

compare Fig. 2.

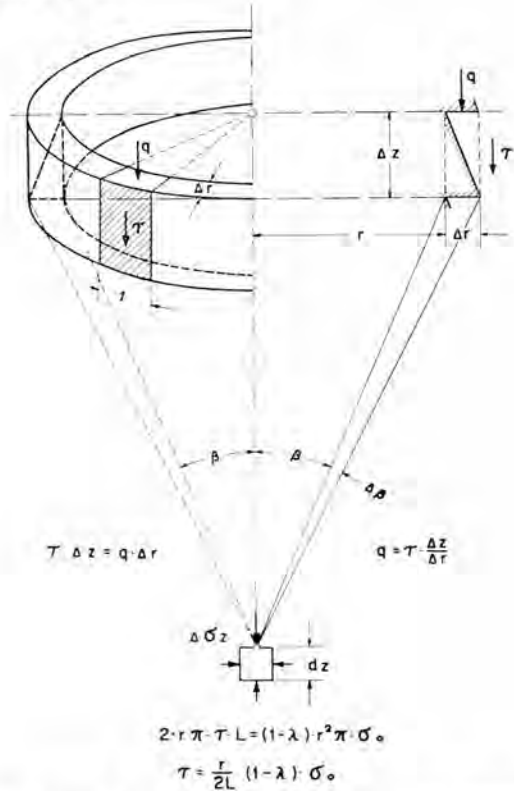


Fig. 2 Lateral friction is replaced by normal stresses.  
Le frottement latéral est remplacé par des contraintes normales.

The integration gives [3] :

$$y = \frac{\sigma_0}{E} \cdot D \cdot \Phi_e = \frac{\sigma_0}{E} \cdot B; B = D \cdot \Phi_e \dots (4)$$

$$\Phi_e = \lambda \cdot C_1 + (1 - \lambda)(C_2 + C_3) = C_2 + C_3 + \lambda(C_1 - C_2 - C_3)$$

$$C_1 = \sin \beta_1 (2 + \cos^2 \beta_1) - \cotg \beta_1 (1 - \cos^3 \beta_1)$$

$$C_2 = \frac{3}{4} \cdot \frac{r}{L} \int_{z_1}^{z_2} \left[ \sin \beta - \frac{\sin^3 \beta}{3} \right]_{\beta_{z+L}}^{\beta_z} \cdot dn; n = \frac{z}{r}$$

$$C_3 = \frac{3}{4} \cdot \frac{r}{L} \cdot \ln \frac{1 + \frac{L}{z_2}}{1 + \frac{L}{z_3}}; \text{ for } z_3 = \infty: C_3 = \frac{3}{4} \cdot \frac{r}{L} \cdot \ln \left( 1 + \frac{L}{z_2} \right)$$

The integration for  $C_2$  takes place graphically and comprises the range from  $z_1$  to  $z_2 = 25n$  ( $n = 25$ ).

### 3. Application to the model pile 1959.

A schematic representation of the testing procedure is given in Fig. 3.

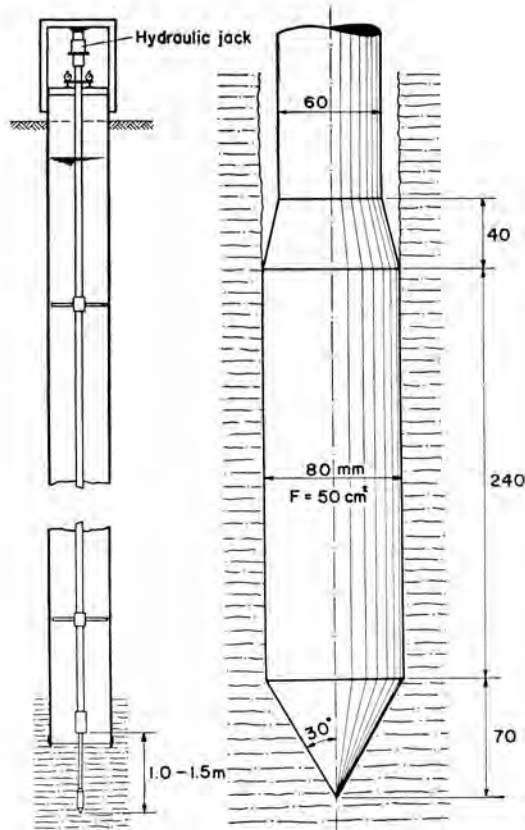


Fig. 3 Sketch showing the working principle of a model pile.  
Esquisse de principe pour le pieu-modèle.

#### (a) Dimensions :

$$D = 8 \text{ cm}; L = 24 \text{ cm}; N = \frac{L}{D} = 3; \beta_1 = 30^\circ$$

$$F = 50 \text{ sq. cm}; M = D \cdot \pi \cdot L = 8 \cdot 24 \approx 600 \text{ sq. cm.}$$

#### (b) Calculation of the equivalent diameter $B$ :

After equ. (3) we obtain :

$$B = D \cdot \Phi_e = D[C_2 + C_3 + \lambda(C_1 - C_2 - C_3)]$$

$$B = 8.0 \cdot \left[ \frac{1.1137}{8} + \frac{0.2624}{8} + \frac{\lambda}{8} (0.384 \cdot 8 - 1.1137 - 0.2624) \right]$$

$$B = 1.3761 + 1.696 \cdot \lambda (\text{cm}) \text{ for } z_3 = \infty$$

$$\Phi_e = 0.172 + 0.212 \cdot \lambda \text{ for } D = 8 \text{ cm} \dots (5)$$

#### (c) Calculation of the settlement $y$ of the pile point :

$$y = \frac{\sigma_0}{E} \cdot B = \frac{\sigma_0}{E} \cdot (1.376 + 1.696 \cdot \lambda) \dots (6)$$

#### (d) Determination of the modulus of compressibility $E(M_E)$ :

Based upon the measured values of  $y$  and  $\lambda$ , the modulus  $E$  can be calculated as follows (equ. (6)) :

$$E = \frac{\sigma_0}{y} \cdot B = \frac{\sigma_0}{y} \cdot (1.376 + 1.696 \cdot \lambda) \dots (6a)$$

For a change of load  $\Delta \sigma_0$  follows analogously :

$$E = \frac{\Delta \sigma_0}{\Delta y} \cdot B = \cotg \alpha \cdot B,$$

wherein :

$\alpha$  = inclination of the secant of the load settlement curve.

#### (e) Calculation of the reference stress $\sigma_{zm}$ :

As  $E$  changes with the stress (consolidation pressure), the reference stress is defined as the vertical stress at the toe of the model pile and is calculated as follows :

$$\sigma_{zA} = \lambda \cdot \sigma_0 (1 - \cos^3 \beta) = 0.35 \cdot \lambda \cdot \sigma_0 \text{ for } \beta = \frac{\pi}{6} = 30^\circ$$

$$\begin{aligned} \sigma_{zB} &= \frac{3}{2} (1 - \lambda) \frac{r}{L} \cdot \sigma_0 \left[ \sin \beta - \frac{\sin^3 \beta}{3} \right]_{\beta_{z+L}}^{\beta_{z_1}} \\ &= \frac{3}{2} (1 - \lambda) \frac{4}{24} \cdot \sigma_0 \cdot 0.33 = \frac{1}{12} (1 - \lambda) \cdot \sigma_0 \\ &= \frac{\sigma_0}{10} (0.83 - 0.83 \cdot \lambda) \end{aligned}$$

$$\sigma_{zm} = \sigma_{zA} + \sigma_{zB} = \frac{\sigma_0}{10} (0.83 + 2.67 \cdot \lambda) \dots (7)$$

for  $\lambda = 0$  :  $\sigma_{zm} = 0.083 \cdot \sigma_0$  (skin friction only),

for  $\lambda = 1$  :  $\sigma_{zm} = 0.350 \cdot \sigma_0$  (no skin friction).

#### (f) Calculation of the equivalent effective height $z_0$ :

The settlement of the point  $S$ , due to an ideal concentrated load  $P$  in a distance  $z_0$  above  $S$ , is calculated as follows [4] :

$$y = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot E \cdot z_0} \text{ for } z_3 = \infty \text{ (Fig. 1)}$$

On the other hand, according to equ. 5 :

$$y = \frac{\sigma_0}{E} \cdot B; \sigma_0 = \frac{P}{r^2 \cdot \pi}$$



By equalizing the two expressions we obtain :

$$z_0 = \frac{3}{2} \cdot \frac{r^2}{B} = \frac{3}{8} \cdot \frac{D}{\Phi_e} = \frac{3}{0.172 + 0.212 \cdot \lambda} \text{ in cm}$$

The representative diagrams are shown in Fig. 4.

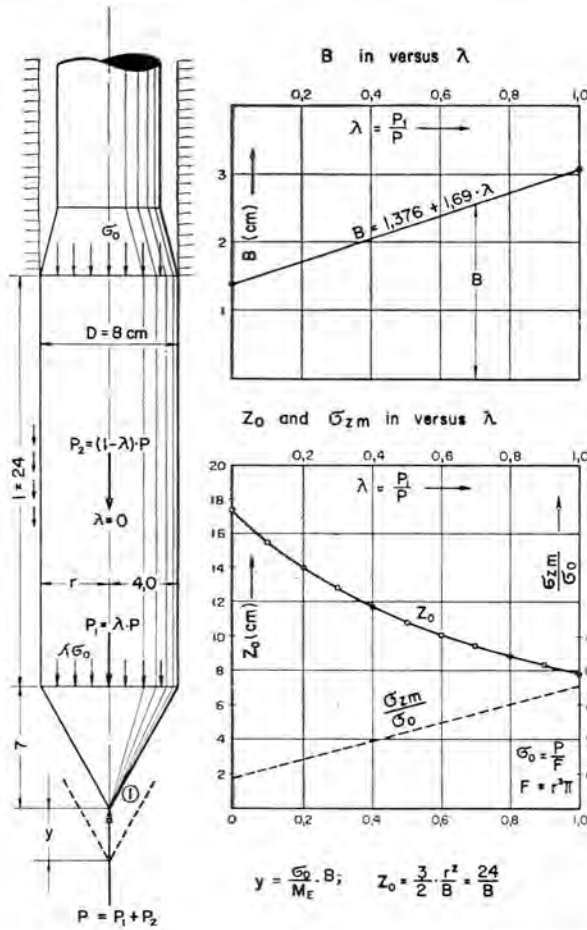


Fig. 4 Diagram showing how to determine  $E$  ( $M_E$ ) with the help of a model pile.

Diagramme permettant de déterminer le module  $E$  ( $M_E$ ) à l'aide du pieu-modèle.

#### 4. Application to the cylindrical pile.

For the cast-in-place pile it is assumed that the pile terminates into a plane (Fig. 5).

##### (a) Dimensions :

$$L \text{ and } D \text{ optional; } N = \frac{L}{D}; \beta_1 = \frac{\pi}{2}.$$

##### (b) Calculation of the equivalent diameter $B$ (see Fig. 5) :

$$B = D \cdot \Phi_c = D[C_2 + C_3 + \lambda \cdot (C_1 - C_2 - C_3)]$$

$$C_1 = 1.0,$$

$C_2$  = is established in tabulated form or by planimetry,

$$C_3 = \frac{3}{4} \cdot \frac{r}{L} \cdot \log_e \left( 1 + \frac{L}{z_2} \right) = \frac{3}{8} \cdot \frac{1}{N} \cdot \log_e \left( 1 + \frac{L}{z_2} \right)$$

$N$	$\Phi_c$ (see Fig. 5)	$\Phi_c$ for $= 1.0$
20	$0.0747 + 0.9253 \cdot \lambda$	1.0
30	$0.0549 + 0.9451 \cdot \lambda$	1.0
40	$0.0437 + 0.9563 \cdot \lambda$	1.0
50	$0.0366 + 0.9634 \cdot \lambda$	1.0
70	$0.0262 + 0.9738 \cdot \lambda$	1.0
100	$0.0210 + 0.9790 \cdot \lambda$	1.0

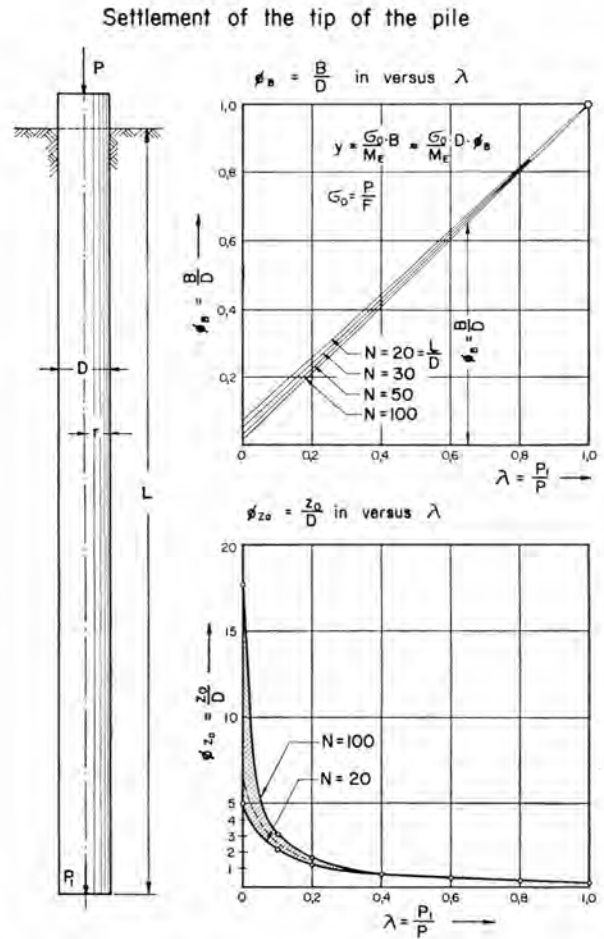


Fig. 5 Diagram for determining the settlement of cylindrical piles.

Diagramme servant à déterminer le tassement de pieux cylindriques.

##### (c) Settlement :

$$y = \frac{\sigma_0}{E} \cdot B = \frac{\sigma_0}{E} \cdot D \cdot \Phi_c; E = M_E$$

##### (d) Modulus of compressibility :

$$E = \frac{\sigma_0}{y} \cdot D \cdot \Phi_c = M_E$$

##### (e) Reference stress :

$$\sigma_{zm} = \left( \lambda + \frac{1-\lambda}{2N} \right) \cdot \sigma_0 \text{ (see Fig. 5) } \dots (9)$$

(f) Equivalent effective height :

$$z_0 = \frac{3}{8} \cdot \frac{D}{\Phi_e}$$

### 5. Fundamental remarks.

The solutions given above are valid only for the special case of an infinite thickness of the layer  $z_3(z_3 = \infty)^*$ . According to Figs. 4 and 5, showing the required values of both the model pile and the cylindrical pile as a function of  $\lambda$ , follows :

The equivalent diameter ( $B$ ), the settlement of the toe of the pile ( $y$ ), and the reference stress ( $\sigma_{zm}$ ) increase in proportion with  $\lambda$ . The effect of  $\lambda$  upon these three values is the more pronounced the slimmer the pile; e.g. the higher the value  $N$ . It is evident from this that in the case of positive skin friction, it is always important to transfer as large a proportion of the load as possible by means of skin friction into the soil, in order to create only slight settlements and small concentrations of stresses.

Mecanique des sols 9 times sur 19. B. 230, f. 2911. Debrevi Art. 3B/Haefeli

The assumption made under 2/1. (d) is not always entirely fulfilled, particularly in the case of model piles. In highly cohesive material, or with heavy overburden loads, part of the load  $P$  may radiate upwards, thereby relieving the lower half-space. In this case somewhat excessive  $E$ -values have been obtained, because the load on the lower half space is smaller than assumed in the normal calculation of  $\sigma_0$ . This disturbing effect increases with the skin friction.

### 3. Model pile tests for the determination of the modulus of compressibility $E$ ( $M_E$ )

The model pile used for testing was provided above the toe with a cylindrical enlargement (friction cylinder) of length  $3D$ , which transfers the entire skin friction into the soil (Fig. 3). There are several methods available for eliminating the disturbance caused by the use of a driving rod, e.g. this can be achieved by the use of a casing which in this case is provided by the casing of the bored pile [4].

#### 1. Preparation of the tests :

After the sinking of the casing (System Benoto, 88 cm diameter) to 23.3 m below foundation level (27 m below ground level), the model pile was driven 95 cm below the bottom of the bore hole, and (similar to the standard penetration test) the specific driving resistance  $w$  in kg per sq. cm measured (Fig. 3). The driving record (Fig. 7, left) shows that the subsoil has to be considered as disturbed to a depth of at least 50 cm below the bottom of the borehole. A soil sample (moraine) extracted in the proximity and examined by the VAWE had the following properties : No. 11 048 : grey, light clayey silt with sand and a small proportion of gravel (CL-ML).

Moisture content : 13.0 per cent. Density (saturated) = 2.23 tons per cub. m.

Consistency :  $L_L = 15.5$  per cent ;  $P_L = 11.1$  per cent ;  $P_I = 4.2$  per cent.

Grain-size distribution :  $< 0.002$  mm = 8.9 per cent ;  $< 0.02$  mm = 35.7 per cent ;  $< 0.2$  mm = 88.4 per cent.

Modulus of compressibility :  $\Delta_e = 1.22$  per cent ;  $\Delta_e = 0.25$  per cent.

Permeability :  $k$  (for  $\sigma = 4$  kg. per sq. cm)  $\sim 10^{-7}$  cm/sec.

\* If this assumption is not fulfilled, the above theory can easily be modified, introducing a reduction factor ( $< 1$ ) in equ. 2 for the partial settlement  $y_A$ .

### 2. Execution of the tests.

Immediately after the model pile had been driven the specific skin friction (boundary value) was established by torsion at 0.50 kg per sq. cm. After an interval of  $1\frac{1}{2}$  hours, this boundary value was increased to 0.74 kg per sq. cm. Under the assumption of a friction coefficient of 0.4 between steel and soil, a relief of the pore pressure in the contact zone of 0.6 kg per sq. cm would correspond to retention by suction of the model pile.

The model pile was subsequently loaded in stages by means of a hydraulic jacks (Figs. 6 & 7). Each increase of 250 kg



Fig. 6 Testing device of the model pile.  
Disposition de mise en pression du pieu-modèle.

(5 kg per sq. cm) lasted 8 minutes. The exterior load was increased as high as  $P_{max} = 5.0$  t, respectively  $\sigma_{0 max} = 100$  kg per sq. cm without reaching the ultimate bearing capacity. Thereafter the extraction test was carried out, and the pile lifted about 20 mm, by increasing the pull in stages. The model pile was subsequently loaded once more for compression. At the beginning only skin friction did operate, because a hollow space had been created below the pile toe by lifting the penetrometer. This made it possible to measure the skin friction as a function of the displacement distance separately from the resistance of the toe of the pile. At the end of a series of tests lasting about 6 hours, the torsion test gave a final boundary value for skin friction of 0.77 kg per sq. cm.

#### 3. Qualitative results.

The load-settlement curve  $A-G$ , represented in Fig. 7, shows a steady increase up to the final specified load of  $\sigma_0 = 100$  kg per sq. cm. The remarkably steep position of the two hysteresis loops (shaded) which have been obtained by the two unloadings and reloadings, is caused by the relatively high part of the elastic deformation of the pile shaft.

The pull-lift diagram  $A-J$  shows a sharp angle at the true zero point (0) of the load (pull  $Z$  = dead weight of penetrometer). The load-settlement curve  $O-A-K-L$  was



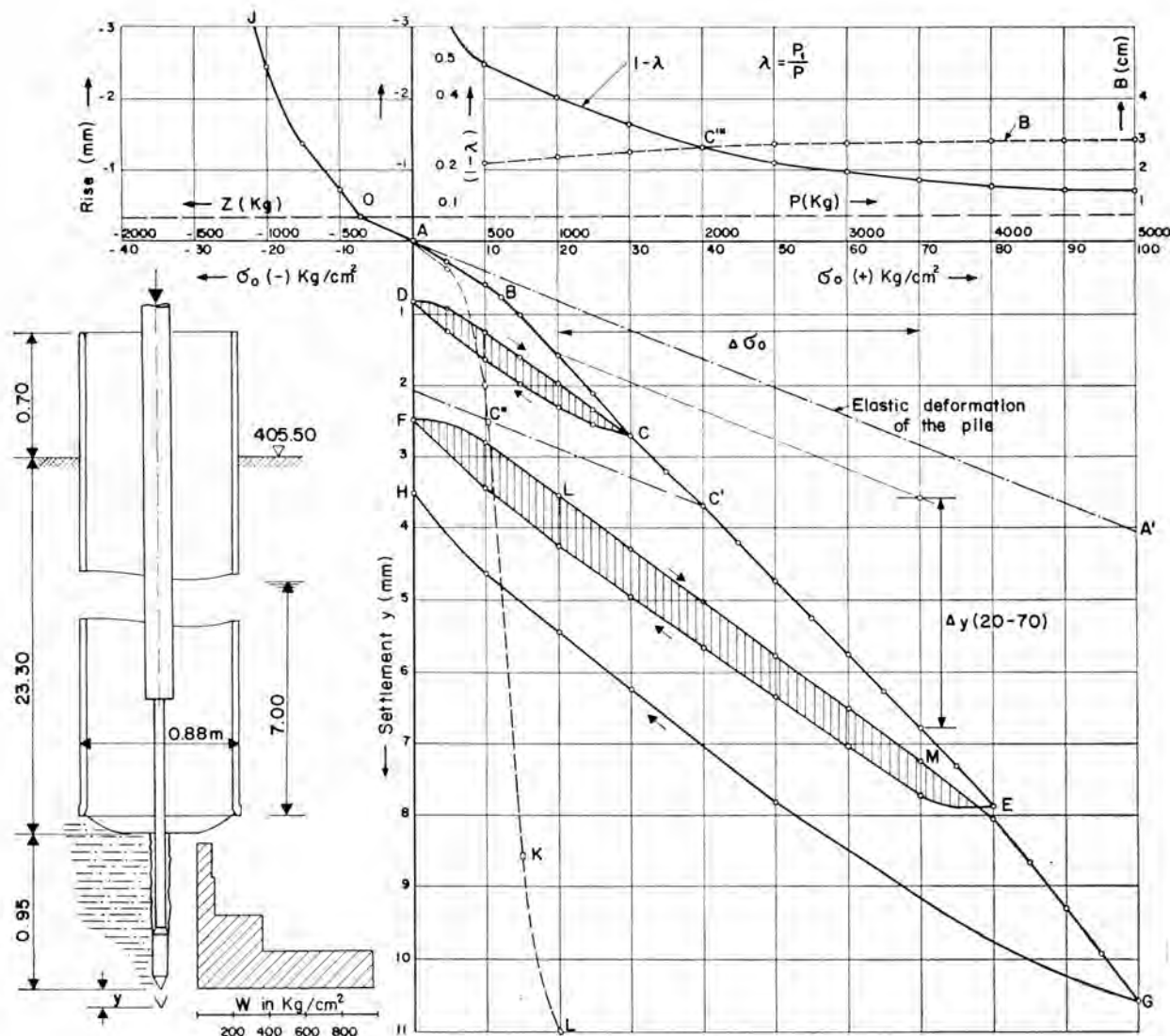


Fig. 7 Load-settlement and load-lifting diagrams of a model pile test.

Diagrammes des contraintes-tassements et des contraintes-soulèvements.

obtained by reloading. From the point *K* onwards the toe resistance is again becoming gradually evident in addition to skin friction.

The steep drop of the settlement curve *A-K* (without toe resistance) indicates that skin friction increases only slightly after exceeding a certain movement (about 2 mm). The percentage of the proportion  $(1 - \lambda)$  of the skin friction of the total load *P* therefore decreases with increased load [5].

#### 4. Quantitative evaluation.

The proportion of the skin friction to total load is shown in Fig. 7 by the curve  $(1 - \lambda)$  as a function of *P*; the dead weight of the penetrometer has been neglected. The design of the curve is based upon the assumption, that with identical settlements of the pile tip (with and without point resistance), identical skin friction will be occurring. e.g. if the share of the skin friction has to be established for *P* = 2 000 kg ( $\sigma_0$  = 40 kg per sq. cm), a parallel line to *A-A'* (elastic deformation of the pile rod) is drawn through the point *C'*, thus obtaining the point *C''* with *P*<sub>2</sub> = 520 kg. From which follows :  $(1 - \lambda) = 520 : 2\,000 = 0.26$  (point *C''*). Fig. 7 shows that for an increase of the load from 500 kg to 5 000 kg (without dead weight of the pile) respectively of  $\sigma_0$  from

10 to 100 kg per sq. cm, the share of skin friction  $(1 - \lambda)$  is decreasing from about 50 per cent about 14 per cent.

Knowing the value of  $\lambda$  as a function of *P*, the curve of the equivalent diameters *B* (cm) can be plotted (Fig. 7) by using Fig. 4. Thanks to the relatively small pile shaft area of the model pile, the variation of *B* is only small. An approximate determination of  $\lambda$  for the given load interval is sufficient.

The required *E*-values and the respective reference stresses are then obtained, based upon theory and Fig. 7 as follows :

Stage of load $\sigma_0$ in kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_0$ kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta y$ cm	$\lambda$	<i>B</i> cm (equ.5)	<i>M<sub>E</sub></i> <i>E</i> (equ. 6a) kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{zm}$ (equ.7) kg/cm <sup>2</sup>
Primary ( <i>B-E</i> ) 20-70	50	0.315	0.76	2.67	425	14
Secondary ( <i>L-M</i> ) 20-70	50	0.160	—	—	840	14

For the range *A-B* of the settlement curve the soil seems to be preconsolidated.

#### 4. The boring diagram as a criterion for the required length of bored piles

##### 1. General principles.

A boring log is a diagram of the ideal boring resistance  $B_w(t)$  in the direction of the borehole as a function of the boring depth ( $m$ ). The area of the diagram represents the total boring energy  $A(m)$  (Fig. 8). Inside the limited

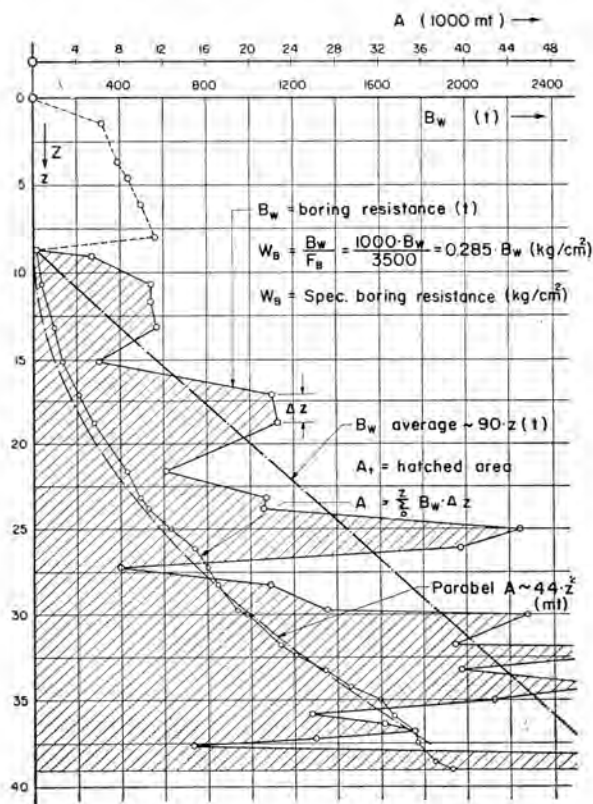


Fig. 8 Boring diagram of the test pile  $\varnothing 67$  cm.  
Diagramme de perforation d'un pieu moulé dans le sol de  $\varnothing 67$  cm.

construction site of a given sequence of geological layers, but with variable thickness of these layers, the adjustment of pile lengths to the local soil conditions can take place as follows :

(a) For *point bearing piles*, where the point resistance is the most important part, while the skin friction may become negative in relatively soft layers above a solid stratum the position of the latter and the necessary pile length, can be established from the sudden increase of boring resistance. The area of the boring diagram which has been obtained during penetration into the solid layer gives a criterion for the required depth of penetration.

(b) In the case of *friction piles*, the skin friction, acting between the soil layer and the pile, is larger in proportion to the boring resistance. The area of the boring diagram (total boring energy  $A_t$ ) therefore gives a relative value for total skin friction (sum of the skin friction of all layers penetrated). If now, with a test pile of an active length  $L_0$  (depth of penetration), of which the test has given a certain bearing capacity  $P_0$ , and for which a total boring energy  $A_0$  has been measured, we obtain a certain proportion  $X_0(m)$

between  $A_0$  and  $P_0$ , which is regarded as criterion for the required pile length (depth of penetration) :

$$X_0 = \frac{A_0}{P_0} \text{ in } mt/m = m \quad \dots (10)$$

For an adjacent bored pile the safe load of which should be  $P_{zul}$ , the total boring energy  $A_{erf}$ , as measured from the boring diagram, must fulfill the following condition :

$$A_{erf} : A_0 = P_{zul} : P_0 \quad \dots (11)$$

$$A_{erf} = \frac{P_{zul}}{P_0} \cdot A_0 = P_{zul} \cdot X_0$$

The bored pile must then be bored to such a depth that the condition (11) has been fulfilled, independent of its diameter. Uneven settlements which depend on the heterogeneity of the subsoil, can thus be reduced. Because  $X_0$  represents the necessary boring energy in  $mt$  for a permissible load of one ton, the subsoil conditions of a certain construction site are thus the more favourable, the smaller  $X_0$ , the validity of which is locally limited.

##### 2. Determination of the boring diagram with the System "Benoto".

With the Benoto pile, the partial boring energy  $\Delta A$  for a sinking of the casing over a distance  $\Delta z$  can be computed as follows (Fig. 8) :

$$A = n \cdot P \cdot s + G \cdot \Delta z \quad \dots (12)$$

$n$  = number of strokes during the turning of the pipe,  
 $P$  = measured mean value of the piston pressure,  
 $s$  = path of the piston per stroke,  
 $G$  = dead weight of the equipment which is acting upon the boring bit.

For the specific boring energy  $B_w$  we obtain :

$$B_w = \frac{A}{\Delta z} = \frac{n \cdot P \cdot s}{\Delta z} + [G] \quad \dots (13)$$

As  $G$  is subject only to small variation, for comparison purposes, it can be neglected. For the total boring energy we obtain :

$$A = \sum_0^z \Delta A = \sum_0^z B_w \cdot \Delta z \quad \dots (14)$$

(area of the boring diagram).

Fig. 8 shows the boring diagram belonging to test pile ( $\varnothing 67$  cm) as described below. The value  $X_0$  amounted hereby to about 100 metre tons per ton of permissible load.

#### 5. Results of a test pile

Fig. 9 shows the load-settlement diagram of a test pile of Benoto type having a diameter of 67 cm and driven to a depth of 30.2 m, compared with the calculated deformation of the pile (boring diagram, see Fig. 8). For calculating the deformation of the pile, the following deformation moduli, measured by *EMPA* on concrete samples of the same curing time, have been employed :

$$\begin{aligned} \sigma &= 0-50 \text{ kg per sq. cm,} \\ V_B &= 412\,000 \text{ kg per sq. cm,} \\ \sigma &= 50-100 \text{ kg per sq. cm,} \\ V_B &= 312\,000 \text{ kg per sq. cm.} \end{aligned}$$

The contractions of the pile, as calculated for the various values of  $\lambda$  ( $\lambda = P_1 : P$ ) are shown in Fig. 9 as a function of the pile load  $P$ . The comparison between the calculated deformations of the pile and the measured settlements leads to the following conclusions :

1. For  $P \leq 100$  tons the measured settlements of the pile head are smaller than the calculated contractions of the pile for  $\lambda = 0$  (friction pile only). From this it follows that smal



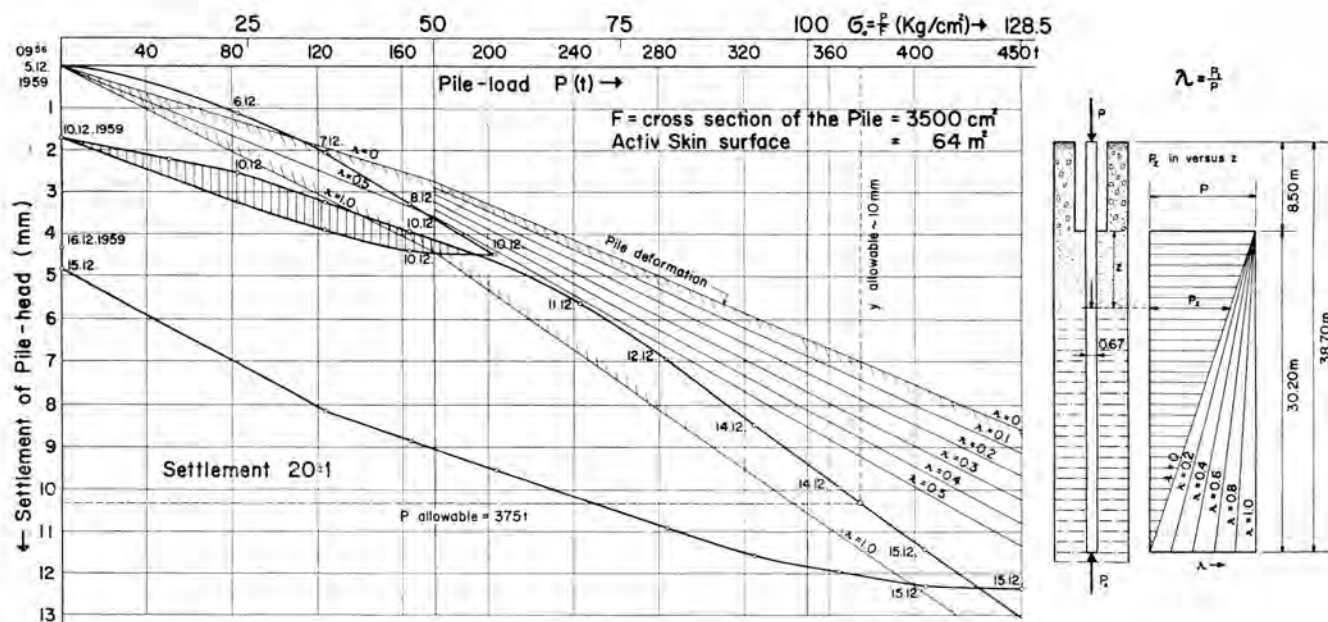


Fig. 9 Load-settlement diagram of the test pile  $\varnothing$  67 cm.  
Diagramme des contraintes-tassements du pieu d'essai  $\varnothing$  67 cm.

loads  $P$  are already compensated by the skin friction in the upper parts of the pile, so that the lower part remains practically unstressed.

2. For higher values of  $P$  the determining  $E$ -values of the subsoil of the pile can be calculated from the difference between the measured settlement and the calculated contraction of the pile. The skin friction is supposed to be evenly distributed along the total active length of the pile (Chap. II). For  $P = 360$  tons ( $\sigma_0 = 103$  kg per sq. cm) we obtain the following values for the described test pile :

$$\lambda = 0 \quad 0.1 \quad 0.2 \quad 0.3 \quad \lambda = \frac{P_1}{P}$$

$$M_E = E = 840 \quad 3 \quad 150 \quad 6 \quad 730 \quad 10 \quad 300 \text{ kg per sq. cm.}$$

From other tests it may be concluded that the value  $E$  of the subsoil (preconsolidated, lean, morainic clay) will not be higher than 3 000 kg per sq. cm and  $\lambda \leq 0.1$  (friction pile). The bearing capacity of the tip of the pile has to be regarded as supplementary reserve. It will become effective only in case of bigger settlements and higher loads.

3. In case of smaller removals of the pile load, the pile head will show very small or even hardly any rises because considerable negative skin friction is created. At the final removal of load from the test pile which had been loaded to  $P_{max} = 450$  tons this negative skin friction became apparent during almost the entire unloading procedure.

## 6. Conclusions

1. The approximate determination of the moduli  $E$  or  $M_E$  can be done by means of a model pile even if the soil has been preconsolidated and the measuring point is submerged in groundwater.

2. The larger the share of the friction of the total load, the smaller will be the settlement. The well known downward curvature of the load-settlement diagram of the test pile can at least partly be explained by the fact that with the increase of the pile load, the proportion of skin friction becomes smaller.

3. Even in the case of relatively good bearing capacity of the pile toe, due to the settlement, those piling systems are the best which have the highest possible proportion of

skin friction. In the case of bored piles the skin friction can be increased by increasing the horizontal pile shaft pressure during concreting.

On the other hand, in the case of negative skin friction, piling systems with small skin friction are to be preferred.

4. The use of the total boring energy as a criterion for the bearing capacity of friction piles makes it possible to adjust the pile lengths according to locally changing soil conditions. The method is conclusive only in those cases where the relationship between the boring energy and the permissible load of the pile has been previously established by means of a test pile.

5. The model pile test can be used to estimate ultimate bearing capacity, similar to the Dutch cone penetration test [6 and 7]. On the other hand, tests of long duration enable the secondary time effect to be investigated, which should be considered in all settlement calculations [8].

## References

- [1] FRÖHLICH, O. K. (1944). Druckverteilung im Baugrund.
- [2] HAEFELI, R. (1944). Theorie zur Zetzungsanalyse bei konstantem  $M_E$ -Wert. *Interner Bericht*, No. 89 der Versuchsanstalt für Wasserbau an der E.T.H.
- [3] — (1960). Theoretische Grundlagen zur Setzungs-berechnung von zylindrischen Pfählen. *Interner Bericht*.
- [4] — and FEHLMANN, H. B. (1958). Measurement of Soil Compressibility in situ by means of model pile test. *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics*, London, Vol. I, pp. 225-229.
- [5] KEZDI, A. (1957). Bearing Capacity of Piles and Pilegroups. *Proceedings of the Fourth Int. Conf. on Soil Mechanics*, London, Vol. II, pp. 46-51.
- [6] GEUZE, E. C. W. A. (1952). Résultats d'essais de pénétration en profondeur et de mise en charge de pieux-modèle. *Ann. Inst. Batim. Serie. Sols et Fondations*, pp. 313-319.
- [7] VAN DER VEEN, C. (1957). The bearing capacity of a pile pre-determined by a cone penetration test. *Proceedings of the Fourth Int. Conf. on Soil Mechanics*, London, Vol. II, pp. 72-75.
- [8] BIERRUM, L., JONSON, W. and OSTENFELD, C. (1957). The settlement of a bridge abutment on friction Piles. *Proceedings of the Fourth Int. Conf. on Soil Mechanics*, London, Vol. II, pp. 14-18.

# Études géologiques et géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne

## Soil Investigation on the Geneva-Lausanne Highway

par MM. D. BONNARD, Professeur à l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne,  
H. MAYOR, Ingénieur-géologue, et  
E. RECORDON, ingénieur

### Sommaire

L'autoroute Genève-Lausanne dont les travaux de construction ont débuté en 1959 aura une longueur de 55 km environ ; elle comprendra 6 ponts importants, plusieurs ponts secondaires et 6 entrées.

Elle traversera une région relativement peu accidentée dont le soubassement est formé par des marnes, argilites et grès d'âge chattiens qui sont en grande partie recouverts par des formations glaciaires : moraines, limons et argiles.

Les études ont été faites en plusieurs étapes :

Comme la majeure partie de l'autoroute traverse une région très peuplée, le tracé a dû être choisi sans tenir compte de la qualité du sous-sol sauf dans deux régions où une étude générale a été nécessaire.

Un levé géologique, comprenant une étude photo-géologique et une reconnaissance de surface a permis de distinguer les différents terrains, d'évaluer leur extension, de repérer les glissements de terrain et d'implanter les sondages de reconnaissance.

Les sondages de reconnaissance (4-6 par km) ont été exécutés simultanément au pénétromètre et par forage avec prélèvement d'échantillons.

Levés géologiques et sondages ont permis l'établissement de coupes géologiques et géotechniques au 1/1 000 et 1/100 et d'une carte au 1/5 000.

Des sondages complémentaires sont exécutés pour l'étude des sols de fondation des ouvrages et dans les zones de terrains particulièrement mauvais.

Sur le chantier, on contrôle la portance des sols, la qualité des matériaux de remblai et leur mise en place.

### 1. Introduction

Les 60 km de l'autoroute Genève-Lausanne constituent le premier tronçon en construction de la voie à grande circulation qui traversera le plateau suisse de l'ouest à l'est et reliera les villes de Genève, Lausanne, Berne, Zurich et St-Gall. Cette première étape de réalisation peut donc être considérée comme un champ d'expériences pour l'étude et la construction des autoroutes en Suisse.

En septembre 1957, le Laboratoire de géotechnique de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne fut chargé par le Département des Travaux publics du canton de Vaud des études géologiques et géotechniques de cette autoroute sur territoire vaudois. Notre Laboratoire reçut un mandat équivalent du Département des Travaux publics du canton de Genève au mois de novembre 1957.

Le développement des études fut le suivant :

1. L'étude préliminaire porta sur les sols au droit du tracé prévu en avant-projet ; le nombre et l'emplacement des sondages furent fixés sur la base d'une prospection photo-géologique. La première détermination des caractéristiques

### Summary

Construction of the Geneva-Lausanne highway was started in 1959 ; it is approximately 55 km long, with six accesses, six major and many other bridges.

The highway passes through relatively flat country composed of marls, clay and sandstone which are largely covered by glacial deposits of silt and clay. A soil investigation was undertaken in several stages.

As the greater part of the highway crosses a heavily populated district, the centre line was set out independently of the nature of the subsoil with the exception of two stretches over which a special soil investigation was essential.

The geological survey included a photo-geological study backed by surface reconnaissance to distinguish between various soils, to determine their extent, to indicate possible landslides and to establish points for the reference of trial boreholes.

These borings (4-6 per km) were carried out simultaneously with penetration tests and representative undisturbed samples were obtained. The survey and the trial borings enabled geological and soil characteristics to be traced to a scale of 1/1 000 and a map to a scale of 1/5 000.

Additional boreholes have been sunk at foundation sites of various structures, as well as in particularly weak regions in order to permit the design of footings and highway bases to be undertaken. The soil bearing capacity and compaction of embankments is controlled by field tests.

géotechniques des terres facilita la mise au point de la carte et du profil géologique tout en donnant de premières indications pour le dimensionnement de la chaussée.

2. L'étude complémentaire fut uniquement géotechnique. Elle permit l'établissement du profil en long définitif, donnant toutes indications sur les caractéristiques des terres, soit les éléments indispensables à l'établissement du projet de la chaussée et à la mise en soumission des travaux auprès des entreprises.

3. Une étude spéciale fut ensuite nécessaire dans une région (Morges-Lausanne) où les sols se révélèrent de très mauvaise qualité. Elle permit le choix d'un nouveau tracé dont le coût de construction se révéla sensiblement inférieur à celui du tracé primitif.

4. Des études particulières furent exécutées pour définir la qualité des sols d'assise des principaux ouvrages d'art.

Actuellement, les travaux de sondage sont achevés et les



essais de Laboratoire très avancés. Sur territoire vaudois, les travaux de construction ont commencé au cours de l'été 1959. Une vingtaine de chantiers sont en travail. L'autoroute sera mise en service au début de l'année 1964.

## 2. Etudes géologiques

### A. Buts :

L'étude géologique comporta :

1. La détermination des différents terrains dans la région traversée par l'autoroute et les routes annexes ;
2. L'évaluation de l'extension en surface et en profondeur des terrains reconnus ;
3. L'hydrologie : soit position de la nappe phréatique, repérage des sources, prévision des perturbations à craindre ;
4. La délimitation des zones de stabilité douteuse ; estimation du danger de glissements de terrain ;
5. Des préavis sur les ressources en matériaux de construction (gravières).

### B. Méthodes :

L'étude géologique comprend plusieurs phases :

1. *Reconnaissance générale* en vue de délimiter les problèmes à résoudre.
2. *Etude photo-géologique*—Toute la région de l'autoroute a été photographiée d'avion à l'échelle 1/10 000 pour l'établissement de cartes photogrammétriques. Le recouvrement des clichés adjacents est de 60 pour cent, ce qui donne une vue stéréoscopique de l'ensemble du terrain. L'échelle choisie permet une étude extrêmement détaillée de la morphologie, d'autant plus que sous le stéréoscope le relief paraît fortement exagéré. L'emploi de divers critères (formes du terrain, teintes du sol) fournit un diagnostic préliminaire des terrains en présence.

Le recours à des clichés au 1/42 000 environ, dont chacun couvre plusieurs kilomètres carrés, permet en complément l'étude des lignes générales de la géologie et de la morphologie.

3. *Sondages au pénétromètre*—Diagnostic et délimitation des terrains par la photo-géologie sont hypothétiques ; de plus, il n'est pas toujours possible de déduire de l'extension en surface d'un terrain donné son épaisseur et son allure en profondeur. Les sondages au pénétromètre (sonde de battage) sont peu coûteux et rapidement effectués. Ils ont été employés systématiquement. Dans bien des cas, l'examen du diagramme d'enfoncement permet de déterminer la nature géologique des terrains traversés. On peut ainsi confirmer les limites suggérées par la photo-géologie et obtenir une première idée de la structure du terrain en profondeur.

C'est ainsi que l'extension en surface et l'épaisseur des terrains mal consolidés déposés dans d'anciens bassins de petits lacs périglaciaires ont été évaluées rapidement.

4. *Sondages carotés*—Les emplacements des sondages tubés avec prélèvements d'échantillons intacts ont été déterminés grâce aux indications fournies par l'étude photo-géologique et les sondages au pénétromètre. L'examen des échantillons permet de compléter les diagnostics géologiques. En outre, l'on constata une corrélation nette entre les caractéristiques géotechniques et la nature géologique des sols ; souvent, les déterminations de la composition granulométrique, du diagramme oedométrique, de la teneur en eau ou de la densité apparente permirent une classification géologique plus précise.

5. *Levés complémentaires*—Les informations apportées par la reconnaissance générale, la photo-géologie, les sondages tubés et au pénétromètre ont été complétées par des levés complémentaires de détail sur le terrain.

6. *Cartes et rapports*—Une carte géologique au 1/5 000 et des coupes par l'axe de l'autoroute ou des ouvrages, à l'échelle du 1/1 000, donnent la synthèse des résultats de l'étude géologique. L'expérience a montré que les levés doivent couvrir une largeur de 1 km de part et d'autre de l'axe du tracé.

La principale nouveauté de ces méthodes est l'emploi systématique de la photographie aérienne. Notons les deux avantages principaux de cette technique : d'une part, la photogéologie fournit une vue d'ensemble incomparable de la morphologie, d'autre part, le gain de temps par rapport à des levés géologiques effectués uniquement au sol est de l'ordre de 60 pour cent.

## 3. Etudes géotechniques

### A. Buts :

L'étude géotechnique eut pour but la détermination des caractéristiques physiques et mécaniques des divers sols découverts par l'étude géologique, de manière à permettre à l'ingénieur établissant le projet :

1. de fixer l'épaisseur de la superstructure (couches de fondation et revêtement) des chaussées ;
2. de prévoir les quantités des divers types de sols (terres végétales, sols argileux, sableux, rocheux, etc.) qui seraient extraits des tranchées et d'établir leur mouvement et leur utilisation éventuelle en décharges ou remblais, compte tenu de leurs caractéristiques géotechniques ;
3. de connaître de façon précise les qualités des sols à mettre en remblai par compactage ;
4. de connaître les caractéristiques des sols d'assise des remblais et de fondation des ouvrages d'art.

### B. Méthodes :

1. *Prospections*. — Pour l'étude préliminaire, la fréquence des sondages a été la suivante : 3,5 sondages par km environ, ou 286 m entre les sondages en moyenne. Les sondages ont atteint une profondeur moyenne de 4,10 m, pour qu'en règle générale le fond du sondage soit à 3 m au-dessous du niveau fini des chaussées. En chaque emplacement, on exécute un sondage tubé avec prise d'échantillon intact tous les mètres et un sondage au pénétromètre descendant généralement plus profondément.

Après achèvement de l'étude complémentaire, la distance moyenne entre sondages était réduite à 162 m, ce qui correspond à 6,1 sondages par km (370 sondages pour 60 km d'autoroute). Les sondages complémentaires sont des sondages tubés avec prise d'échantillons intacts, mais sans pénétromètre.

L'appareillage utilisé pour les sondages tubés est un appareillage léger mis au point par notre laboratoire. Il peut être chargé sur une Landrover avec remorque ; son poids total est de 650 kg environ. La mise en place nécessite une demi-heure environ (voir Fig. 1 et 2).

Le poids de l'appareillage pénétromètre est de 200 kg ; il peut être transporté sur une remorque de voiture légère (voir Fig. 3).

A titre d'essai, des sondages au pénétromètre intermédiaires ont été exécutés sur 10 km tous les 50 m. Les renseignements



Fig. 1 Appareillage léger de sondage. Trou de 150 mm, exécuté à la tarière. Permet l'exécution d'un sondage de 5 à 6 m par jour, y compris mise en place et déplacement de l'installation.

A light boring set. A hole 150 mm in diameter is sunk with an auger. With this portable apparatus, bores from 5 to 6 m deep can be sunk in a day.



Fig. 3 Appareillage pour sondages au pénétromètre. Diamètre des barres 25 mm. Section horizontale du cône 10 cm<sup>2</sup>. Poids du mouton 30 kg. Hauteur de chute 20 cm.

Apparatus for penetration tests. Diameter of rods : 25 mm. Horizontal cross section of cone : 10 sq. cm. Weight of hammer : 30 kg. Height of fall : 20 cm.



Fig. 2 Appareil pour la prise d'échantillons intacts de 95 mm de diamètre, enfoncé par battage. L'échantillon est chassé du tube par un piston à air comprimé. La bouteille d'air comprimé est visible à gauche. Cette opération se fait sur le chantier. L'échantillon est introduit dans un tube emballage spécial en zinc. Une prise d'échantillon permet de remplir 2 tubes de 30 cm de longueur.

Apparatus for recovery of undisturbed samples, 95 mm in diameter, which is driven into the soil by a drop-hammer. The sample is ejected in situ, by a piston actuated by compressed air. The compressed air bottle is seen on the left. The recovered sample is introduced into a special tube made of zinc. One sampling operation permits two samples to be extracted each 30 cm long.

obtenus par ces prospections ne sont pas suffisamment utiles pour justifier la dépense nécessaire à leur exécution. Ce mode de prospection systématique au pénétromètre a été abandonné. Par contre, le pénétromètre donne des renseignements précieux lorsqu'il est utilisé pour définir la profondeur à laquelle se trouve une couche rocheuse ou l'épaisseur de matériaux très tendres remplissant une cuvette par exemple.

Lors de l'étude spéciale entreprise pour trouver le tracé le meilleur entre Morges et Lausanne, une centaine de sondages ont été exécutés dans toute la région, le long de 3 tracés envisagés. Seuls le poids spécifique apparent humide et la teneur en eau des échantillons ont été déterminés. Les sols ont été classés en 3 catégories suivant la valeur du poids spécifique apparent humide :

Sols de bonne qualité :  $\gamma_h > 2,10 \text{ t/m}^3$ ;

Sols de qualité moyenne :  $2,10 > \gamma_h > 1,90 \text{ t/m}^3$ ;

Mauvais sols :  $\gamma_h < 1,90 \text{ t/m}^3$ .

La carte géologique de la région ayant été établie de façon détaillée, il a été possible de comparer les divers tracés sur la base du nombre de mètres d'autoroute correspondant à chacune des 3 catégories de sols mentionnées ci-dessus.

Cette classification simple, basée uniquement sur les valeurs du poids spécifique apparent, se fondait sur les nombreuses déterminations géotechniques exécutées lors des études préliminaires sur des sols de même nature.

2. Déterminations de laboratoire et essais de charge avec contrôles sur place. — Pour atteindre les buts de l'étude géotechnique définis au paragraphe A du présent chapitre, il fut nécessaire d'exécuter un très grand nombre de déterminations et d'essais (voir tableau de la Fig. 4).



Fig. 4 Nombre de sondages et d'essais de laboratoire exécutés.  
Number of borings and laboratory tests carried out.

Type d'essai	Nombre par km	Nombre total pour 60 km
Sondages	6	360
Prélèvements d'éch. intacts	20	1 200
Poids spécifique apparent humide	20	1 200
Teneur en eau naturelle	20	1 200
Granulométrie	8	480
Limites d'Atterberg	6	360
Compressibilité (œdomètre)	2-3	120-180
Résistance au cisaillement	2-3	120-180
Compactage Proctor	2-3	120-180

Sur le plateau suisse en général et particulièrement sur le tracé de l'autoroute Genève-Lausanne, les sols sont gélifs et de ce fait le dimensionnement de la superstructure des chaussées — compte tenu de la rigueur du climat — (voir norme SNV 40 325 de l'Union suisse des professionnels de la route) conduit à des épaisseurs dépassant le plus souvent celles requises par la bonne tenue de la route sous les charges (portance).

C'est la raison pour laquelle la force portante des sols naturels n'a pas été déterminée lors des études préliminaires et complémentaires. Toutefois, au stade des travaux, la force portante est déterminée par essais de charge sur la surface d'assise de la couche de fondation, sur la fondation elle-même et sur la chaussée terminée, cela pour s'assurer que :

Fig. 5 Principaux types de sols touchés par les travaux.  
Principal classes of soils involved in the construction.

Unités stratigraphiques	Origine	Type de matériaux	Caractéristiques géotechniques
Formations récentes ou actuelles	Alluvions fluviales.	Graviers, sables ; plages de limon ; débris organiques.	Très diverses ; à étudier soigneusement dans chaque cas.
	Colluvions dues à l'érosion des versants.	Limons et sables fins.	Mal consolidés ; perméables ; gélifs.
	Marais formés par sédimentation dans des bassins fermés.	Limons, argiles, tourbes.	Mal consolidés ; souvent fortement compressibles et gorgés d'eau ; gélifs.
	Coulées de boue, lors d'orages.	Sables, limons, argiles, débris organiques.	Mal consolidés ; souvent thixotropes ; sensibles à l'érosion interne.
Lacustre post-glaciaire	Deltas à l'embouchure des rivières.	Sables et graviers.	Généralement peu gélifs ; parfois non gélifs.
	Sédiments divers déposés au droit des côtes sans cours d'eau.	Limons et vases.	Souvent mal consolidés ; très compressibles ; gélifs.
Glaciaire würmien	Moraine remaniée par l'eau de fonte des glaciers.	Sables et graviers en nappes, plages de limon	Stables ; souvent gélifs.
	Formations périglaciaires déposées en marge du glacier.	Argiles varvées, limons.	Mauvais sols d'assise ; très peu consolidés ; gélifs ; inutilisables pour remblais.
	Moraines latérales et frontales (bordure du glacier).	Blocs, graviers, sables et limons mal stratifiés.	Bons sols de fondation et bon matériel de remblais ; gélivité à étudier soigneusement.
	Moraine de fond déposée sous le corps du glacier.	Gravier 10 pour cent Sable 30 pour cent Limon 30 pour cent Argile 30 pour cent	Ensemble homogène au point de vue granulométrie ; couche superficielle altérée de 1 à 2 m d'épaisseur, gélive, inutilisable pour remblais ; couche profonde compacte, peu compressible, gélive, utilisable pour remblais ; Glissements de terrain superficiels fréquents, glissements profonds rares ; imperméables.
<div> <div> <div>Limite de liquidité</div> <div>Limite de plasticité</div> <div>Indice de plasticité</div> <div>Poids spéc. app. humide en eau</div> <div>Teneur en eau</div> </div> <div> <div>pour cent</div> <div>pour cent</div> <div>pour cent</div> <div>t/m<sup>3</sup></div> <div>pour cent</div> </div> </div>			
<div> <div>Couche altérée en surface</div> <div>40</div> <div>20</div> <div>20</div> <div>2,0</div> <div>20</div> </div>			
<div> <div>Couche profonde</div> <div>25</div> <div>15</div> <div>10</div> <div>2,25</div> <div>14</div> </div>			
Molasse chattienne (tertiaire)	Origine saumâtre ou lacustre.	Argilites, marnes, intercalations lenticulaires de grès.	Marnes et argilites. — Fortement consolidées ; très peu compressibles ; gélives ; acceptables pour remblais ; glissements profonds fréquents aggravés par la présence de matériaux argileux gonflants. Grès. — Stables ; donnent des sols gélifs par altération ; peuvent être excavés par des engins lourds (bulldozers, scrapers) répartition irrégulière ; épaisseur des lentilles comprise entre 0,5 et 10 m ; danger de poinçonnement des lentilles minces par les charges concentrées. Diaclases, failles et zones broyées très abondantes.

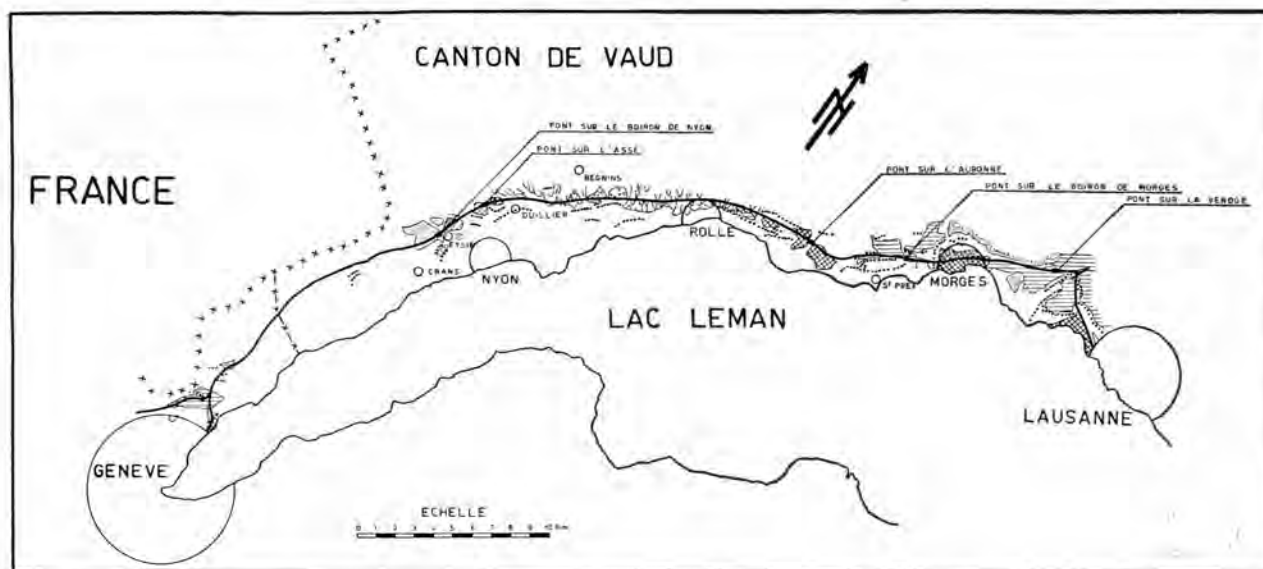


Fig. 6 Carte géologique schématique de la région Genève-Lausanne.

A sketch geological map of the Lausanne-Genève region.

(a) la portance du sol d'assise ne requiert pas localement de mesures spéciales et complémentaires (consolidation préalable du sol ou dimensionnement de la fondation au-delà des épaisseurs requises par la condition gel);

(b) les couches de fondation ont été convenablement et suffisamment compactées;

(c) l'ensemble de la chaussée répond aux exigences requises de portance.

Ces contrôles se font par application des normes SNV Nos. 40 330, 70 312, 70 315 et 70 317 de l'Union Suisse des professionnels de la route. Ils sont pris en charge par les Laboratoires de chantier ainsi que toutes les déterminations concernant le contrôle de la mise en place des remblais; ce dernier contrôle consistant principalement en des mesures de poids spécifique apparent des terres compactées par l'une ou l'autre des méthodes.

#### 4. Résultats des études géologiques et géotechniques des sols de fondation de l'autoroute Genève-Lausanne

Quatre unités stratigraphiques doivent être distinguées dans la région comprise entre Genève et Lausanne. Les principales caractéristiques des divers terrains sont groupées au tableau ci-joint (Fig. 5); leur répartition le long du tracé a été schématisée à la Fig. 6.

Ces indications doivent être complétées par les remarques suivantes :

##### A. Molasse chattiennne :

De Genève à St-Prex, les couches sont sub-horizontales; entre St-Prex et Lausanne, elles sont plissées. Ultérieurement, l'ensemble a été fortement fracturé; on y relève des failles, des cassures, des zones broyées et un important réseau de diaclases.

##### B. Glaciaire wurmien :

Les matériaux apportés par la dernière glaciation sont de nature et de qualité différentes, suivant la façon dont ils ont été déposés (voir Fig. 5).

LEGENDE		
Actuel:	cône de déjection	
	marais importants	
	coulees de boue	
Depots lacustres		
Glaciaire wurmien:	formations périglaciaires	
	moraines remaniées	
	moraines latérales	
	moraines de fond	
Tertiaire	molasse chattiennne	

La *moraine de fond* ou argile à blocs a comblé les anciennes vallées et forme un manteau discontinu sur les plateaux.

Les *moraines latérales et frontales*, déposées sur les bords du glacier, jalonnent les divers stades d'avance et de retrait.

Tout autour du glacier, les eaux de ruissellement ont déposé dans les bas-fonds les argiles et les limons *périglaciaires*.

Enfin, la fonte finale du glacier a entraîné par places un *remaniement* intense des diverses moraines; les eaux courantes ont emporté les particules fines et laissé des nappes de sable et de gravier.

##### C. Formations lacustres :

Antérieurement, le niveau du lac Léman s'était établi à une altitude d'environ 30 m supérieure à celle de son niveau actuel, puis ce niveau a baissé par saccades. A chacun de ces stades, le lac a laissé des dépôts divers, tels que deltas au débouché des rivières ou zones de vase lacustre au voisinage des côtes.

##### D. Formations récentes et actuelles :

Les processus d'érosion en cours entraînent le décapage des versants et la formation d'alluvions ou de colluvions.

Il est nécessaire de mentionner spécialement les grandes coulees de boue de la région de la Côte. Entre Begnins et Rolle, l'autoroute traverse un vaste plateau bordé au nord-est par un escarpement abrupt, d'une centaine de mètres d'altitude. Lors des orages, les eaux de ruissellement peuvent raviner fortement l'escarpement et entraîner d'importantes coulees de boue qui viennent se déposer à son pied dans le plateau. Ce phénomène se poursuit à l'heure actuelle avec des allures souvent catastrophiques. Ces coulees boueuses,



contenant souvent de gros blocs, ont recouvert le plateau d'une couche d'alluvions hétérogènes, dont l'épaisseur est de l'ordre de 20 m.

La plupart des plateaux ont été recouverts, jusqu'à ces dernières années, par d'importants marais qui ont laissé des zones de tourbe, de limon ou d'argile.

L'altération superficielle attaque tous les terrains exposés à l'air. D'après nos constatations, la zone altérée a, en moyenne une épaisseur de 1 m et descend rarement en dessous de 2 m.

Les terrains altérés ainsi que la terre végétale sont, le plus souvent, inutilisables pour les remblais et comme assise pour la chaussée.

## 5. Conclusions

Les expériences faites lors des études géologiques et géotechniques ainsi qu'à l'occasion de l'interprétation des résultats pour l'établissement des projets et l'exécution des travaux ont clairement démontré la nécessité d'entreprendre longtemps à l'avance de telles prospections, si l'on veut en tirer le complet bénéfice (trois à quatre ans avant la fixation définitive des caractéristiques des ouvrages).

Cela est apparu particulièrement dans le cas de l'autoroute Genève-Lausanne, du fait de la très grande diversité des sols touchés par le tracé, ce qui nécessita l'exécution de très nombreux sondages et prélèvements d'échantillons et une foule de déterminations de caractéristiques géotechniques.

Des conditions sensiblement équivalentes se rencontreront pour toutes les autoroutes à construire sur le plateau suisse.

Dans de telles conditions, la collaboration entre géologue et géotechnicien s'est révélée très efficace, notamment au stade de l'avant-projet, pour autant cependant que le géologue s'astreigne à un travail plus précis que ne le sont usuellement les études géologiques, particulièrement dans la détermination des couches.

De telles études, précédant le projet et les travaux, ont — indépendamment du dimensionnement de l'ouvrage — permis de prévoir dans le détail l'usage qui pourrait être fait ou non des terres de déblais; elles ont en outre permis de fixer les conditions à imposer aux entreprises. Il est clair que l'on ne tire le total bénéfice de telles études préalables que si lors de l'exécution les Laboratoires de chantier, dont le rôle est de contrôler l'exécution des prescriptions, sont suffisamment équipés et dotés de personnel.

# Stabilized Soil Foundations for Runways on Soils of low Bearing Capacity

## Couches de fondation en sol stabilisé au ciment pour pistes d'envol sur sols de faible portance

by Prof. G. SCHNITTER, Director of the Laboratories for Hydraulic Research and Soil Mechanics at the Swiss Federal Institute of Technology, Zurich

and  
A. BOLLIER, civil engineer

### Summary

The construction of roads and runways on soils of low bearing capacity demand special methods and the use of cement-stabilized soil may provide a suitable solution to the problem.

The subgrade properties are considered by the authors as a criterion for the choice of the foundation material. To decide whether to use the stabilized layer in the base or in the sub base, the stresses in the different layers and the deflection characteristics of construction are discussed. These two criteria have led in the cases of two runways built on an organic and on a silty soil of high liquidity index to the following solution. A sub base of cement stabilized material lies directly on the subgrade and a base of granular aggregate is compacted on this layer. In both cases the solution adopted has been tried out before actual construction. The measurements of load distribution over the interface of the stabilized layer and the subgrade and the compaction values obtained on the base are given by the authors.

### Introduction

In recent years an increasing number of aircraft runways and roads to take heavy traffic have been built on soils of low bearing capacity. As a result, new methods have been developed for undertaking such work rapidly and economically.

With this aim in view, the authors designed the runway of the municipal airport at Berne-Belpmoos and a section of the runway extension of the intercontinental airport at Geneva-Cointrin. In the first case the subgrade conditions were the same over the total length of the project, whereas in the second one only a section of low bearing capacity had to be crossed.

The types and thicknesses of the pavements had been previously determined by a third party.

### Sub grade classification

In Berne the subgrade consisted of an organic soil of high plasticity. In Geneva a silty soil with low plasticity was cut during excavation work. Both soils were fine-grained and practically saturated with correspondingly low shear strength. No solid foundation could be found within economical depth. The mean values of the soil properties are shown in Table 1.

### Sommaire

La construction des pistes et des routes sur un sol de faible portance exige des méthodes de construction particulières. L'emploi de la stabilisation au ciment est dans ce cas une aide précieuse.

Les propriétés du sol de fondation constituent le critère déterminant pour le choix du matériau à stabiliser. Pour savoir s'il était préférable de placer la couche stabilisée dans la fondation ou directement sous la couche portante, on a dû étudier l'état de contrainte dans les diverses couches. Ces deux critères ont conduit dans le cas de deux pistes construites sur un sol organique et sur un sol silteux à la solution suivante ; une couche de matériau stabilisé au ciment est posée directement sur le sol comme couche de fondation. Sur cette dernière, une couche de base en matériau grenu peut être compactée. Dans les deux cas, la structure adoptée a été essayée avant la construction. La distribution de la pression verticale sur le sol de fondation est indiquée, ainsi que les valeurs de portance mesurées sur la couche compactée.

Table 1

		BERN	GENEVA
Type of soil		silty clay of high plasticity with organic matter	clayey silt of low plasticity
USCS soil class		OH	CL-ML
Dry density	$\gamma_d$ t/m <sup>3</sup>	1,35	1,79
Moisture content	w %	35,5	18,7
Density of solid particles	$\gamma_s$ t/m <sup>3</sup>	2,68	2,69
Porosity	n %	49,6	33,5
Degree of saturation	S %	96,6	100,0
Liquid limit	$L_L$ %	57,0	19,5
Plasticity index	$P_I$ %	30,5	5,9
Liquidity index	$L_I$ %	29,5	86,5
Optimum dry density	$\gamma_{d,opt}$ t/m <sup>3</sup>	1,49	1,86
Optimum moisture content	w <sub>opt</sub> %	25,5	12,6
Modulus of compressibility	$M_E^{*)}$ kg/cm <sup>2</sup>	86	20
California bearing ratio	CBR %	—	3,1

$$*) M_E = \frac{2a \cdot \Delta p}{\Delta W}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta p = p_1 - p_0 = \text{load interval} \\ p_1 = 1,5 \text{ kg/cm}^2 \\ p_0 = 0,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \Delta W : \text{settlement due to } \Delta p \\ 2a = 30 \text{ cm} = \text{steelplate diameter} \end{array} \right.$$

### Proposed cross-sections

The low bearing capacity of the subgrade induced the authors to investigate a suitable application of cement-stabilization which has been used for a long time in various



countries but which up to now has hardly been known in Switzerland.

Practical and theoretical considerations led to the two proposals shown in Fig. 1.

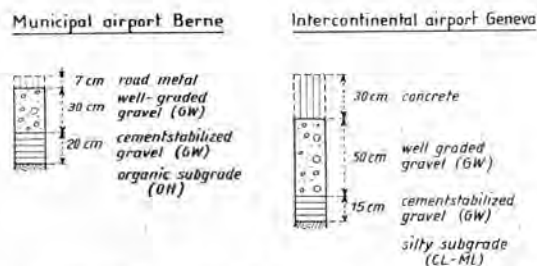


Fig. 1 Municipal airport Berne. Intercontinental airport Geneva. — Suggested cross-sections. Coupes transversales proposées.

The authors regard the cement stabilized layer in the lowest part of the base as an essential feature of the two proposals. As this method differs from the frequently employed stabilization of the upper part of the base in one important point, the considerations which led them to adopt the present design are given.

Practical requirements: In the case of Berne as well as Geneva, the low shear strength of the subgrade made it impossible to bring in gravel by truck or to compact a normal base adequately. Both problems could be solved by the construction of a load distributing layer directly lying on the subgrade, e.g. by cement stabilization. This layer takes over the additional function of a sub base which—in any case—is necessary as a filter between the fine-grained subgrade and the coarse-grained base. Moreover a rigid layer equalizes local variations in the bearing capacity of the subgrade.

The following facts can furthermore be quoted in favour of the stabilization of the lowest layer of the base:

*Relating to the stabilized layer*—Lower influence of climatic conditions; the brought in gravel acts as a curing material.

*Relating to the pavement*—Cracks in the stabilized layer do not lead to cracks in the pavement.

The practical evaluation of the stabilization of the lower part of the base shows that this method has distinct advantages against the method of stabilizing its upper part.

Theoretical consideration: In order to balance the advantages and disadvantages of the stress- and deflection characteristics of the two arrangements against each other, the following calculations based upon the theory of equivalent thicknesses of N. Odemark were carried out for the two cross-sections shown in Fig. 2: The vertical stresses  $\sigma_{z1}$  and  $\sigma_{z2}$ , the tensile stress  $\sigma_r$  occurring in the stabilized layer and the vertical deflection  $T$  of the surface of the upper layer.

A large circular load area was deliberately chosen to make a rough approximation of the load-spreading effect of a pavement. For the modulus of elasticity of the subgrade, which is assumed to have a low bearing capacity and the one of the stabilized layer the values of 200 kg per sq. cm and 100 000 kg per sq. cm respectively have been chosen in both cases. In conformity with the different possibilities for the compaction of the gravel base, the modulus of elasticity has been varied between 2 000 kg per sq. cm and 4 000 kg per sq. cm in the case of the stabilization of the lower layer, and in the case of the stabilization of the upper layer between the values 200 kg per sq. cm and 500 kg per sq. cm.

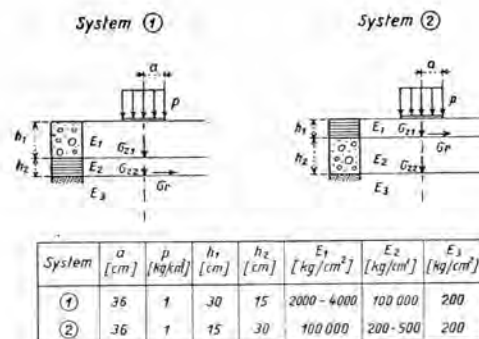


Fig. 2 Stabilization of the bottom layer of the base. Stabilization of the top layer of the base. — Cross-sections assumed for the calculation. Coupes transversales considérées dans les calculs.

The results of the calculations are shown in Table 2.

Table 2

System	$G_{z1}$ kg/cm <sup>2</sup>	$G_{z2}$ kg/cm <sup>2</sup>	$G_r$ kg/cm <sup>2</sup>	$T$ mm
1	0,46-0,57	0,07-0,08	0,0-9,2	0,62-0,70
2	0,14-0,15	0,09-0,10	11,4-12,0	0,76-0,86

It is evident that alternative 1 is superior to alternative 2 both as regards the vertical deformation as well as the stressing of the sub grade and the stabilized layer.

A further essential advantage of stabilizing the lower layer of the base is the considerably smaller effect which a decrease of the effect of the stabilized layer has upon the entire construction.

Fig. 3 shows besides the vertical deflections of systems 1 and 2 (curves 1 and 2) also their increase in case of a complete loss of the load spreading capacity of the stabilized layer (curve 3). The calculation of curve 3 is based upon the assumption that the compaction of the gravel base and therefore its modulus of elasticity will be preserved. Furthermore it is assumed that the modulus of elasticity of the disintegrated stabilized layer decreases to the value of the gravel base. These two conditions are satisfied only when the entire construction has been designed from the start without considering the reinforcing effect of the stabilized layer. Such proportioning is senseless for system 2 because it owes its quality exclusively to the load spreading capacity of the stabilized layer. In the case of system 1 the use of cement stabilization permits—on account of the high compaction of the granular base—smaller design thicknesses to be used than those normally employed, even if the slab effect of the stabilized layer is required during construction only.

The theoretical evaluation of the two arrangements of the stabilized layer shows that in those cases, where the durability of the stabilized aggregate can be guaranteed, the overall quality of the construction with the stabilized layer below is better on account of the higher compaction of the gravel base and of the lower stressing of the sub grade as well as the stabilized layer. This method makes it furthermore possible to build on soils of low bearing capacity more economically or better than with conventional methods even in those cases where the durability of the stabilized layer cannot be guaranteed.

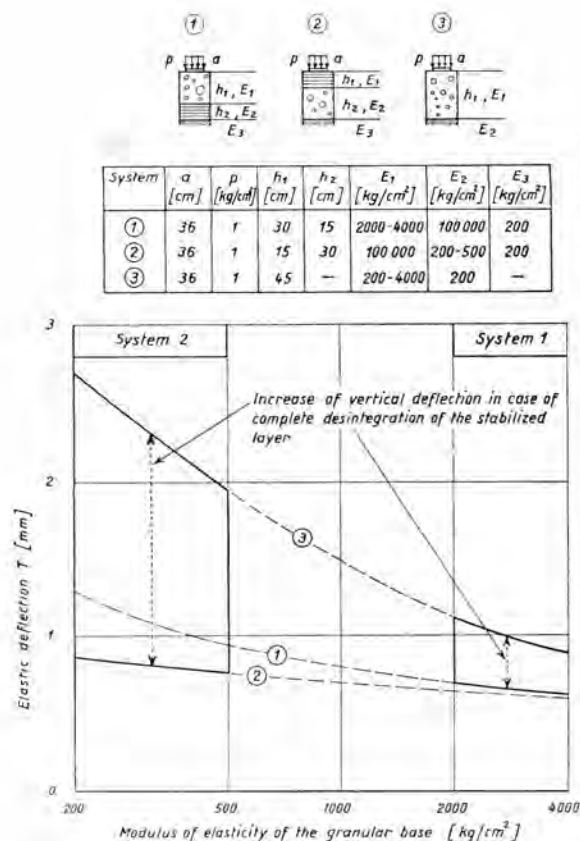


Fig. 3 Deflection characteristics of the systems 1, 2 and 3.  
Déflexions des systèmes 1, 2 et 3.

### The cement-stabilized layer

After it had been decided to use cement-stabilization and the best arrangement of the stabilized layer had been determined, its realization was studied. As the quality and economy of a stabilized layer depend essentially upon its density and cement content, the decision was taken in accordance with the following criteria :

1. Bearing capacity of the subgrade : this determines if the soil-cement mixture can be adequately compacted or if it is necessary to use borrow material which — thanks to its grain-size distribution — reaches a sufficiently high strength with only light compaction.

2. Type of soil : The cement requirements depend upon the type of soil used. In each individual case it has therefore to be decided if it is more economical to stabilize either the existing subgrade with a high cement content, or to use borrow material with a lower cement consumption.

In the two cases under consideration these criteria led to the use of cement-stabilized borrow material. In Berne, a 20 cm thick layer of well graded gravel was stabilized with 4 per cent cement. The maximum grain size was 100 mm. In Geneva, a 15 cm thick layer of well graded gravel with a maximum grain size of 30 mm was stabilized with 6 per cent cement. The difference in the cement dosage has hereby been caused by the different grain-size distribution of the borrow materials used on the two sites.

In both cases stationary mixing plants have been used for economical reasons.

In Berne the stabilized layer was compacted with a light caterpillar vehicle, while in Geneva a light steel wheel roller was used. Special curing was not necessary in Berne where, subsequent to the compaction of the stabilized layer,

the gravel base was brought in. Due to the low bearing capacity of the subgrade in Geneva protection from drying was maintained with a wetted, 3 cm thick carpet of sand.

### Verification of the proposed solutions

In Berne as well as in Geneva the proposed cross-sections of the runways were tried out by means of a test section. In both cases the following procedure was adhered to :

1. Classification of the subgrade by its dry density  $\gamma_d$ , moisture content  $m$ , plasticity, grain-size distribution and the modulus of compressibility  $M_K$  established with the 700 sq. cm plate in the load interval  $0.5 < p < 1.5$  kg per sq. cm.

2. Determination of the crushing strength at 8 days of cubic samples of the stabilized layer.

3. Measurement of the distribution of vertical stress  $\sigma_z$  at the interface between the stabilized layer and the subgrade as a function of the thickness of the granular base. A truck with twin rear wheels was used as a roller.

4. Compaction of the granular base and selection of the suitable equipment. As a criterion use was made of the modulus of compressibility obtained with the first load application over a range of pressures from 2.0 to 4.0 kg per sq. cm.

#### Test results :

1. Subgrade : The subgrade conditions are represented by the soil properties shown in Table 1.

2. Stabilized layer : The crushing strength of test cube 8 days old with an edge length of 20 cm reached in the case of Berne 130 kg per sq. cm and in the case of Geneva 160 kg per sq. cm.

3. Vertical stress distribution :

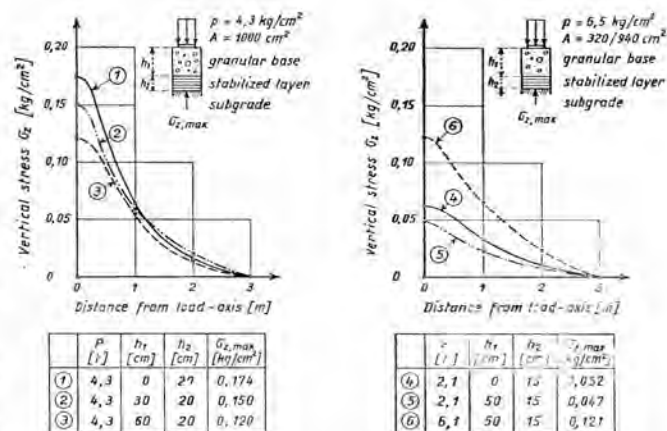


Fig. 4 Municipal airport Berne, Intercontinental airport Geneva.  
— Distribution of the vertical stress  $\sigma_z$  at the interface of the stabilized layer and the subgrade.

Distribution de la pression verticale  $\sigma_z$  à l'interface de la couche stabilisée et le sol de fondation.

The curves 1 and 4 of Fig. 4 demonstrate the considerable load distributing effect of the stabilized layer alone. In Berne (curve 1) a maximum vertical stress  $\sigma_{z,max}$  was measured under the stabilized layer which amounted to only 4 per cent of the contact pressure  $p$ , whereas in Geneva (curve 4) it hardly reached 1 per cent. The difference is due to the different proportions between the contact area and the thickness of the stabilized layer and to the different bearing capacities of the two subgrades.



A 50 cm thick well compacted granular base lying on the stabilized layer reduced the maximum vertical stress measured on the system "stabilized layer-subgrade" in both cases to 75 per cent.

4. Compaction tests : On both sites, well graded, gravel not susceptible to frost was used for the granular base.

The results of the compaction tests are recorded in Fig. 5.

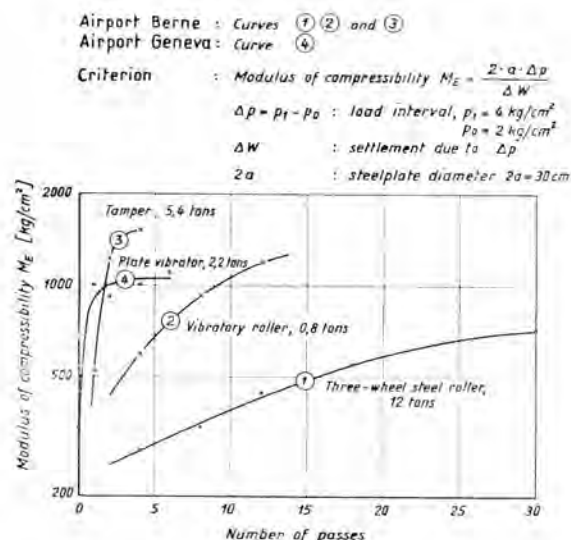


Fig. 5 Compaction values obtained on the base with different equipment.

Valeurs de compactage obtenues sur la couche de fondation avec différents engins de compactage.

The comparison of the curves 1, 2 and 3 determined on the test section in Berne shows that the multi plate vibrator gave maximum compaction values with the minimum number of passes. On account of the small thickness of the granular base, however the use of such a compactor would have been risky as it might have resulted in a dynamic over-stressing of the stabilized layer. The combined use of the 12 tons three-wheel steel roller with the 0.8 tons vibratory roller was therefore preferred.

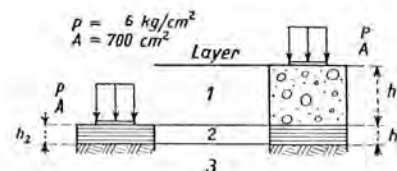
In Berne as well as in Geneva, the required modulus of compressibility had been fixed at 1 000 kg per sq. cm. The field density controls carried out in Berne showed, that this value is equivalent to 100 per cent Proctor standard.

#### Elastic properties of the different layers

The additional measurement of the total and the elastic deformations  $W$  and  $T$  with the 700 sq. cm steel plate on the two-layer and three-layer system of Geneva rendered it possible to calculate the moduli  $E_1$  and  $E_3$  of the gravel base and the sub grade. For the modulus of elasticity  $E_2$  of the stabilized layer, the average value established from the stress-strain diagrams of the compression tests was used. The results obtained with the method of equivalent thicknesses are shown in Table 3. The denominations  $E$  and  $E^*$  indicate, that the respective moduli of elasticity have been computed from the total, respectively from the elastic deformation.

Table 3

Layer	$h$ cm	$E$ kg/cm <sup>2</sup>	$E^*$ kg/cm <sup>2</sup>
1	50	900	1 830
2	15	225 000	225 000
3	$\infty$	225	980



Based upon the calculated moduli of elasticity  $E$  and  $E^*$  the vertical stresses induced at the interface of the subgrade and the stabilized layer were computed according to N. Odemark. The result is shown in Fig. 6 together with the measured values.

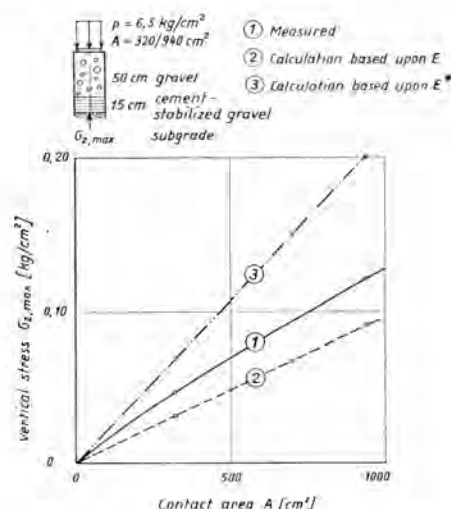


Fig. 6 Comparison between the measured and calculated maximum vertical stress  $\sigma_{2, \text{max}}$  in the load axis at the interface of the stabilized layer and the subgrade. Comparaison entre la pression verticale maximum  $\sigma_{2, \text{max}}$  mesurée et calculée dans l'axe de charge à l'interface de la couche stabilisée et du sol de fondation.

The comparison of curves 1, 2 and 3 demonstrates that the theory of equivalent thicknesses is a useful method for evaluating complicated layered systems.

#### Conclusions

The cement-stabilization of the lowest part of a base is considered to be a valuable expedient for construction of aircraft runways and roads on sub grades of low bearing capacity. If the stabilized layer is durable, this method guarantees—due to the high compaction of the gravel base and the lower stressing of the subgrade as well as the stabilized layer—a higher overall quality of the three-layer system than in the case of the stabilization of the top-most layer. Even in those cases, where the durability of the stabilized layer cannot be guaranteed, the method enables a more economical and better construction to be achieved than by using conventional methods.

The results obtained on the two test sections at Berne and Geneva as well as the deflection measurements carried out on the runway of Berne after the beginning of operations, have confirmed the quality of the proposed design suggested by the authors.

#### References

- [1] ODEMARK, N (1949). Investigations as to the elastic properties of soils and design of pavements according to the theory of elasticity. Statens Väginstitut, *Meddelande 77*, Stockholm.
- [2] BURMISTER, D. M. (1956). Stress and displacement characteristics of a two-layer rigid base soil system. *Proceedings of the Highway Research Board*, Vol. 35, Washington.
- [3] SCHNITTER, G. (1959). Aufbau der Strasse. *Strasse und Verkehr*, Nr. 7, Solothurn.
- [4] BALDUZZI, F. (1960). Bodenstabilisierung im Nationalstrassenbau. *Strasse und Verkehr*, Nr. 3, Solothurn.
- [5] HUDER, J. (1960). Dimensionierung von Strassen mit stabilisierten Schichten. *Strasse und Verkehr*, Nr. 2, Solothurn.





# Freezing Index and Frost Penetration in Switzerland

## Index de gélivité et profondeur de pénétration du gel en Suisse

by Prof. G. SCHNITTER, Director, and R. ZOBRIST, Laboratories for Hydraulic Research and Soil Mechanics annexed to the Swiss Federal Institute of Technology, Zurich

### Summary

The authors have applied a method proposed by the U. S. Army Corps of Engineers for calculating the depth of frozen ground beneath new highways. Determination of ten-yearly frost indices derived from meteorological data, and calculation of frost depth in a typical sub-base material, are given for 35 representative districts. Field measurements of frost depth were made with special apparatus, under varying climatic conditions, and the most suitable equipment was selected.

### Sommaire

Pour prévoir la profondeur de pénétration du gel dans le soubassement des nouvelles routes, les auteurs ont employé la méthode proposée par l'U.S. Army Corps of Engineers. Détermination de l'indice de gélivité décennal à partir des données météorologiques, calcul de la profondeur de pénétration du gel dans un matériau typique de fondation en 35 emplacements distincts. Pour contrôler ces résultats, après un examen comparatif de divers types de sonde, des mesures ont été effectuées avec l'appareil retenu, dans des conditions climatiques différentes. Les résultats des mesures sont discutés.

### 1. Posing the problem

For the design of the foundation layer of a highway the resistance to the effects of frost is — next to the bearing capacity — of decisive importance. The leading factor is the possible depth of penetration of the frost into the base, i.e. the main problem is to determine the probable depth of frost penetration applicable to a definite district and type of road. It appears that the thickness of the base layer designed on the basis of the penetration depth of frost is greater than would be required if it were designed for a given bearing capacity only.

In order to be able to compute the penetration depth of frost, the thermal properties of the sub-grade materials must be known and it is also essential to determine the effect of climatic conditions upon frost penetration. This is achieved by the so-called "freezing index".

In order to check calculated values, temperature elements were installed in roads, artificial ice-rinks and dams of hydro-electric power plants. The tests results and their comparison with the calculated values are given by the authors.

### 2. Freezing index and computation of the depth of frost penetration

The thermal properties of soil can be determined to a limited extent. They are the thermal conductivity, the volumetric heat capacity and the latent heat of fusion of soil moisture. These values depend upon grain-size distribution, density and moisture content of the soil.

The principal unknown quantity, however, is the surface temperature as a function of time. The average winter temperature is not of such decisive importance as the mean temperature during frost penetration. This may be defined as the time interval between the maximum and minimum points on the curve representing the cumulative sum of daily mean temperatures (Fig. 1).

The methods of calculation discussed by the authors related to the climatic conditions are based upon the freezing index. This is the average air temperature during frost penetration multiplied by its duration in days and is deter-

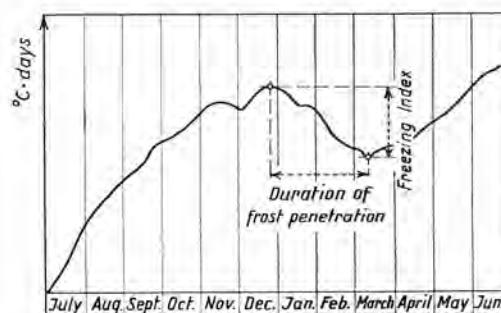


Fig. 1 Curve representing the cumulative sum of mean temperatures.

Courbe cumulative des températures moyennes.

mined by the establishment of the difference between the maximum and the minimum of the curve representing the cumulative sum of daily mean temperature (Fig. 1).

In order to calculate the probable depth of frost penetration, use is made either of the average freezing index of ten successive years or of the average freezing index of the three coldest winters within a period of 30 years. Table 1 gives a list of these values for 35 Swiss temperature observation stations.

After examining several alternative formulae, the Laboratories for Hydraulic Research and Soil Mechanics annexed to the Swiss Federal Institute of Technology use the "modified Berggren Formula" (Harl P. Aldrich Jr. and Henry M. Paynter, Corps of Engineers, U.S. Army) for the design of frost resistant foundation layers. This simple method is sufficiently accurate in all cases, where only the freezing index and the thermal properties of the soil materials are known. This formula is :

Frost penetration

$$X^{(cm)} = 416 \cdot \beta \sqrt{\frac{\lambda \cdot \alpha \cdot FI}{L}}$$



Table 1  
Freezing index, mean annual temperature and mean temperature over the duration of frost penetration

No.	Measuring stations	Height above sea level metres	Exposure of measuring station	$FI_{10}$ average freezing index of 10 successive years in °C-days	$FI_{30}$ average freezing index of the 3 coldest winters in 30 year in °C-days	mean annual temperatures of 10 successive years °C	$\delta_0$ mean annual temperatures during the cold year 1929 °C	$\delta_s$ mean temperatures over the duration of frost penetration (2) °C
1	Aarau	406	<i>T</i>	96.7	297.5	9.24	7.9	— 4.8
2	Adelboden	1 345	<i>H</i>	226.0	468.9	6.04	5.0	— 5.5
3	Airolo	1 170	<i>H</i>	171.9	326.3	6.57	6.2	— 3.6
4	Altdorf	456	<i>T</i>	61.3	223.4	9.63	8.8	— 4.6
5	Andermatt	1 442	<i>T</i>	564.6	872.7	3.50	2.9	— 6.5
6	Basel	318	<i>Te</i>	93.7	292.3	9.80	9.7	— 4.7
7	Bellinzona	236	<i>T</i>	21.6	65.9	11.98	11.4	— 2.4
8	Bern	572	<i>Te</i>	117.4	320.9	8.91	7.9	— 4.4
9	Château-d'Oex	994	<i>H</i>	259.9	484.1	6.44	6.1	— 4.5
10	Chur	609	<i>T</i>	113.9	318.7	8.92	8.2	— 4.3
11	Davos-Platz	1 561	<i>H</i>	623.7	872.8	3.42	2.8	— 6.8
12	Engelberg	1 018	<i>T</i>	257.2	509.8	6.03	5.4	— 5.5
13	Frauenfeld	432	<i>Te</i>	119.1	333.1	9.02	7.9	— 4.6
14	Fribourg	670	<i>H</i>	127.1	323.9	8.58	7.6	— 5.9
15	Genève	405	<i>K</i>	48.2	173.5	10.74	9.7	— 4.2
16	Glarus	503	<i>T</i>	154.9	391.0	8.28	7.1	— 6.8
17	Interlaken	568	<i>T</i>	83.3	229.4	8.89	7.9	— 4.2
18	Kloten	440	<i>T</i>	116.2 (1)	289.6 (3)	8.60	7.2 (4)	— 3.6
19	Kreuzlingen	445	<i>H</i>	115.9	326.3	8.87	8.3	— 4.4
20	La Brévine	1 060	<i>T</i>	375.5	654.2	4.87	4.6	— 6.8
21	La Chaux-de-Fonds	990	<i>K</i>	187.1	422.6	6.95	5.9	— 3.7
22	Lausanne	589	<i>H</i>	69.2	206.0	9.99	9.2	— 4.6
23	Luzern	497	<i>H</i>	91.8	277.2	9.65	8.4	— 5.9
24	Neuenburg	487	<i>H</i>	82.2	240.8	9.71	9.0	— 5.2
25	Sargans	510	<i>H</i>	104.8	317.7	9.51	8.6	— 6.1
26	Sarnen	474	<i>T</i>	88.9	278.4	9.19	7.6	— 5.4
27	Schaffhausen	448	<i>H</i>	115.2	358.1	8.96	8.0	— 4.3
28	Schuls	1 253	<i>H</i>	483.0	736.1	5.42	4.3	— 6.3
29	Sitten	549	<i>H</i>	71.6	210.4	10.52	9.8	— 3.3
30	Solothurn	470	<i>H</i>	99.3	283.8	9.28	8.3	— 4.0
31	Slügen	1 500	<i>H</i>	527.0	788.3	3.89	3.3	— 6.5
32	St. Gallen	664	until 54 : <i>H</i> later : <i>T</i>	170.0	401.6	7.63	6.9	— 4.8
33	St. Moritz	1 853	<i>H</i>	632.8	338.7	2.59	0.5 (4)	— 6.7
34	Zermatt	1 610	<i>T</i>	505.3	593.2	3.91	3.7	— 5.4
35	Zürich (MZA)	569	<i>H</i>	108.6	288.0	9.26	8.5	— 6.3

Exposure of measuring station : *T* = valley bottom ; *H* = mountain slope ; *K* = round hilltop ; *Te* = terrace.

(1) Mean from 9 years, of measurements since 1949 only.

(2) Mean value calculated from the freezing indexes and the respective number of days of the 3 coldest winters in 30 years.

(3) Freezing index of the coldest winter in 10 years (1955/56).

(4) Mean annual temperature in 1956.

$FI$  : freezing index of air in degrees Celsius multiplied by the number of days.

$\lambda$  : thermal conductivity of the soil materials in  $\frac{\text{cal}}{\text{cm} \cdot \text{sec} \cdot ^\circ\text{C}}$

This is a function of grain-size distribution, density and moisture content  $w$  and is calculated from the arithmetic mean between the thermal conductivity of the unfrozen and frozen materials.

$L$  : latent heat of fusion in calories per cub. cm, i.e. the quantity of heat necessary to thaw or to freeze one cubic centimetre of a given material at a constant temperature of zero centigrade. It is calculated as :

$$L = 80 \cdot \frac{w}{100} \cdot \gamma_d$$

$\alpha$  : surface transfer coefficient (non-dimensional). The temperatures of the pavement surface during the frost period are decisive for calculating the depth of frost penetration in a road. Temperature measurements of the surface, however, are usually not available, so that the exact calculation of a surface freezing index is not possible. We, need therefore, a relationship between the freezing indices of the surface and of the air. This relationship is defined as :

$$\alpha = \frac{\text{freezing index of surface}}{\text{freezing index of air}}$$

and is less than unity. Its value is influenced by the condition of the road surface (colour, porosity), the intensity and duration of exposure to sunlight, the exposure to wind, the humidity of the air and the geographic position of the site. Furthermore, a covering of snow will exercise an insulating effect against low air temperatures, but in modern road

construction the road surface is free from snow. It is impossible to give definite values for bituminous or concrete road pavements, even for a given place, because part of the above mentioned influences vary from year to year independently of the freezing index of the air. It is therefore in the interests of safety to use a high value of  $\alpha$  in order to prevent frost penetrating into the sub-grade (which is susceptible to frost) on account of an inadequate thickness of frost resistant material.

Bituminous and concrete road pavements :  $\alpha = 0.9$ .

Water bound ballast roads :  $\alpha = 0.8$ .

$\beta$  : non-dimensional corrective coefficient. This is less than 1 and takes into consideration climatic conditions in the form of the mean annual temperature  $\delta_0$  and the mean temperature during the period of frost  $\delta_s$  (Tab. 1) as well as the volumetric heat capacity of the soil material in connection with the latent heat of fusion of soil moisture.

The factor 416 has been derived from the various units of measurement which have been used in the formula.

The formula is applicable to a homogeneous isotropic semi-infinite medium. But because the calculation of the depth of frost penetration has to serve above all for the frost resistant design of the base, only the frost penetration in this material is decisive. Table 2 shows a tabulation of the calculated depths of frost penetration in a frost resistant gravel-sand material (Unified Soil Classification System : GW to GP).

### 3. Measuring devices

For the determination of temperature conditions in the base and in the sub-grade, several measuring devices have been installed and tried out. They are : a plastic pipe filled with a bituminous mass on the walls of which platinum wire resistances have been attached ; Stantel thermistors, type K (Standard Telephones and Cables Ltd.) combined with fibreglass soil moisture units (Berkely Division, Beckman Instruments Inc.) ; and individually installed platinum wire resistance thermometers. The measurements with all three types are sufficiently accurate but the resistance thermometers have given satisfactory results in a number of additional requirements. These are : fast and simple installation, sturdy construction, measurements not susceptible to interference and simple evaluation of the results without great loss of time. All new observations are therefore exclusively installed with these temperature elements.

It consists of a platinum wire resistance sealed in tempered glass made by the Degusa firm in Hanau (type P 7), which has been sealed in a steel pipe 160 mm long and 28 mm diameter by means of a bituminous mass and which is watertight (Fig. 2). Connection is through a three lead motor cable with strong rubber insulation, which can be arranged inside a polyethylene tube and is then highly resistant to mechanical stress. The cable connection with three leads in accordance with the arrangement shown in Fig. 3 in order to be able to measure and take into account the lead wire resistance and its small variations due to temperature. Since resistance changes in direct proportion to temperatures, an ohmmeter unit (Wheatstone bridge) calibrated in degrees Centigrade can be used for measurement (a) (Fig. 3). The results of these measurements must be adjusted in accordance with the line resistance.

Table 2

Calculated depth of frost penetration in base material for 35 Swiss temperature observation stations

No.	Temperature observation station	metres ab.s.l.	$X_{30}$ (cm)	$X_{10}$ (cm)
1	Aarau	406	129	71
2	Adelboden	1 345	189	125
3	Airolo	1 170	143	103
4	Altdorf	456	107	54
5	Andermatt	1 442	288	225
6	Basel	318	117	69
7	Bellinzona	236	46	27
8	Bern	572	133	78
9	Château-d'Oex	994	180	129
10	Chur	609	131	77
11	Davos-Platz	1 561	265	238
12	Engelberg	1 018	194	133
13	Frauenfeld	432	135	79
14	Fribourg	670	139	85
15	Genève	405	90	47
16	Glarus	503	157	96
17	Interlaken	568	112	66
18	Kloten	440	128	77
19	Kreuzlingen	445	131	78
20	La Brévine	1 060	231	171
21	La Chaux-de-Fonds	990	170	108
22	Lausanne	589	102	58
23	Luzern	497	124	70
24	Neuenburg	487	111	65
25	Sargans	510	132	75
26	Sarnen	474	128	69
27	Schaffhausen	448	140	77
28	Schuls	1 253	247	189
29	Sitten	549	94	55
30	Solothurn	470	122	70
31	Splügen	1 500	269	213
32	St. Gallen	664	158	100
33	St. Moritz	1 853	320	250
34	Zermatt	1 610	246	207
35	Zürich	569	127	78

$X_{30}$  : averaged depth of frost penetration during the 3 coldest winters in 30 years.

Calculated from :

$FI_{30}$  : average freezing index for the 3 coldest winters in 30 years ;

$\delta_0$  : mean annual temperature during the cold year 1929 ;

$\delta_s$  : mean temperature over the duration of frost penetration.

$X_{10}$  : average depth of frost penetration during 10 years.

Calculated from :

$FI_{10}$  : average freezing index of 10 successive years ;

$\delta_{10}$  : mean annual temperature of 10 successive years ;

$\delta$  : mean temperature over the duration of frost penetration.

These calculated values of  $X_{30}$  and  $X_{10}$  are valid for the materials : GW to GP ;

$$\gamma_d = 2.1 \text{ t/m}^3 ; w = 4 \text{ per cent}$$

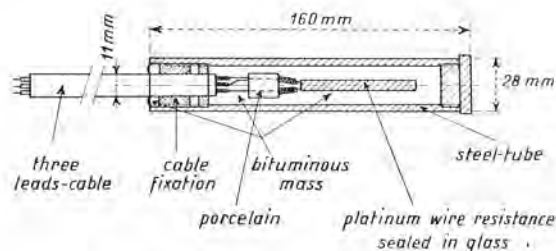


Fig. 2 Temperature element, Sonde de température.



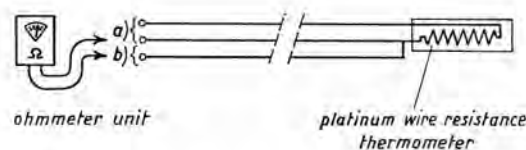


Fig. 3 (a) Measurement of the element resistance.  
(b) Measurement of the lead wire resistance.

#### 4. Discussion of the results of the measurements

A few typical examples of measurement of frost penetration are given by the authors.

Attention is drawn to the fact that measurements of the depth of frost penetration in the sub-grade cannot be used, because these soils can in Switzerland only very rarely be considered as frost-resistant. As most soils in this country contain a reasonably high percentage of small grain sizes, their thermal conductivity and the depth of frost penetration are therefore smaller than in a clean and compacted gravel-sand material (*GW*).

##### (a) Roads :

The temperature profiles given by the authors contain the minimum values observed so far. They cannot be compared with each other because their freezing indices are different.

**Asphalt highway at Zumikon**—This very old road is an example of inadequate design. The frost resistant *GW*-layer is much too small and the sub-grade is very susceptible to frost so that the surface became damaged. The curve of February 12th 1956 shows the state in which the top-most four measuring units were recording the lowest temperatures of that winter, whereas in the curve with maximum frost penetration of March 5th 1956, the two top-most thermometers indicated the thawing caused by warming up of the road surface. From these and other observations, the conclusions can be drawn that thawing in spring is above all taking place from the top downwards. The freezing index for the winter 1955-56 amounted for this site to 259°C days and the depth of the frost penetration calculated in accordance with the modified Berggren formula for gravel-sand base material (*GW*) reached 129 cm. The difference between the measured and the calculated values can be attributed to the higher thermal conductivity of the *GW* material than the one of the *SC* material of the natural subgrade. The accuracy of the calculated value has been established.

**Zurich-MZA**—The design of the frost resistant layer is satisfactory. The freezing index for the winter 1958/59 amounted for Zurich (*MZA*) to 77°C days and the depth of frost penetration calculated herewith reached 66 cm. In this, the formula gives an accurate result. Taking for comparison Table 2,  $X_{10} = 78$  cm, i.e. the freezing index for the winter 1958/59 is smaller than the 10-year average value, which is confirmed by Table 1.

**Möriken Concrete highway**—The thickness of the frost resistant layer *GP* is too small, as the 0°C isotherm is already located in soil susceptible to frost. Accurate observations of air temperatures are not available for this site. The approximately representative depth of frost penetration according to Table 2 amounts for the nearby town of Aarau to  $X_{10} = 71$  cm and  $X_{30} = 129$  cm.

##### (b) Artificial ice-rinks :

For the foundation of modern artificial ice-rinks, very great depths of frost penetration have to be considered. The refrigerated concrete slab which encases the piping system

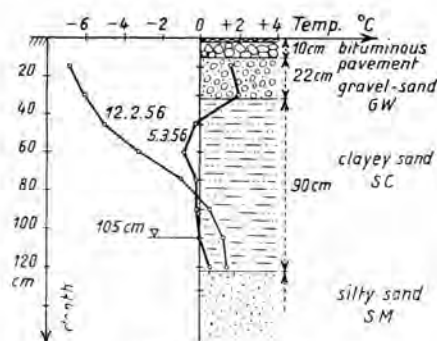


Fig. 4 Zumikon.

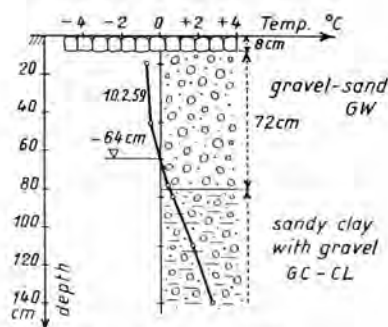


Fig. 5 Zürich-MZA.

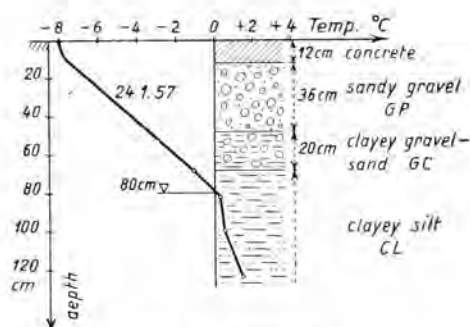


Fig. 6 Möriken.

containing the refrigerant and which must therefore be constructed without any joints must not suffer any settlement or uplift. These would possibly cause cracks accompanied by destruction of the piping system. The concrete slab must rest upon a base of frost resistant material (*GW* or *GP*), the thickness of which corresponds to the depth of frost penetration in this material. This depth can be established by using the freezing index.

This particular freezing index can be calculated from the average temperature of the refrigerated concrete slab multiplied by the number of operation-days. This is not an air freezing index but a surface freezing index i.e. the  $\bar{x}$ , as introduced in chapter 2 must be used in the modified Berggren formula with the value  $\bar{x} = 1$ .

In most newly constructed artificial ice-rinks, temperature elements (platinum wire resistances) are installed with which each winter the penetration of the 0°C isotherm in the base can be established and the design for frost penetration thus verified.

Figs. 7 and 8 show the temperature measurements for the winter 1959-60 in two artificial ice-rinks. The curves *A* give the temperature directly on the underside of the con-

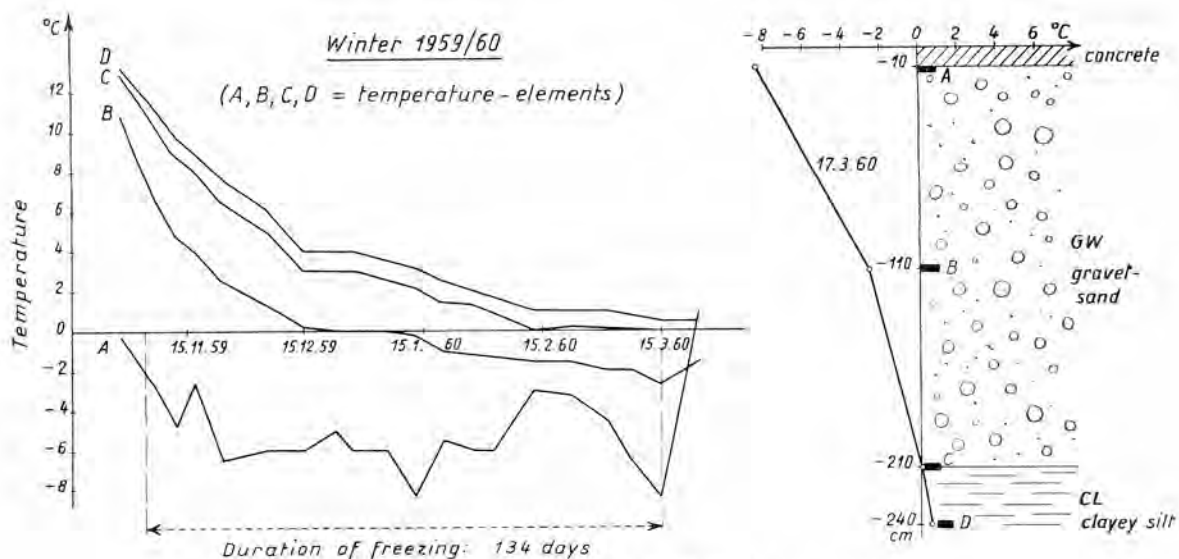


Fig. 7 Temperature Measurement Ice-Rink Aarau.  
Mesure de température (Patinoire artificielle de Aarau).

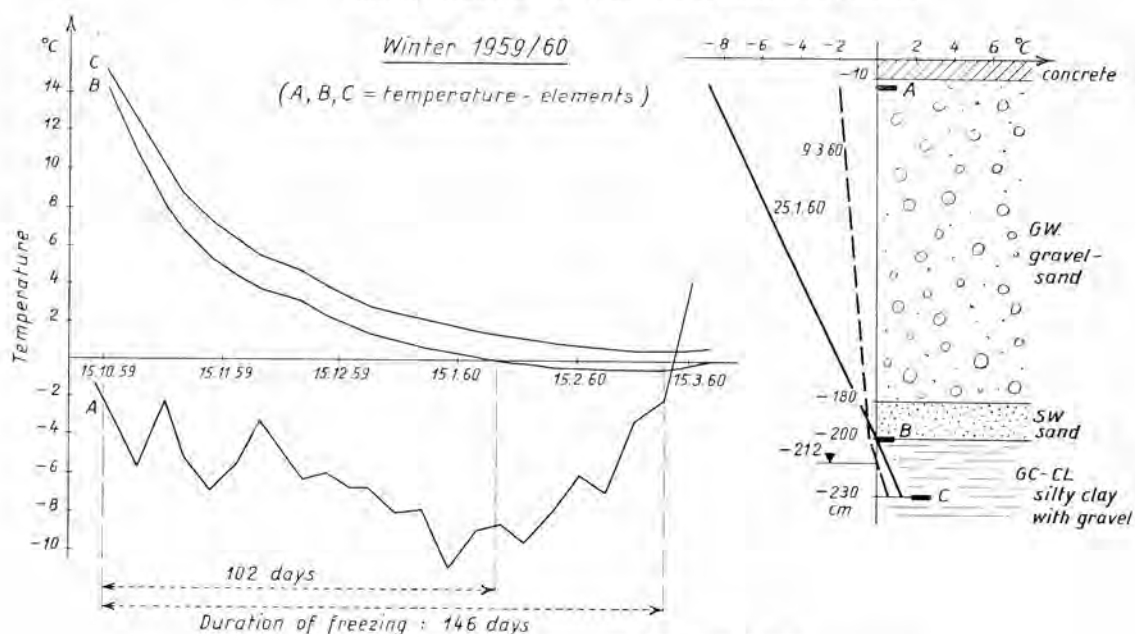


Fig. 8 Temperature Measurement Ice-Rink Uzwil.  
Mesure de température (Patinoire artificielle de Uzwil).

crete slab. The heavy fluctuations are caused by the variation in the intensity of the refrigeration in accordance with the air temperature. These records can be considered as typical for all ice-rinks examined.

The dimensioning of the base was in the case of Fig. 7 satisfactory but in the case of Fig. 8 about 15 cm too small, because the operating period was somewhat longer and the refrigerating temperature somewhat lower than originally assumed in the design. The operating period and the average operating temperature as assumed in the design are compulsory extreme values after completion, which have to be strictly adhered to.

The design of the frost resistant base of ice-rinks has been carried out in accordance with the modified Berggren formula. The temperature profiles in Figs. 7 and 8, as also those of other ice-rinks, show that an accuracy of about  $\pm 5$  per cent can be obtained.

#### (c) Compensating reservoirs in hydroelectric power plants :

As the slopes of such reservoirs, which are exposed to the water, are generally lined with concrete bitumen, they must also be constructed on a frost resistant foundation. Measurements on two such installations in Switzerland show that in this case the volumetric heat capacity of the water exerts a strongly retarding effect upon frost penetration.

The modified Berggren formula however is also applicable in this special case. But another parameter has to be added here, i.e. the duration of the period of time in which the water level is below the level of the examined spot in the slope of the dam. This leads to certain corrections of the mean daily temperature and thus to a reduction of the freezing index which is decisive for the calculation. A general impression of the magnitude of frost penetration and its determining factors is given in the diagram of Fig. 9.



soil : coarse-grained sand,  $\gamma_d = 2,08 \text{ t/m}^3$ ,  
 $w = 8 \%$

parameter :  $\bar{\vartheta}_s$  = mean daily temperature  
determined from  $\frac{\text{Freezing Index}}{\text{Duration in days}}$

frost penetration after 30 days:

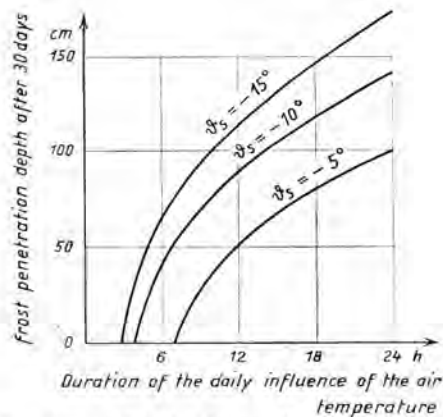


Fig. 9 Frost penetration in dams of compensating reservoirs.  
Pénétration du gel dans les barrages des bassins de compensation.

## 5. Conclusion

The basic research for frost-resistant design is today making increased use of temperature measurements carried out on completed works. Measurements carried out under varying climatic and geographic conditions will be very useful.

The final objective of the evaluation of measured values is essential in the design for the depth of frost penetration. It is therefore also necessary to examine existing formulae in this purely empirical way which has been done by the authors.

## References

- [1] ALDRICH Jr. H. and PAYNTER, H. (1953). Analytical studies of freezing and thawing of soils. Corps of engineers, U. S. Army, *Frost Investigations*, June.
- [2] Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH in Zürich, Erdbauabteilung. Bericht 835/m. Untersuchung der Frostverhältnisse von 35 schweizerischen Stationen; Bestimmung der Frostindices. Bericht 825/o. Frostein- dringung in Kieskoffermaterial von Strassen.

# La digue de Mattmark - Essais et études préliminaires

## The Mattmark Rockfill Dam. Preliminary Tests and Studies

par B. GILG, Dr., Ing., et F. P. GERBER, Ing., Electro-Watt, Zurich, Suisse

### Sommaire

La digue de Mattmark, située dans le Haut-Valais (Suisse) entre 2 100 m et 2 200 m d'altitude, sera du type en enrochements avec noyau oblique. Le rocher étant couvert à l'emplacement du barrage de terrain meuble atteignant 100 m d'épaisseur, la digue est appuyée sur des couches fluvioglaciales et sur une moraine traversant la vallée. Comme l'ont montré les sondages, puits et galeries forés dans les différentes zones d'appui, le sous-sol est suffisamment stable pour ne pas subir de tassements inadmissibles sous le poids des masses de matériaux du barrage, mais demandera un traitement par injection nécessitant l'emploi d'environ 100 000 t de produits argileux et chimiques pour améliorer l'étanchéité. Les zones de la digue se succèdent de l'amont vers l'aval dans l'ordre suivant : enrochements de protection, drainage amont, filtre amont, noyau étanche, filtre aval, drainage principal, corps aval, enrochements de protection. Ces couches sont constituées entièrement par des matériaux locaux, soit morainiques pour le noyau et le corps, soit fluvioglaciaux pour les zones de transition, sans aucune addition de matière argileuse. Un grand nombre d'essais exécutés en laboratoire et sur place ont permis de déterminer les propriétés géotechniques des matériaux prévus pour la construction. Ils ont d'autre part prouvé que ces caractéristiques ne variaient guère aux différents emplacements de prélèvement envisagés. Un poids spécifique d'environ 3 t/m<sup>3</sup>, des angles de frottement interne favorables et l'absence de pressions interstitielles ont permis l'élaboration d'un projet de digue particulièrement économique.

### 1. Introduction

L'aménagement hydro-électrique de Mattmark est situé dans le Haut-Valais (Suisse). Il s'agit d'un aménagement à accumulation avec un réservoir de 100 mio m<sup>3</sup> situé entre 2 100 et 2 200 m d'altitude. Les deux paliers avec des chutes de 459 m et 1 029 m respectivement, produiront avec une puissance installée de 234 000 kW une énergie annuelle d'environ 630 mio kWh. L'ouvrage le plus important de l'aménagement sera la digue de Mattmark (Fig. 1).

### 2. Situation géologique

Les résultats des études et des relevés géologiques effectués dans les années 1954-1957 par le Professeur E. Paréjas, Genève, peuvent être résumés de la façon suivante :

#### 2.1. Les roches cristallines (Fig. 2) :

Les versants et le fond rocheux du bassin de Mattmark sont constitués par des roches cristallines appartenant tectoniquement à la nappe du Mont Rose dont les trois catégories principales, les gneiss, les granits et les prasinites, forment des zones parallèles qui alternent plusieurs fois les unes avec les autres. Une centaine de mesures de direction et de pendage ont démontré que les strates sont parfaitement isoclines, avec une direction moyenne de N 59° E et un plongement moyen de 39° NW. La fissuration du rocher est peu impor-

### Summary

The Mattmark dam, located in the upper valley of the Rhone (Valais, Switzerland) between 6 900 feet (2 100 m) and 7 200 feet (2 200 m) above sea level, will be of the rockfill type with sloping core.

The rock at the dam site is covered with sedimentary materials up to 300 feet (100 m) thick, the dam itself being founded upon glacial and alluvial sediments and a moraine which crosses the valley. Exploratory borings, shafts and tunnels executed in several foundation zones have shown the ground to be sufficiently stable to support the load of the dam without undue settlements, but will require grouting with an estimated quantity of 100 000 tons of clay and chemicals to improve impermeability. The components of the dam from upstream to downstream are as follows : protective riprap, upstream drainage fill, upstream filter, impervious core, downstream filter, main drainage fill, downstream shell, and downstream protective slope material. All materials are locally obtained from moraine sediments for the core and shell, or from alluvial sediments for the transition zones, no addition of clay material being necessary. Many field and laboratory tests have facilitated the determination of the geotechnical properties of the construction materials; these properties do not vary to any great extent in the different borrow areas. A specific weight of about 180 lb./cft (3 t per m<sup>3</sup>), favourable internal friction angle and lack of pore pressure all contribute towards an economical structural design.



Fig. 1 Vue d'ensemble de la plaine de Mattmark montrant la digue projetée et les moraines latérales sud et nord du glacier d'Allalin

View of the Mattmark valley with the projected dam and the lateral moraines south and north of the Allalin glacier.



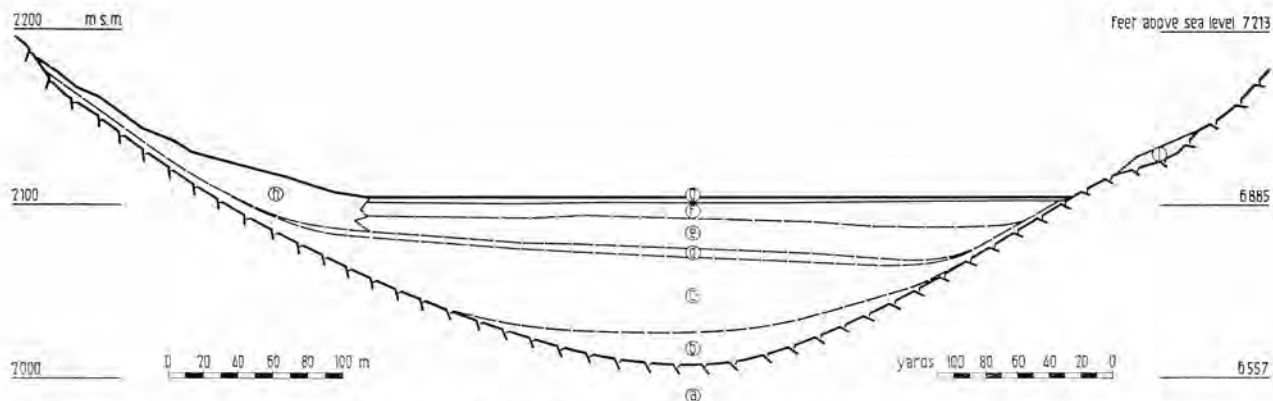


Fig. 2 Coupe géologique transversale de la vallée de Mattmark : (a) roches ; (b) alluvions pré-wurmiennes ; (c) moraine de fond wurmienne ; (d) moraine remaniée ; (e) alluvions fluvioglaciaires ; (f) sédiments lacustres ; (g) alluvions récentes ; (h) moraine latérale du glacier d'Allalin.

Geological cross section of the Mattmark valley : (a) rock ; (b) pre-wurm alluvia ; (c) wurm-ground moraine ; (d) remoulded moraine ; (e) fluvio-glacial alluvia ; (f) lake sediments ; (g) recent alluvia ; (h) lateral moraine of the Allalin glacier.

tante; quand elle existe, elle est limitée à quelques bancs séparés par la roche compacte. L'altération, qui remonte à la période pré-wurmiennne, est sporadique et peu profonde. Le rocher formant le fond du bassin de Mattmark et sur lequel la digue sera construite est excellent du point de vue pétrographique; il ne contient aucun minéral soluble ou agressif et, ayant été protégé par les dépôts quaternaires, il a gardé une fraîcheur remarquable. La fondation rocheuse de la cuvette a été prospectée par des sondages sismiques et géoélectriques d'une part et à l'aide d'environ 30 forages d'autre part. Une série de forages supplémentaires fut exécutée pour préciser l'existence d'un profond sillon décelé par la prospection géoélectrique sur rive droite. Les sondages n'ont pas confirmé cet accident et ont permis de dessiner un fond régulièrement arrondi caractéristique des vallées glaciaires. En outre ils ont confirmé que la direction et le plongement des couches ainsi que la qualité du rocher étaient les mêmes que sur les versants.

## 2.2. Les dépôts quaternaires :

Les dépôts quaternaires, relativement grossiers, atteignent une profondeur maximum de 100 m. On trouve dans ces formations des lentilles de sables très fins, sédimentés lors des rétentions passagères dues aux différentes crues glaciaires. L'échelle stratigraphique établie dans l'ordre chronologique des dépôts se présente de la façon suivante :

### (a) Formations pré-wurmiennes.

1. Les alluvions pré-wurmiennes représentent le dépôt quaternaire le plus ancien de la région de Mattmark, ce sont des sables fins et moyens avec parfois de petits blocs probablement sédimentés dans un lac pré-wurmien.

### (b) Formations wurmiennes.

2. La moraine de fond wurmienne a été déposée par le glacier principal de la vallée de Saas. Elle se présente comme un complexe grossier à blocs et galets emballés dans des sables.

3. Moraine wurmienne remaniée. Lors de la fonte du glacier wurmien la moraine de fond a été délavée sur une profondeur variant entre 0,50 et 0,70 m.

### (c) Formations récentes.

4. Moraines récentes du glacier d'Allalin. Les deux moraines latérales du glacier d'Allalin furent prospectées par

deux galeries complétées par quelques forages et par une série de courtes tranchées; elles traversent obliquement la vallée de Mattmark et ont été formées par des apports successifs de matériaux grossiers. Elles sont parsemées de blocs parfois énormes amenés par le glacier.

5. Alluvions fluvi-glaciaires. La moraine sud du glacier d'Allalin, qui constituait une digue naturelle, a provoqué la sédimentation des matériaux des moraines wurmiennes délavés par les torrents postglaciaires.

6. Sédiments lacustres. Lors de la dernière poussée du glacier d'Allalin il se forma un lac qui provoqua le dépôt des matériaux très fins.

7. Alluvions récentes. Ces dépôts dus à l'épandage des matériaux entraînés par les torrents divaguants sont composés de sables fins à grossiers.

## 2.3. Répartition des types pétrographiques :

Les principales roches formant les galets et les blocs des dépôts quaternaires sont, par ordre d'abondance, les suivantes : Euphotide, Serpentine, Gneiss, Gabbro, Amphibolite, Granit, Schiste, Dolomite, Prasinite et Quarzite. La répartition des types pétrographiques permet de faire une distinction exacte entre les moraines wurmiennes et les moraines récentes.

## 3. Propriétés des matériaux

De nombreux essais ont été effectués avec les matériaux prélevés des forages. Un nombre plus faible d'échantillons peu ou pas remaniés permit de mesurer les porosités et les teneurs en eau. La plupart des essais concernait la détermination de la granulométrie, des densités et des coefficients de résistance au cisaillement. Ils ont été exécutés aux Laboratoires de Recherches Hydrauliques et de Mécanique des Terres Annexés à l'Ecole Polytechnique Fédérale et également sur place. En outre de nombreux essais pour l'étude de la perméabilité des couches de fondation furent entrepris (cf. 3.31).

### 3.1. Granulométrie :

L'ensemble varié des formations de la fondation se manifeste par la dispersion relativement grande des courbes granulo-

métriques moyennes (Fig. 3). Celles-ci tiennent compte du délavage dû au processus de forage.

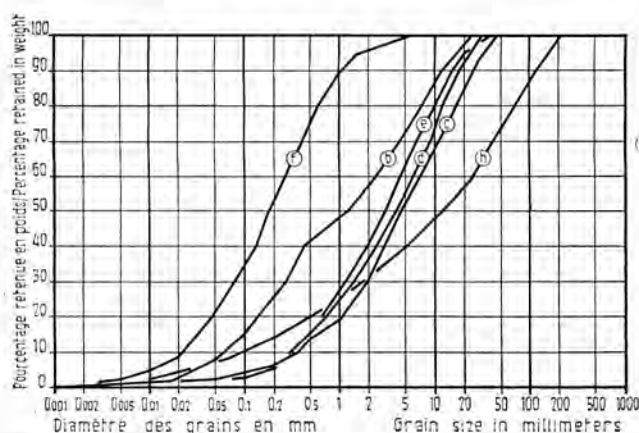


Fig. 3 Courbes granulométriques moyennes des matériaux de la fondation.  
Average sieve curves of the foundation materials.

Le noyau étanche, le corps aval et les enrochements de protection seront construits avec le matériel provenant de la moraine latérale nord du glacier d'Allalin. Les pierres dépassant le grain maximum de 150 mm prévu pour le noyau étanche seront affectées à la construction du corps aval et des enrochements de protection. La granulométrie du filtre et celle du drainage sont imposées par les critères connus pour les zones de transition. Les alluvions fluvioglaciales peuvent être employées telles quelles pour le filtre; pour le drainage un triage sera toutefois nécessaire (Fig. 4).

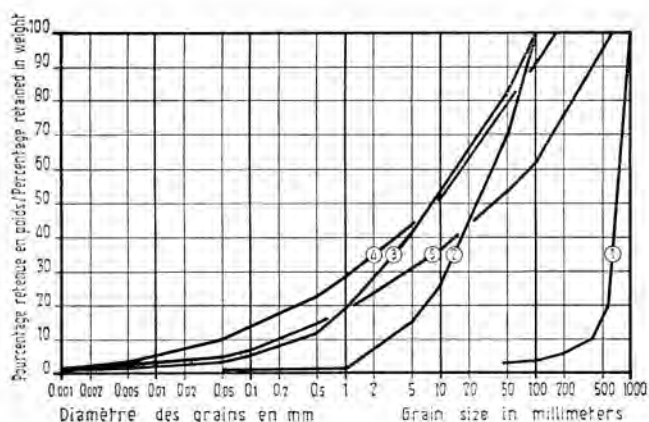


Fig. 4 Courbes granulométriques moyennes des matériaux de construction: 1. enrochement de protection; 2. drainage; 3. filtre; 4. noyau étanche; 5. corps aval.  
Average sieve curves of the construction materials: 1. protective riprap; 2. drainage fill; 3. filter; 4. impervious core; 5. downstream shell.

### 3.2. Densité :

3.21. *Matériaux de fondation.* — Les mesures du poids spécifique et la détermination de la porosité et de la teneur en eau des échantillons non remaniés provenant des formations récentes (seules celles-ci importent pour le calcul de stabilité) permettent de calculer toutes les valeurs nécessaires.

3.22. *Matériaux de construction.* — A part les mesures des poids spécifiques, les valeurs des densités sèches et des densités sous l'eau ont été déterminées par des essais Proctor d'une part et à l'aide d'essais à grande échelle d'autre part. Le but de ces essais était d'obtenir les valeurs de teneur en eau optimum, le mode de compactage, l'épaisseur propice des couches et la valeur des densités apparentes. On a constaté à cette occasion que la teneur en eau optimum de 3,5 pour cent avec un grain maximum de 150 mm est légèrement plus grande que celle mesurée à l'état naturel et que le matériel est assez sensible à un surdosage d'eau. L'épaisseur des couches variait entre 30 et 40 cm. Le compactage avec un rouleau à pieds de mouton étant insuffisant et l'usure du rouleau considérable, cette machine n'a pas été retenue pour les travaux. Par contre il a été possible d'atteindre une densité apparente constante et uniforme de 2,4 t/m<sup>3</sup> après 4-5 passages du rouleau à pneus de 40 t. Cette valeur a confirmé les résultats de l'interprétation des essais de laboratoire effectués avec un grain maximum variant entre 10 et 30 mm (Fig. 5).

Matériau Material	$\gamma_s$ t/m <sup>3</sup>	$n$ %	$\gamma_e$ t/m <sup>3</sup>	$\gamma_e^*$ t/m <sup>3</sup>	$\gamma_e^1$ t/m <sup>3</sup>	$k$ cm/s	$B$ %
Noyau Impervious core	2.99	20.0	2.40	2.50	2.60	$6.3 \cdot 10^{-6}$	5.0
Corps Shell	2.99	24.0	2.27	2.33	2.51	—	5.0
Blocs de protection Riprap	2.99	30.0	2.10	2.15	2.40	—	0.0
Filtre Filter	2.67	24.0	2.14	2.22	2.33	$3.5 \cdot 10^{-3}$	0.0
Drainage Drainage	2.67	30.0	1.97	2.06	2.27	$5.0 \cdot 10^{-2}$	0.0
Sédiments lacustres Lake sediments	2.78	43.3	1.58	—	2.01	—	20.0
Alluvions fluvioglaciales Alluviums	2.78	35.0	1.81	—	2.16	$1 \cdot 10^{-4}$	0.0

Fig. 5 Liste des propriétés des matériaux:  $\gamma_s$ , poids spécifique;  $n$ , porosité;  $\gamma_e$ , densité apparente;  $\gamma_e^*$ , densité humide;  $\gamma_e^1$ , densité sous l'eau;  $k$ , coefficient de perméabilité (Darcy);  $B$ , coefficient de tension interstitielle.

Specification of soil properties:  $\gamma_s$ , density of solid particle;  $n$ , porosity;  $\gamma_e$ , bulk density;  $\gamma_e^*$ , moist density;  $\gamma_e^1$ , submerged density;  $k$ , Darcy's coefficient;  $B$ , coefficient of pore-water pressure.

### 3.3. Perméabilité :

3.31. *Matériaux de fondation.* — Les essais de perméabilité dans les forages ont été effectués au moyen de pompes et d'injections d'eau. On a constaté que les couches quaternaires, contrairement aux résultats obtenus lors des essais de coloration, étaient relativement perméables ( $k = 10^{-1} - 10^{-3}$  cm/s) et qu'il existait dans ces couches des chemins préférentiels assez importants. Ceci explique en partie la divergence entre les résultats des essais *in situ* et les résultats de laboratoire. Ces derniers exécutés avec des œdomètres permettant une variation de surcharge, compactage et consolidation ont servi en outre à établir les courbes de tassement.

3.32. *Matériaux de construction.* — Des essais en laboratoire avec le matériel morainique du noyau étanche ont été complétés sur place par des mesures de filtration sur une plateforme de compactage. Les valeurs  $k = 10^{-5} - 10^{-6}$  cm/s



calculées selon les formules du « Bureau of Reclamation » confirment les résultats obtenus en laboratoire. Par conséquent, la perméabilité du filtre ne devrait pas dépasser l'ordre de grandeur de  $10^{-3}$  cm/s. Or les matériaux de la plaine de Mattmark, prévus pour les zones de transition, possèdent précisément une perméabilité de  $k = 10^{-2} - 10^{-4}$  cm/s dans leur état naturel.

Les essais ont démontré qu'il est également possible d'utiliser ce matériel après triage pour le drainage, tout en assurant une graduation régulière de la perméabilité entre les différentes couches.

### 3.4. Résistance au cisaillement :

Les divers facteurs influençant le coefficient de résistance au cisaillement ont été pris en considération lors de l'exécution des multiples essais triaxiaux, à savoir l'effort de compactage, la teneur en eau, le degré de consolidation, la porosité, le grain maximum et la pression latérale ainsi que la surface de l'appareil triaxial ; mais il est évident que les méthodes d'essais ont limité les variations possibles de ces facteurs, surtout celles du grain maximum. Néanmoins, on a constaté que la résistance au cisaillement ne dépend pas du grain maximum et qu'en plus elle n'est pas rigoureusement une fonction linéaire de la pression latérale.

Les très nombreux essais effectués avec le matériel de la moraine nord du glacier d'Allalin qui fournira la matière première du noyau étanche ont permis une évaluation relativement exacte des caractéristiques de celle-ci grâce à la théorie des erreurs. Il est à remarquer que les enveloppes extrêmes des cercles de Mohr de même pression latérale ont une dispersion très faible et sont identiques dans les limites de variation du grain maximum (10 — 150 mm) et de la surface des appareils (50 — 2 000 cm<sup>2</sup>) (Fig. 6).

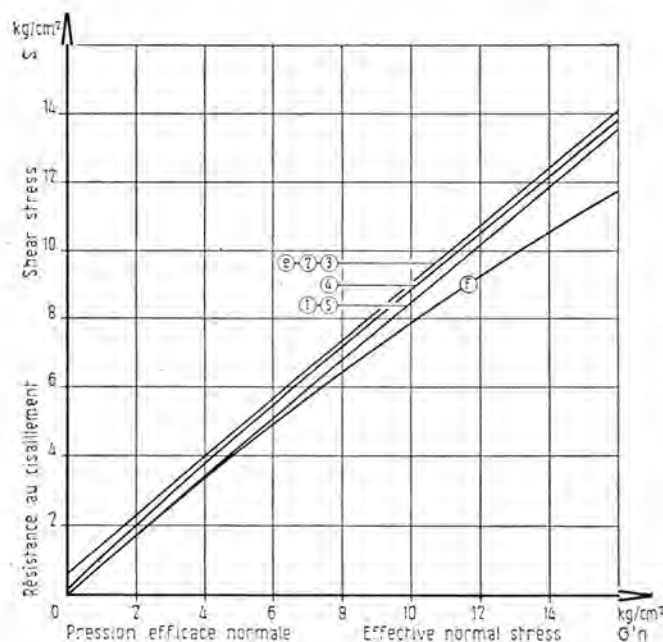


Fig. 6 Résistances moyennes au cisaillement des matériaux de la fondation et de construction.

Average shear strength of the foundation and of the construction materials.

Les pressions interstitielles mesurées pendant les essais triaxiaux ne dépassent pas la valeur de 1,5 pour cent de la

surcharge, ce qui est certainement dû au manque de matières argileuses.

### 4. Le voile d'injection

Des essais d'injection ont été exécutés de 1957 à 1959 pour étudier les possibilités de rendre plus étanches les dépôts quaternaires de la fondation. 10 000 m<sup>3</sup> de terrain environ ont été traités à l'aide de tubes munis de manchettes avec des mélanges d'argile, de ciment, de bentonite et de produits chimiques. Les quantités de substances solides injectées par m<sup>3</sup> de terrain traité sont les suivantes : argile 190 kg, ciment 40 kg, bentonite et produits chimiques 35 kg, soit un total d'environ 265 kg.

Il a été établi durant les essais qu'il n'était pas possible d'améliorer l'étanchéité des lentilles sableuses au moyen d'un mélange d'argile et de ciment en augmentant simplement la pression d'injection, car le claquage du terrain intervenait. Les méthodes d'injection mises au point ont cependant montré que pour éviter ce phénomène indésirable il suffit d'augmenter la proportion de bentonite et de produits chimiques.

Les forages de contrôle effectués après les 7 phases d'injection ont apporté la certitude que non seulement le traitement prévu est capable de stabiliser le terrain mais encore que la perméabilité peut être réduite selon les couches à 1 pour cent — 1 pour mille de sa valeur initiale soit à  $10^{-4} - 10^{-6}$  cm/s. Le contact entre le noyau étanche et le voile d'injection sera réalisé en découpant les sédiments lacustres qui ne sont pas injectables.

### 5. La digue de Mattmark

L'épaisseur considérable des formations quaternaires imposa le choix d'une digue en enrochements. Une digue avec un noyau oblique se révéla nécessaire pour utiliser au mieux les conditions topographiques en prévoyant comme appui la moraine latérale sud du glacier d'Allalin d'une part et d'autre part pour éviter la construction d'un voile d'injection passant par les éboulis de la moraine. Ceci permet en outre de continuer la mise en place du corps aval indépendamment de celle du noyau.

Pour déterminer l'inclinaison des pentes et les dimensions des zones filtrantes, de nombreux calculs préliminaires ont été effectués ; en particulier 600 cercles de glissement, calculés d'après les formules de Fellenius et Bishop pour les cas de charge et pour les sécurités suivantes, ont été étudiés :

	$F_{min}$
(a) Bassin vide .....	1,5
(b) Premier remplissage .....	1,5
(c) Vidange rapide après le premier remplissage .....	1,3
(d) Tremblement de terre pour les cas défavorables .....	1,1

Etant donné que les tensions interstitielles sont très faibles, les cercles de glissement prépondérants sont relativement superficiels. Toutefois, un nombre de cercles profonds passant par les zones des sédiments lacustres au pied amont a démontré la nécessité d'un traitement spécial de ces couches soit par compactages à l'aide de vibreurs soit par excavation. Des essais effectués en 1959 ont prouvé qu'il est techniquement possible d'améliorer les conditions de porosité et par conséquent la résistance au cisaillement de ces zones et qu'un traitement analogue sous le corps aval réduirait l'importance des tassements.

Les zones filtrantes amont et aval qui évitent un délavage du noyau étanche d'une part et d'autre part permettent une égalisation rapide du niveau de la nappe d'eau dans la digue avec celui du lac lors de variations de ce dernier, ont été dimensionnées d'après les calculs d'écoulement de Dupuit et Boussinesq pour les courants non stationnaires.

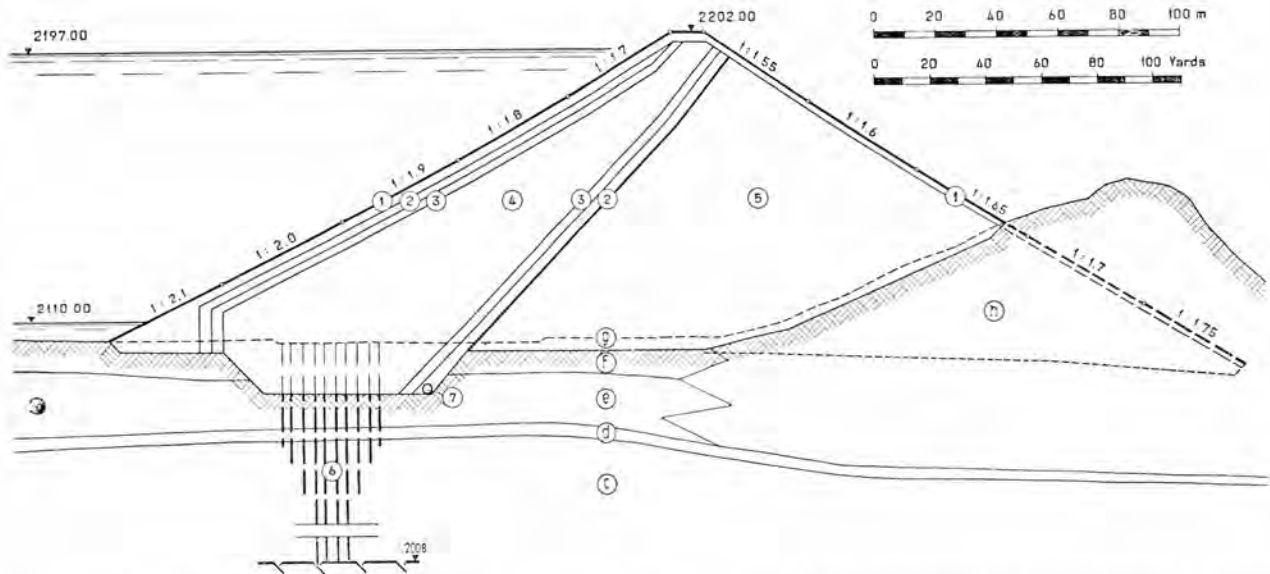


Fig. 7 Section type de la digue de Mattmark ; 1. enrochements de protection ; 2. drainage ; 3. filtre ; 4. noyau étanche ; 5. corps aval.  
 Typical cross section of the Mattmark dam : 1. protective riprap ; 2. drainage fill ; 3. filter ; 4. impervious core ; 5. downstream shell.





# Protection du barrage de Reichenau contre les érosions souterraines et les sous-pressions au moyen d'un rideau de drains filtrants verticaux

## Protection of the Reichenau Dam against the Effects of Erosion and Uplift, Employing Vertical Drains

par J. C. OTT et T. BERG, « Société Générale pour l'Industrie », 17, rue Bovy-Lysberg, Genève,  
et  
R. CHAPPUIS, Entreprise « Swissboring » Theaterstrasse 20, Zürich

### Sommaire

Le barrage de Reichenau est un ouvrage en rivière à vannes multiples constituant la prise d'eau d'une usine hydro-électrique sur le Rhin, à l'amont de Coire (Grisons, Suisse).

Le terrain de fondation est constitué par des alluvions très hétérogènes colmatées en surface. Une nappe souterraine indépendante de la rivière circule dans toute la largeur de la vallée. Elle est contenue dans une couche très perméable de sables et graviers renfermant de gros blocs.

La surface libre de la nappe est située en-dessous du lit de la rivière.

Ces conditions topographiques et géologiques particulières ont nécessité une étude du régime d'écoulement et de la répartition des sous-pressions sur les piles et radier après la mise en charge du barrage.

Trois cas ont été examinés sur modèle :

1. Sans filtre.
2. Drain constitué par une couche filtrante horizontale continue disposée sous la partie aval du radier du bassin d'amortissement.
3. Système de drains constitué par des forages verticaux de gros diamètre débouchant dans l'épaisseur du radier aval.

Les auteurs communiquent les figures d'écoulement obtenues par la méthode réo-électrique sur modèle déformé pour tenir compte des perméabilités différentes  $k_h$  et  $k_v$ . Certaines zones de perméabilité très grandes ont été figurées sur le modèle par des conducteurs métalliques.

L'étude des figures d'écoulement a fait ressortir que dans le cas des drains verticaux les sous-pressions sont moins élevées et le gradient des pressions plus favorable dans le plan de résurgence.

Quelques considérations pratiques sur les possibilités et détails d'exécution des deux types de systèmes drainants sont développées.

### Introduction

Le barrage de Reichenau est un ouvrage en rivière à vannes multiples ouvrantes, constituant la prise de la centrale du même nom, d'une puissance de 18.000 kW. Il comporte 3 passes de 18,00 m, une passe de chasse de 12,00 m (Fig. 1). La hauteur de retenue sur le seuil des vannes est de 10 m, tandis que la dénivellation max. des plans d'eau est de 12 m.

Le bassin versant du Rhin à cet endroit a une étendue de 3.200 km<sup>2</sup> environ. Il charrie des eaux très chargées au moment des crues qui peuvent atteindre 2.200 m<sup>3</sup>/sec.

La construction édifiée par la société « Kraftwerke Reichenau A.G. » à Tamins (Grisons, Suisse) et commencée en 1959, sera terminée en 1962.

### Summary

The Reichenau hydro-electric power scheme in the Rhine valley, near the town of Chur in the Canton of Grisons, Switzerland, is provided with multiple sluice gates at the intake.

The dam rests on soil consisting of a heterogeneous series of alluvial river deposits covered by an impermeable stratum. The ground-water table lies deeper than the river. There is no connection between the river and the groundwater. This is confined to highly permeable sands, gravel and blocky material, underlying the whole width of the valley.

Owing to the local situation, a careful examination of flow and pressure conditions under piers, aprons and absorption basin was necessary.

Models have been studied in the laboratory under three conditions :

1. Without drains.
2. With horizontal filter drains.
3. With large diameter vertical drains.

The authors give the results obtained with an electrical method for recording different permeabilities ( $k_h$  and  $k_v$ ) and with the method of "conducteurs métalliques" for zones of extreme permeability.

Flow-data of vertical drains are more favorable than those of horizontal drains.

Possibilities and details of practical application of the two systems are discussed.

### Géologie du site (Fig. 2)

En cet emplacement, le Rhin, barré par d'importants éboulements anciens, a recreusé son lit dans des éboulis et des alluvions très hétérogènes. Au droit du barrage, le sillon de 100 m de large et de 15 m de profond forme des rapides pavés d'une couche de gros blocs. Le lit est colmaté par des limons au-dessous desquels on trouve des alluvions de perméabilité variable, décroissant en général vers le bas. Certaines lentilles entre 3 et 10 m de profondeur sont composées de matériaux souvent bréchiformes dont les éléments fins ont été complètement délavés (perméabilité  $K = 1$  à  $30 \times 10^{-2}$  cm/sec). Une nappe phréatique dont les usines voisines d'Ems tirent par pompage plus de 300 lit/sec pour l'industrie chi-



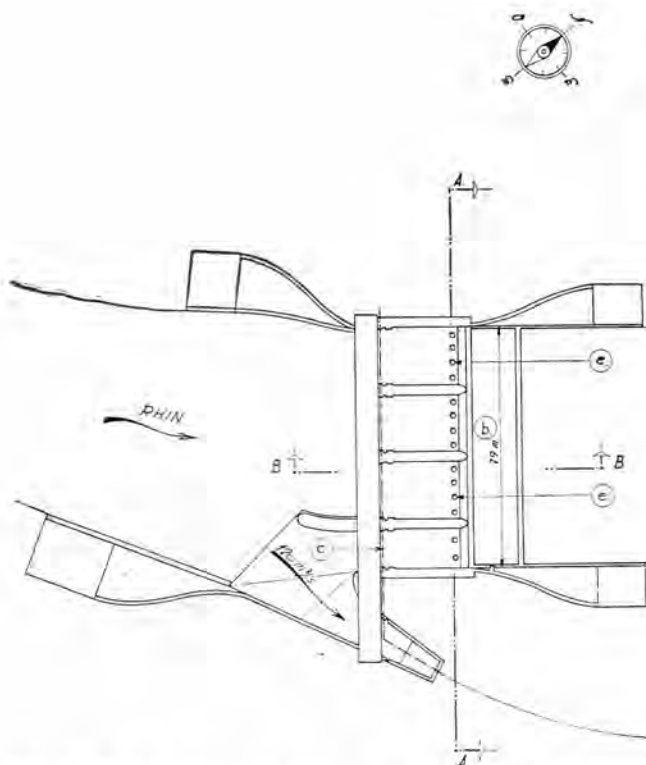


Fig. 1 Plan de situation du barrage : (a) radier ; (b) blocage de protection à l'aval ; (c) rideau de palplanches ; (d) filtre ; (e) écran drainant. L'écran drainant est formé de 18 forages de 10 m perforés à travers le radier aval. Diversion dam-plan : (a) foundation slab ; (b) riprap ; (c) sheet pile cut-off ; (d) gravel filter ; (e) drain wall. The drain wall is composed of 18 boreholes of 10 m length passing throughout the foundation slab.

mique règne sur toute la largeur de la vallée ; son plan d'eau oscille entre les cotes 566 et 572. Il est artificiellement entretenu par une station de réalimentation située à l'intérieur de la future retenue.

Bien que les sondages préliminaires aient révélé entre 8 et 20 m de profondeur des perméabilités relativement faibles ( $K = 10^{-4}$  à  $10^{-6}$  cm/sec), certains résultats d'essais et avant tout le régime de la nappe phréatique mettent en évidence

a présence de zones très perméables ( $K = 3 \times 10^{-1}$  cm/sec) qui pourraient éventuellement affleurer à l'aval du barrage. (Rapport géologique du Dr. A. von Moos, mai 1957).

Les indications générales du géologue ont été corroborées par des observations faites lors du creusement des fouilles exécutées dans des enceintes de palplanches. En enfonçant les palplanches amont de la première enceinte R.D., le colmatage superficiel du lit a été détruit et une communication avec la nappe phréatique située en-dessous du niveau du Rhin s'est établie, au point qu'un débit important de la rivière disparaissait dans la nappe souterraine et que dans l'espace de 2 semaines (octobre 1959) la nappe soit remontée de la cote 568,50 à 570,90 (rapport de chantier n° 12). Dès cessation du battage, la nappe redescendit à son niveau normal.

Cette situation commandait une étude attentive des conditions d'écoulement souterrain et des risques de formation du renard à l'aval après la mise en charge de la retenue. Il fallait examiner attentivement l'effet de la mise en charge par l'amont de certaines couches plus particulièrement perméables, situées dans les 10 premiers mètres en-dessous du thalweg.

### Ouvrages d'étanchéité et de protection (Fig. 3)

Le radier du barrage est protégé par un rideau de palplanches amont descendant à une profondeur de 13 m environ mais dont le bord inférieur n'a pas toujours atteint la cote théorique. Le radier aval est prolongé au-delà du seuil par une couche de gros blocs gagnés dans le lit même du fleuve. Il recoupe vraisemblablement les lentilles les plus perméables.

Diverses possibilités s'offraient pour diminuer les risques d'érosion souterraine, à savoir :

- filtre de protection horizontal sous la partie aval du radier, éventuellement prolongé à l'aval, au-delà du radier bétonné, sous les blocs de protection ;

- écran de drains filtrants verticaux.

### Essais d'écoulement souterrain sur modèle

Une des difficultés de l'étude était bien entendu de transformer une coupe géologique assez complexe en un schéma valable mais simplifié. Vu la perméabilité 100 à 1 000 fois plus grande de la couche porteuse de la nappe phréatique sise à peu de profondeur sous le thalweg, on a considéré dans le modèle cette couche comme infiniment perméable, mais sans communication directe avec le fleuve. De plus, à cause de la présence de lentilles de limon provoquant des

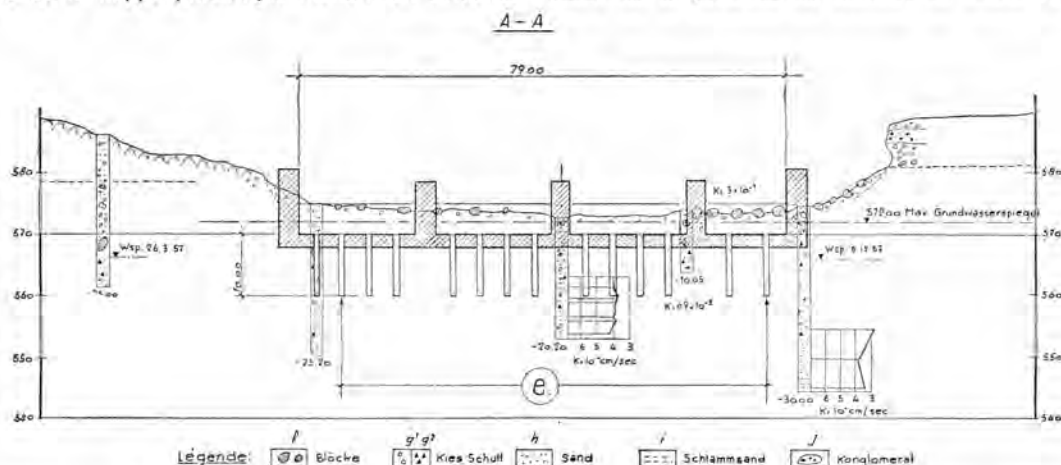


Fig. 2 Profil géologique au droit du barrage (selon coupe A-A de la Fig. 1) : (f) blocs ; (g1) gravier ; (g2) éboulis ; (h) sable ; (i) silt ; (j) conglomerats.

Geological section through the dam (see section A-A, Fig. 1) : (f) rocks ; (g1) gravel ; (g2) detritic material ; (h) sand ; (i) silt ; (j) conglomerate.

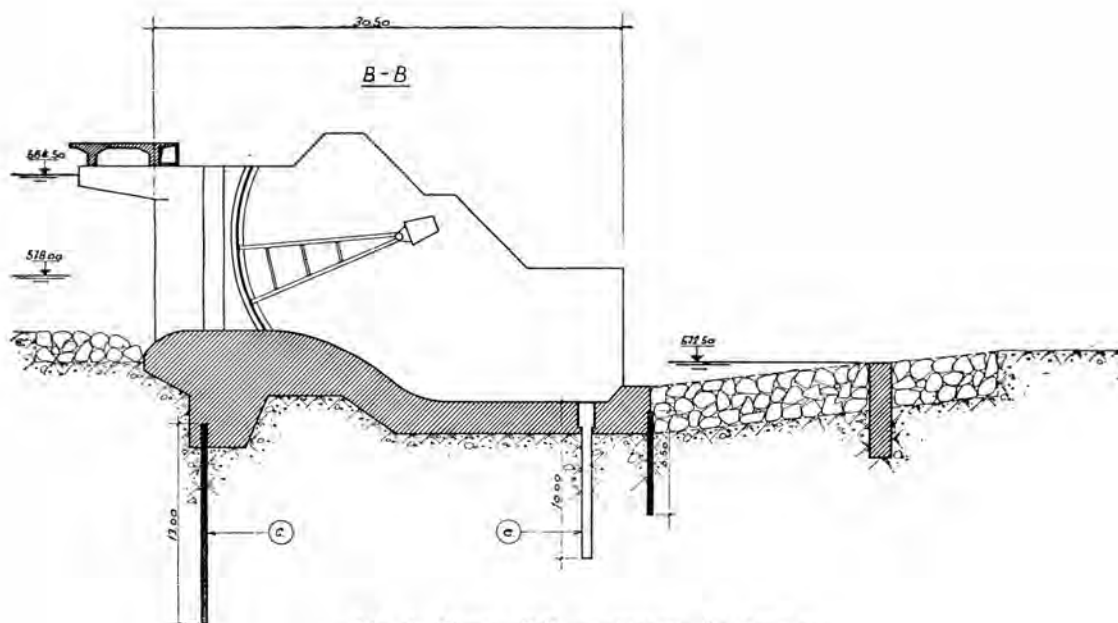


Fig. 3 Coupe B-B en travers du barrage.  
Dam cross section.

perles de charge importantes dans le sens vertical, on a admis, assez arbitrairement il est vrai,  $K_h = 10 K_v$ .

Les divers régimes d'écoulement des dispositifs de drains mentionnés plus haut ont été essayés au moyen d'essais réo-électriques classiques sur modèle plan déformé pour tenir compte de perméabilités plus grandes dans le sens horizontal que dans le sens vertical. Ces essais concernent l'écoulement plan d'une tranche de terrain vertical au centre de l'ouvrage.

La limite du modèle constituant un plancher étanche, qui n'existe pas en réalité, est à la cote 540, soit 35 m en-dessous du seuil où il apporte des perturbations minimales à l'écoulement au voisinage de l'ouvrage.

On a également considéré un autre cas sur lequel nous ne nous étendrons pas ici, car il est peu vraisemblable, celui où à une profondeur de 35 m régnerait une couche de gros blocs non colmatés et parfaitement perméables, en communication directe avec la retenue.

#### Technique des essais :

Les mesures du potentiel ont été effectuées dans un bac plein d'eau de 4 cm de profondeur, à l'échelle triple des figures d'écoulement représentées ci-après. On a utilisé une tension alternative de 25 V environ, les électrodes représentant les surfaces équipotentiellles étaient des bandes d'aluminium. Les zones infiniment perméables ont été créées par l'immersion de barres métalliques posées dans le bac, sans autre connexion électrique. Les parois imperméables, les bétons des parafoilles et les radiers sont en plastiline étanche non conductrice.

Echelle du modèle. — Sens vertical : 1:100; sens horizontal : 1:316.

Dans le modèle déformé, les trajectoires des lignes de courant et les lignes équipotentiellles sont orthogonales. Les lignes d'écoulement du modèle déformé n'ont pas été rétablies dans le modèle normal, tous les calculs concernant les sous-pressions et les gradients d'écoulement ont pu être faits à partir du modèle déformé.

Le rideau drainant aval, constitué en réalité de drains verticaux, est remplacé dans le modèle par une tranchée drainante infiniment mince, matérialisée par une bande métallique

repliée sur elle-même, mais isolée en son milieu. L'erreur faite de cette façon perturbe la figure d'écoulement jusqu'à une distance du rideau à peu près égale à l'écartement des drains. Des essais sur lesquels nous ne pouvons nous étendre ont été faits à ce sujet.

#### Résultats des essais :

Les résultats des essais dans les 3 cas : sans filtre, filtre horizontal, filtre vertical, apparaissent sur les Figs n°s 4, 5 et 6 respectivement.

Il a été admis que ce qui conditionne la sécurité générale à l'érosion souterraine est le rapport  $\frac{1}{i} = \frac{L}{h_u}$  (inverse du gradient moyen) pour le filet d'eau qui ressort à l'aval du radier et qui correspond au coefficient de sécurité de « Lane ». Au point de vue de la sécurité au renard, on doit considérer le critère suivant :

$$\frac{1}{i} = \frac{\Delta L}{\Delta h_u} \text{ à la sortie du filet,}$$

soit inverse du gradient du filet ressortant directement à l'aval du radier (dans le cas particulier, dans les gros blocages).

Ce coefficient peut être déterminé directement sur les figures d'écoulement. Il est proportionnel à la distance entre l'avant-dernière ligne équipotentielle et la surface libre à l'aval.

Un troisième critère à considérer concernant la sécurité du dispositif est la proportion des débits de fuite évacués dans des filtres, c'est-à-dire dans des zones organisées par rapport à la quantité totale du débit de fuite.

Enfin, le régime des sous-pressions sous le radier qui détermine la sous-pression totale, permet également de comparer l'efficacité des divers dispositifs.

Les diagrammes des sous-pressions sont représentés pour les divers cas sur les Fig. 7 (sans drain) 8 (avec drain horizontal), 9 (écran drainant vertical).

Les résultats des essais peuvent se résumer dans le tableau suivant :

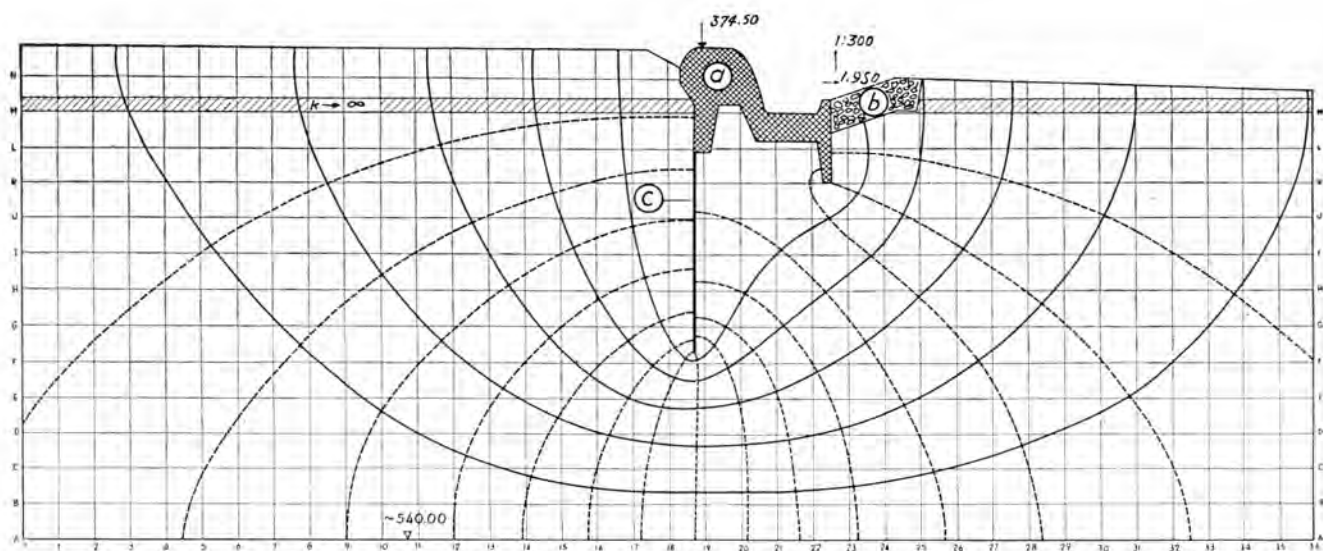


Fig. 4 Figure d'écoulement souterrain sans drain (Echelle des hauteurs 1/950, échelle des largeurs 1/300).  
Flow-net without drain (Height scale 1/950, width scale 1/300).

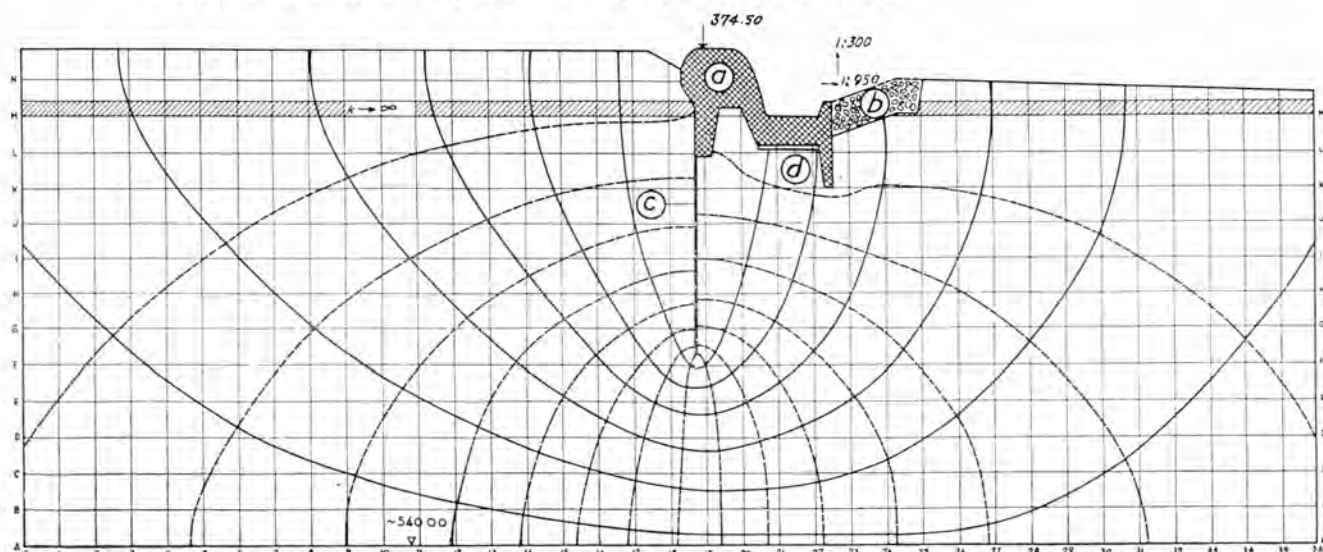


Fig. 5 Figure d'écoulement avec couche drainante horizontale *d* à l'aval.  
Flow-net with horizontal drain.

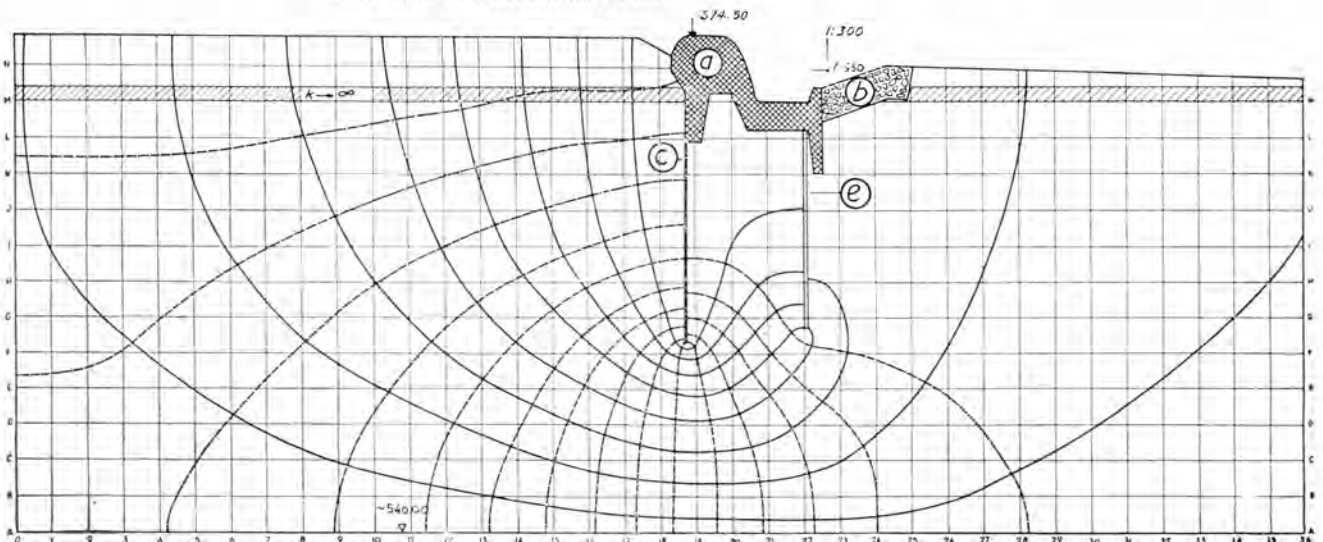


Fig. 6 Figure d'écoulement avec écran drainant vertical *e*.  
Flow-net with vertical draining wall.



		$\frac{1}{i_{\text{moyen}}} = \frac{L}{h_u}$	$\frac{1}{i_s} = \frac{\Delta L}{\Delta h_u}$	$\frac{Q_{\text{drain}}}{Q_{\text{total}}}$	$R = \Sigma p$
		Sécurité générale à la rupture (inverse du gradient moyen)	Coefficient de sécurité au renard (inverse du gradient de sortie aval)	Proportion des fuites pénétrant dans les drains	Résultante des sous-pressions sur une tranche de 1 m de large
Plancher imperméable à grande profondeur	1 Sans drain	3,84 (trop petit)	2,67 (trop petit)	—	71,0 t/ml
	2 Avec drain horizontal	4,67 (trop petit)	6,00	35 pour cent	8,7 t/ml
	3 Avec drain vertical	6,84	24,00	78 pour cent	6,8 t/ml
Adduction par une nappe profonde alimentée par le Rhin	4 Sans drain	2,50 (trop petit)	1,33 (trop petit)	—	162,0 t/ml
	5 Avec drain horizontal	2,58 (trop petit)	2,13 (trop petit)	—	29,0 t/ml
	6 Avec drain vertical	2,67 (trop petit)	4,81	—	9,1 t/ml

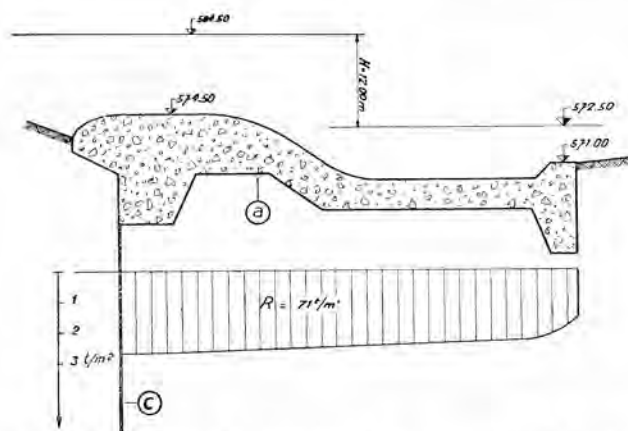


Fig. 7 Diagramme des sous-pressions sans drain : les sous-pressions sont indiquées en valeur relative en-dessus de la cote de retenue aval, soit 572,50.

Uplift diagram without drain. Uplifts are indicated in relative value above downstream level 572,50.

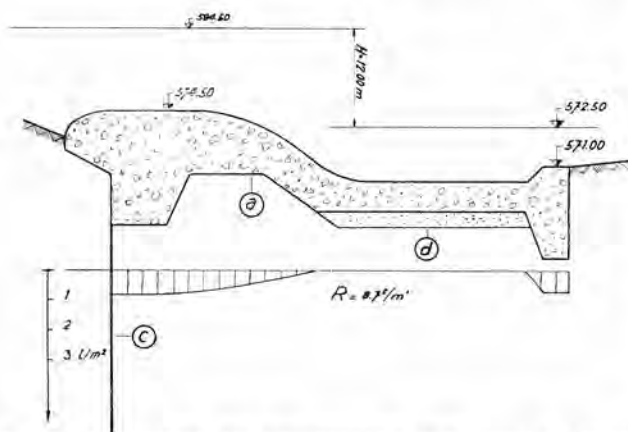


Fig. 8 Diagramme des sous-pressions avec couche drainante horizontale.

Uplift diagram with horizontal drain.

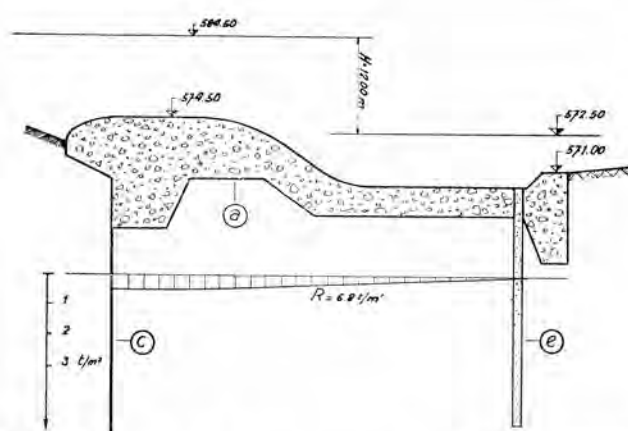


Fig. 9 Diagramme des sous-pressions avec rideau drainant. Uplift diagram with vertical drain wall.

De ces considérations il apparaît que l'efficacité d'un rideau de drains filtrants verticaux est meilleure que l'efficacité d'une couche filtrante horizontale placée sous le radier. Cette solution a donc été adoptée pour la construction.

Pour autant que l'on exécute un écran au large dans les berges, les pertes d'eau totales à attendre sont respectivement 20 lit/sec pour  $K_h = 10^{-2}$  cm/sec et 0,2 lit/sec pour  $K_h = 10^{-4}$  cm/sec, le premier chiffre étant le plus vraisemblable.

#### Exécution pratique du rideau drainant

Le rideau drainant est constitué par des forages de 60 cm de diamètre, poussés à 10 m de profondeur. L'écartement moyen des drains est de 4,60 m, ce qui correspond à 4 forages verticaux dans chaque passe principale. Les drains prévus en tubes  $\varnothing$  20 cm débouchent dans le radier bétonné dans un regard muni d'un plateau boulonné, ce qui permet leur contrôle et curage individuel. Chaque drain peut être prolongé par un embout flexible pour un jaugeage individuel. Les différents regards seront reliés entre eux par un canal débouchant près des bajoyers.

Le filtre entourant le drain est composé de 2 couches de gravier dont la granulométrie est choisie en fonction de celle du terrain (voir diagrammes nos 10 et 11). Il est prévu de pouvoir contrôler et curer les drains filtrants lorsque les vannes sont fermées et que les batardeaux aval sont en place. L'efficacité des drains pourra également être contrôlée par des piézomètres placés dans les piles du barrage.

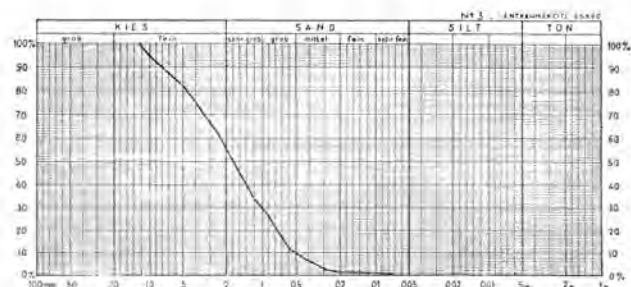


Fig. 10 Courbe granulométrique des alluvions prélevées dans le sondage du drain filtrant n° 3, cote 558,20. Sieve analysis of deposits extracted from borehole, No. 3, level 558.20.

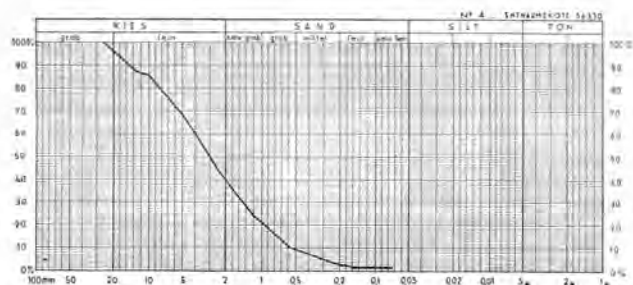


Fig. 11 Courbe granulométrique des alluvions sables prélevées dans le sondage du drain filtrant n° 4, cote 563,30. Sieve analysis of deposits. Sand extracted from borehole, No. 4, level 563.30.

### Considérations sur les solutions envisagées

Quel que soit le dispositif employé, la perfection de l'exécution des filtres est la condition « sine qua non » de la sécurité de l'ouvrage. L'absence de drains est préférable à des drains mal faits. A cet égard, l'exécution de couches filtrantes horizontales sans défaut à l'intérieur d'enceintes de palplan-

ches sur des fonds irréguliers encombrés par des puisards et souvent inondés présente des difficultés considérables. Si le filtre est multicouches, le raccordement des couches avec des surfaces verticales ainsi que les reprises ajoutent une difficulté supplémentaire. Enfin, toute imperfection produisant des entraînements de fins au travers des filtres horizontaux provoquerait immédiatement des vides sous la surface du radier, entraînant des tassements d'ouvrages. Les filtres horizontaux sont invisibles et irréparables en cas de défectuosité.

Les rideaux drainants verticaux peuvent être exécutés soit avant, soit après le bétonnage du radier et la qualité de leur filtre ne dépend que du soin apporté à sa mise en place dans un tubage provisoire indépendamment des autres travaux de génie civil. Ils peuvent être refaits en cours d'exploitation du barrage.

De plus, le travail étant exécuté par une entreprise spécialisée, il est possible d'obtenir de la part de celle-ci des garanties précises en ce qui concerne le fonctionnement des filtres. De telles garanties sont rarement assumées par l'entreprise générale chargée de construire un filtre drainant horizontal.

L'écran drainant vertical provoque, il est vrai, un léger accroissement des débits de fuite qui est sans importance dans le cas particulier, mais il a l'incalculable avantage de détendre les sous-pressions, même en cas de lentilles imperméables horizontales si fréquentes et qui réduisent à néant l'efficacité des drains disposés horizontalement sous le radier.

En définitive, le dispositif adopté apporte une contribution importante à l'accroissement de la sécurité du barrage en rivière de Reichenau.

\* \*

La direction générale des études et des travaux est assurée par la société Patvag, de Zurich, président Dr. R. Oswald, ingénieur-conseil Prof. Dr. R. Muller, ingénieur en chef M. Erni, ingénieur M. Lem, Direction des travaux au barrage : ingénieur M. Setz.

Les études d'exécution du barrage sont confiées à la « Société Générale pour l'Industrie », Genève. Les essais et études d'écoulement souterrain ont été faits par T. Berg, ingénieur, sous la direction de J.C. Ott.

L'exécution des drains filtrants a été confiée à la société Swissboring à Zurich, sous la direction de M. Descœudres et M. Chappuis, ingénieurs.

Les études géologiques préliminaires sont signées par Dr. A. von Moos.

Nous remercions les personnes et les sociétés susmentionnées pour les autorisations et renseignements nécessaires à la rédaction de la présente note.

# L'application des liquides thixotropiques à la base de bentonite dans le génie civil

## The Application of Thixotropic Liquids Based on Bentonite for Subsoil Treatment

par H. B. FEHLMANN, Ingénieur diplômé E.T.H./S.I.A., Klausstrasse 43, Zurich 34 (Suisse)

### Sommaire

Depuis une dizaine d'années, les liquides thixotropiques (employés avec grand succès dans les forages de pétrole) ont aussi trouvé leur application dans les constructions souterraines du génie civil.

Un grand nombre de travaux ont trouvé dès lors, grâce à eux, une solution rationnelle dans les terrains difficiles.

L'idée de base de ces procédés (soit l'excavation en tranchée avec armature et bétonnage ultérieur, soit en abaissant des œuvres préfabriqués) est, de ne plus faire ou de réduire le plus possible les travaux provisoires (palplanches ou étayage par boisage etc.).

Ces systèmes de construction dans le sous-sol permettent de réaliser des économies et de réduire le bruit, pendant la construction, à un strict minimum.

Quelques aspects sont donnés dans l'article sur la résistance latérale de ces liquides dans des tranchées ouvertes.

Un nouveau système d'excavation est décrit en appliquant une benne preneuse, travaillant dans des terrains, où jusqu'à présent des travaux de trépanage étaient nécessaires.

### A. Introduction

Les liquides thixotropiques ont trouvé depuis une dizaine d'années leur application dans le génie civil.

Dans la technique des forages de pétrole, ils sont employés depuis de nombreuses années; ils ont eu, et ont encore, une grande importance dans ce genre de travail.

L'application des liquides thixotropiques dans des tranchées fut une découverte d'une importance considérable dans les constructions dans le sous-sol.

Jusqu'au moment de cette découverte, on était d'avis, que seul, dans les forages ou des trous circulaires de petites dimensions, il serait possible de retenir les parois sans tubages ou procédés analogues.

La possibilité de laisser ouverte une tranchée en la remplissant de liquides thixotropiques, ouvre des possibilités nouvelles de construction dans le sous-sol.

### B. Principe de l'application des liquides thixotropiques

Les liquides thixotropiques se préparent en général avec des bentonites mélangées d'eau douce, en ajoutant des produits chimiques pour leur donner les caractéristiques désirées, et pour maintenir constante leur valeur  $Ph$  de façon que le gonflement de la bentonite soit élevé.

Chaque bentonite doit être examinée en laboratoire, pour en connaître les caractéristiques, qui ont une importance considérable dans la réussite du travail.

Des mélangeurs spéciaux permettent de préparer cette boue thixotropique d'une manière très efficace et rapide.

Il est essentiel, que tout emploi de liquides thixotropiques s'effectue à base de gelée et de liquide absolument pur pour

### Summary

During the last ten years, thixotropic liquids — applied with outstanding success to the sinking of oilwells — have been applied in civil engineering construction, because they are claimed to solve many problems in the treatment of difficult soils.

The main idea of this process is to reduce the cost of timbering and sheet piling. The method is claimed to be economical and it results in a very considerable reduction of noise during construction.

The author gives examples of the applications of these liquids to open excavations; he also describes a novel excavation method which uses a new type of grab suitable for working in soil where drilling has previously been necessary.

éviter de perdre une grande partie des caractéristiques importantes.

Les dessins nos 1A et 1B montrent le principe de l'efficacité de la thixotropie dans les stades A (gelée) et B (liquide).

La pression latérale des terrains, des deux côtés de la tranchée, pousse sur la gelée, qui elle-même est capable de résister à cette pression et de la transmettre à l'autre paroi de ladite tranchée.

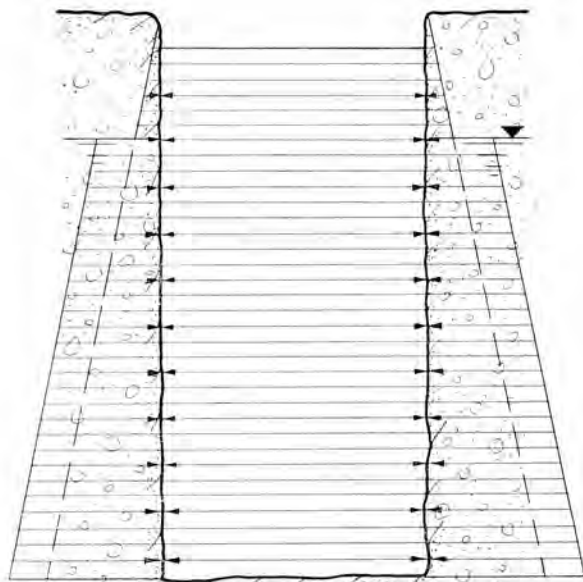
Le dessin 1B montre que, à ce stade, la gelée n'existe plus, mais que la boue thixotropique est devenue liquide, et que, à ce moment-là, seule la pression hydrostatique du liquide lui-même résiste à la pression latérale, se composant de la composante du terrain et de la nappe d'eau.

La pression hydrostatique du «liquide» thixotropique n'est pas suffisamment grande pour résister à la pression latérale des parois de la tranchée.

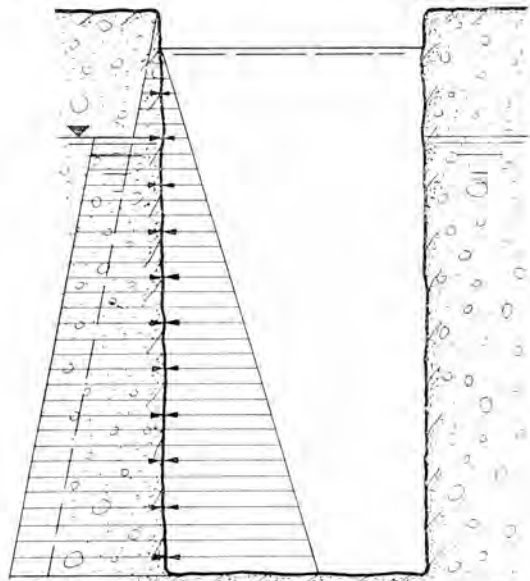
Il est connu et très important, que le passage du stade liquide au stade gelée se fasse extrêmement rapidement. De ce fait il est évident, que les parois, pendant la courte durée du stade liquide des boues se trouvant dans la tranchée, n'ont pas le temps de tomber ou de glisser. Il est connu, que des tranchées ouvertes en terrain sec ou même dans l'eau résistent sans boisage, même sans application de liquides thixotropiques, pendant une courte durée.

On constate le même phénomène en excavant des tranchées sous l'eau, si aucune turbulence n'est provoquée dans la tranchée. De plus il est connu, qu'une légère surpression d'eau dans un forage permet de stabiliser les parois de ce forage sans protection. En résumé, tous ces phénomènes permettent de laisser ouvertes les tranchées «étayées par des liquides thixotropiques» pendant une assez longue durée,





A



B

Fig. 1 (a) Tranchée remplie de boue thixotropique dans le stade gelée ; (b) tranchée remplie de boue thixotropique dans le stade liquide.

(a) Trench in which a thixotropic liquid is used in its solid state ; (b) trench in which a thixotropic liquid is used in its fluid state.

sans mouvement de terrain avoisinant. Ce phénomène permet en plus d'excaver directement à côté de fondations existantes de telles tranchées, sans risquer d'éboulements de terrain. Il est seulement nécessaire que les poussées latérales locales (composantes horizontales) ne soient pas trop grandes, pour ne pas dépasser les limites de résistance de poussée des liquides thixotropiques.

## C. Application pratique dans le génie civil

Deux principes ont pu être développés en se basant sur ces phénomènes, décrits sous A et B.

### 1. L'excavation en tranchées

Excavation de tranchées entre 15 cm et 1 m de largeur, en les remplissant de boue thixotropique.

Comme méthodes d'excavation sont connus jusqu'à présent :

(a) Trépanage, avec pompage des boues et décantation des terrains en suspension dans les boues, dans des bassins.

(b) Excavation par forage rotatif en pompant et décantant les terrains comme décrit sous (a).

(c) Excavation avec des « Scrapers », montés sur une tige, en excavant le terrain mécaniquement et en transportant le terrain excavé selon une méthode mécanique.

(d) Excavation par bennes preneuses, actionnées par 2 câbles et transport des terrains excavés suivant des méthodes mécaniques.

(e) Le dernier développement de la méthode d'excavation est indiqué dans le dessin n° 2.

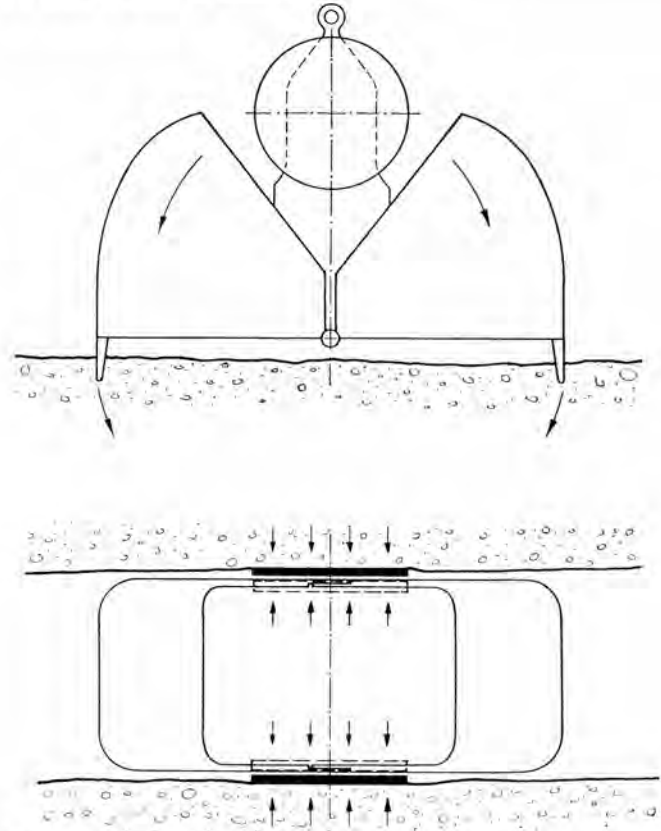


Fig. 2 Benne preneuse avec effet de poussée vers le bas. Grab bucket showing its method of operation.

Cette méthode travaille avec des bennes preneuses, équipées de disques latérales et actionnées par 2 câbles, ou par un câble et un dispositif hydraulique.

*Avantages et inconvénients des diverses méthodes d'excavation.* — Les expériences permettent de faire les constatations suivantes :

L'excavation doit se faire de manière que le mélange des terrains avec des liquides thixotropiques soit réduit au mini-

mum. Pour cette raison, il est très important que les terrains soient excavés en morceaux.

Si les terrains sont mélangés entièrement avec les liquides, la consommation de boue thixotropique est beaucoup plus grande que si l'on travaille avec des bennes preneuses ou des « Scrapers ».

*Méthodes a et b.* — Pour ces raisons, les méthodes décrites sous a et b, font une consommation de boue thixotropique trop grande, ce qui renchérit les travaux.

*Méthode c.* — L'excavation avec des « Scrapers » montés sur une tige a l'avantage de pouvoir bien enlever les terrains, mais des tiges très longues, très peu pratiques, doivent être introduites à chaque point d'excavation.

*Méthode d.* — La méthode d'excavation des terrains avec des bennes preneuses de construction normale, présente des difficultés dans des couches dures ou mi-dures, car elles ne travaillent qu'avec leur propre poids. Pour cette raison, il est nécessaire de travailler avec des bennes très lourdes, qui travaillent dans les liquides et perdent de cette façon une partie de leur poids.

*Méthode e.* — La méthode décrite sous (e) permet de pousser la benne preneuse vers le bas, en pressant deux disques latéraux contre les parois de la tranchée.

La friction des 2 disques (voir dessin n° 2) contre le terrain permet des poussées considérables vers le bas. L'expérience montre qu'avant tout, des terrains très durs peuvent être

excavés de cette façon et que les parois de la tranchée résistent très bien à la poussée latérale des disques.

De cette façon, il est possible de réduire les travaux de trépanage à un strict minimum et de très peu mélanger les terrains excavés avec les liquides thixotropiques.

## 2. Le havage de puits et de caissons

En descendant des constructions préfabriquées par havage à l'intérieur, soit avec des bennes preneuses en terrain sec ou dans l'eau, soit par les méthodes classiques à air comprimé, les frictions des parois empêchent de descendre ces constructions à de grandes profondeurs.

L'emploi de liquides thixotropiques à l'extérieur de ces constructions, permet de réduire ces frictions au minimum et de haver ces constructions à de grandes profondeurs sans télescopage.

Il n'est pas nécessaire de charger les puits avec des poids supplémentaires pour compenser la friction latérale entre le puits et le terrain.

Un garage souterrain (voir les 2 photos n°s 3 et 4 et le dessin n° 5) est en voie de finition à Genève.

Ses dimensions sont :

Diamètre extérieur : 60 m environ.

Profondeur : 28 m environ.

Niveau d'eau : à 4 m environ sous le terrain.

Ce puits sert à parquer 530 voitures.

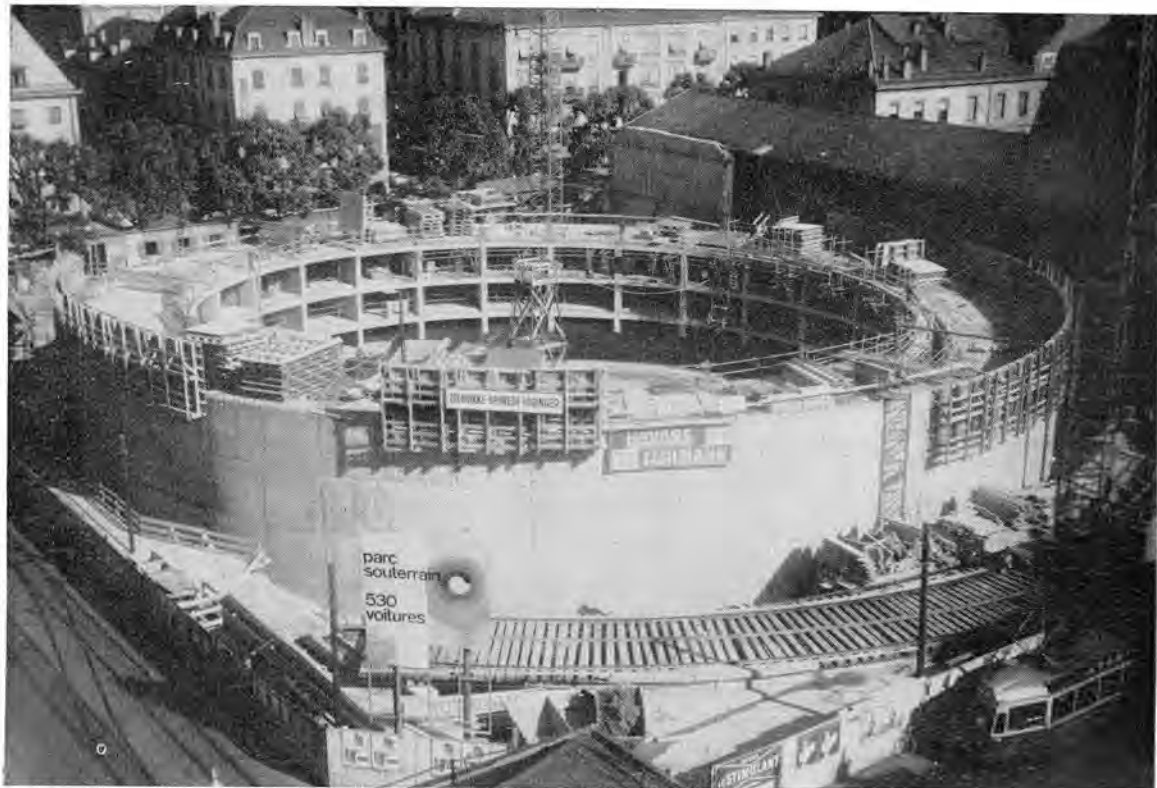


Fig. 3 Vue de l'ensemble du garage souterrain RIVE à Genève, havé avec la méthode des liquides thixotropiques.  
The Rive underground garage in Geneva, built with the aid of thixotropic liquids.



Fig. 4 Vue de l'intérieur du garage RIVE à Genève.  
Inside view of the RIVE underground garage, Geneva.

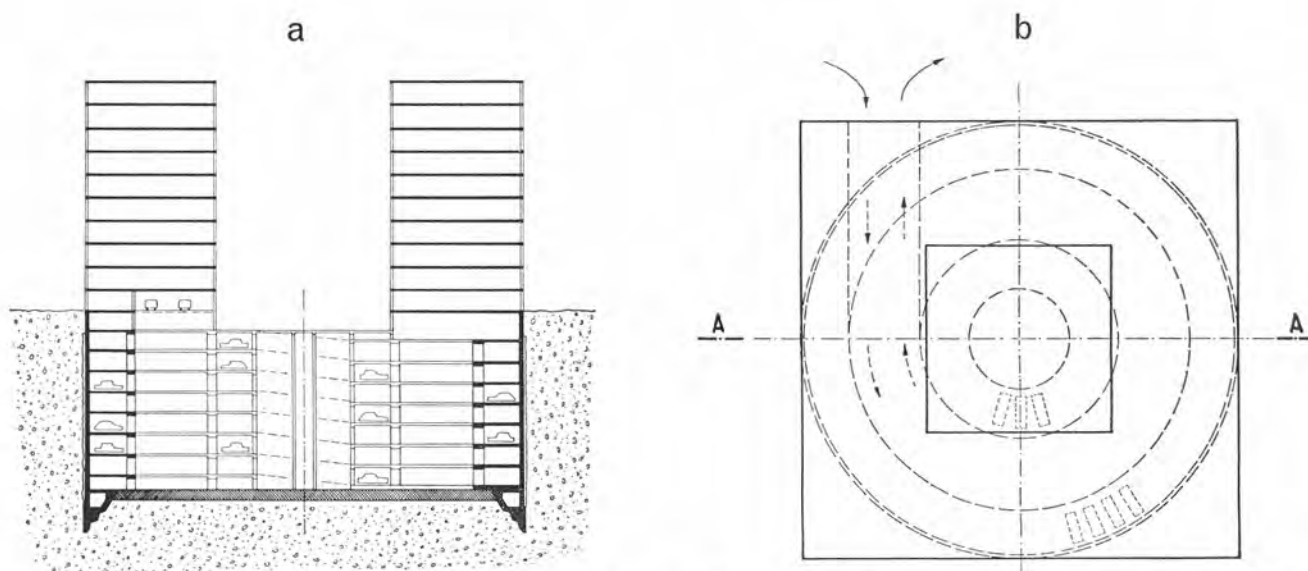


Fig. 5 (a) coupe à travers le garage RIVE à Genève avec les immeubles, bâtis sur le garage ; (b) vue en plan du garage RIVE à Genève.  
(a) Section through the RIVE garage, showing the buildings at ground level ; (b) ground plan of the RIVE underground garage.



Plusieurs exécutions ont montré qu'un havage jusqu'à 60 m environ était possible et que ces puits descendaient plus facilement en profondeur, car la friction latérale par  $m'$  est moins grande que le poids de la construction (Voir dessins nos 6, 7 et 8).

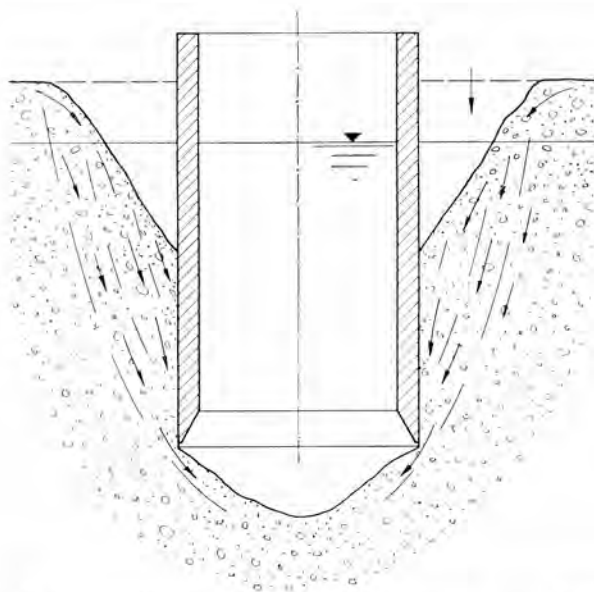


Fig. 6 Caisson havé sans liquides thixotropiques, avec friction latérale.

Concrete cylinder sunk without thixotropic liquids, showing lateral friction.

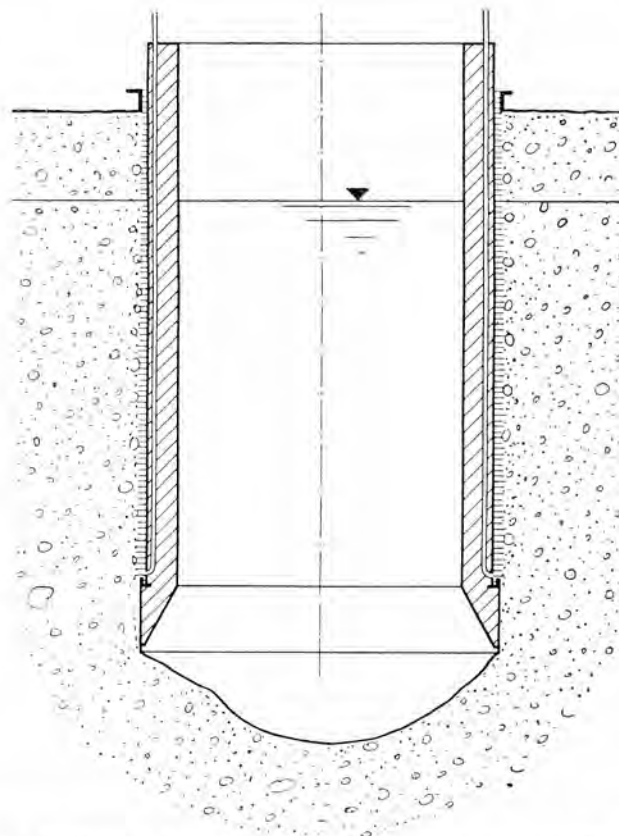


Fig. 7 Caisson havé avec liquides thixotropiques, sans friction latérale.

Concrete cylinder sunk with the aid of thixotropic liquids, without lateral friction.

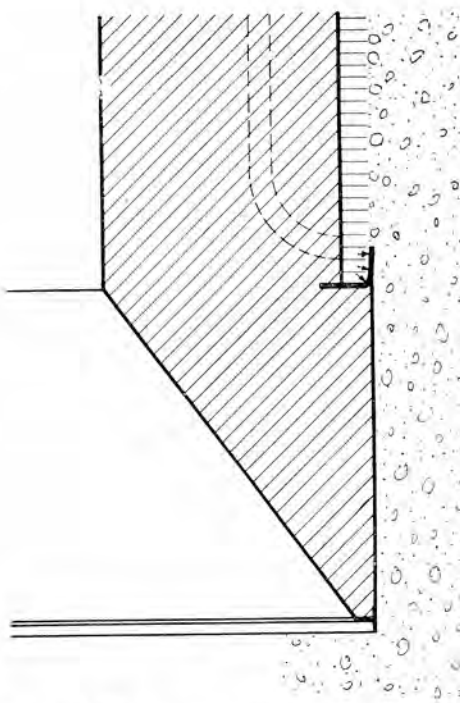


Fig. 8 Détail du couteau du caisson avec membrane pour retenir les boues thixotropiques.

Detail of concrete cylinder, showing skin for retaining the thixotropic liquids.

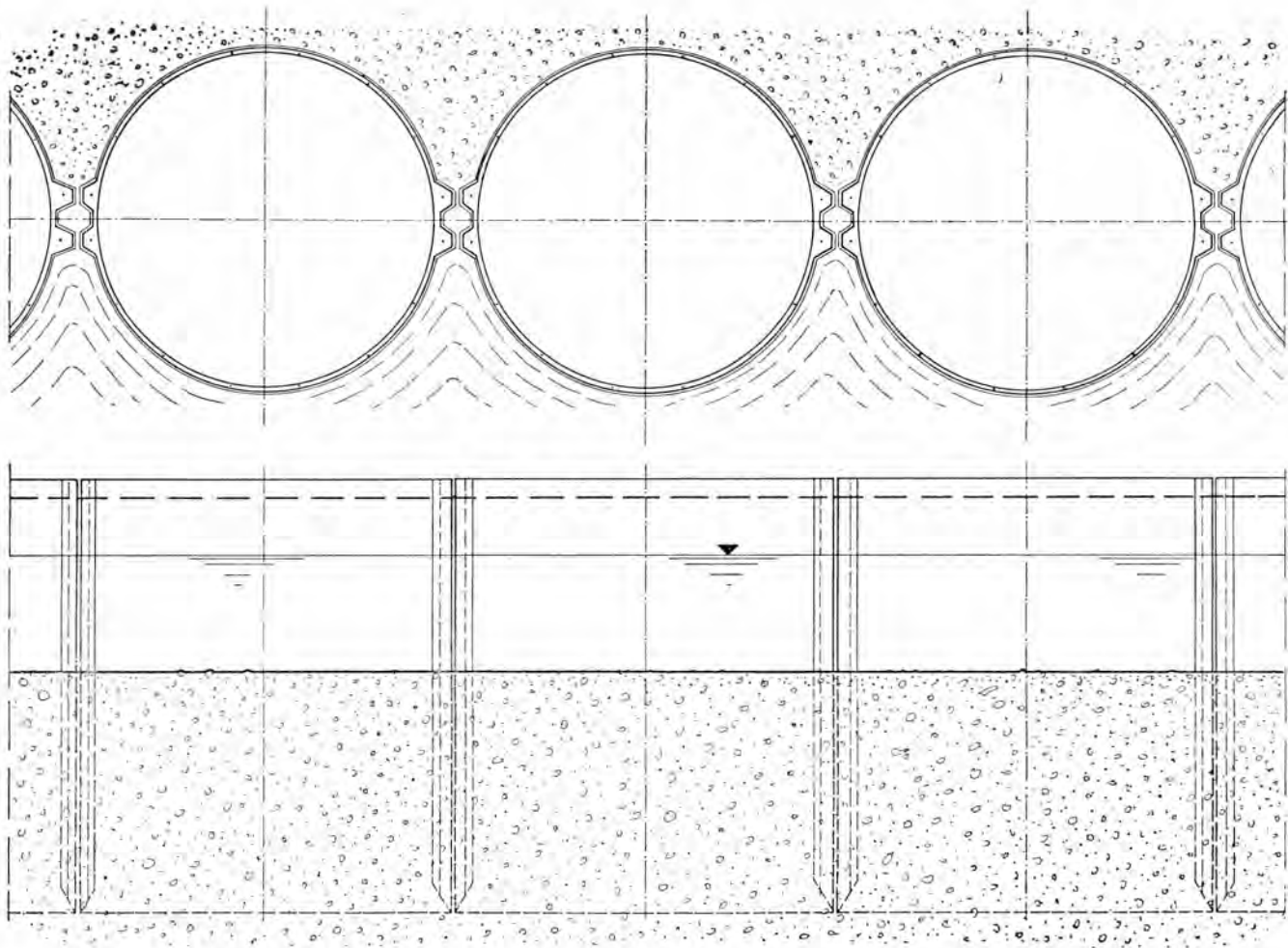


Fig. 9 Quai minéralier à Dunkerque. Fondation avec des caissons havés par la méthode des boues thixotropiques.  
Mineral loading quay, Dunkirk. Concrete cylinder foundation, using the thixotropic system.

Un grand nombre de puits de petit et de grand diamètre, ont été havés suivant cette méthode, en réalisant des économies considérables.

Le même système est employé pour les quais maritimes. A Dunkerque on construit le quai minéralier pour la nouvelle sidurgie, selon ce procédé (voir dessin n° 9).

Ce quai a une longueur de 430 m et se compose de 21 caissons d'un diamètre extérieur de 19 m. Le raccord entre les caissons se fait aussi suivant la méthode des boues thixotropiques, en remplissant ultérieurement l'espace entre les caissons avec du béton, coulé sous la boue thixotropique.

#### Résumé

L'idée de base pour construire dans le sous-sol est de réduire au strict minimum les étais ou constructions auxiliaires, pour bâtir les constructions définitives. Le procédé à base de liquides thixotropiques a montré que, dans plus de 90 pour cent des travaux, aucun boisage ni battage de palplanches n'était nécessaire.

L'économie résulte surtout de cette expérience.

De nombreux travaux ont démontré que l'application de boues thixotropiques permet de bâtir des ouvrages dans le sous-sol, soit en terrains secs, soit en terrains aquifères, perméables ou étanches.

Plus de 350 travaux ont montré que chaque cas doit être étudié séparément, mais que dans presque tous les terrains ces procédés peuvent être employés.

L'expérience montre en outre que ces procédés permettent de faire des économies considérables dans un grand nombre de travaux.

Il est dans beaucoup de cas très important, que ces procédés soient sans bruit, sans battage et sans vibration.

Déjà ces qualités facilitent leur emploi, surtout s'il s'agit de constructions dans le centre des villes.

Les méthodes utilisant des liquides thixotropiques permettent de résoudre un grand nombre de problèmes, en réalisant des économies très importantes, surtout en terrains difficiles.