

L. C. P. C.
- 9. JUIL. 1981
SERVICE DE DOCUMENTATION

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

16
W. Humbert

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITES FRANÇAIS DE
MECANIQUE DES SOLS
MECANIQUE DES ROCHES
GEOLOGIE DE L'INGENIEUR

N°15

80 F

MAI 1981

Section
Modèles Numériques
Bibliothèque



ASSOCIATION AMICALE DES INGENIEURS ANCIENS ELEVES
DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

N° 15
MAI 1981

sommaire

résumés	3
les premiers temps de la mécanique des sols A.W. Skempton	5
réalisation d'un remblai fondé sur des vases et argiles molles dans le lac de Tunis J.-L. Bordes - H. Guellec	35
mesure de la déformation radiale des éprouvettes de sol par un système de bagues B. Félix	53
étude expérimentale du comportement d'une vase sous chargement cyclique A. Pecker - J.-M. Dupas	59
évaluation du tassement des pieux à partir de l'essai de pénétration statique J.-C. Verbrugge	75

Revue Française de Géotechnique

4 numéros par an

Editeur : Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28 rue des Saints-Pères 75007 Paris Tél. 260 34 13 et 260 14 80

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : A. Pasquet

Comité de Direction : P. Habib - P. Duffaut - C. Bordet - G. Darmois

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de Rédaction : J. Goguel - J. Kérisel - G. L'Héritier - J. Mandel - A. Mayer - M. Panet - M. Rat - J. Salençon - F. Schlosser

Secrétaire : B. Mandagaran

Abonnement annuel : France : 260 FF — étranger : 300 FF

Prix du numéro : 80 FF

Tous droits de reproduction, traduction, adaptation, totales ou partielles, sous quelque forme que ce soit, expressément réservés.
Les articles figurant au sommaire sont publiés sous l'entière responsabilité de leurs auteurs.

Bulletin à retourner à/to be returned to :

Monsieur DARMOIS Service des Publications
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28 rue des Saints-Pères F 75007 PARIS (FRANCE)

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

ANNEE 1981

Nom/Name _____

Prénom/Christian name _____

Organisme/Company _____

Adresse/Address _____

Bulletin d'abonnement/Subscription order form

Abonnement annuel – 4 numéros/Annual subscription – 4 issues

France 260 F

Etranger/foreign countries 300 F

Je déclare m'abonner à la **Revue Française de Géotechnique** et vous adresse ci-joint le règlement (chèque bancaire libellé à l'ordre de «Anciens ENPC – Formation Permanente»)

I subscribe to the **Revue Française de Géotechnique** and hereby enclose the payment (check to the order of «Anciens ENPC – Formation Permanente»)

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

VENTE PAR NUMERO

Nom/Name _____

Prénom/Christian name _____

Organisme/Company _____

Adresse/Address _____

Tarif/Price

– Numéros 1, 2, 4 à 13 : l'unité 65 F .

– Number 1, 2, 4 to 13 : unit price 65 FF

– Numéro 3 spécial «Ancrages dans les sols» : l'unité 100 F

– Number 3 special «Ground anchors» : unit price 100 FF

– A partir du numéro 14 : l'unité 80 F

– From number 14 : unit price 80 FF

Je souhaite recevoir _____ exemplaire(s) du (des) numéro(s) :
au prix de _____

Frais d'expédition pour la France : l'unité 12 F x _____

Frais d'expédition pour l'étranger : l'unité 18 FF x _____

I order _____ copies of number :

Unit price : _____

Postage for France : unit : 12 FF x _____

Postage for foreign countries : unit : 18 FF x _____

Total _____

Les premiers temps de la mécanique des sols par A.W. Skempton

Etude historique de 1717 à 1910.

réalisation d'un remblai fondé sur des vases et argiles molles dans le lac de Tunis

par J.-L. Bordes - H. Guellec

Afin de construire un canal devant contribuer à l'assainissement de la basse ville et du lac de Tunis, 300 000 m³ de remblai hydraulique sur une surface de 100 000 m² ont été mis en place en bordure du lac, sur une épaisse couche de vases et argiles molles.

La consolidation de la fondation a été accélérée par 335 000 m de pieux de sable de 18 m de longueur chacun, exécutés à partir d'un ponton. La réalisation de cet ouvrage a exigé la recherche de données sur les vases et argiles du lac de Tunis. Le comportement de l'ouvrage a été suivi par des tassomètres et cellules de mesures de pression interstitielles.

L'article donne des informations sur la géologie du site, les reconnaissances faites, le mode d'exécution et le comportement de l'ouvrage.

Mesure de la déformation radiale des éprouvettes de sol

par un système de bagues

par B. Félix

La déformation radiale est une donnée importante utilisée dans l'interprétation de tous les essais effectués à l'appareil triaxial. Elle est en général déduite du volume d'eau drainé et de la déformation verticale, mais les risques d'erreur sont grands. Pour cette raison divers types de systèmes de mesure directe ont été conçus, qui jusqu'à maintenant n'ont pas été très utilisés. Dans cet article, certains d'entre eux sont sommairement présentés, puis un nouveau système de mesure utilisant des bagues graduées coulissantes est décrit.

La qualité de la mesure qu'il permet, son prix et la commodité de son emploi le rendent intéressant. Quelques résultats expérimentaux sont donnés à titre d'exemple de ses possibilités.

étude expérimentale du comportement d'une vase sous chargement cyclique par A. Pecker - J.-M. Dupas

Le comportement dynamique de la vase du site de la Centrale Nucléaire du Blayais a été étudié pour des chargements cycliques unidirectionnels. Ces chargements ont été réalisés au laboratoire à l'aide d'appareils triaxiaux dynamiques et de colonne résonnante qui permettent d'imposer des sollicitations d'amplitude très différentes et des chemins de contrainte distincts à l'échantillon.

L'étude a permis de décrire le comportement à l'aide d'un modèle prenant en compte la non-linéarité et l'hystérésis du matériau. Ce modèle a été modifié pour tenir compte de la détérioration, sous sollicitation cyclique répétée, des caractéristiques de déformation du sol. On montre que cette détérioration, moins importante que celle directement déduite des essais de laboratoire, provient essentiellement d'une augmentation de pression interstitielle dans l'échantillon.

évaluation du tassement des pieux à partir de l'essai de pénétration statique

par J.-C. Verbrugge

Dans cet article, l'auteur propose une méthode simple et rapide pour évaluer le tassement d'un pieu à partir de la résistance à la pointe mesurée au cours de l'essai de pénétration statique (CPT).

Il part des trois équations de base de Cambefort et en exprime de façon analytique les coefficients. L'auteur propose alors une méthode de calcul dérivée de celle de Gambin, applicable aux sols hétérogènes et permettant l'évaluation des zones élastiques et pseudo-élastiques de la courbe charge-enfoncement d'un pieu.

Quelques considérations sont également faites concernant les sols surconsolidés et les groupes de pieux.

Section
Modèles Numériques
Bibliothèque

experimental study of the dynamic behaviour of a marine clay under cyclic loading

by A. Pecker - J.-M. Dupas

The dynamic behaviour of a marine clay from the Nuclear Power Plant site at Blayais has been studied under cyclic unidirectional loadings. The loads have been applied in the laboratory with dynamic triaxial and resonant column tests which subject the sample to different strain amplitudes and stress paths.

The behaviour has been described with a non-linear hysteretic model which has been modified to account for material degradation occurring under repeated cyclic loadings. It is shown that the degradation is less severe than that directly measured in the tests and comes essentially from an increase of the pore pressure.

evaluation of pile settlement using cone penetrometre test

by J.-C. Verbrugge

In this paper, the author describes a simple method for quick estimation of pile settlement using cone resistance measured by a cone penetrometre test (CPT).

He bases his theory on the three equations of Camberfort and gives an analytical expression for their coefficients.

The author suggests a method derived from the one of Gambin, fit for heterogenous soils and yielding and estimation of the elastic and elastoplastic zones of the load-settlement curve of a pile. Some reflexions on overconsolidated soils and pile groups are also given.

Landmarks in early soil mechanics

by A.W. Skempton

Historical study from 1717 to 1910.

construction of an embankment founded on soft silt and muddy clay in the Tunis Lake

by J.-L. Bordes - H. Guellec

A hydraulic fill with a volume of 300 000 m³ and a surface area of 100 000 m² has been placed along the edge of Tunis Lake for the purpose of constructing a drainage canal to protect the lower city of Tunis and the lake. The fill was placed on a thick layer of soft silt and clay.

Consolidation of the foundation was accelerated by means of 18 meters long sand drains having a total length of 335 000 m.

The sand drains were constructed from a floating platform.

The realization of the canal called for a thorough knowledge of the characteristics of the soils in Tunis Lake.

The behaviour of the fill was monitored with settlement gauges and pore pressure cells.

The article gives information on the geology of the site, the soil exploration performed, the construction methods used and finally, the behaviour of the fill.

Measure of the lateral strain of soil samples by a ring-system

by B. Félix

Lateral strain is an important data used in the interpretation of every test conducted with a triaxial apparatus. In general it is deduced from the volume of drained water and from the vertical strain, but there are great risks of error. For that reason, different types of systems for direct measure have been designed, but they have not been largely used until now.

In this paper, some of them are summarily presented, then a new system of measure using graduated sliding rings is described. The measure quality provided by the system, its price, and the convenience of its use make it interesting. Some experimental results are given as performance examples.

les premiers temps de la mécanique des sols

par le Professeur

A. W. Skempton

Imperial College — Université de Londres
Ancien Président de la Société Internationale
de Mécanique des sols et des Travaux de Fondation
(Traduction Armand Mayer)

Section
Modèles Numériques
Bibliothèque

Introduction

La mécanique des sols moderne est née pendant les années 1910 à 1930, en grande partie à la suite des travaux de Terzaghi (Bjerrum, Casagrande, Peck et Skempton, 1960) et de Fellenius ainsi que des collègues de celui-ci en Suède (Bjerrum et Flodin, 1960). Le terme de mécanique des sols a été utilisé d'une façon générale après une série d'articles publiés par Terzaghi dans l'Engineering News Record (Terzaghi, 1925).

Cependant ce sujet d'études existait, sinon sous ce nom, bien avant 1925, même si les éléments n'en avaient pas été rassemblés et reconnus comme une discipline cohérente. Il existait plutôt comme une série de sujets distincts, la théorie des pressions de terrain, la connaissance pratique des glissements des terrains argileux, etc., avec peu de liaison entre les observations en place et l'analyse théorique et surtout sans le principe essentiel de la contrainte effective. Néanmoins des travaux importants théoriques et pratiques ont été faits en mécanique du sol à cette époque et c'est sur les plus importants de ceux-ci que je porterai mon attention au cours de la présente conférence.

Parmi les travaux des anciens, le célèbre *essai* de Coulomb de 1773 a été reproduit et traduit en anglais avec une discussion très approfondie par Hayman (1972); l'ouvrage de Collin sur les glissements des sols argileux a été traduit (Shrieffer, 1956) avec un commentaire biographique et analytique par moi-même; Rowe (1969) a rendu compte des essais d'Osborne Reynolds sur la dilatance et le traité de Boussinesq de 1885 a été réimprimé en 1969 avec une préface de Caquot. Kérisel a fait en 1956 une excellente récapitulation des travaux français anciens, Feld a donné en 1921 un résumé des essais de pressions de terrain, tandis que Flodin et Broms (1977) ont rassemblé des renseignements sur l'histoire des problèmes géotechniques dans les argiles molles. Quant à l'aspect pratique de ces questions, des études excellentes ont été publiées par Peck (1948) sur les

fondations d'immeubles à Chicago, par Glossop (1960, 1961) sur les injections, en 1976 sur l'emploi de l'air comprimé dans la construction des tunnels et des puits. Mais parmi les 30 sujets qui seront examinés dans cet exposé, certains sont très peu connus et tous ont fait l'objet d'un nouvel examen. Lors de sa publication, l'exposé oral sera complété par de courtes notes biographiques.

I — Première phase

Différentes tentatives pour traiter des problèmes de mécanique des sols ont été faites avant Coulomb dans ce que l'on peut appeler la période pré-classique et l'on peut trouver maints exemples de travaux de fondation et digues en terre dessinés rationnellement et d'une conception saine.

1 GAUTIER - 1717

Dissertation sur l'épaisseur des Culées des Ponts... sur l'Effort et la Pesanteur des Arches... et sur les Profils de Maçonnerie qui doivent supporter des chaussées, des Terrasses et des Remparts.

Paris - Cailleau - 1717

Dans son chapitre sur les murs de soutènement, Gautier indique que les remblais peuvent être exécutés (en sable, en terre ou en glaise) et il a mesuré la pente naturelle des sols des deux premières catégories en mesurant l'angle qui correspond à la stabilité des matériaux déversés. Il donne 5/3 (31°) pour un sable propre et sec et 1/1 (45°) pour une terre qui vient d'être extraite et pulvérisée. Il n'a pas fait d'essais sur de l'argile, mais il indique que quand elle est bien tassée

elle exerce des pressions moindres que la terre ou le sable sur des murs de soutènement. Il donne aussi les poids volumiques ci-après : eau 63, sable 116, terre 84, maçonnerie 126, le tout en livres par pied cube. (10; 18,4; 13,3; 20 kN/m³).

Dans son exposé d'une théorie des murs de soutènement, il commence par remarquer que du fait qu'un massif de terre tient en équilibre à son angle de talus naturel, le rôle du mur est simplement de tenir le coin de terre situé au-dessus de ce talus (fig. 1). Admettant que le mur a été construit sur une certaine hauteur CE, la hauteur de terre au-dessus de ce niveau tiendrait à son angle de talus naturel FG. Elle devrait donc avoir une base EF où $EF = \frac{1}{2} BE$. Bien entendu la pente JG

serait stable si le triangle EFJ était remplacé par de la maçonnerie. Ce raisonnement est valable pour un niveau quelconque entre C et B, c'est-à-dire que le profil théorique pour un mur serait un triangle BCD où l'on aurait $CD = \frac{1}{2} BC$. En pratique le mur doit avoir une

certaine épaisseur et il est en général construit avec une pente amont de 1/5 : 1. Comme règle simple on peut admettre que le mur doit être construit avec cette pente amont et la même section que le triangle BCD. Autrement dit l'épaisseur moyenne du mur devrait être le quart de sa hauteur.

Gautier donne un tableau des dimensions des murs et applique exactement la règle ci-dessus pour un mur de 20 pieds de haut (6 m). Pour des hauteurs inférieures, il augmente l'épaisseur pour compenser l'effet, proportionnellement plus grand, des charges mobiles en surface, du remplissage et, ce qui ne paraît pas logique, il admet une faible réduction du rapport ci-dessus, pour les murs de plus grande hauteur.

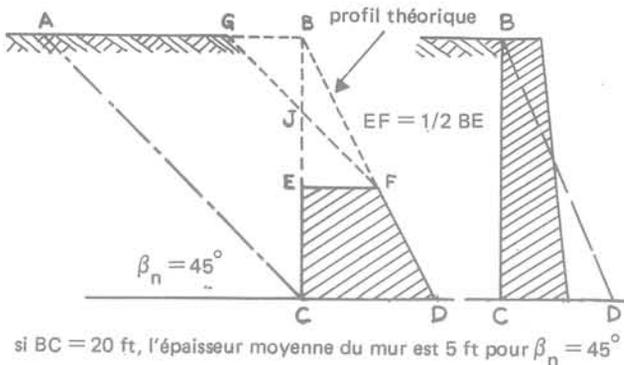


Fig. 1 Gautier, 1717

Biographie

Henri Gautier (1660-1737), après avoir été ingénieur au service du roi dans les Travaux Maritimes, a été chargé de hautes fonctions dans le Corps des Ponts et Chaussées lors de la création de celui-ci en 1715. Son traité de la Construction des Chemins (Paris, 1715) et son Traité des Ponts (Paris, 1716) étaient des manuels bien connus. (Nouvelle Biographie Générale, 1857.)

2 BÉLIDOR - 1729

La Science des Ingénieurs dans la conduite des Travaux de Fortifications et d'Architecture Civile.

Paris - Jombert - 1729

Dans son traité bien connu destiné aux ingénieurs civils et militaires, Béliador s'étend longuement sur l'étude des murs de soutènement. Il admet la classification des remblais de Gautier et prend pour les calculs types le cas de la terre avec un angle de talus naturel de 45°. Si la terre n'avait pas de frottement interne la poussée sur un mur vertical avec un remblai horizontal serait égale au poids du triangle ABC (fig. 1). Mais les terrains naturels ont une certaine cohésion (ténacité) et il est raisonnable de prendre pour la poussée la moitié du poids. C'est-à-dire que Béliador admet que :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \frac{H^2}{2} \quad \text{ou} \quad K_0 = 0,5$$

et il montre que la résultante passe par le tiers inférieur du mur. Il néglige le frottement de la terre contre le mur.

Il a étendu l'analyse au cas des murs supportant un remblai incliné et des murs comportant des contreforts amont ou une face amont inclinée. Le principe du calcul est d'équilibrer le moment de la poussée des terres et du poids du mur autour de son pied, en prenant la densité de la maçonnerie égale à 1,5γ et ensuite de majorer l'épaisseur du mur de 25 %. Il indique que ce coefficient de sécurité est particulièrement utile dans le cas de murs de quai ou de murs supportant une route.

Pour les murs à face amont verticale et face aval inclinée à 1/5 : 1 l'épaisseur moyenne (y compris la majoration de 25 %) est de 1/3 de la hauteur si le terrain retenu est horizontal. Béliador se rend parfaitement compte que cette disposition implique une fondation satisfaisante. Si le terrain n'est pas résistant il suggère d'utiliser une fondation sur pieux.

On peut indiquer que différentes tentatives pour résoudre le problème des poussées de terrain ont été faites au cours des 40 années qui ont suivi, mais sans comporter de grands progrès par rapport à Béliador. Ce travail a fait l'objet d'un examen complet par Mayniel (1808).

Biographie

Bernard Forest de Béliador (1671-1761), professeur de mathématiques au collège militaire de La Fère, a pris du service actif dans l'arme du génie pendant la guerre de Succession d'Autriche et ensuite exerça à Paris les fonctions de Général de Brigade. Il devint membre de l'Académie des Sciences et de la Société Royale Britannique. Son ouvrage sur « l'Architecture Hydraulique » (4 vol. Paris 1737-1753) a constitué la base des connaissances des ingénieurs civils français et britanniques jusqu'au début du 19^e siècle. (Dictionnaire des biographies scientifiques, 1970.)

3 GRUNDY - 1766

Etudes et évaluations pour une digue en terre à Grimsthorpe dans le Lincolnshire. Manuscrit pp. 143-151. Examen... Rapports... et Évaluations de travaux de drainage, de navigation et autres études de la profession d'Ingénieur, par John Grundy de Spalding, Ingénieur. (Bibliothèque de l'Institution des Ingénieurs Civils.)

En 1748, un lac de grande dimension, d'une étendue de 8 hectares, a été constitué pour orner la propriété du Duc d'Ancaster à Grimsthorpe par la construction d'une digue en terre. Étudiée par John Grundy, cette digue (qui existe encore) avait une hauteur de 18 pieds (5,5 m) et comportait un noyau central en argile, ainsi qu'il ressort d'un rapport datant de 1758. Il semble que l'on n'ait conservé aucun projet original, mais en 1766 Grundy a fait un projet avec une coupe pour une digue à construire en aval, qui aurait ajouté 20 acres (5 ha) au lac. Le projet et la coupe ne sont pas datés, mais il existe un rapport sur le projet daté de 1766 et un plan, dessiné par Grundy en 1767, montrant le lac existant et l'emplacement de la nouvelle digue, telle qu'elle était projetée (voir G.M. Binnie, Transactions de la Sté Newcomen - 47 (1976) page 212).

La digue devait avoir une hauteur maxima de 25 pieds (7,5 m) une pente amont de 3,5/1, une pente aval de 2/1, une largeur en crête de 20 pieds (6 m) et un noyau central d'argile de 6 pieds (2 m) de large. Les talus devaient être constitués par de la terre compactée, obtenue à partir des matériaux disponibles sur place. Il était spécifié que le noyau devait être de l'argile bien humidifiée et compactée après avoir été homogénéisée. Cette argile devait être prélevée à un emplacement choisi à une certaine distance du site. Grundy admet un tassement de 2 inches par pied (1/6) et indique que la digue au moment de sa construction devait être de 29 pieds (9 m).

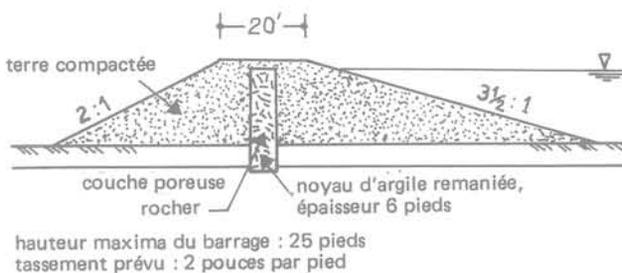


Fig. 2 Projet de barrage en terre par John Grundy, 1766

Telles sont les plus anciennes indications connues sur la construction d'une digue en terre en Angleterre et elles s'appliquent probablement avec de faibles différences au barrage construit en 1748. Une disposition particulièrement intéressante est la présence d'un noyau d'argile.

Des noyaux analogues ont été utilisés dans des barrages construits par des projecteurs de canaux à la fin du 18^e siècle et les noyaux d'argile malaxée, en général à talus inclinés, ont été une disposition standard dans les barrages de retenue du 19^e siècle.

La coupe et les spécifications de Grundy sont un bon exemple de projet rationnel basé sur l'expérience, l'observation et le sens critique de l'ingénieur, sans application de calculs, en un temps où le calcul était ou non-existant ou insuffisant pour pouvoir être appliqué.

Biographie

John Grundy (1719-1783), un ingénieur conseil bien connu, exécuta surtout des travaux de drainage et de navigabilité dans l'Est et le Nord-Est de l'Angleterre. (A.W. Skempton et Esther Wright - Les premiers membres de la Société Smeatonienne des Ingénieurs Civils (Trans. de la Soc. Newcomen - 44 (1971) pp. 23-47.)

4 PERRONET - 1769

Mémoire sur l'éboulement qui arrive quelquefois à des portions de montagnes et autres terrains élevés, et sur les moyens de prévenir ces éboulements et de s'en garantir dans plusieurs circonstances.

Paris - 1769 - Réimprimé (pp. 631-643) dans la deuxième édition des œuvres de M. Perronet. Paris - Didot - 1788.

Ce mémoire de 12 pages de Perronet amorce l'étude de la stabilité des pentes.

Les pentes peuvent exister dans les terrains naturels (terre vierge) ou les remblais. Les pentes naturelles qui sont restées stables pendant une longue période le resteront sauf si des changements sont apportés à leur état. Ces changements peuvent correspondre à une surcharge de la partie supérieure de la pente par un remblai ou une construction lourde, à une excavation au pied de la pente ou à des infiltrations d'eau qui en réduiront la résistance.

Dans des terrains intacts, résistants, on peut découper des parois verticales (Perronet vise sans doute des excavations temporaires), mais dans les sols mous et les sables secs, les pentes, même constituées par des matériaux intacts, adopteront une inclinaison d'environ 30° sur l'horizontale.

Les remblais constitués par une terre excavée depuis un certain temps et qui a perdu une grande partie de sa cohésion, ou une terre qui vient d'être remaniée et qui a encore moins de cohésion, tiendront sous un angle d'environ 35° pour les plus résistants (et non 45° comme il est communément admis) à environ 30° pour les sables et la terre molle, exactement comme pour des pentes naturelles et jusqu'à 18° ou même moins pour des argiles humides. Par contre les gros graviers et les rochers concassés peuvent tenir sous un angle de 40° à 45°.

Ces angles correspondent à des talus de hauteur modérée, dont les pentes sont à peu près planes. Dans les talus de grande hauteur, les pentes tendent à être concaves et à avoir une inclinaison moindre que celle qui a été indiquée ci-dessus. A titre d'exemple on peut citer le remblai d'enrochements de la Vallée des Bois de la Haie, sur la route Paris-Nancy, qui a une hauteur de 142 pieds (43 m) et une inclinaison de 1,5/1 de la crête au pied mais un profil concave avec un creux de 6 pieds 8 pouces (2 mètres).

Avant de faire un déblai dans une zone vallonnée il est opportun de déterminer la nature du terrain par des sondages, des trous à la tarière ou des puits, de manière à extraire des échantillons; et si l'on trouve des couches d'argiles inclinées dans la direction du déblai que l'on se propose d'exécuter, l'ingénieur ne devrait pas hésiter à rechercher un tracé moins dangereux.

Car, dans ce cas, des glissements peuvent se produire, même sur des pentes très faibles. De plus, la pente peut devenir instable même si l'on ne l'entaille pas, si elle s'imprègne d'eau qui réduit le frottement interne. Un bon drainage est alors nécessaire et Perronet décrit rapidement deux exemples, à Marly en 1758 et près de Croix Fontaine en 1765 où l'exécution d'un drainage a stabilisé des glissements de terrain sur des lits d'argile de manière efficace.

On peut ajouter quatre remarques :

1 La première édition des œuvres de M. Perronet a été publiée en in-folio; deux volumes en 1782-83 et un troisième en 1789. La seconde édition de 1788 a le texte complet en in-quarto avec un atlas in-folio de plans et dessins.

2 Le mémoire original imprimé sur les Éboulements (à la Bibliothèque Nationale) est daté du 5 juillet 1769. Il a été réimprimé en 1788 et aussi dans le troisième tome de ses œuvres en 1789, mais sans la date. Je remercie le Professeur Kerisel de m'avoir envoyé des photocopies du mémoire de 1769 et d'une version manuscrite (également datée) provenant de la Bibliothèque de l'École des Ponts et Chaussées. Le manuscrit comporte huit dessins annexés.

3 Il a été dit souvent que Perronet, dans ce mémoire, avait été le premier à décrire les surfaces de glissement incurvées. En réalité il se rapporte seulement à la surface concave de la pente elle-même. Ceci résulte clairement du texte et est démontré par l'un des dessins auxquels il est fait allusion ci-dessous.

4 Comme nous l'apprend le mémoire de Perronet sur les fondations sur pieux (imprimé dans les volumes de 1782 et 1788), des échantillons avaient été prélevés avec un tube en fer de 2 pouces de diamètre battu dans le sol. A un pied de distance tout le long de la tige ce tube avait des orifices ou des poches, inclinées vers le bas, avec une languette se projetant de la base; celles-ci retenaient lors de l'extraction du tube de petits échantillons de terrain.

Biographie

Jean-Rodolphe Perronet (1708-1794) - Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées et Directeur de l'École pendant 47 ans depuis la création de celle-ci en 1747 jusqu'à sa mort. Il était membre de l'Académie des Sciences et de la Société Royale Britannique et le plus éminent ingénieur civil de France du 18^e siècle; il était notamment connu pour ses ponts dont le Pont de Neuilly, celui de Pont Ste-Maxence et le Pont de la Concorde - (Dictionnaire des biographies scientifiques), 1975.

II — La Mécanique des Sols classique (1776-1845)

Cette section traite de la méthode d'analyse des équilibres limites de Coulomb en mécanique des sols, des développements ultérieurs et de quelques essais de pression de terrain.

5 COULOMB - 1776

Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture.

Mémoires de l'Académie Royale des Sciences, vol. 7 (1776) pp. 343-382.

Coulomb a présenté sa communication à l'Académie les 10 mars et 2 avril 1773. Elle fit l'objet d'un rapport par Bossut et Borda un an plus tard et fut publiée en 1776. Cette communication, qui constituait une contribution d'importance fondamentale dans la science de l'ingénieur civil, traitait de la résistance au cisaillement de la maçonnerie et des sols, des pressions de terrain, de la stabilité des voûtes et de la résistance des poutres. Les points principaux en mécanique des sols sont les suivants :

1 Coulomb introduit la notion que la résistance au cisaillement que peut développer une surface a de maçonnerie ou de sol, sur laquelle agit une force normale N , est la somme de la cohésion du matériau et d'une résistance au frottement. Elle s'exprime par l'expression

$$S = ca + \frac{1}{n} N \quad (1)$$

où c est la cohésion (sans direction) par unité de surface et $\frac{1}{n}$ le coefficient de frottement interne.

2 Il introduit également la recherche de la surface de glissement critique en utilisant l'équation (1) ci-dessus qui permet d'obtenir la poussée maxima sur un mur de soutènement ou la résistance à la compression minima d'une colonne. En général la surface de glissement telle qu'elle résulte du cisaillement est incurvée, mais dans le problème qui est traité dans ce rapport elle est assimilée à un plan pour simplifier.

3 Il montre ensuite que la résistance à la compression d'une colonne verticale de faible hauteur et de section droite A est

$$Q = \frac{cA}{\cos \alpha \left(\sin \alpha - \frac{1}{n} \cos \alpha \right)} \quad (2)$$

et que la rupture se produit par cisaillement le long d'un plan incliné de α par rapport à l'horizontale. Enfin l'on a

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{1}{n^2} - \frac{1}{n}}} \quad (3)$$

4 Pour un matériau purement cohérent c'est-à-dire où $1/n = 0$ et $\alpha = 45^\circ$ on a

$$Q = 2cA \quad (4)$$

5 En appliquant les résultats 1) et 2) Coulomb montre que lorsqu'il est en équilibre limite, un remblai derrière un mur de soutènement vertical de hauteur H , se rompt suivant un plan incliné sur l'horizontale de ce même angle α , et que la poussée totale sur le mur P_a est :

$$P_a = mH^2 - c\ell H \quad (5)$$

où $m = \frac{\gamma}{2 \operatorname{tg}^2 \alpha}$ et $\ell = \frac{2}{\operatorname{tg} \alpha}$.

6 De plus la pression unitaire à la profondeur z est

$$p_a = 2mz - c\ell. \quad (6)$$

7 Et en intégrant le moment de la pression $p_a \cdot dz$ par rapport à la base entre les limites $z = 0$ et $z = H$, le moment agissant sur le mur est :

$$M = \frac{1}{3} mH^3 - \frac{1}{2} c\ell H^2. \quad (7)$$

8 L'angle α n'est pas l'inclinaison du terrain naturel comme l'avaient admis tous les auteurs antérieurs et il est indépendant de la cohésion.

9 En posant $P_a = 0$ dans l'équation (5) on trouve de suite la hauteur limite d'un talus vertical sans support

$$H_c = \frac{c\ell}{m} = \frac{4c}{\gamma} \operatorname{tg} \alpha. \quad (8)$$

10 Dans l'analyse ci-dessus la surface supérieure du terrain ou du remblai est horizontale. Pour appliquer ce résultat numériquement Coulomb admet que le talus naturel d'une masse de terre fraîchement

déversée est de 45° (i. e. $n = 1$ si $c = 0$) et s'inspirant de Bélidor majeure l'épaisseur du mur de 25 % comme facteur de sécurité. Il arrive ainsi à la règle pratique pour la stabilité contre le renversement qu'un mur ayant une face inclinée de 1/6 : 1, l'épaisseur en crête devrait être de $H/7$, c'est-à-dire que l'épaisseur moyenne (à la mi-hauteur) serait juste au-dessous de $0,25 H$.

11 Il constate, sans le calculer, l'existence d'une butée si le mur est appliqué au terrain. Elle doit être supérieure à $\frac{1}{2} \gamma H$ de même que la poussée doit être inférieure à celle-ci.

12 Enfin Coulomb s'attaque à l'effet du frottement du mur et en tire les expressions de la poussée en fonction de l'angle du plan de glissement et de cet angle même (qui est plutôt inférieur à α en ne tenant pas compte du frottement du mur). Les expressions sont compliquées avec ses notations, mais si on substitue $\operatorname{tg} \Phi = \frac{1}{n}$ et si on prend $c = 0$ pour simplifier, on obtient l'équation (9) telle qu'elle se trouve sur la figure 3.

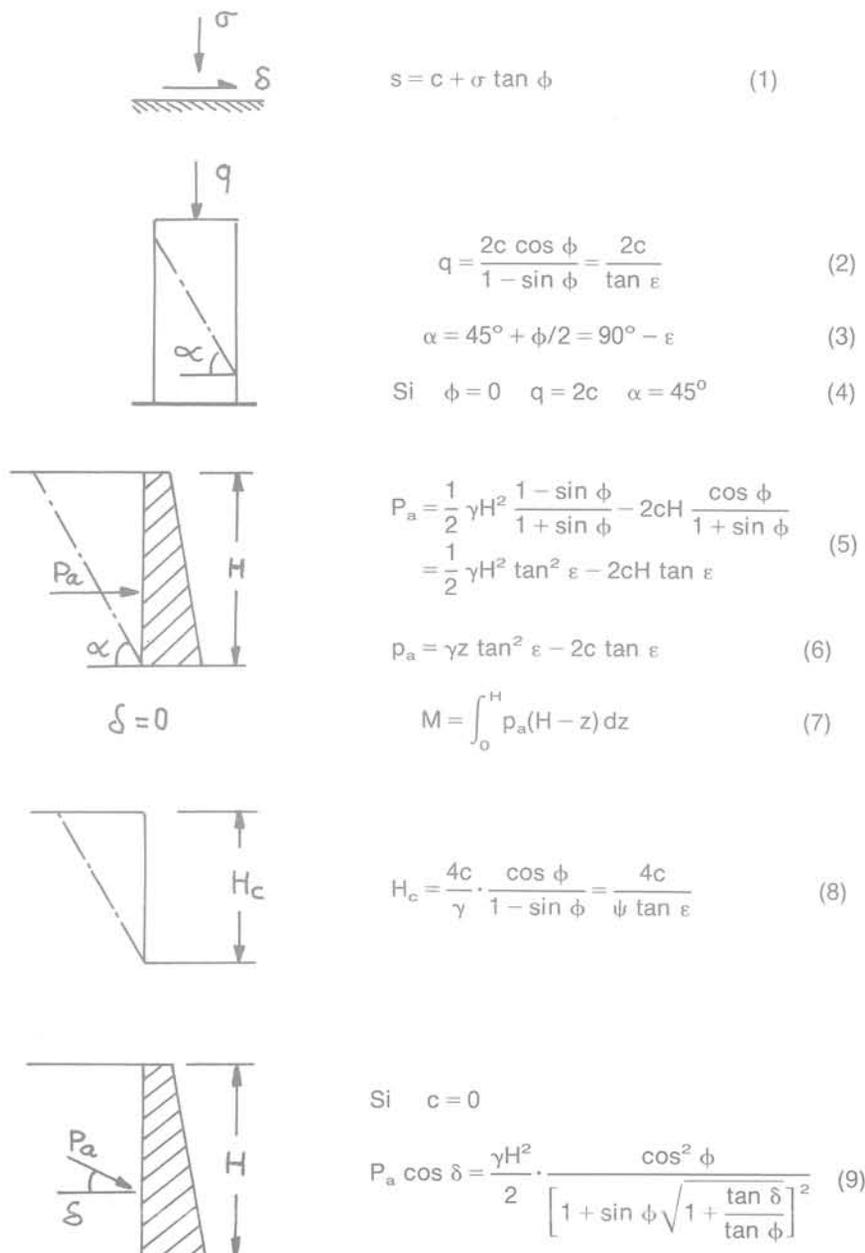


Fig. 3 Coulomb, 1776. Résultats exprimés en ψ et $\epsilon = 45^\circ - \phi/2$

Dans un exemple numérique, en prenant $n = 1$ et $c = 0$ et le frottement sur le mur égal au frottement interne, Coulomb trouve que la composante horizontale de la poussée ($P_a \cos \delta$) est $0,125 \frac{\gamma H^2}{2}$. Ceci d'après lui est une valeur trop basse, car le frottement du sol sur la maçonnerie est moindre que le frottement interne. Il faut également tenir compte du fait que de l'eau peut s'infiltrer dans le remblai, réduisant le frottement interne et, même si l'on a prévu un drainage, exerçant une pression hydrostatique sur le mur. Ainsi il arrive à nouveau à la conclusion que dans la pratique les murs de soutènement devraient avoir une épaisseur moyenne égale au quart de leur hauteur.

Même aujourd'hui l'exposé de Coulomb n'est pas d'une lecture facile. A l'époque de sa publication, l'originalité de son raisonnement, les difficultés des notations et la conclusion, alors extraordinaire, que le plan de glissement était beaucoup plus raide que l'angle du terrain en place, a empêché que son importance fondamentale soit reconnue.

Le remplacement de $\tan \beta_n$ par $\frac{1}{n}$ a été fait par Reinhard Woltman 1753-1837 dans sa « contribution à l'architecture hydraulique ». Vol. 3 (Göttingen, 1794) et c'est lui qui a donné le premier l'expression qui nous est devenue familière (si $c = 0$)

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1 - \sin \beta_n}{1 + \sin \beta_n}$$

Un autre pas vers l'acceptation de la théorie de Coulomb a été la publication des *Recherches sur la Poussée des Pierres* (Paris, 1802) par G. C. M. Riche de Prony (1755-1830), Directeur de l'École des Ponts et Chaussées et Professeur de Mécanique à l'École Polytechnique. Il a introduit le paramètre η où $\tan \eta$ égale le n de Coulomb. On a alors $\eta = 90 - \Phi$ et, avec un remblai horizontal et un frottement nul du sol sur le mur, le plan de glissement est incliné de $\varepsilon = \frac{\eta}{2}$ par rapport à la face arrière du mur.

Si donc $c = 0$ le plan de glissement est la bissectrice de l'angle entre le mur et le talus naturel.

Dans la figure 3 les différentes solutions obtenues par Coulomb sont indiquées en termes de Φ et de C .

Biographie

— Charles Augustin Coulomb (1736-1806), a étudié sous la direction de Bossut à l'École du Génie de Mézières, a servi dans le génie militaire de 1762 à 1781 à Brest, la Martinique, Bouchain, Cherbourg, Besançon et Rochefort, a ensuite été en poste à Paris et a pris sa retraite en 1791. Membre de l'Académie des Sciences, il acquit la notoriété par des recherches sur l'électricité et le magnétisme qu'il fit à la fin des années 1780. Outre l'Essai de 1776, il a publié d'autres contributions à la science de l'ingénieur (*Dictionnaire de Biographie Scientifique*, 1791).

6 MAYNIEL - 1808

Traité expérimental, analytique et pratique de la poussée des terres et des murs de revêtement.

Paris - Colas - 1808

Divers essais de pression de terrain ont été exécutés au 18^e siècle et ont été décrits par Mayniel qui s'est efforcé de trouver ce qui avait pu être publié ou écrit à cet égard et de rendre compte des expériences qui avaient été faites. Mais les premiers essais vraiment significatifs sont ceux qu'il a faits en 1806 et 1807 avec l'appareillage de la figure 4. La boîte, de 3 m de long et 1,5 m de large, a, à une extrémité, un fond qui pivote autour d'une charnière située à sa base.

Avant de faire un essai, la caisse de bois M est remplie d'eau et on la charge suffisamment pour résister à la pression latérale sur la paroi extrême lorsqu'on déverse du sable ou de la terre dans la boîte. On laisse alors s'échapper de l'eau de M jusqu'à ce que la paroi cède et qu'une surface de glissement se produise dans la masse. Une fois notés le mouvement de la paroi et l'emplacement du glissement on fixe la paroi d'extrémité et on retire le butoir K. On mesure au moyen d'une corde, d'une poulie et d'un récipient gradué la force nécessaire pour obtenir le déplacement de M. Elle est égale à la composante horizontale de la pression de terrain quand le glissement s'est produit. Mayniel fit des essais sur de la terre meuble et de la terre compactée, sur un sol mélangé à du gravier et sur du sable meuble. La partie supérieure du remplissage était à la hauteur du sommet de la boîte ou comportait une surcharge; et la butée était placée à différents niveaux au-dessus de la charnière. Mayniel put conclure de ces essais que le point d'application de la pression était situé au tiers inférieur de la paroi pivotante, au moins pour les matériaux simplement déversés. Dans les essais sur un remplissage de terre le plan de glissement était incliné à environ 62° sur l'horizontale et une poussée s'est développée après que la partie supérieure de la paroi mobile se soit déplacée d'environ 10 cm.

Je me bornerai à analyser les essais sur la terre meuble et le sable, sans surcharge. Pour ces matériaux, le tableau 1 donne l'angle naturel de la pente, le poids unitaire, et la pression horizontale ($P \cos \delta$) par mètre de largeur, en même temps que les valeurs $\frac{1}{2} \gamma H^2$ et $P \cos \delta / \frac{1}{2} \gamma H^2 = K \cos \delta$.

Tableau 1

Résultats des essais de pression de terrain par Mayniel

	terre	sable
β_n	45°	37°
γ t/m ³	1,10	1,36
$P \cos \delta$ kg	155	288
$\frac{1}{2} \gamma H^2$ kg	1 240	1 530
$K \cos \delta$	0,125	0,188

Les valeurs de $K \cos \delta$ correspondent presque exactement avec la théorie de Coulomb, telle qu'elle résulte de l'équation (9) - fig. 3, si $\beta_n = \Phi = \delta$. Mais dans la disposition des essais de Mayniel, (fig. 4), remarquable, la largeur de la caisse est trop faible par rapport à sa hauteur, pour éviter un frottement latéral appréciable. Si, par exemple, la poussée horizontale mesurée est, de ce fait, trop basse de 10 %, les valeurs corrigées de $K \cos \delta$ correspondent exactement à la théorie de Coulomb avec $\delta = \frac{2}{3} \Phi$.

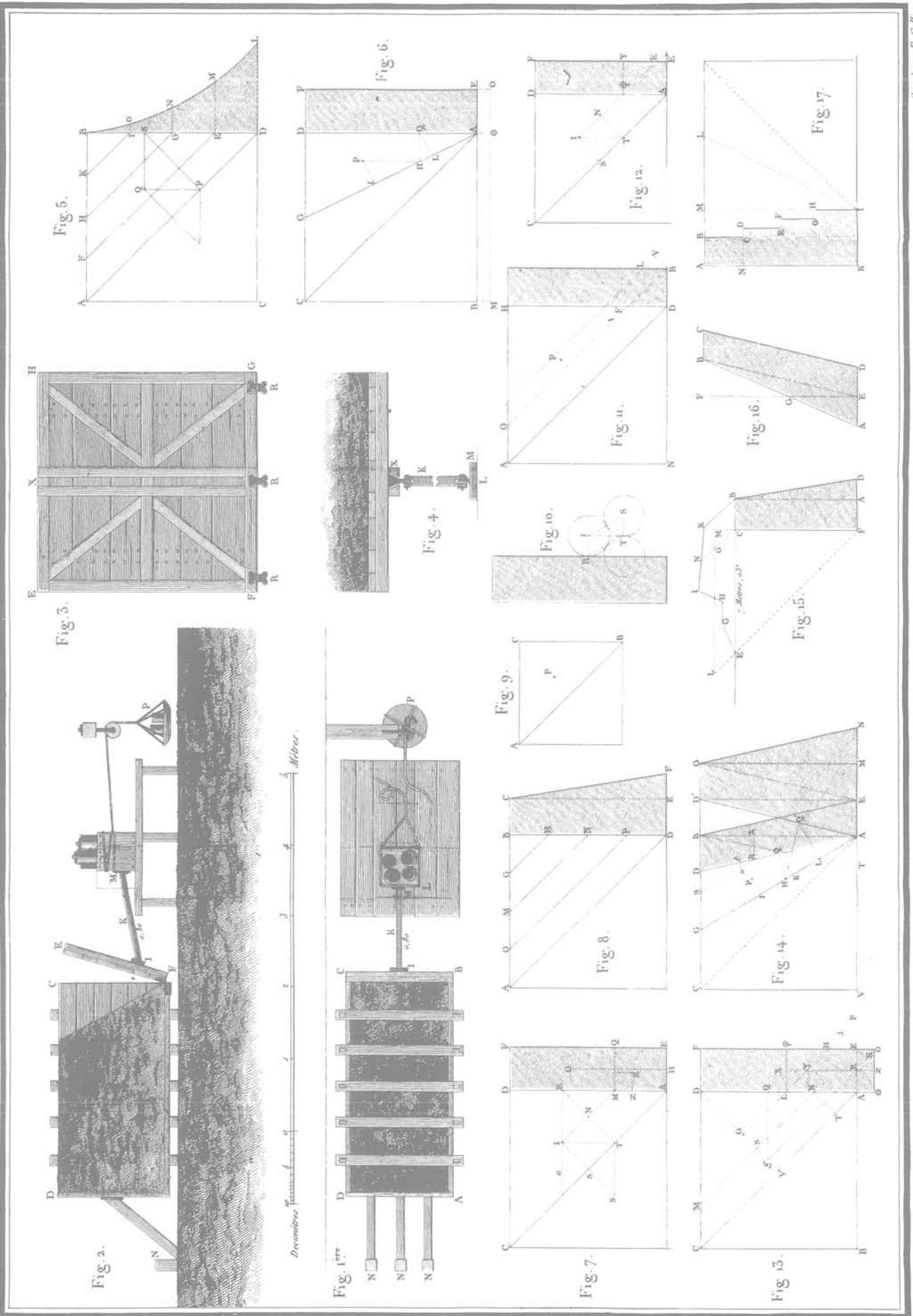


Fig. 4

Il faut noter toutefois que Mayniel, s'il indique comment on arrivait à l'équation (9) n'en a pas donné la solution.

De plus, par un processus qu'il m'a été impossible de comprendre, il a tiré de ses essais des coefficients de frottement interne nettement inférieurs à $\tan \beta_n$. Cette erreur réduit malheureusement la valeur de sa contribution, mais les essais, eux-mêmes, ont une valeur importante.

Biographie

— *Jean-Henri Mayniel (1760-1809) a commencé sa carrière dans les Ponts et Chaussées, puis en 1792 fut transféré dans le génie militaire. Il devint Chef de Bataillon et mourut en Espagne pendant la guerre de Napoléon contre ce pays. (Renseignements communiqués par Monsieur Armand Mayer d'après les Archives du Génie.)*

7 FRANÇAIS - 1820

Recherches sur la poussée des terres, sur la forme et les dimensions des murs de revêtement, et sur les talus d'excavations. Mémoires de l'Officier du Génie N° 4 (1820) pp. 157-206.

Français commence son exposé en étendant l'analyse de Coulomb au calcul de la poussée sur des murs ayant une paroi arrière inclinée, avec un frottement nul sur le mur, et la surface du remblai horizontale. Sa solution est exacte.

Il présente ensuite une discussion sur les projets de murs de soutènement, en y comprenant un coefficient de sécurité. Mais la partie la plus intéressante de son étude concerne la stabilité des pentes d'argile. Il considère une entaille de profondeur H avec une tranchée inclinée de β sur l'horizontale et il montre que l'équilibre limite d'une surface de glissement plane répond à l'expression

$$H = H_c \frac{\sin \beta (1 - \sin \Phi)}{1 - \cos (\beta - \Phi)} \quad (1)$$

où H_c est l'expression de la hauteur verticale critique d'après Coulomb

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \frac{\cos \Phi}{1 - \sin \Phi}$$

L'équation (1) peut donc être décrite sous la forme suivante :

$$H = \frac{4c}{\gamma} \frac{\sin \beta \cos \Phi}{1 - \cos (\beta - \Phi)} \quad (2)$$

et ceci est la première relation analytique relative à la stabilité des pentes d'argile, autres que pour $\beta = 90^\circ$.

Il est également intéressant de noter que Français reconnaît trois propriétés de base des sols; le poids unitaire γ , l'angle de talus naturel Φ (il utilise en fait $\eta = 90 - \Phi$) et la hauteur critique H_c . L'angle de talus naturel est mesuré en déversant le sol à l'état meuble, lorsque $c = 0$. Pour déterminer la hauteur critique, il propose de faire des sections verticales de profondeurs différentes, de les laisser exposées pendant plusieurs mois aux conditions climatiques et de prendre pour H_c la plus grande hauteur qui a tenu au cours de cet essai. Français indique que ces trois paramètres devraient être déterminés avec soin et que le résultat en serait d'une grande utilité.

Cette présentation a été adoptée par Navier (1785-1836) dans son célèbre *Résumé des leçons données à l'École des Ponts et Chaussées sur l'Application de la Mécanique à l'établissement des Constructions (Paris 1833)*.

Il donne quelques valeurs de c basées sur des hauteurs critiques comprises entre 1 et 4 m. Mais il n'en déduit pas de conclusions intéressantes.

Biographie

— *Jacques-Frédéric Français (1775-1833), ancien élève de l'École Polytechnique, a servi dans l'Armée de 1801 à 1811. Il devient alors professeur de fortifications et de géodésie à l'École Militaire de Metz. (Renseignements communiqués par Monsieur Armand Mayer, d'après les Archives du Génie.)*

8 GARIDEL - 1840

Note sur la Poussée et la Butée des Terres. Imprimé en appendice dans le traité de Poncelet (N° 9).

En 1836 Poncelet a discuté ses recherches sur la théorie des pressions de terrain avec Monsieur le Capitaine du Génie de Garidel, lequel, comme on l'a appris par la suite, était déjà arrivé à des résultats analogues par une analyse semblable à celle de Français. Poncelet apprécia la note que Garidel écrivit à cette époque au point qu'il l'introduisit mot pour mot dans son traité.

Le point principal est que Garidel donne une expression pour la *butée*. Comme Français, il suppose un mur incliné, admet un frottement sur le mur nul et suggère que la face supérieure du remblai est horizontale; enfin il utilise η plutôt que Φ . Son expression pour la poussée est la même que celle antérieurement obtenue par Français, mais sous une forme plus élégante. Pour un mur vertical la butée est donnée par l'expression

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi} + 2cH \frac{\cos \Phi}{1 - \sin \Phi}$$

Biographie

— *Mademoiselle Lacrocq, bibliothécaire de la Direction du Génie au Ministère de la Défense Nationale indique que le seul officier auquel ce travail pourrait être attribué est Bruno Charles François Garidel-Thoron (1807-). Il passa par l'École Polytechnique et l'École du Génie de Metz, quitta l'Armée comme Capitaine du Génie en 1843.*

9 PONCELET - 1840

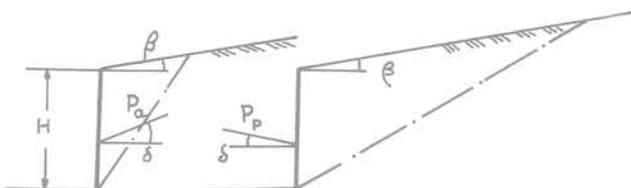
Mémoire sur la stabilité des revêtements et de leurs fondations.

Paris - Bachelier - 1840

Il s'agit là d'un traité classique sur le calcul des murs de soutènement et leurs fondations, basé sur la théorie du coin de Coulomb et l'hypothèse $c = 0$. Il contient

beaucoup d'éléments nouveaux. Je ne donnerai ici qu'un résumé des principales contributions de l'auteur à la mécanique des sols.

1 Poncelet établit la valeur de la poussée et de la butée dans le cas général en tenant compte du frottement du mur et de l'inclinaison des deux parois de celui-ci. Il donne également une méthode graphique pour la détermination du plan de glissement critique et la poussée. Cette méthode a été très répandue et on peut la retrouver dans des traités modernes (voir Taylor (1948). Les expressions analytiques originales ont été réécrites par Müller-Breslau, *Poussée sur les murs de soutènement* (Stuttgart, 1906) et c'est sous cette forme qu'elles sont présentées comme équations (1) et (2) pour un mur vertical dans la figure 5. L'équation (9) de la fig. (3) correspond au cas particulier où $\beta = 0$.



$$P_a \cos \delta = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\cos^2 \phi}{\left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi \mp \beta)}{\cos \delta \cos \beta}}\right]^2} \quad (1)$$

$$P_p \cos \delta = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\cos^2 \phi}{\left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi \mp \beta)}{\cos \delta \cos \beta}}\right]^2} \quad (2)$$

Fig. 5 D'après Poncelet, 1840

2 Poncelet insiste sur l'importance de la stabilité des fondations au glissement et aux grands déplacements verticaux. Il s'attaque pour la première fois à la théorie de ces problèmes. Au début de son analyse, il cite un rapport de Vauban, écrit en 1699 où ce grand ingénieur cite la rupture à Ypres de murs de 20 à 25 pieds de haut (6 à 8 m) par glissement vers l'avant sur une surface de glissement dans une argile « savonneuse » qui, après la pluie, pouvait à peine se tenir sur une pente de 2/1. Des accidents analogues se produisirent à Bergues en 1778 et Poncelet cite le glissement d'un mur à Soissons, aussi sur de l'argile, en 1837 (fig. 6).

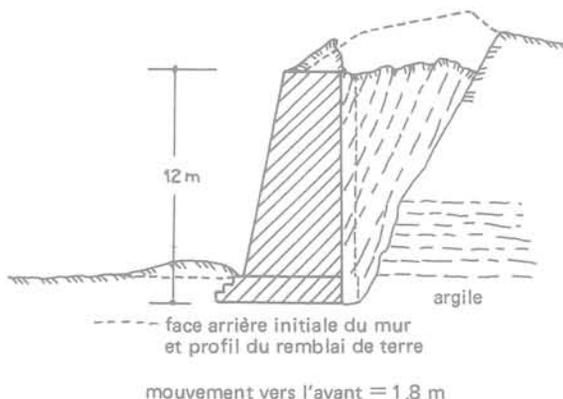
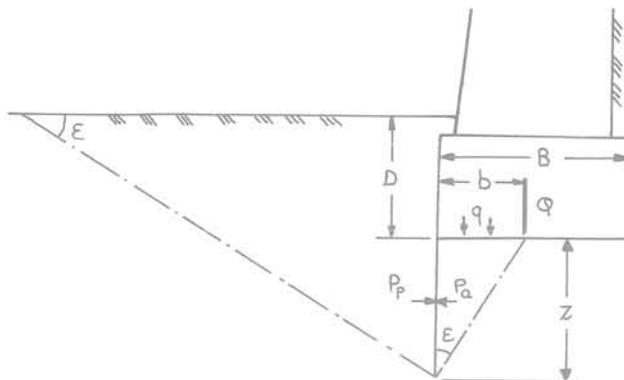


Fig. 6 Rupture d'un mur de soutènement à Soissons, 1837. Poncelet, 1840

Il est pour cela absolument nécessaire, ou bien d'ancrer le mur assez profondément pour obtenir une butée suffisante sur la face aval de la fondation, et de baser le calcul, si le terrain est mauvais, par exemple sur $\Phi = 26^\circ$ ($\cotg 26 = 2$) ou s'il faut une fondation sur pieux, d'incliner les pieux à un angle de, par exemple, 10° sur la verticale.

3 La composante horizontale de la poussée au niveau de la fondation une fois compensée par la butée à la profondeur D il faut en outre se protéger contre une rupture par cisaillement du terrain sous la fondation causée par la composante verticale Q de la résultante (fig. 7). Des ruptures de ce type peuvent être représentées par des coins de butée ou de poussée avec une interface verticale poussée à une profondeur z sous la face frontale.



Équation de l'équilibre limite :

$$q = \frac{\gamma D}{\tan^4 \epsilon} + \frac{\gamma b}{2 \tan \epsilon} \left[\frac{1}{\tan^4 \epsilon} - 1 \right]$$

où $\epsilon = (45 - \phi/2)$.

Fig. 7 Poncelet, 1840

Si l'on admet un frottement nul sur le mur, la butée que peut supporter cette interface est :

$$P_p = \frac{\gamma}{2 \tan^2 \epsilon} [(D+z)^2 - D^2] = \frac{\gamma}{\tan^2 \epsilon} \left[\frac{z^2}{2} + Dz \right]$$

où l'on a comme à l'ordinaire $\epsilon = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$.

De même, si q est la pression verticale (supposée uniforme) sur le coin de poussée, on a :

$$P_a = \gamma \tan^2 \epsilon \left[\frac{z^2}{2} + \frac{qz}{\gamma} \right]$$

Mais pour l'équilibre limite, $P_a = P_p$ c'est-à-dire lorsque la pression sur la fondation provoque la rupture :

$$q_r = \frac{\gamma D}{\tan^4 \epsilon} + \frac{\gamma z}{2} \left[\frac{1}{\tan^4 \epsilon} - 1 \right] \quad (3)$$

Dans le cas d'une fondation bien étudiée sur un sol compressible la résultante Q sera appliquée au milieu de la base B de manière à éviter le basculement. Dans ce cas $z = \frac{B}{2} \tan \epsilon$. Mais d'une façon plus générale, si Q agit à une distance b de l'angle de la face avant, on a

$$z = b \tan \epsilon$$

et $q_r = \frac{\gamma D}{\tan^4 \epsilon} + \frac{\gamma b}{2} \frac{1}{\tan \epsilon} \left(\frac{1}{\tan^4 \epsilon} - 1 \right)$ (4)

où, si la fondation est symétriquement chargée

$$b = \frac{B}{2}$$

Revenant à l'équation (3) il apparaît que D atteint sa valeur maximale si $z = 0$ lorsque :

$$D = \frac{q}{\gamma} \tan^4 \epsilon \quad (5)$$

Ceci implique la rupture d'un élément du sol sous la face avant. Le même résultat peut également être obtenu de suite en considérant l'équilibre des contraintes sur cet élément. Mais l'équation (5) correspond à une méthode prudente de calcul de D.

De même il est prudent de vérifier que B, ou plus généralement b, satisfait à l'équation (4) lorsque $D = 0$. Si ces deux règles sont appliquées, le tassement de la fondation sera uniquement celui dû à la compressibilité du sol, tout danger de rupture par cisaillement ayant été évité.

Dans le langage technologique moderne on voit que dans l'équation (4) Poncelet exprimait que pour une fondation chargée en son centre on avait :

$$N_q = \frac{1}{\text{tg}^4 \varepsilon}$$

$$N\gamma = \frac{1}{2 \text{tg} \varepsilon} \left[\frac{1}{\text{tg}^4 \varepsilon} - 1 \right].$$

Lorsque Φ est compris entre 25 et 35° ce résultat est légèrement supérieur aux valeurs de ces coefficients donnés par Terzaghi pour des ruptures locales par cisaillement.

4 Poncelet fait la remarque intéressante confirmée par l'expérience, que les contreforts réduisent la pression de terrain par effet de voûte.

5 Enfin, on peut noter qu'il utilise peut être le symbole Φ pour l'angle de frottement interne du sol pour la première fois dans la littérature française; s'il prend $c=0$ dans l'argile c'est qu'il admet que la cohésion s'annule à l'instant qui précède la rupture et qu'au moment où la rupture a effectivement lieu, la résistance au cisaillement est $\sigma \text{ tg } \Phi$.

Biographie

Jean Victor Poncelet (1788-1867), après avoir servi dans le Génie, devint professeur de mécanique à Metz en 1824 et à la Sorbonne en 1837; membre de l'Académie des Sciences on lui doit des travaux originaux en géométrie pure, mécanique appliquée et hydraulique. [Dictionnaire de Biographie Scientifique (1975).]

10 HOPE - 1845

Compte-rendu d'Essais exécutés à Chatham par feu le Lieutenant Hope, du Royal Génie, sur la pression de la terre sur les soutènements et la meilleure forme de ceux-ci. Rapports sur des sujets relatifs aux missions du Corps du Royal Génie - Vol. 7 (1845) pp. 69-86.

Le Lieutenant Hope, alors jeune officier à l'état-major du Royal Engineering, a exécuté en 1842-43 des essais sur les pressions de terrain sur la résistance comparée de modèles de murs de soutènement à grande échelle. Il mourut avant de pouvoir rédiger les résultats auxquels il était arrivé, mais en hommage à son travail on publia ce rapport basé sur ses résultats et ses notes.

Ses essais ont été faits sur du sable sec ayant un angle d'inclinaison naturel de 35° et un poids spécifique de 91 livres/pied cube à l'état meuble (14,4 kN/m³), dans une boîte en bois de 2 pieds de long (0,60 m) et 1 pied carré (0,09 m²) de section. Comme Mayniel, dont il avait lu le livre, Hope réduisit la poussée

horizontale appliquée au « mur » formant l'extrémité de la boîte, jusqu'à obtenir la rupture. Mais avec une technique expérimentale très améliorée, il mesura simultanément les composantes horizontale et verticale de cette pression. Ceci lui permit de déterminer le frottement sur le mur, $\text{tg } \delta$. On trouvera dans le tableau 2 la moyenne de deux essais avec un mur lisse et de 7 essais avec un mur rugueux pour $K \cos \delta =$

$$P \cos \delta / \frac{1}{2} \gamma H^2.$$

Tableau 2

Résultats d'essais de pression de terrain par le Lt Hope

	mur lisse	mur rugueux
P cos δ (en livres)	10,0	9,4
δ	c.8°	27°
$\frac{1}{2} \gamma H^2$ (en livres)	45,5	45,5
K cos δ	0,220	0,207

Les valeurs de $K \cos \delta$ mesurées étaient environ 10 % inférieures à celles calculées par l'équation (9) (fig. 3). Cette différence peut être attribuée en partie à l'effet du frottement latéral dans la boîte et en partie au fait que l'angle de frottement interne Φ peut être légèrement supérieur à l'angle de talus naturel β_n .

Des essais complémentaires furent exécutés avec une surcharge inclinée à β_n . Mais ces essais sont peu représentatifs en raison de la variation rapide de $K \cos \delta$ lorsque β tend vers Φ .

Hope fit aussi des essais avec des couches de sable de différentes couleurs et avec une boîte comportant une paroi de verre. Ces essais montrèrent la ligne de rupture lorsque le mur était déplacé vers l'avant. Cette ligne était parfois toute droite, mais plus souvent légèrement concave. Dans ces essais, avec différentes inclinaisons du mur, la surface de glissement fut trouvée plutôt plus inclinée que la théorie de Coulomb ne l'aurait indiqué.

Dans ses essais sur modèle réduit Hope utilisa un mur à section rectangulaire, un autre avec des contreforts et un troisième également à contreforts mais incliné sur deux faces de 1/5 : 1. Il utilisait dans chaque cas le même nombre de briques par couche. Les murs étaient montés, un remplissage en terre étant placé en arrière du mur à mesure qu'une couche de briques était ajoutée jusqu'à rupture. Le mur vertical rectangulaire, large de 1 pied 11 pouces (0,58 m), se rompit lorsque sa hauteur atteignit 10 pieds (3 m). Le mur à contreforts tint jusqu'à 13 pieds (4 m) et le mur à parois inclinées jusqu'à 21 pieds (6 m). Ce dernier résultat confirme, nous le voyons, l'économie que le fait d'incliner les faces des murs apporta dans les grands travaux de Jessop et Rennie dans les docks de Londres plus de 40 ans auparavant.

Biographie

— Charles William Hope (1824-1844), plus jeune fils de l'éminent général Sir John Hope, fut nommé Officier du Royal Génie en juin 1842 et mourut dans la maison de sa mère à Edinburgh en mars 1844 à l'âge de 19 ans. [Répertoire l'Armée Gentleman's Mag. Nouvelle série 21 - (1844) 557.]

III — 19^e siècle. Travaux sur le terrain

De grands progrès ont été faits au 19^e siècle en mécanique des sols appliquée et études géotechniques. Je limiterai mon exposé à trois sujets :

1 La stabilité des pentes en terrains argileux, comprenant l'observation des surfaces de glissement et l'étude des remèdes, dont le drainage.

2 La constatation que les tassements de longue durée des fondations et des remblais assis sur de l'argile sont dus à la consolidation de celle-ci.

3 La construction de barrages sur fondations perméables.

Mais si le temps le permettait beaucoup d'autres questions pourraient être soulevées. Je citerai simplement :

a la consolidation par injection de rocher et de matériaux perméables,

b l'emploi de l'air comprimé dans le forage de tunnels et les fondations de caissons,

c les rabattements de nappes,

d l'évolution des formules de battage de pieux,

e la mesure du frottement latéral sur les pieux et les fondations circulaires,

f les progrès dans la technique des barrages en terre.

Que des progrès aient été faits sur ces différents points ressort des types de travaux de génie civil réalisés : voies ferrées, barrages, tunnels, ports et ponts construits à une échelle constamment croissante et, somme toute, avec un succès acceptable. Evidemment, il y a eu des échecs aussi bien que des succès, dus parfois à une conception fautive du génie civil, mais dans d'autres cas à une connaissance encore tout à fait insuffisante des propriétés du sol. Ceci nous paraît évident, mais il fallait le génie de Terzaghi pour résoudre ces problèmes et, plus que tout le reste, son effort de recherche des propriétés des sols et son insistance à déterminer la relation entre la théorie et la pratique qui a conduit à la mise au point de la mécanique des sols moderne.

11 JESSOP et TELFORD - 1810; TELFORD - 1821

a *Rapport de William Jessop et Thomas Telford en date du 18 octobre 1809, dans le 7^e Rapport de la Commission du Canal Calédonien pp. 22-24. (Compte-rendus parlementaires, 1810.)*

b *Thomas Telford, «la Navigation Intérieure», Encyclopédie d'Edinburgh, vol. 15 (1821), pp. 209-315.*

L'écluse marine de Clachnaharry constituant l'entrée côté Est du Canal Calédonien a été construite de 1808 à 1812 sous la direction de Telford avec Jessop comme Ingénieur-Conseil. Cette écluse (de 180 pieds de porte à porte, (55 m) 40 pieds de largeur (12 m) 25 pieds de hauteur (7,5 m) d'eau sur le seuil externe par les marées de printemps), est située à 400 yards hors de la ligne des hautes eaux (366 m). Les essais ont montré la présence de 55 pieds d'argile molle limoneuse (16,5 m) sous le niveau des fondations (fig. 8). Pour éviter d'avoir à construire un batardeau de grande dimension dans des conditions difficiles, et aussi pour améliorer

l'argile molle, le site a été préchargé par un remblai d'argile à blocs et des déchets de carrière à l'intérieur duquel l'emplacement de l'écluse fut excavé après six mois.

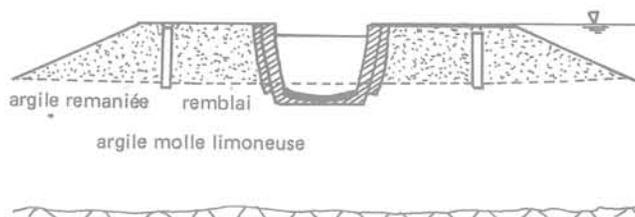


Fig. 8 Croquis du profil de l'écluse marine de Clachnaharry, 1808-1812. Canal Calédonien

Dans leur premier rapport à ce sujet (du 14 novembre 1808, dans le 6^e rapport de la Commission, imprimé de 1809), Jessop et Telford indiquent que le remblai « aurait pour objet de comprimer ou d'exprimer l'argile molle de manière à obtenir une fondation résistante ». Ils font là une comparaison avec l'expression d'une éponge. Ceci devient clair lorsque nous lisons dans leur rapport suivant, du 18 octobre 1809, qu'ils ont décidé de monter le remblai temporairement au-dessus de la hauteur définitive « de manière, grâce à cette surcharge, de consolider l'argile molle plus rapidement et plus efficacement ». Et dans son article de 1821 Telford écrit que cette surcharge a eu pour objet d'exprimer l'eau et de consolider l'argile en lui appliquant une charge supérieure à celle de la maçonnerie de l'écluse.

On voit que dès 1809 Jessop et Telford avaient compris d'une façon générale le processus de la consolidation de l'argile et le principe du préchargement. L'explication de Telford, de 1821, bien que courte est parfaitement explicite. L'exécution de cette écluse qui a été terminée de façon satisfaisante peut être résumée comme suit :

remblai mis en place de novembre 1808 à décembre 1809,
tassement pratiquement arrêté en mai 1810,
excavation juin 1810-juin 1811,
construction de la maçonnerie juin 1811-août 1812.

Biographies

William Jessop (1745-1814) a été formé par le grand Ingénieur du 18^e siècle John Smeaton. Il a eu la responsabilité du projet et de l'exécution de beaucoup de travaux importants parmi lesquels le Canal de Rochdale, le Grand Canal de Junction, les Docks de la Société des Indes Occidentales à Londres, et le pont flottant de Bristol (Charles Hadfield et A. W. Skempton : William Jessop, Ingénieur — Newton Abbot, 1979.)

Thomas Telford (1757-1834), F.R.S. et premier Président de l'Institution des Ingénieurs Civils Britanniques. Pendant une carrière longue et variée, il est apparu très éminent comme ingénieur de ponts, de routes, de canaux et de ports. (Sir Alexander Gibb : Histoire de Telford — Londres, 1935.)

12 PARNELL - 1833

Traité de construction routière où sont présentés les principes suivant lesquels les routes doivent être construites, comprenant les plans, spécifications et contrats utilisés par Thomas Telford dans la construction de route de Holyhead. Londres : Longman, 1833.

Au cours d'une longue expérience comme chargé de la route Londres-Holyhead, Parnell acquit une grande connaissance de la construction routière. Les tables relatives aux pentes des déblais présentant toute sécurité dans les différentes couches (voir tableau 3) offrent un certain intérêt.

Biographie

Sir Henry Brooke Parnell (1776-1842), Membre du Parlement, Economiste et Membre d'Honneur de l'Institution des Ingénieurs Civils Britanniques; a été avant tout responsable de la constitution de la Commission de la Route de Holyhead. (Dictionnaire de Bibliographies Nationales, 1895 - Vie de Thomas Telford, Londres, 1838.)

Tableau 3
Sécurité des pentes des tranchées
par Sir Henry Parnell, 1833

Argile de Londres	3/1	18,5°
Argile d'Oxford	2/1	26,5°
Argile d'Oxford en tranchées profondes	3/1	18,5°
Craie	1/1	45°
Calcaire ou grès	0,25/1	76°
Calcaire ou grès avec intercalations d'argile : lits horizontaux	1,5/1	33,5°
Si les couches sont inclinées, les pentes peuvent devoir être inclinées à	4/1	14°

13 GREGORY - 1844

Déblais et remblais de voies ferrées avec un compte-rendu de quelques glissements dans l'argile de Londres sur la ligne de Londres à Croydon.

Min. Proc. Inst. Civil Eng., vol. 3 (1844), pp. 135-145.

Premier compte-rendu d'un glissement dans l'argile de Londres. Il se produisit brutalement le 2 novembre 1841 près de la gare de New Cross, trois ans après l'exécution du déblai. En 4 heures environ, 50 000 yards cubes d'argile (36 000 m³) se déplacèrent sur une surface de glissement d'apparence « vitrifiée » le long du contact entre l'argile brune et bleue (fig. 9). Le travail de déblaiement était encore en cours le 26 novembre lorsqu'un glissement analogue se produisit sur la face opposée.

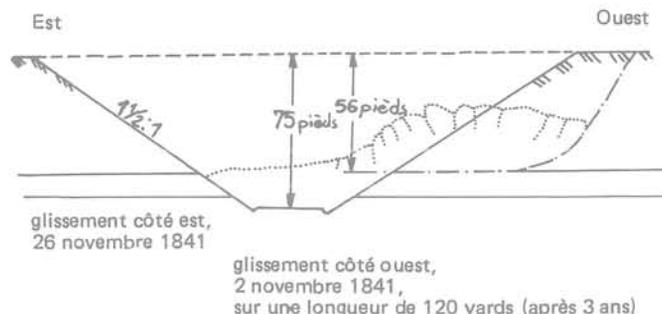


Fig. 9 Chemin de fer de Londres à Croydon. Tranchée exécutée en 1838. Coupe rectifiée d'après Gregory, 1844

Les déblais avaient été initialement découpés à la pente extraordinairement raide de 1,5 : 1 malgré la nature du sol et la grande profondeur (max 75 pieds) (23 m) de l'entaille. Les mesures prises pour remédier à la situation ont comporté la réduction de la pente à 2 : 1 avec de larges bermes d'où résultait une inclinaison moyenne de 2,5 : 1. Mais d'autres glissements, sur la même ligne, au sujet desquels il n'est pas donné de détails, ont été traités au moyen de tranchées remplies de gravier (ou contreforts) découpées au-dessous de la surface de glissement suivant les lignes de plus forte pente et réunies à la base par une couche de gravier.

De la longue et intéressante discussion sur le rapport il résulte que Robert Stephenson avait utilisé des contreforts pour stabiliser des glissements sur la ligne de Londres à Birmingham en 1839, notamment dans le Lias dans la tranchée de Blisworth près de Northampton. Il y avait un accord général sur le fait que les contreforts constituaient des drains profonds et provoquaient une augmentation de la résistance, comme des boutons de gravier ou de pierraille fondés sous la surface de glissement.

Dans la discussion, comme dans le rapport lui-même, il est fait allusion à des « joints et des fissures naturelles » dans l'argile de Londres (Gregory) et au fait qu'elle présente une grande quantité de fissures dans toutes les directions (de La Beche).

Biographies

Charles (devenu Sir Charles) Hutton Gregory (1817-1898) étudia avec Robert Stephenson et James Walker; fut Ingénieur délégué par William Cubitt sur les chantiers du Chemin de fer de Londres à Croydon; a succédé à Brunel en 1846 comme Ingénieur du Chemin de fer de Bristol à Exeter, et devint une autorité internationale comme Ingénieur des Chemins de fer : fut Président de l'Institution des Ingénieurs Civils [Min. Proc. Inst. Civ. Eng., 132 (1898) 377-382].

Sir Henry Thomas de La Beche (1796-1855), F.R.S., fut le premier Directeur du Service Géologique à partir de 1835. (Dictionnaire des Biographies Scientifiques, 1971.)

14 COLTHURST - 1844

Discussion du rapport de C. H. Gregory (n° 13).

Min. Proc. Inst. Civ. Eng., vol. 3 (1844), pp. 163-168.

Colthurst donne la première description qui ait été publiée d'un accident de talus dû à la fondation. Ce talus, sur le Great Western Railway, près de Hanwell, était haut de 54 pieds (16 m) avec des pentes inclinées à 1,5 : 1. Il était assis sur 4 pieds d'argile alluvionnaire et 3 à 10 pieds (1 à 3 m) de gravier superposés à l'argile de Londres (fig. 10). Le glissement, qui se produisit en mai 1837, a causé un tassement de 30 pieds (9 m) suivi par un soulèvement de 10 pieds (3 m) sur une largeur d'environ 80 pieds (24 m) et une longueur de 400 pieds (122 m). Des désordres de moindre importance se prolongeaient jusqu'à 220 pieds du remblai (67 m).

Immédiatement après le glissement, I. K. Brunel, Ingénieur en Chef du G. W. R., fit construire une berme ou «terrasse» ainsi que des tranchées normales au talus jusqu'au pied de celui-ci. Celles-ci permirent de se rendre compte de la nature du terrain qui avait été

perturbé. Les tranchées furent très probablement remblayées en gravier pour servir de drains. On ne tint pas compte du terrain sous le remblai dans l'appréciation du tassement à la partie supérieure du glissement. La terrasse latérale se comporta comme un procédé de stabilisation efficace.

Biographies

Joseph Colthurst (1812-1882) Ingénieur, fut chargé de la section Hamwell-Iver du G. W. R. et ensuite de la section de voie jusque Didcot. Il exécuta ultérieurement différents travaux sur des voies ferrées en Angleterre et à l'étranger. Min. Proc. Inst. Civ. Eng., 73 (1883), pp. 356-358.

Isambard Kingdom Brunel (1806-1859) le plus fameux ingénieur de voies ferrées de l'ère Victorienne; F. R. S. et Vice-Président de l'Institution des Ingénieurs Civils (L. T. C. Rolt : I. K. Brunel — Londres, 1957).

Fig. 10 a



Fig. 10 b

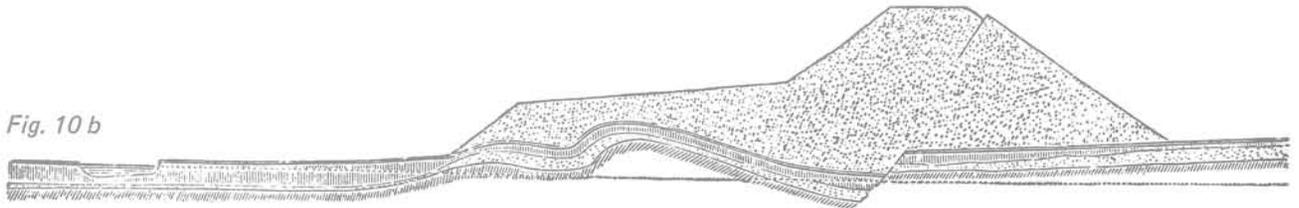


Fig. 10 c

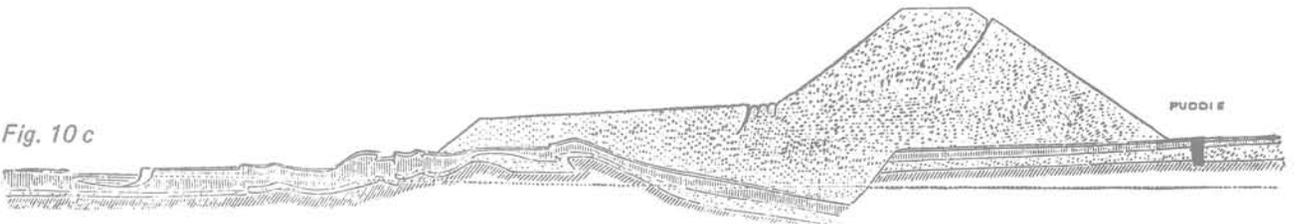


Fig. 10 Talus le long de la Brent à Hanwell, Great Western Railway

3 à 10 pieds (1 à 3 m) de terrains sédimentaires assis sur de l'argile de Londres recoupée en toutes directions par des couches ou joints plastiques. Le terrain était en pente douce vers la rivière Brent qui se trouvait à 20 pieds environ au-dessous de la partie Sud du remblai (6 m).

Le tassement du remblai a commencé durant la nuit du 21 mai 1837. Au matin on constata que la fondation avait cédé et qu'une masse de terrain, de 30 pieds de long (9 m) par 15 de large (4,5 m) avait été repoussée de sous la partie basse (Nord) du remblai vers le Brent. Pendant quatre mois cette avancée se développa et le tassement du remblai se poursuivit jusqu'à ce que la surface se présentât comme une ondulation. Une section à travers la partie déplacée montra que les différentes couches suivaient les déplacements de la surface. Des sections normales au remblai sur toute la hauteur montrée figures 10 b et 10 c permirent de se rendre compte du déplacement des différentes couches. L'accident survenu au remblai à cette période était limité à un tassement d'environ 15 pieds avec une fissure tout le long de la partie supérieure de la pente Sud au côté opposé à celui où la fondation avait cédé.

Monsieur Colthurst put déduire la profondeur de l'inclinaison de la rupture du sol de la pente de la fissure (voir section figures 10 b et 10 c).

Dès le début du glissement, monsieur Brunel fit constituer une berme sur la partie enflée de la surface au pied Nord du remblai. Le poids de la masse ainsi placée permit effectivement d'arrêter tout progrès ultérieur du tassement qui, à cette période, avait dépassé 20 pieds (6 m). La partie soulevée du terrain atteignait environ 400 pieds de long (122 m) pour 80 pieds de large (24 m) et était soulevée d'environ 10 pieds, (3 m) avec un déplacement horizontal d'environ 15 pieds. Les désordres se poursuivaient jusqu'à une distance de 220 pieds du pied du remblai, (67 m) vers la rivière Brent dont la rive Sud avait avancé d'environ 5 pieds. (1,5 m).

La section (fig. 10 a) montre la position des couches au moment de la formation du soulèvement.

La section (fig. 10 b) montre l'état des couches une fois la partie gonflée recouverte par les métaux de la terrasse.

La section (fig. 10 c) donne la forme de la terrasse et du terrain sous-jacent pendant le tassement ultérieur.

Recherches expérimentales sur les glissements spontanés de terrains argileux.

Paris : Carilian-Goeury et Dalmont, 1846.

Collin a fait une remarquable contribution à la connaissance de la stabilité des pentes argileuses, notamment quant aux premiers glissements de tranchées, de talus et de barrages en terre. Résumés autant que possible, les principaux points étudiés sont :

1 Les ruptures se produisent en principe le long de surfaces de glissement courbes (*surface de glissement*) de section approximativement cycloïdales, savonneuses, polies et striées et s'étendant à peu près jusqu'au pied de la pente. Un glissement est souvent précédé par des fissures en crête. Quelquefois, un second ou un troisième mouvement se produisent peu de temps après le premier donnant lieu à des glissements multiples (rétrogrades).

2 Les glissements profonds, tels qu'ils sont décrits ci-dessus, se produisent lorsque la cohésion est juste inférieure aux forces produites par la gravité. Ils peuvent se produire pendant ou immédiatement après la construction, ou ils peuvent être retardés de quelques années tandis que les infiltrations réduisent la cohésion.

3 Les mouvements suivant le premier glissement se poursuivent jusqu'à ce qu'une nouvelle position d'équilibre soit atteinte. La pente prend alors un profil définitif en S. Ces mouvements sont alors contrariés par les frottements, la cohésion ayant été annulée. La résistance due au frottement peut être réduite par l'effet de la pluie pénétrant la masse d'argile perturbée.

4 En général une surface de glissement est le résultat et non la cause d'une rupture. Collin reconnaît la possibilité de surfaces de glissement préexistantes, mais il rejette cette explication, donnée par Girard, des glissements dans le Bois de Saint-Denis (Mémoires sur le Canal de l'Ourcq — Paris, 1831).

5 Il y a aussi des glissements superficiels, peu profonds, dus à la destruction de la cohésion ou à sa réduction du fait de pluies répétées, de sécheresse, de gel et de dégel.

6 Collin décrit en détail, en donnant les profils cotés, dix glissements profonds. Il se reporte également, avec croquis à l'appui, à un nombre important d'autres glissements. La surface de glissement, lors de l'accident survenu à la tranchée de la fondation du barrage de Gros-Bois (fig. 11). C'est probablement la première qui ait fait l'objet de mesures exactes; la première qui ait fait l'objet d'une publication (par C. J. Minard — Cours de Construction des Ouvrages qui établissent la navigation des rivières et des canaux — Paris, 1841) est le levé du troisième glissement (1836) du barrage de Cercey.

7 Collin apporte une grande attention aux remèdes, y compris le drainage et le recompactage, mais il insiste tout spécialement sur les contreforts en pierre cassée. Ceux-ci, à 9 ou 10 m l'un de l'autre, de 2 m à 2,5 m de large, sont entaillés sous la surface de glissement et agissent avant tout comme des butées internes. Ils ont été utilisés pour réparer le glissement de 1835 du barrage de Cercey (il semble que cela ait été la première utilisation de ce procédé en France) et ensuite sur la plupart des glissements survenus lors des travaux du Canal de Bourgogne. Dans le cas de glissements superficiels, le battage de pieux, les

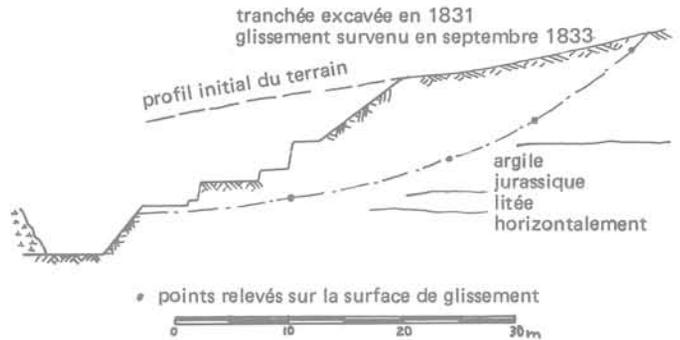


Fig. 11 Glissement dans la tranchée de la fondation, Grosbois. Collin, 1846

matelas de fascines, et les drains de faible profondeur peuvent être efficaces, ainsi que la plantation d'arbres.

8 Des essais de mesure de la cohésion ont été effectués dans l'appareil de cisaillement représenté (fig. 12), sur des échantillons de section 16 cm² ou de 1 cm² dans le cas d'argiles très dures. Les résultats (en tonnes/mètre carré) peuvent être résumés comme suit :

Argile molle, telle qu'elle résulte de l'infiltration d'eau de source ou de pluie	1,8-2,2
Argile à la consistance du matériau utilisé pour la construction de remblais ou barrages	3,2-5,9
Argile compacte telle que celle rencontrée dans les couches vierges de l'époque secondaire ou tertiaire	40-60

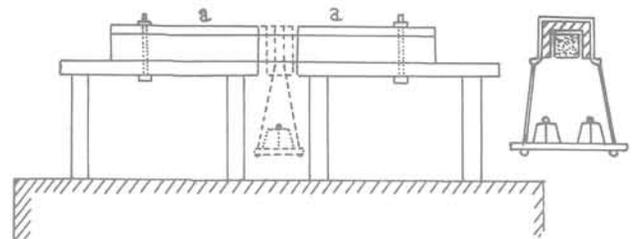


Fig. 12

Ces chiffres montrent l'influence de la teneur en eau sur la résistance au cisaillement. Collin a constaté que les essais en pratique avaient été trop rapides et il essaie de mesurer la résistance « permanente » en déterminant la résistance au cisaillement maxima que les échantillons puissent supporter sans déformation apparente. Elle semble être de l'ordre de 25 % de la résistance « instantanée ».

9 Des essais de frottement ont été effectués par Collin en faisant glisser un bloc d'argile sur un autre. Il trouve des coefficients de 0,6 à 1, mais en humidifiant les surfaces, il trouve des coefficients d'environ 0,2 ($\Phi = 12^\circ$).

10 En raison des effets de l'eau et de la durée, il est difficile de fixer une valeur limite de la cohésion d'une argile qui corresponde à une stabilité permanente. Mais si l'on pouvait donner une telle valeur, une analyse simple montrerait si une pente est stable ou quelle résistance devraient comporter des contreforts pour assurer sa stabilité. Cette résistance Q exprimée en tonnes par mètre de large peut être tirée approximativement de l'équation :

$$Q = W \sin \alpha - cL$$

où W est le poids des terres au-dessus d'une surface de glissement cycloïdale potentielle, α est l'inclinaison de la surface en un point à la verticale du centre de gravité de ces terres, L est la longueur de la surface de glissement et où Q est dirigé à l'angle α . Pour l'équilibre limite on a les conditions :

$$Q = 0 \\ W \sin \alpha = cL.$$

A titre d'exemple numérique, pour une pente de 1,5 : 1 de 10 m de hauteur, avec $\gamma = 1,725 \text{ t/m}^3$, la valeur de c est $1,7 \text{ t/m}^2$ (valeur que l'on peut comparer avec celle de $c = 2,4$ obtenue par l'analyse de la section supposée circulaire de Taylor).

De même, après le glissement on a :

$$Q = W \sin \alpha - W \cos \alpha \times f$$

où f est le coefficient de frottement.

L'équation $W \sin \alpha = cL$ peut être considérée comme un premier pas vers le calcul de la stabilité de la pente, en admettant $\Phi = 0$, et les essais de Collin à la boîte de cisaillement sont une première tentative pour mesurer la résistance des argiles non drainées. Toutefois, Collin lui-même attachait peu d'importance au calcul et considérait les essais comme une démonstration des effets de l'eau plutôt qu'une détermination pratique de la résistance au cisaillement. De plus il n'a jamais envisagé la possibilité d'essais sur échantillons intacts ou la détermination de la résistance au cisaillement par le calcul de la stabilité de glissements réels, en fonction des données expérimentales.

En fait, aucun progrès dans cette direction n'a été fait avant de nombreuses années. Mais l'importance pratique des travaux de Collin et de son raisonnement a été immédiatement reconnue par les ingénieurs français.

Biographie

Alexandre Collin (1808-1890) ancien élève de l'Ecole Polytechnique, Ingénieur des Ponts et Chaussées, a été affecté à des travaux sur le Canal de Bourgogne en 1833. Il commença à rédiger son Traité sur les glissements de terrains argileux en 1836. A partir de 1855 il occupa le poste d'Ingénieur en Chef du Loiret à Orléans. Il publia des Mémoires sur les injections, les irrigations, l'hydrologie, etc. Il prit sa retraite en 1873. (A. W. Skempton, « Alexandre Collin, 1808-1890, Pionnier en mécanique du Sol » — Trans. Newcomen Soc. 25 (1946), pp. 91-103.)

16 COMOY - 1875

Notice sur divers travaux de consolidation de terrains éboulés

Annales des Ponts et Chaussées 5^e série - vol. 10 (1875) pp. 8-51.

Après sa mise à la retraite, Comoy a rédigé ce compte-rendu de travaux de réhabilitation exécutés sous sa direction pendant la période 1856-1866 sur différents glissements (*éboulements*) de pentes argileuses. Les travaux correspondants comprennent des contreforts dans un talus de chemin de fer et une tranchée et sur la face aval d'une digue en terre, et un

mur de soutènement au pied d'une tranchée. Mais les cas les plus intéressants sont ceux relatifs à des travaux de drainage.

Dans l'hiver 1857-1858, des pluies exceptionnelles réactivèrent des glissements anciens, sur les pentes de la vallée de l'Allier inclinées à 9 et 10°, près de Vichy, dans des argiles tertiaires. Ces mouvements s'étendaient sur une longueur de 150 à 200 m le long de la ligne de plus grande pente suivant des surfaces de glissement typiques, de 3 à 7 m de profondeur. Dans cinq de ces glissements une seule tranchée a été creusée au centre de la masse en mouvement. Chaque tranchée avait une largeur de 1 m à la base et était remplie de gravier ou de pierres cassées sur une épaisseur de 2 m; le reste étant comblé en terre. Dans un sixième glissement, d'une largeur exceptionnelle, quatre de ces drains transversaux furent exécutés à 50 m l'un de l'autre débouchant dans un drain longitudinal près du pied de la pente. Ces tranchées étaient poussées au-dessous de la surface de glissement et là, où, dans un cas particulier, la profondeur dépassait 6 m sur une longueur de plus de 60 m, on construisit une galerie. Ces travaux furent exécutés pendant les années 1857-1862.

Les mêmes pluies ont provoqué un mouvement dans un glissement ancien (1825) dans la pente d'une colline au-dessus du Canal de Roanne à Digoïn près d'Avrilly, dans la vallée de la Loire. Là, quatre tranchées, suivant la plus grande pente, furent creusées jusqu'à la surface de glissement (dans ce cas avec une profondeur maximale de 7 m), le fond de chacune étant rempli de gravier sur une hauteur de 2 m. Un drain longitudinal fut également prévu, de 3 m de profondeur et 2 m de large, mais les quatre tranchées suivant la ligne de la plus grande pente furent laissées ouvertes au-dessus du remplissage de gravier. Depuis l'achèvement de ce travail en 1857, aucun mouvement ne se produisit jusqu'au moment où Comoy écrivit son mémoire en novembre 1874.

Le troisième cas est un glissement sur la voie ferrée Bayonne-Irun près de Biarritz, intéressant un remblai établi sur une pente. La surface de glissement, qui allait jusqu'à 13 m de profondeur, ne put être atteinte par des tranchées; néanmoins, les ingénieurs estimèrent qu'une stabilité suffisante pourrait être obtenue grâce à deux tranchées drainantes, à 30 m l'une de l'autre, remplies sur environ 3 m de matériaux graveleux et sur le reste de la hauteur par de la terre compactée. Le travail, exécuté en 1863-1864, s'avéra tout à fait satisfaisant.

Comoy attribue le succès des mesures appliquées à chacun des trois emplacements en partie à la division de la masse en mouvement et en partie, ou surtout, à l'effet de drainage des « eaux internes » grâce à quoi la cohésion fut établie. Il parle avec chaleur des travaux « de notre camarade Collin » pour une meilleure compréhension des glissements d'argile.

Biographie

— *Guillaume Emmanuel Comoy (1803-1885) fut élève de l'Ecole Polytechnique et de l'Ecole des Ponts et Chaussées. Il travailla de 1828 à 1856 sur le Canal du Centre et le Canal latéral de la Loire. De 1856 à 1861 il dirigea le Service des travaux de contrôle des crues dans le secteur de la Loire. Il rédigea plus d'une douzaine de mémoires. (Annales des Ponts et Chaussées, 6^e série, 10 (1885) 441-457.)*

17 a) SOOY SMITH - 1892

Constructions et Fondations à Chicago
Engineering News, vol. 28 (1892) pp. 343-345.

b) SHANKLAND - 1897

Constructions à squelette en acier à Chicago
Min. Proc. Inst. Civ. Eng., vol. 128 (1897) pp. 1-27.

Le centre de Chicago est constitué par une argile, molle, moyennement résistante, de 40 pieds (12 m) d'épaisseur, qui surmonte une argile plus compacte et qui a à sa partie supérieure une croûte mince provoquée par la dessiccation et qui est elle-même surmontée par 12 à 14 pieds (3,7 à 4,3 m) de sable et remblai. En 1890, lorsque Shankland projetait le Temple Maçonnerie de 20 étages (connu plus tard sous le nom de Capitole), les ingénieurs de Chicago avaient appris à limiter la pression sous les fondations de leurs « sky-scrapers » à squelette d'acier à environ 1,5 tonne par pied carré (0,18 MPa) et à prévenir des tassements allant pendant une période de plusieurs années jusqu'à 6 pouces (15 cm). De plus, même si ce point de vue n'était pas généralement admis, Sooy Smith savait que le « tassement lent et progressif résultait de l'expulsion de l'eau du sol », mots que l'on trouve dans son mémoire de 1892 et qui font écho à l'affirmation de Telford de 1821 (n° 11). Et Shankland, en 1897, dit tout aussi nettement que « le tassement est dû à la compression de l'argile qui a pour effet d'expulser l'eau ».

La première observation de tassement sur une longue période à Chicago et probablement la première en quelque point que ce fut, débuta en 1887 grâce à Sooy Smith lors de la construction de l'Auditorium, et se poursuivit pendant 50 ans (Peck - 1948).

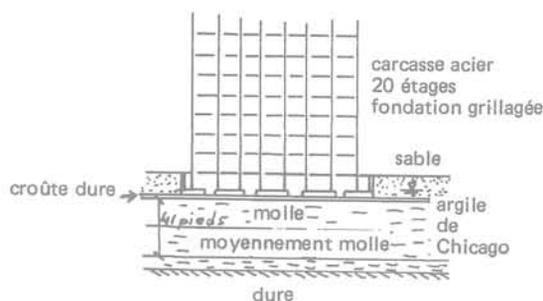
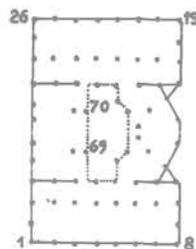
Une autre série d'observations commença en 1890 au début de la construction du Monadnock North Block, dans ce cas grâce à Shankland; et son relevé des tassements du Temple Maçonnerie (fig. 13) commencé en mai 1891 peu de temps après le début des fondations fut le premier à être publié, en 1897, avec des observations portant sur 4 ans et demi. Une série complète de nivellements exécutés en 1913 permet de tracer un plan des lignes de niveau montrant le tassement après 22 ans. A ce moment, le tassement, moyen était de l'ordre de 10 pouces (25 cm) comparé avec les 8 pouces (20 cm) que Shankland avait prévus dans son étude (Peck op. cit.).

Biographie

— William Sooy Smith (1830-1916), outre ses services pendant la guerre civile, où il atteignit le grade de Général de Brigade, travailla à partir de 1854 à la construction de voies ferrées et de ponts et depuis 1887 comme l'ingénieur-conseil le plus éminent sur les fondations des immeubles de Chicago.

(Dictionnaire des Biographies Américaines, 1937 (Peck op. cit.).)

Edward C. Shankland (1854-1924), après être sorti de l'Ecole Polytechnique Rensselaer, tra-



pression sous les fondations : 1,6 t/pied carré

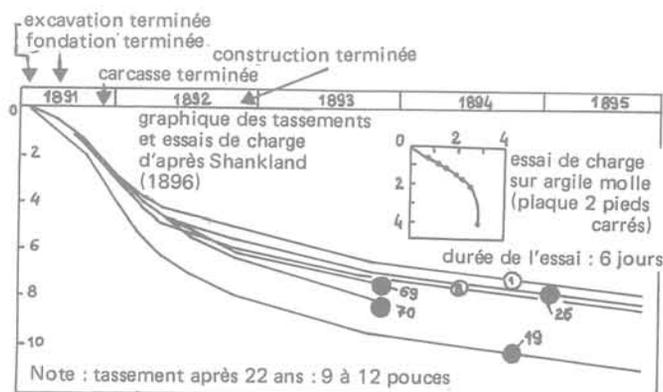


Fig. 13 Temple maçonnerie (Capitole), Chicago

vailla aux aménagements du Missouri et, à partir de 1883, à des projets de ponts. Il devint ingénieur en 1889 et, de 1894 à 1900, associé au Bureau Burnham and Root à Chicago. Plus tard il s'installa à son compte et on lui doit les projets de nombreux immeubles à structure d'acier de Chicago.

Le Développement de la Construction de Chicago - Presse de l'Université d'Illinois, 1949.

18 Digue sur fondations perméables

Lors de l'exécution de digues ou de barrages assis sur des couches de sable relativement profondes, si on ne peut pas réaliser une coupure complète, il est essentiel d'éviter les accidents par percolation et sous-pressions excessives. La « théorie du gradient hydraulique », mise au point au cours des années 1900, a constitué la

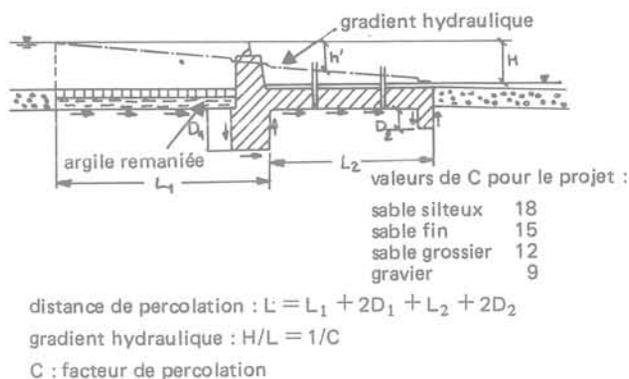


Fig. 14 Théorie du tracé des digues d'après le gradient hydraulique

première solution quantitative de ce problème. Cette théorie (voir fig. 14) se base sur le fait que :

1 La perte de charge h' en chaque point de l'assise de la fondation ou en un point quelconque de celle-ci est proportionnelle à la longueur du chemin de percolation au point considéré.

2 La sécurité du « facteur de percolation » C, c'est-à-dire le rapport entre la distance de percolation et la charge totale H, ne devrait pas être inférieure à des valeurs dépendant de la nature du sol et données en figure 14.

Ces valeurs de C ont été publiées par Bligh dans son mémoire : « Barrages, bouchures et digues », *Engineering News* vol. 64 (1910) pp. 708-710, dans lequel il expose la pratique courante, telle qu'elle s'était développée aux Indes et en Égypte pendant les 12 dernières années. L'idée d'éviter la formation de renard au moyen de coupures partielles ou de « rideaux étanches », à l'amont et à l'aval de l'assise de la structure hydraulique, remonte à des travaux exécutés aux Indes vers 1830 par Sir Proby Cautley sur le Canal Jumna Est et par Sir Arthur Cotton sur le Système du Delta de Cauvery. Une mesure de sécurité complémentaire a été introduite par le Colonel James Western lorsqu'il construisit un tapis amont imperméable en argile au cours des réparations des chutes de Jaoli, sur le Canal du Gange.

L'utilisation de tapis amont se répandit au cours des vingt années suivantes et devint pratique courante à partir de 1898. Mais jusque-là les projets paraissent avoir été complètement empiriques.

La théorie du gradient hydraulique fut déduite des essais de John Clibborn à Roorkee en 1896-1897 à la suite d'un accident causé par des infiltrations sur la digue Khanki sur la rivière Chenab. Ces expériences montrèrent :

(1) que les infiltrations tendaient à contourner une limite imperméable comme indiqué par les flèches dans la figure 14

(2) que les renards pouvaient commencer dans les sables fins lorsque le gradient hydraulique atteignait 0,1 (avec des valeurs de C de moins de 10 env.) s'il n'y avait pas de rideau aval.

3 Un rideau de moyenne profondeur cause seulement une faible augmentation de la longueur du chemin de percolation mais introduit une marge de sécurité certaine puisqu'il oblige l'eau à percoler vers le haut de la sortie; ceci est nettement une condition plus stable

que l'écoulement horizontal tel qu'il se produirait sans rideau. En résumé Clibborn présenta des diagrammes à lignes de gradient hydraulique (ou « pressions de pentes », comme il les nommait), analogues à la figure 14.

De plus, en 1897 et 1898, J. S. Beresford fit des essais qui montrèrent pour la première fois les effets d'un filtre inversé en produisant une sécurité complémentaire contre les renards.

Le rapport de Clibborn, écrit en 1897, fut publié sous le titre « Essais sur la percolation de l'eau à travers le sable de la Rivière Chenab depuis l'emplacement de la digue Khanki », dans son *Traité de Roorkee sur l'Ingénierie Civile : Travaux d'irrigation aux Indes* (Roorkee : Thomason College 1901). Ce rapport parut également, avec une courte note sur les essais de Beresford, dans les *Rapports Techniques n° 97* (Govt of India, 1902). En outre, ce même rapport 97 comportait une note de Beresford sur les observations piézométriques, faites en 1898, dans la fondation de la digue Narora sur le Gange. Il utilisa 2 piézomètres comme représenté (fig. 14).

Par une chance extraordinaire, l'assiette de cette digue, dans une baie voisine, s'affaissa seulement quelques jours plus tard. Comme la digue de Khanki elle était fondée sur du sable fin et des deux côtés la rupture se produisit avec des valeurs de C d'environ 9. Les deux digues furent reconstruites (celle de Khanki terminée en 1898 et celle de Narora en 1900) avec un tapis amont d'argile comportant un mur rideau qui augmenta la valeur de C jusqu'à 15 ou 16. A la même période, i. e. en 1900, la digue de Jamroa dans le Sind, également assise sur du sable fin, fut construite avec $C = 15$ et se tint de façon tout à fait satisfaisante.

Par ailleurs, la digue Coleron dans l'ensemble du Delta de Cauvery, qui s'était rompue avec $C = 8$ en 1837 (un an après sa construction), fut reconstruite avec $C = 12$ et se comporta bien; mais elle était assise sur du sable grossier. Au contraire, le barrage du Delta du Nil, assis sur un sable fin limoneux, ne devint sûr qu'après remaniement et accroissement de C jusqu'à 20. Ce travail, entrepris par le Colonel Western, fut terminé au début des années 1890.

Plus tard, en 1898, en combinant l'expérience acquise en Inde et en Égypte, W. J. Wilson exécuta un magnifique projet pour la fondation du barrage Asyut sur le Nil.

1 Il s'assura d'une valeur de C de 20 sous charge normale et de 16 sous la charge maxima possible.

2 Il utilisa des palplanches clavées en fer pour les coupures partielles.

3 Il plaça un filtre inversé immédiatement après la ligne des palplanches aval et sous l'extrémité de celles-ci et,

4 sur l'avis de Beresford il accrut l'épaisseur du tapis de 2 à 3 m.

Le barrage d'Asyut construit en 1898 à 1902, peut être considéré comme ouvrant une nouvelle époque dans l'étude rationnelle des ouvrages hydrauliques sur des fondations perméables. Après lui vinrent le Barrage Zifta dans le Delta du Nil, construit en 1902-1903, et la Digue Rasul, sur la Rivière Jhelum dans le Punjab, construite en 1899-1901. Tous étaient assis sur du sable fin ou limoneux, avaient des filtres inversés, des tapis aval ou des rideaux de palplanches ainsi que des valeurs de C supérieures à 16.

A l'exception de la digue de Jamroa, qui n'a été citée

que brièvement ici, tous les ouvrages mentionnés sont décrits complètement dans l'ouvrage classique de Buckley : *Les travaux d'irrigation en Inde* (London : Spon, 1905). Il donna aussi une explication claire de la théorie du gradient hydraulique, et un compte-rendu des observations sur les pressions dans les canalisations de Narora.

Tel est l'arrière-plan d'expérience présenté par Bligh en son rapport de 1910. La même année il publia la 2^e édition très revue et corrigée de son livre : *Projets pratiques de travaux d'irrigation* (Londres, Constable, 1910). Celui-ci précise les valeurs de C, mais étant un manuel qui couvre l'ensemble de la question, il comprend moins de détails sur les cas particuliers sur lesquels il s'est appuyé pour baser les valeurs utilisées.

La théorie du gradient hydraulique, avec ou sans quelques modifications peu importantes, fut acceptée dans le monde entier. Plus récemment on a introduit des méthodes basées sur les réseaux d'infiltration et la théorie du gradient hydraulique est tombée en désuétude. Mais ceci ne devrait pas réduire le mérite des ingénieurs qui firent les premiers pas dans la compréhension d'une branche importante de la mécanique des sols et qui, dans des conditions difficiles, construisirent d'importants ouvrages pour le bénéfice de millions d'hommes.

Biographies

— Lt.-Col. John Clibborn (1847-1938) étudia au Trinity College à Dublin, entra à l'Etat-Major de l'Armée des Indes, département d'irrigation, en 1872. Il fut directeur du Collège d'Ingénieurs Civils Thomason à Roorkee (1892-1901) (*Who-was-Who* 1929-1940).

— John Stuart Beresford (1845-1926), après avoir étudié à la Queen's University à Belfast, entra dans le Service des Travaux Publics de l'Inde en 1867. Il devint Ingénieur en Chef des Provinces Centrales en 1893 et du Punjab en 1896, puis Inspecteur Général de l'Irrigation 1898-1900. Il finit par s'installer à son compte (*Who's-Who*, 1916-1920).

— William John Wilson (1851-1900), fit ses classes au Collège Royal des Ingénieurs Indiens, à Coopers Hill. Il servit dans les travaux publics de 1874-1892. Puis se rendit en Egypte jusqu'à sa mort subite, suite de méningite, en août 1900. (*Min. Proc. Inst. Civ. Eng.*, 142 (1900) 383-384.)

— Robert Burton Buckley (1847-1927). Etudia à Whitworth, partit en Indes en 1869 et devint Ingénieur en Chef des Travaux Publics (*Who's-Who* 1916-1928).

— William George Bligh (1846-1923), en service aux Indes au département des Travaux Publics de 1869 à 1889. Il fut ensuite transféré aux travaux d'irrigation de Burma et vers 1908 fut nommé à Toronto comme Inspecteur Général du Ministère de l'Intérieur du Canada (*Inst. Civ. Eng. records*).

IV — Mécanique du sol classique

Dans les cinquante ans que couvre cette partie de notre exposé, différentes directions de recherche du plus grand intérêt ont été mises en route. Il faut citer avant tout les travaux de Rankine, Boussinesq et Résal sur l'analyse des champs de contraintes et la solution correcte présentée par ce dernier du problème des fissures de traction dans les argiles qui a conduit, entre autres, à ce que l'on dénomme la valeur inférieure de la hauteur critique d'une tranchée verticale. Également remarquables sont les essais de Darwin et d'Osborne Reynolds d'où est sorti très clairement le concept de dilatance, les expériences de Darcy sur la perméabilité, les travaux théoriques de Dupuit sur les écoulements d'eau dans le sol et l'introduction par Richardson et Forchheimer de la conception de réseaux d'écoulement.

Un point d'importance spéciale est l'essai fait par Rankine en 1862 d'arriver à une approche unique de la stabilité des pentes et des pressions de terrain pour le sable et l'argile dans des conditions à long terme par une voie simple et très pratique. Et, naturellement, il y a la solution classique de Boussinesq du problème de la répartition des contraintes.

D'autres questions, qui ne peuvent être développées ici, comprennent le cercle des contraintes de Mohr, les méthodes graphiques de détermination des pressions de terrain de Culmann et Engesser, le module de réaction du sous-sol de Winkler et l'analyse des lignes de glissement par Kötter.

En résumé, dès 1910, une grande partie de la mécanique des sols avait été mise au point et le pas en avant suivant devait dépendre d'une meilleure compréhension des propriétés des sols.

19 RANKINE - 1857

De la stabilité des terrains meubles
Phil. Trans. vol. 147 (1857) pp. 9-27.

A L'époque précise où Coulomb introduisait en mécanique des sols la méthode de l'équilibre limite, Rankine établissait les principes généraux de l'analyse du champ de contraintes (lignes de glissement). Opérant à deux dimensions avec des matériaux graveleux sans cohésion il a donné les équations d'équilibre

$$\begin{aligned} \frac{d\sigma_x}{dx} + \frac{d\tau}{dz} &= 0 \\ \frac{d\sigma_z}{dz} + \frac{d\tau}{dx} &= \gamma \end{aligned} \quad (1)$$

et la condition de rupture est

$$\frac{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau^2}{(\sigma_x + \sigma_z)^2} = \sin^2 \Phi \quad (2)$$

où σ et τ sont les contraintes normales et de cisaillement sur un élément et Φ « l'angle d'équilibre » défini par la relation de cisaillement

$$s = \sigma_n \operatorname{tg} \Phi$$

Exprimée en contraintes principales, l'équation (2) devient :

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \sin \Phi \quad (3)$$

et les lignes de glissement (« plans de rupture ») sont

5 La cohésion et le frottement du sol sont si variables que l'ingénieur ne devrait jamais faire confiance à des livres ou à des tables lorsqu'il a la possibilité d'obtenir les renseignements nécessaires, soit par l'observation de travaux en terre dans le même matériau, ou par l'expérimentation.

6 Néanmoins, à titre de guide, Rankine a établi des tables donnant Φ pour différents types de sol. Il y a une faute d'impression (21° au lieu de 31°) pour la limite inférieure des sables, mais, sans m'y attacher, j'ai présenté dans le tableau 4 quelques valeurs typiques. On verra que pour les argiles, ces « angles de repos » correspondent à la stabilité à long terme ou « permanente » avec $c = 0$.

7 En général on peut faire confiance à la cohésion de la roche et on peut donner une pente raide aux pentes des excavations taillées dans celles-ci. Mais les schistes sont susceptibles de se ramollir sous l'effet de l'hygrométrie et il est des schistes qui sont à peine plus résistants que de la terre et qui nécessitent des pentes de 1 : 1 ou 1,5 : 1.

8 Il reprend (voir n° 19) les expressions auxquelles il était déjà arrivé dans son Mémoire de 1857 de poussée, de butée et de charge portante.

9 Il introduit en outre la conception d'une unité équivalant de masse γ_e telle que

$$P_a = \frac{1}{2} H^2 \gamma_e$$

ou $\gamma_e = \gamma K_a$.

On trouvera table 4 quelques valeurs de γ_e pour le cas d'un mur vertical et d'un remblai horizontal.

10 En supplément à son Mémoire de 1857, Rankine donne l'expression de la traction limite T , qui peut être appliquée à la chaîne horizontale d'une poutre d'ancrage. Si le haut et le bas de la poutre de l'ancrage sont à des profondeurs D_1 et D_2 au-dessous du niveau du sol, on a

$$T = \frac{1}{2} \gamma (D_2^2 - D_1^2) \frac{4 \sin \Phi}{\cos \Phi}$$

Ceci résulte directement de l'intégration de $(p_p - p_a) dz$.

11 Les murs de soutènement devraient être étudiés de manière que :

a) la résultante passe par le tiers central de la base, pour éviter des tractions ou des sous-pressions au talon;

b) l'obliquité de la résultante ne doit pas dépasser Φ_1 , angle de frottement entre la fondation et le terrain sous-jacent et Rankine donne des valeurs de Φ_1 égales à 18° pour de l'argile humide et à 27° pour de l'argile sèche;

c) la pression maxima de fondation ne doit pas dépasser la charge portante admissible.

12 Les fondations de murs et de constructions peuvent être classées comme assises sur a) de la roche, b) de la terre résistante, comme du sable, c) de la terre meuble. Pour le rocher sain, on peut utiliser des charges de 10 t/pied carré (1,2 MPa), bien que dans certains grès tendres il ne faille pas dépasser 2t/pied carré (0,25 MPa).

Dans un terrain résistant les fondations devraient être descendues jusque 3 et 4 pieds (1 m) sous le niveau du sol, pour éviter la désintégration par le gel et la

sécheresse; les charges sont en général limitées à environ 1,5 t/pied carré (0,19 MPa). Lorsque le terrain est meuble on peut utiliser une plate-forme en bois ou une dalle en béton pour répartir la charge autant que possible, mais en général on utilise les fondations sur pieux. Celles-ci peuvent constituer des groupes de pieux courts, de 6 à 12 pieds de long (2 à 4 m), battus aussi près que possible l'un de l'autre, en réalité pour abaisser d'autant le niveau d'application de la charge. Dans d'autres cas les pieux sont écartés les uns des autres et chacun supporte sa part de la charge. Les pieux peuvent être battus à travers les couches molles jusqu'à un matériau résistant ou, si cela n'est pas possible, elles doivent transmettre leur charge par frottement dans les couches molles.

13 Les remblais, assis sur des terrains peu résistants, peuvent comporter des pentes dont les angles ne dépassent pas l'angle de repos Φ_1 du sol. On peut aussi excaver le sol jusqu'à une profondeur h_1 et remplir l'excavation par du matériau, h_1 étant déterminé par l'expression :

$$h_1 [k^2 \gamma_1 - \gamma] = \gamma h$$

où γ_1 et γ sont les poids volumiques du sol et du remblai, h la hauteur du remblai et $k = (1 + \sin \Phi)/(1 - \sin \Phi)$. Les pentes en tranchées seront inclinées à Φ_1 et celles de remblais en fonction de ce qui a été dit ci-dessus.

14 La meilleure méthode pour s'assurer de la nature du sol est de forer un ou plusieurs puits combinés avec des sondages qui, pour des tranchées ou des tunnels, doivent être à 200 ou 300 m l'un de l'autre. Ces sondages ne procurent que des échantillons perturbés (ou fragmentés) ou ramollis par l'eau courante, mais ils montreront s'il y a suffisamment de changements dans les couches pour obliger à creuser des puits supplémentaires.

Rankine a été critiqué dans les temps modernes pour n'avoir pas tenu compte de la cohésion et, du fait de son autorité, d'avoir perpétué une théorie parfois trop simplifiée. Il était naturellement au courant de l'analyse des pressions de terrain en c , Φ mais l'estimait douteuse pour les applications pratiques par défaut de données expérimentales. En 1862 cette remarque était justifiée. Ni lui ni personne autre ne pouvait donner des chiffres valables à la fois pour c et Φ . Au lieu d'adopter ce que l'on pourrait appeler une approche semi-empirique, basée sur l'observation des pentes permanentes dans l'argile et d'utiliser des valeurs de Φ déduites des observations et basées sur l'hypothèse $c = 0$, il reconnut clairement que cette méthode ne pouvait être appliquée à des problèmes à court terme dans l'argile, mais on peut se demander si le bien-fondé de l'hypothèse $c = 0$ ne peut pas être remis en question.

Pour les sols sans cohésion on peut critiquer le fait qu'il néglige le frottement du mur. Il a également négligé de traiter la pression hydrostatique due aux nappes phréatiques, bien que, comme on le verra dans le Mémoire de Baker (n° 24), ceci ne présentait pas de difficultés dans les sols perméables.

Rankine introduit une courte description, des outils de forage et de prélèvement d'échantillons. Elle est basée sur le compte-rendu détaillé de W. D. Haskoll : *Le Guide du forage à l'attention de l'ingénieur-adjoint de voie ferrée* (Londres, 1846). Mais la technique était déjà bien établie à l'époque et les compte-rendus de forages de reconnaissance remontent en Angleterre à 1770.

Tableau 4

Quelques valeurs types de poids volumique γ (livre/pied cube) et d'angle de repos Φ 1829 volumique long terme) avec les valeurs correspondantes des coefficients de pression de terrain K_a et K_p (pour $\beta = 0$ et des murs verticaux) et le poids volumique équivalent $\gamma_e = \gamma \cdot K_a$ d'après Rankine, 1862.

	γ (lb/cu · ft)	Φ°	cot Φ	K_a	γ_e	K_p
Argile humide	120	16	3,5	0,57	68	1,8
Argile sèche	130	27	2	0,38	50	2,6
Sable	100	33	1,5	0,29	29	3,5
Gravier	100	38	1,25	0,23	23	4,3
Briques	112					
Maçonnerie	130					

21 DARCY - 1856

Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon
Paris, Dalmont, 1856.

James Simpson avait introduit des filtres à sable, de granulométrie déterminée, à l'usine de purification d'eau de Chelsea en 1829 et ceux-ci furent adoptés dans une demi-douzaine de villes en Grande-Bretagne et en France dans les vingt ans qui suivirent. Darcy donne des détails sur ces installations, mais se rend compte que les données relatives à leurs performances ne permettaient pas de déduire une loi générale sur l'écoulement de l'eau dans le sable. Il décida donc d'aborder le sujet expérimentalement et réalisa 36 essais à Dijon entre octobre 1855 et février 1856.

Son appareillage comprenait un tube vertical de 35 cm de diamètre équipé à sa base d'une grille à mailles fines supportant un lit de sable, et de manomètres à mercure permettant de lire la pression de l'eau au-dessus et au-dessous du sable. Avec 58 cm de sable dans le tube, l'écoulement était mesuré sous des charges différentielles comprises entre 1 m et 10 m, chaque essai durant environ 20 minutes. Les essais étaient répétés avec des épaisseurs de 110 à 170 cm de sable.

En se rapportant à la figure 16, si les hauteurs piézométriques au-dessus et au-dessous d'une couche de sable d'épaisseur L et de surface A sont respectivement $(h + L)$ et h_0 , et si Q/A est la quantité d'eau qui s'écoule par unité de surface (c'est-à-dire la rapidité de l'écoulement v), Darcy a trouvé que pour toutes les valeurs de h , h_0 et L les résultats de ses essais satisfaisaient l'expression

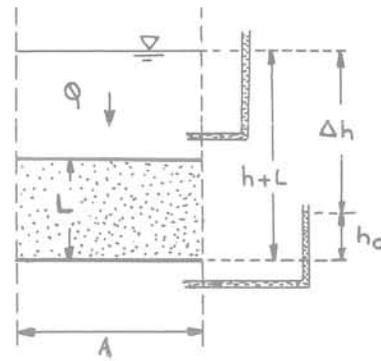
$$\frac{Q}{A} = v = k \frac{(h + L) - h_0}{L} = k \frac{\Delta h}{L} \quad (1)$$

où k est une constante qu'il définit comme « un coefficient dépendant de la perméabilité de la couche de sable ».

L'équation (1) ci-dessus est connue comme la loi de Darcy. Elle est analogue à la loi de l'écoulement dans les tubes capillaires établie par Poiseuille en 1841.

Dans ses essais, Darcy utilisait un sable de granulométrie moyenne avec une porosité de 38 %. La valeur de k était environ 0,03 cm/s.

Dans chaque essai, h et h_0 étaient maintenus constants pendant la mesure de Q . Mais Darcy a aussi considéré le cas où une certaine quantité d'eau est placée sur une



Les essais à charge constante montrent :

$$\frac{Q}{A} = v = k \frac{(h + L) - h_0}{L} = k \frac{\Delta h}{L}$$

où k est le coefficient de perméabilité à charge variable, avec h_0 constant on a :

$$v = - \frac{dh}{dt}$$

$$\log_e \frac{\Delta h_1}{\Delta h_2} = k \frac{t_2 - t_1}{L}$$

Fig. 16 Darcy, 1856

couche de sable à travers laquelle elle percole sous le seul effet de la gravité. La hauteur d'eau h diminuera avec le temps, et la rapidité de l'écoulement à chaque instant (h_0 étant constant) sera

$$v = - \frac{dh}{dt}$$

En combinant cette expression avec l'équation (1) on voit que

$$\log \frac{\Delta h_1}{\Delta h_2} = k \frac{t_2 - t_1}{L} \quad (2)$$

qui est l'équation de l'écoulement à « charge décroissante ». Darcy l'a confirmé expérimentalement.

Biographie

— Henri Philibert Gaspard Darcy (1803-1858), Inspecteur Général des Ponts et Chaussées, a étudié et dirigé la construction de l'approvisionnement en eau de la Ville de Dijon (1834-1842) et la partie de la voie ferrée Paris-Lyon traversant la Côte d'Or (1842-1848). Il devint ensuite Ingénieur en Chef des Services Municipaux de la Ville de Paris. Il retourna à Dijon en 1855 et se consacra entièrement aux recherches hydrauliques. (Dictionnaire Biographie Française, 1970.)

22 DUPUIT - 1863

Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables

Paris, Dunod, 1863.

Dans cette édition qui complète un travail antérieur

(1848), Dupuit traite pour la première fois d'un écoulement permanent, sous l'effet de la gravité, d'une nappe dans des terrains perméables. Il fait l'hypothèse simplificatrice que le gradient hydraulique est pour chaque section verticale :

- a) égal à la pente de la surface libre de la nappe,
- b) constant sur toute la hauteur de cette section.

Ces approximations, il le reconnaît, ne sont valables que pour de faibles gradients. L'écoulement dans une couche perméable surmontant une limite horizontale imperméable, peut s'exprimer comme suit par unité de largeur

$$q = -kh \frac{dh}{dx} \quad (1)$$

où h est la distance de la surface libre à la limite étanche et k le coefficient de perméabilité.

Dupuit aborde tout d'abord l'écoulement à deux dimensions. Si h_0 est la profondeur pour $x = 0$ et h la profondeur ($h > h_0$) à la distance x de l'origine, l'intégration de l'équation (1) donne

$$q = k \frac{h^2 - h_0^2}{2x} \quad (2)$$

Ceci peut être appliqué directement à un talus à faces verticales comme un batardeau. Si h_w est la hauteur d'eau en aval (où $x = 0$) et H la hauteur d'eau en amont, on a

$$q = k \frac{H^2 - h_w^2}{2L} \quad (3)$$

où L est la largeur de la digue. De plus, les équations (2) et (3) montrent de suite que la surface libre à l'intérieur de la digue est

$$h^2 = h_w^2 + \frac{x}{L} (H^2 - h_w^2) \quad (4)$$

Pour analyser l'écoulement tridimensionnel vers un puits équipé d'une pompe, Dupuit suppose le puits, de rayon r_w , placé au centre d'une île de sable de rayon R à bords verticaux au-delà desquels le niveau est maintenu à la profondeur H . Il montre ensuite que l'écoulement total vers le puits est :

$$Q = k \frac{\pi(H^2 - h_w^2)}{\log^R/r_w} \quad (5)$$

où h_w est la profondeur de l'eau dans le puits et que l'équation de la surface libre est

$$h^2 = h_w^2 + (H^2 - h_w^2) \frac{\log r/r_w}{\log R/r_w} \quad (6)$$

De même l'écoulement vers un puits artésien à partir d'un aquifère horizontal de dimensions limitées, d'épaisseur D , est

$$Q = k \frac{2\pi D(H - h_w)}{\log^R/r_w} \quad (7)$$

où H et h_w sont les niveaux piézométriques à la limite extérieure et au puits. Ces équations s'appliquent à un puits pénétrant toute l'épaisseur du sable.

Pour les recherches ultérieures sur les infiltrations vers le puits, voir Hall (1954). Mais on peut dès maintenant attirer l'attention sur les quatre points suivants :

1 L'étendue de la couche perméable est probablement d'une dimension presque illimitée par rapport à sa profondeur, mais on ne peut lui donner une valeur infinie. Cette difficulté a été résolue en principe par Adolphe Thiem, lequel, en 1870, se rendit compte qu'au-delà d'une certaine distance, le rabattement était négligeable ou nul, du fait que le remplissage du puits

par la nappe phréatique ou la pluie tend à compenser la quantité drainée par le puits, si bien que H peut être pris comme la profondeur initiale de l'eau à une certaine distance, finie, la valeur de R étant considérée comme le rayon d'influence.

2 Pour des gradients raides les surfaces libres résultant des équations (4) et (6) sont des approximations grossières, mais, fait surprenant, les équations (3) et (5) sont des expressions mathématiques exactes du volume de l'écoulement. Ce point est expliqué par P. Y. Polubarinova-Kochina dans son *Traité du mouvement de la nappe phréatique*, traduit par R. de Weist (Princeton, 1962).

3 Le problème de l'écoulement vers une ligne ou un groupe de puits, important dans le processus des rabattements de nappes, a été traité par Philippe Forchheimer en 1898 et dans des Mémoires ultérieurs.

4 L'emploi d'essais de pompage in-situ pour déterminer la perméabilité, utilisant l'équation (5) et utilisant des observations dans des piézomètres ou des tubes plantés dans le sol, à une certaine distance du puits, est due à Günther Thiem en 1906.

Biographie

— *Arsène Jules Etienne Juvénal Dupuit (1804-1866) est entré aux Ponts et Chaussées en 1824 après être passé par l'École Polytechnique. Il a été Ingénieur en Chef du Maine-et-Loire à partir de 1842 et de la Ville de Paris à partir de 1850. Il est l'auteur de différents Mémoires et de livres sur des aspects divers de l'art de l'ingénieur civil.* (Dictionnaire Biographie Française, 1970).

23 BOUSSINESQ - 1876 et 1885

a) *Essai théorique sur l'équilibre d'élasticité des massifs pulvérulents et sur la poussée des terres sans cohésion*
Mémoires de l'Académie Royale de Belgique - vol. 40 (1876) p. 180. Réimprimé avec un titre légèrement différent à Paris chez Gauthier-Villars, 1876.

b) *Sur l'intégration par approximation successives d'une équation ... dont dépendent les pressions intérieures d'un massif de sable à l'état ébouleux*
Dans l'Application des Potentiels, Paris 1885 (voir n° 27) pp. 705-712.

L'analyse de Rankine des contraintes dans une masse semi-infinie de sol sans cohésion est correcte aussi loin qu'elle va, mais est très limitée quand on cherche à l'appliquer à des murs de soutènement, du fait qu'elle ne tient pas compte du frottement du mur comme d'une variable indépendante. En réalité, elle admet que la pression de terrain agit sur le mur dans une direction parallèle à la surface libre. Ce problème des murs de soutènement, analysé en fonction des contraintes en place, a attiré l'attention de Maurice Lévy en 1867 et de Barré de Saint-Venant en 1870 (Heyman, 1972) et des progrès importants ont été faits par Boussinesq. Ses recherches débutèrent en 1873 et il présenta son *Essai* à l'Académie Royale des Sciences de Belgique en juin 1874. Il fut publié deux ans après.

Boussinesq commence en considérant une masse de sable sec avec une surface inclinée, en état d'équilibre élastique sous son propre poids. Son analyse est basée sur l'hypothèse d'une compressibilité négligeable et d'un module de cisaillement μ proportionnel à la pression moyenne. Je ne reprendrai pas cette partie de son Mémoire, si ce n'est pour signaler que dans son introduction, Boussinesq indique que l'on peut négliger la pression atmosphérique « du fait qu'elle agit dans toutes les directions à l'intérieur de la masse et autour de chaque grain... Elle n'a donc aucune influence sur leur action mutuelle et, par conséquent, ne modifie pas les forces supplémentaires normales et tangentielles que les contacts entre grains produisent sur l'unité de surface de chaque élément. Seules, ces forces supplémentaires doivent être prises en compte ». Nous avons ici une expression claire, même si elle est restrictive, du principe des contraintes effectives.

Passant au problème de la pression de terrain, Boussinesq admet que le mouvement latéral a été suffisant pour mettre la masse de sable en état d'équilibre plastique ou limite. La difficulté est alors de combiner les équations (1) et (2) de Rankine avec la condition aux limites $\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \delta$ sur le plan représentant la partie arrière du mur de soutènement.

Boussinesq prend le cas général d'une paroi inclinée et d'un remblai en pente et réussit à trouver une solution approchée pour la pression de terrain agissant sous un angle δ par rapport à la normale à la paroi. Pour la simplicité, si on considère un mur vertical et un remblai horizontal (fig. 17), il y a une discontinuité dans le champ de contraintes entre l'état défini par Rankine dans la zone OAQ et le coin OMQ et les lignes de glissement dans le coin doivent être incurvées.

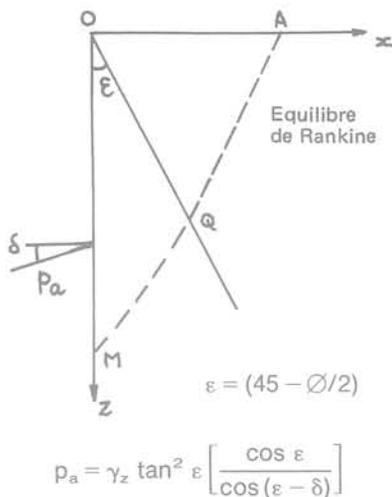


Fig. 17 Boussinesq, 1876

Tableau 5

Valeurs de $K \cos \delta$ où $P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K$ cas du mur vertical et du remblai horizontal

ϕ°	$\delta = 0$	$\delta = \phi$			
	Rankine	Coulomb	Boussinesq		Caquot et Kerisel
			1876	1885	
30	0,333	0,257	0,250	0,262	0,267
35	0,271	0,205	0,199	0,208	0,213
40	0,217	0,161	0,156	0,164	0,168
45	0,172	0,125	0,121	0,127	0,131

Écrivant que la pression de terrain à toute profondeur sur le plan $x = 0$ a pour expression

$$p = \gamma z \cdot K \quad (1)$$

il trouve en première approximation

$$K = \operatorname{tg}^2 \varepsilon \frac{\cos \varepsilon}{\cos(\varepsilon - \delta)}$$

$$\text{ou} \quad K \cos \delta = a^2 \frac{1}{1 + a \operatorname{tg} \delta} \quad (2)$$

$$\text{où} \quad a = \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \operatorname{tg} \varepsilon.$$

Les valeurs de $K \cos \delta$ tirées de l'équation (2) figurent au tableau 5.

Boussinesq reprit ce problème plusieurs fois et, finalement, dans un chapitre supplémentaire de *l'Application des Potentiels* (1885), il obtint une seconde approximation laquelle, pour des parois verticales et un remblai horizontal, peut être mise sous la forme :

$$K \cos \delta = a^2 \frac{1}{1 + a \operatorname{tg} \delta} C$$

où

$$C = 1 + \frac{1}{\sin \phi} \left[\frac{a \operatorname{tg} \delta}{1 + a \operatorname{tg} \delta} \right]^2 \log \frac{4}{\ell} \quad (3)$$

Il pensait que cette expression correspondait à une limite supérieure mais les résultats (table 5) sont numériquement presque identiques aux meilleures solutions de l'analyse limite, disponibles actuellement (W. F. Chen : *Analyse limite et plasticité des sols* - Amsterdam (1975) et sont légèrement inférieures aux valeurs du champ de contraintes obtenues par Caquot et Kerisel (*Traité de Mécanique des sols*, Paris 1949), et par V. V. Sokolovski (*Statique des sols*, traduit par D. H. Jones and A. N. Schofield, Londres, 1960).

Biographie

— Joseph Valentin Boussinesq (1842-1929) un autodidacte en mathématiques appliquées, puissant et original. Il commença sa carrière comme simple maître d'école pour arriver membre de l'Académie des Sciences, Professeur à l'Université de Lille en 1873 et à la Sorbonne en 1886.

(Dictionnaire de Biographie Scientifique (1970) - Armand Mayer : *Géotechnique* 4 (1954) 3-5.

24 BAKER - 1881

La véritable pression latérale dans les ouvrages en terre

Min. Proc. Inst. Civ. Eng. vol. 65 (1881) pp. 140-186.

Baker adopte la théorie classique de la pression de terrain, dans l'hypothèse $c = 0$, $\delta = 0$, en exprimant les résultats en termes de poids volumique équivalent (voir n° 20) et il montre par l'application de cette théorie que la poussée latérale et le moment sur des murs expérimentaux essayés par Hope (n° 10) et d'autres, sont surestimés. Curieusement, il ne tient pas compte du frottement sur le mur, mais dans une correspondance relative à ce mémoire (publiée dans le même volume), Flamant et Boussinesq tiennent compte de cet élément et montrent qu'il permet de résoudre les différences.

Baker décrit ensuite quelques-uns des murs de soutènement du Métropolitain de Londres. Un mur de 23 pieds de haut (7 m) retenant du sable sec et calculé pour $\gamma_s = 20$ livres/pied cube ($3,2 \text{ kN/m}^3$) resta stable alors qu'il aurait dû se rompre, du fait que l'on avait $\Phi = 37^\circ$ (ici aussi nous notons que le frottement sur le mur permet de rendre compte de certaines anomalies). En un autre emplacement où des apports de terre et de gravier de 20 pieds d'épaisseur (6 m) surmontaient l'argile de Londres, un mur de 30 pieds de haut (9 m) se rompit par glissement et rotation. Il fut reconstruit avec une section un peu plus large et une fondation plus profonde pour tenir environ 55 livres/pied cube ($8,8 \text{ kN/m}^3$) et resta stable. Un deuxième mur dans le voisinage, prévu pour une charge unitaire équivalente, plutôt plus importante, bascula légèrement et se déplaça vers l'avant, mais il y avait, pas loin derrière le mur, une conduite qui fuyait.

Une vingtaine de murs de quai sont également décrits. Là où la pression équivalente utilisée pour le calcul est indiquée, elle varie depuis une valeur exceptionnellement basse de 30 livres/pied cube ($4,8 \text{ kN/m}^3$) à une valeur qui paraît plus normale de 50 à 60 livres/pied cube ou même 80 livres/pied cube (8 à $9,6$ ou même $12,8 \text{ kN/m}^3$) dans le cas d'un mur adossé à une argile très plastique. Un seul de ces murs se rompit par basculement, mais plusieurs furent détruits par glissement vers l'avant sur l'argile. Au moins deux de ceux-ci paraissent avoir été calculés avec un angle de frottement à la base de 27° , c'est-à-dire un facteur de sécurité de 1,0 par rapport à la valeur la plus élevée donnée par Rankine pour Φ dans l'argile, et, en général, les fondations étaient trop superficielles pour développer une butée appréciable; un élément rappelé avec insistance par Poncelet (n° 9), mais, semble-t-il, oublié par certains ingénieurs de la fin du 19^e siècle.

Prenant une vue d'ensemble de tous les essais en place, Baker conclut que la théorie classique n'a qu'une utilité pratique limitée. Mais cette opinion ne paraît pas entièrement justifiée, et je dirais volontiers que si l'on avait dans tous les cas pris en compte la sécurité en cas de glissement, avec les valeurs de pression de terrain indiquées par la théorie de Rankine, et des angles de frottement internes raisonnables, ceux-ci auraient permis un calcul avec une bonne approximation de la stabilité à long terme dans l'argile.

Un des points les plus intéressants dans le mémoire se présente à l'occasion des écluses où le niveau de l'eau devant le mur est souvent beaucoup plus bas que celui derrière celui-ci (fig. 18). Ici Baker indique que sous le niveau de la nappe phréatique la pression totale est la

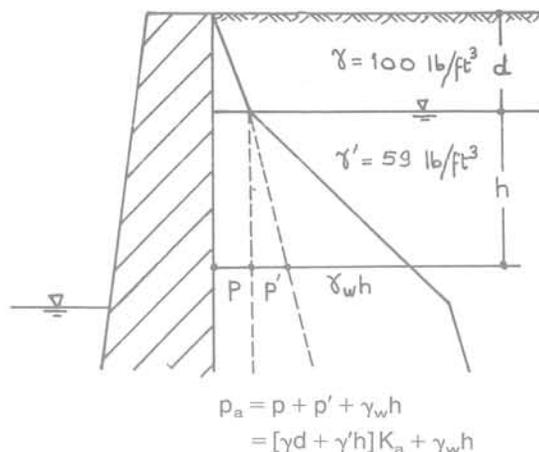


Fig. 18 D'après Baker, 1881

somme de la pression hydrostatique et de la pression latérale du remblai avec son poids unitaire réduit par la poussée. Il donne comme exemple un remblai d'une porosité de 35 %. Dans l'air celui-ci pèse 100 livres/pied cube, (16 kN/m^3) mais sous l'eau la contrainte latérale sera celle correspondant à la charge submergée, soit 59 livres/pied cube, ($9,4 \text{ kN/m}^3$) Ceci est parfaitement correct, mais le même raisonnement n'aurait probablement pas pu être appliqué à de l'argile, qui est considérée comme tout à fait imperméable.

Biographie

— Sir Benjamin Baker (1840-1907), F. R. S. LL. D., Président de l'Institution des Ingénieurs Civils. Il fit partie de l'équipe de Sir John Fowler et à partir de 1869 fut son principal adjoint pour la construction du Métropolitain. Il devint plus tard l'associé de Sir John et, avec celui-ci, fit les plans de nombreuses extensions du Système des Transports souterrains de Londres et du Pont sur le Forth. Il fut également, entre autres, Conseil pour des travaux d'irrigation en Egypte. (*Min. Proc. Inst. Civ. Eng.* 170 (1907) pp. 377-383.)

25 DARWIN - 1883

De la poussée horizontale d'une masse de sable

Min. Proc. Inst. Civ. Eng. vol. 71 (1883) pp. 350-378.

Des essais ont été effectués sur une boîte de 22 cm de long et 30 cm de large dont l'un des côtés pivotait autour d'un axe horizontal et que l'on avait remplie de 18 à 34 cm de sable. Des essais faits avec soin sur le sable uniforme, sec et à grain fin, avaient donné un angle de frottement interne de $\beta_n = 35 \pm 1^\circ$ et une densité à l'état meuble de 1,40. La face interne du panneau basculant avait une fine couche de sable collée à sa surface. Après avoir rempli la boîte jusqu'à une profondeur quelconque H, la force qui maintenait le panneau fut réduite graduellement jusqu'à ce que le sable s'écoule, ce qui arrivait normalement lorsque le sommet du panneau s'était déplacé de 1 mm ou 1,5 mm.

Si le moment de renversement lors d'entrée en plasticité est M , et si la composante horizontale de la poussée est $P \cos \delta$ et en admettant que le centre de poussée est situé au tiers inférieur de l'écran on a :

$$M = \frac{H}{3} P \cos \delta$$

et, posant

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 K$$

on a

$$M = \frac{1}{6} \gamma H^3 K \cos \delta.$$

Dans les premières séries d'essais la boîte était remplie de sable meuble placé en couches horizontales. Les résultats montrèrent que M était vraiment proportionnel à H^3 et que l'on avait $K \cos \delta = 0,18$ cette valeur étant la moyenne de 18 essais.

Après chaque essai le sable était complètement remanié avec un bâton et on martela les côtés de la boîte. Ainsi densifié le sable avait une densité de 1,55 et on avait $K \cos \delta = 0,132$. D'autres essais ont été faits avec du sable meuble déversé en couches inclinées et aussi avec la surface inclinée à $\pm \beta_n$.

Prenant $\Phi = \beta_n$, Darwin compara ses résultats avec la formule de Rankine et, admettant $\delta = \Phi$ avec la formule de Boussinesq de 1876 (voir n° 23) et en tira une théorie légèrement inexacte élaborée sans connaître la solution de Poncelet et Scheffler. Pour la première série d'essais, aussi bien Boussinesq que la théorie du coin donnent pour $K \cos \delta$ environ 0,2, mais Rankine (avec $\delta = 0$ si $\beta = 0$) donne 0,27.

Darwin fit divers essais pour déterminer l'effet du frottement latéral dans la boîte et dans ses calculs de M , d'où celui de K , il admet une tolérance à cet égard, d'ailleurs probablement insuffisante. Mais compte tenu de la précision susceptible d'être obtenue, la conclusion doit être que les théories de Boussinesq et de Coulomb (lorsqu'elles sont correctement appliquées) donnent des résultats satisfaisants pour du sable meuble.

Par contre, pour du sable compact, il y a un écart notable. Darwin arrive tout près de la vérité lorsqu'il indique que l'angle de frottement interne n'est pas nécessairement le même que l'angle au repos. En particulier il se rend compte que dans du sable compacté il doit y avoir « mouvement » du sable dans lequel un grain après l'autre a un mouvement de rotation, adopte une structure plus ouverte et fait que la masse entière occupe un volume supérieur. De plus, il indique que cet effet se produit presque certainement le long de certaines surfaces ou de régions étroites, lesquelles finalement deviennent le siège du glissement. Et ceci le conduit à conclure que la théorie du « coin » est physiquement préférable aux théories qui traitent le sable comme une masse continue.

Nous avons ici une appréciation claire de la dilatance et de la formation ultérieure de zones de cisaillement. Le phénomène de dilatance a été ultérieurement démontré et désigné par Osborne Reynolds (n° 26).

Darwin résume en disant : « qu'aucune masse de sable ne peut être réunie sans qu'il y ait eu un mode opératoire et que ce mode opératoire déterminera la nature de son équilibre limite ». Ce point, indique-t-il, avait été entrevu par feu le professeur Clerk Maxwell dans des discussions alors que lui (Darwin) commençait ses essais. Ceux-ci, peut-on ajouter, furent exécutés en 1877 et le Mémoire de Baker l'engagea à faire une publication du fait qu'il apparaissait « une certaine insuffisance de résultats expérimentaux » pour vérifier l'exactitude des théories de pression de

terrain.

Il considère que « l'élément historique », y compris la dilatance, « poussent essentiellement au traitement mathématique ». Mais Boussinesq, dans une « Note sur le Mémoire de Mr G. H. Darwin sur la poussée horizontale d'une masse de sable » (*Min. Proc. Inst. Civ. Eng.* vol. 72 (1883) pp. 262-271), comprend parfaitement que l'angle de frottement interne Φ sera en général supérieur à l'angle de frottement dans les couches supérieures d'une pente obtenue par déversement (c'est-à-dire l'angle au repos) et il indique que Φ peut être recalculé à partir des résultats des essais (par exemple dans la seconde série, $\Phi = 43^\circ$, à partir de l'équation 23 (2)) Boussinesq suggère aussi qu'une valeur approximative de Φ peut être déterminée directement en plaçant le sable dans une boîte à fond rugueux, quel que soit son état de compaction et en penchant la boîte jusqu'à ce que commence le mouvement du sable.

Note : Le Mémoire de Darwin est d'une importance exceptionnelle en mécanique des sols pure Mais ses essais n'étaient pas toujours bien prévus pour la détermination exacte de la pression de terrain, du frottement de la paroi, etc. Les essais classiques à cette époque étaient ceux de Müller-Breslau exposés dans son ouvrage « *Pressions de terrains et murs de soutènement* » Stuttgart, 1906.

Biographies

— *Sir George Howard Darwin (1845-1912), F.R.S., commença ses travaux scientifiques comme gradué du Trinity College, Cambridge, et devint « Plumian » professeur d'astronomie et de philosophie expérimentale en 1883. Il était surtout une autorité en mathématiques appliquées, travaillant surtout en géophysique et dynamique cosmologique. (Dictionnaire de Biographie Scientifique, 1971.)*

— *Heinrich Franz Bernhard Muller-Breslau (1851-1925), professeur d'études de ponts à Hanovre et depuis 1888 professeur de génie des structures à Charlottenburg; il est considéré comme le fondateur de l'école moderne sur ce sujet en Allemagne. (Dictionnaire de Biographie Scientifique, 1974.)*

26 REYNOLDS - 1885-1887

a) De la dilatance des milieux constitués par des particules rigides en contact; avec des commentaires expérimentaux

Phil. Mag. 5th Ser. vol. 20 (1885) pp. 469-41

b) Expériences montrant la dilatance, une propriété de matériaux granuleux, en relation possible avec la gravitation

Proc. Roy. Institution vol. 11 (1887) pp. 354-363.

Reynolds commence son Mémoire de 1885 par trois affirmations générales :

1 La dilatance, un terme introduit pour la première fois, est le changement de volume résultant du changement des positions relatives des grains d'une masse de matériaux meubles. Un exemple simple est la dilatation d'un groupe de particules sphériques

passant d'une disposition tétraédrale à une disposition cubique; ce qui correspond à une augmentation de volume de 30 %.

2 La dilatance dans une masse granuleuse étant essentiellement un phénomène géométrique, sera largement sinon complètement indépendante du frottement intergranulaire.

3 On peut peut-être admettre que les contraintes principales lors de la rupture sont liées par la relation de Rankine

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1 - \sin \Phi}{1 + \sin \Phi}$$

où Φ est l'angle de talus naturel. Mais, dit Reynolds, on ne peut pas admettre que $\tan \Phi$ dépende du frottement réel entre les particules, la valeur de Φ étant fonction de leur arrangement. Ce troisième point, présenté comme résultat des réflexions de Reynolds sur la dilatance, est particulièrement intéressant. En effet, jusque tout récemment, c'est plutôt le contraire qui était généralement admis, notamment que Φ dépendait largement du frottement intergranulaire. Mais la conception de Reynolds était correcte. Dans un matériau sans cohésion, Φ est presque exclusivement fonction de la forme et de la disposition des particules et presque pas du coefficient de frottement entre les grains, ce qu'à démontré dans une série d'essais très remarquables A. E. Skinner, essais qui ont fait l'objet d'une « note sur l'influence du frottement intergranulaire sur la résistance au cisaillement d'un ensemble quelconque de particules sphériques ». *Géotechnique* vol. 19 (1969) pp. 150-157.

Reynolds décrit ensuite quelques expériences sur de la grenaille de plomb qui démontrent clairement les effets de la dilatance. Mais je vais passer de suite à son second Mémoire qui traite d'essais sur le sable. Ces essais ont été exécutés lors d'une conférence à la Royal Institution en février 1886 et deux d'entre eux sont classiques.

Dans le premier, un sac de caoutchouc mince contenant 6 pintes (3,4 litres) de sable compact dont les interstices sont remplis d'eau, est relié à un long tube de verre. En comprimant le sac entre deux planches, on y introduit de l'eau (on ne l'exprime pas comme ce serait le cas avec une éponge) et lorsque la dilatance est maxima le volume a augmenté de 15 %. En cet état la dilatance a amené ce matériau à sa densité minimale compte tenu des conditions de l'essai, bien qu'un chargement ultérieur tende à causer des contractions et expansions alternatives sur une moindre échelle.

Dans la seconde expérience, le sac est de nouveau rempli de sable dense, complètement saturé, mais cette fois le col du sac est fermé par un manomètre à mercure. Au moment du chargement le mercure monte du côté connecté au sac. Le sable devient presque rigide puisqu'aucune modification de volume ne peut se produire (sauf dans une faible mesure du fait du manomètre) et, avec une charge de 200 livres (90 kg) sur les planches, la pression dans le sac est inférieure de 27 pouces (69 cm) 2092 et mercure à celle de l'atmosphère. Si on ouvre le col pour permettre une entrée d'eau, le sac se déforme même sous une faible charge, et change de forme, mais ce changement s'arrête immédiatement quand on coupe l'arrivée d'eau.

On voit que les essais de Reynolds démontrent directement qu'un sable dense soumis à des contraintes de cisaillement présente :

a) une augmentation de volume due à la dilatance dans un système ouvert (drainé),

b) une réduction de la pression interstitielle dans un système fermé (non drainé) accompagnée par une augmentation de la résistance.

Il explique ensuite la résistance temporaire du sable de plage humide lorsqu'on marche dessus, ceci résultant de la dilatance et des tensions capillaires et le ramollissement du sable, si on reste en place, du fait que de l'eau y pénètre, venant des zones adjacentes et réduit les tensions. Il explique enfin le peu de résistance de ce sable, en toutes circonstances, lorsqu'il est sec ou complètement submergé. Il termine par des considérations éminemment spéculatives quant au rôle de la dilatance dans la théorie de la gravitation.

Le Professeur P. W. Rowe (1969) a poursuivi cette discussion et présenté quelques nouvelles expériences.

Biographie

— Osborne Reynolds (1842-1912), F.R.S. et titulaire de la Médaille Royale; ayant reçu une formation d'ingénieur, il enseigna les mathématiques à Cambridge et, après une courte période d'application devint Professeur de Génie Civil à Manchester en 1868. Là il exécuta des travaux particulièrement remarquables, en particulier en hydraulique et en lubrification. Il prit sa retraite pour raison de santé, en 1905. (Dictionnaire de Biographie Scientifique, 1975.)

27 BOUSSINESQ - 1885

Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques
Paris, Gauthier-Villars, 1885.

L'ensemble de ce Traité fameux a été examiné en détails par Todhunter et Pearson (1893) et les conclusions importantes pour la mécanique des sols ont été résumées par Terzaghi (1943). Je rappellerai ici que pour la première fois Boussinesq

1 donne les contraintes et les déformations en un point quelconque à l'intérieur et sur la surface d'un solide élastique semi-infini, dues à une charge verticale ponctuelle en sa surface (horizontale),

2 dans un chapitre intitulé : « Calcul des dépressions que produisent à la surface d'un sol horizontal ... des pressions extérieures normales », il donne la valeur moyenne, le tassement au centre et sur les bords, d'une aire circulaire chargée pour une distribution de pressions uniforme, parabolique, et parabolique inversée,

3 dans le même chapitre, il calcule le tassement d'une aire circulaire rigide et la distribution correspondante des contrepressions.

28 RICHARDSON - 1908

Les lignes d'écoulement de l'eau dans les sols saturés
Scientific Proc. Roy. Dublin Soc. vol. 11 (1908) pp. 295-316.

S'inspirant du *Traité élémentaire sur l'électricité* de Clerk Maxwell (Oxford, 1881), Richardson développe la méthode par essai et erreur pour résoudre les réseaux d'écoulement à deux dimensions. Il présenta un Mémoire à la Société de Physique en novembre 1907 sur «une méthode graphique de détermination des réseaux et des équipotentielles» (publié dans *Phil. Mag.* vol. 15 (1908) pp. 237-269), et complété par celui de Dublin qui fut imprimé en mai 1908.

Dans ce dernier il applique sa méthode à la détermination de la relation entre l'espacement des tranchées de drainage et la hauteur à laquelle l'eau de saturation va s'élever pour une pluviométrie donnée et une perméabilité connue. Les solutions sont appliquées au problème du drainage de masses de tourbe. La figure 19 montre un de ces réseaux soigneusement construit.

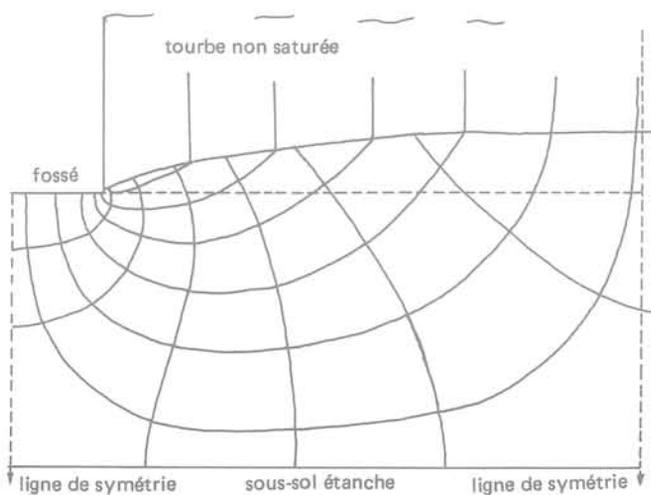


Fig. 19

Richardson traite très complètement des principes du calcul et des conditions aux limites sur une surface libre et de la technique du tracé des réseaux.

Le premier emploi de réseaux à mailles carrées comme procédé graphique de détermination de courant dans les problèmes d'hydraulique pure est attribué par Rouse et Ince (1957) à Franz Prasil de l'E.T.H. de Zurich dans son *Hydrodynamique Technique* (Berlin, 1913). Mais l'agrément général de cette technique et spécialement son développement dans les études d'infiltrations par Terzaghi et Casagrande, émane de l'*Hydraulique* de Forchheimer (1^{re} éd. Leipzig, 1914).

Biographies

— Lewis Fry Richardson (1881-1953), F.R.S. poursuivit son travail sur les réseaux d'écoulement en imaginant en 1910 la méthode des différences finies pour résoudre les équations différentielles de Laplace en connaissant les conditions aux limites. Il travailla en météorologie de 1907 à 1920, sauf pendant son temps de service dans l'*Ambulance des Amis* (1916-1918). Ultérieurement, il a eu la charge du département de physique au Westminster College et de 1929 à 1940 a été Principal du Collège Technique de Paisley. (Roy. Soc. Obits, 9 (1954) 217-235.)

— Philipp Forchheimer (1852-1933), Professeur d'hydraulique à Aix-la-Chapelle et ensuite à Graz (Rouse et Ince, 1957). Pendant la Première Guerre mondiale il organisa la formation des ingénieurs à Istanbul et eut l'initiative en 1916 d'inviter Terzaghi, qu'il avait connu comme étudiant à Graz, à son premier poste d'enseignant, à l'Université Technique d'Istanbul. (Casagrande, Bjerrum et al, 1960).

29 RÉSAL - 1910

Poussée des terres - deuxième Partie : Théorie des terres cohérentes.
Paris, Béranger, 1910.

Résal admet avec Rankine que les argiles peuvent perdre leur cohésion à la suite de séchages et humidifications alternées, ainsi que du fait du gel et dégel, mais il indique que ces effets sont limités à la zone étroite des variations saisonnières. Il est également possible, dit-il, que la cohésion disparaisse à de plus grandes profondeurs, si une argile est soumise à une pression interstitielle hydrostatique ou si elle contient des vides ou des fissures que l'eau peut facilement pénétrer. Toutefois, en pratique, comme on prend soin de compacter convenablement les remblais, et de drainer les tranchées, il doit y avoir beaucoup de cas où la cohésion peut être considérée comme un élément permanent de la résistance.

C'est pourquoi il est nécessaire de revenir au critère de rupture de Coulomb et d'obtenir des renseignements précis sur c et Φ dans les argiles, de préférence en mesurant la résistance au cisaillement sous différentes pressions normales. Mais en l'absence de renseignements de cette nature, Résal prend $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ (18 kN/m^3), $c = 3,6 \text{ t/m}^2$ (36 kPa) et $\Phi = 15^\circ$ comme valeurs pour des exemples traités quantitativement. Dans une contribution importante à la mécanique des sols classique il entreprend l'examen de quatre questions fondamentales.

Analyse du champ de contraintes

Tout d'abord il développe l'analyse du champ de contraintes de manière à inclure les sols cohérents. On trouvera le détail dans Terzaghi (1943), mais ici nous pouvons noter :

1 Dans le cas de la poussée la traction s'étend jusqu'à la profondeur

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2} \right) = \frac{2c}{\gamma} \frac{\cos \Phi}{1 - \sin \Phi} \quad (1)$$

et cette profondeur est indépendante de la pente β .

2 Pour $\beta = 0$ les lignes de glissement sont rectilignes et coïncident avec la solution de Rankine à toutes profondeurs en butée et à des profondeurs supérieures à z_0 en poussée.

3 Pour $\beta > 0$ les lignes sont courbes, et si $\beta > \Phi$ les lignes de poussée comme celles de butée deviennent tangentes à une ligne inclinée à l'angle β et à la profondeur

$$z_1 = \frac{c}{\gamma} \frac{\cos \Phi}{\sin(\beta - \Phi) \cos \beta} \quad (2)$$

4 Dans la zone de traction, les lignes de glissement se confondent avec les lignes de rupture par traction qui sont normales à la surface.

Tranchée verticale

5 La solution de Coulomb pour la hauteur critique d'une tranchée verticale dans un terrain horizontal

$$H_c = \frac{4c \cos \Phi}{\gamma (1 - \sin \Phi)}$$

implique que le sol peut supporter des contraintes de traction, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de fissures de traction. Ceci n'est pas confirmé par l'expérience, et pour déterminer une limite plus basse, plus raisonnable dans la pratique, Résal admet que le sol ne peut supporter aucune traction. Il trouve dans ce cas la valeur suivante pour la hauteur critique

$$H_0 = \frac{2c \cos \Phi}{\gamma (1 - \sin \Phi)} \quad (3)$$

6 La même hypothèse conduit à la conclusion que les fissures de traction vont pénétrer jusqu'à la profondeur $z_0 = H_0$. Une plaque verticale mince se rompra si la tranchée est entaillée plus profondément. Avec les paramètres indiqués ci-dessus

$$H_0 = 5,2 \text{ m.}$$

Stabilité des pentes

7 L'équation (3) s'applique si $\beta = 90^\circ$ et, à l'autre limite, la pente peut tenir sur une hauteur infinie si $\beta = \Phi$. Pour les cas intermédiaires, Résal obtient une solution approchée

$$H = \frac{2c \sin \beta \cos \Phi}{\gamma (1 - \cos(\beta - \Phi))} \quad (4)$$

basée sur une surface de glissement qui s'amorce au pied d'une fissure de traction de profondeur z_0 juste en arrière de la crête, devient tangente à un plan incliné à β et situé à une profondeur z_1 et s'incurve en passant par le pied de la pente, où elle fait un angle de $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2}\right)$ avec la face.

Dans le tableau 6 les valeurs du facteur de stabilité données par l'équation (4) sont comparées à celles calculées par la méthode de l'arc circulaire (Taylor, 1948) auxquelles j'ai appliqué une correction approximative tenant compte de l'effet des fissures de traction, comme l'a suggéré Taylor lui-même.

Tableau 6

Valeurs de $\gamma H/c$ pour $\Phi = 15^\circ$

β	90°	60°	45°	30°
Résal	2,6	5,7	10,2	28
Taylor	2,6	6,5	10,5	21

Murs de soutènement

8 Résal traite le cas général de la poussée sur un mur incliné, avec frottement sur le mur et terrain incliné. Pour la simplicité, cependant, nous considérons un mur vertical avec $\delta = 0$ et remblai horizontal. La solution standard est alors

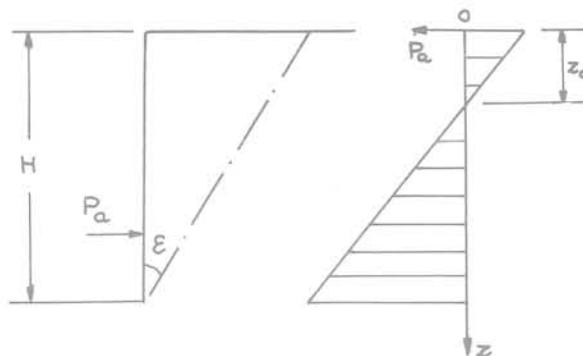
$$p_a = \gamma z \tan^2 \varepsilon - 2c \tan \varepsilon$$

où $\varepsilon = \frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2}$. Mais pour $z < z_0$ cette équation donne des valeurs négatives de p_a , inadmissibles dans un sol dépourvu de résistance à la traction. C'est dire que p_a doit être pris égal à zéro dans la zone de traction, et

que la pression totale sera

$$P_a = \int_{z_0}^H p_a dz = \frac{1}{2} \gamma (H - z_0)^2 \tan^2 \varepsilon. \quad (5)$$

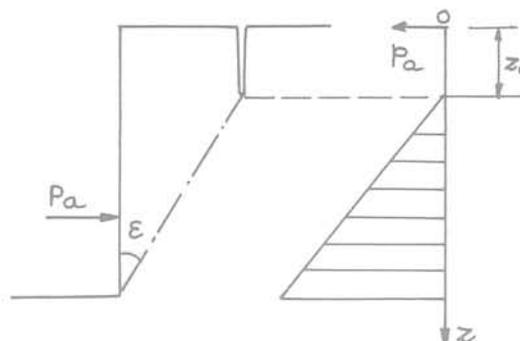
Cette expression correspond exactement au résultat obtenu par la méthode de l'analyse du coin lorsque les fissures de traction s'étendent jusqu'à la profondeur z_0 . Inversement, si on intègre $p_a dz$ de $z = 0$ à $z = H$ cela montre que le résultat correspond exactement à l'analyse avec le coin de Coulomb qui implique qu'il n'y a pas de fissure de traction (fig. 20).



$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \varepsilon - 2cH \tan \varepsilon$$

Coulomb

$$\varepsilon = (45 - \Phi/2) \quad \delta = 0 \quad z_0 = \frac{2c}{\gamma} \tan(45 + \Phi/2)$$



$$P_a = \frac{\gamma}{2} (H - z_0)^2 \tan^2 \varepsilon$$

Résal

Fig. 20 Poussée dans l'argile

L'équation (5) a été donnée pour la première fois par Résal. Mais elle avait été calculée indépendamment par le Professeur Cain, qui explique très clairement les points qui font l'objet du précédent paragraphe, dans ses « Essais sur les murs de soutènement et les pressions sur les tunnels ». *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.* vol. 72 - (1911) pp. 403-448.

9 Résal traite aussi de la butée et analyse la stabilité contre le glissement, mais ces points ne comportent d'autre commentaire que le fait qu'il ne tient pas compte du frottement sur le mur dans ses calculs de butée.

10 Lorsque le livre était sur le point d'être envoyé à l'imprimerie, il ajouta un résumé des résultats d'essais de cisaillement obtenus en juillet et août 1910 par Frontard sur le remblai d'argile de la digue en terre de Charmes en Haute-Marne (voir n° 30). Les essais, faits à l'instigation de Résal, confirmèrent le critère de Coulomb $s = c + \sigma \operatorname{tg} \Phi$ et montrèrent typiquement $c = 2 \text{ t/m}^2$ (20 kPa) et $\Phi = 8^\circ$. Comme ses essais correspondaient approximativement à l'état non drainé, une valeur de 8° n'était pas surprenante, mais à l'époque elle fut regardée avec quelque étonnement. (Voir les remarques finales du Professeur Cain dans la discussion de ce Mémoire, le livre de Résal étant dans l'intervalle arrivé aux États-Unis.)

Biographies

— Jean Résal (1854-1919), bien connu pour ses études de ponts, fut professeur de résistance des matériaux à l'École des Ponts et Chaussées depuis 1896 (Annales des Ponts et Chaussées 10^e série 55 (1920) 147-168).

— William Cain (1847-1930), après avoir travaillé dans les chemins de fer, aborda le professorat et de 1888 à 1920 enseigna le génie civil à l'université de la Caroline du Nord (Trans. Am. Soc. Civ. Eng. 95 (1931) 1467-1472).

30 Notes sur les essais de résistance au cisaillement par Frontard et Bell, et la Période 1910-1926.

Les essais de Jean Frontard en 1910 (voir n° 29) sont décrits dans son article (Notice sur l'accident de la digue de Charmes) *Annales des Ponts et Chaussées* 9^e série vol. 22 (1914) pp. 173-280. Un an après, Arthur Langtry Bell construisit la première boîte de cisaillement pratique et en 1911-12 fit des essais sur 8 argiles, dont deux à l'état d'échantillons intacts. Comme ceux de Frontard, ces essais étaient assez rapides, répondant à peu près à la condition «non drainés» et, comme les argiles étaient complètement ou presque tout à fait saturées, les valeurs de Φ ont tendu à être inférieures aux 8° obtenus par Frontard. Elles approchèrent même de zéro pour les plus molles.

Conforté par ces résultats, Bell les utilisa pour étudier un grand mur de dock à Rosyth et, en 1913, vérifia la pression calculée au moyen d'observations directes avec des cellules. Son mémoire, «Pression latérale, résistance de l'argile et pouvoir portant des fondations sur l'argile», fut publié dans *Min. Proc. Inst. Civ. Eng.* vol. 199 (1915) pp. 233-272. Il constitue le début de la mécanique des sols moderne.

Les essais de Frontard et le travail important de Bell à Rosyth ont fait l'objet d'une importante discussion par Skempton (1958) et ne seront pas repris ici. Car en réalité ils appartiennent à la phase d'initiation à une période nouvelle qui déborde le cadre de la présente conférence.

Cette nouvelle phase d'activité comprend les recherches d'Atterberg sur la plasticité des sols et la dimension des particules (son Mémoire sur les limites de liquidité et de plasticité parut en 1911), l'introduction de l'analyse du cercle de glissement en 1916 (voir l'excellent exposé historique de Petterson en 1955) et le travail de laboratoire et de chantier exécuté entre 1914 et 1920 par la Commission de Géotechnique des

Chemins de fer Suédois (voir Bjerrum and Flodin, 1960).

Ensuite ce furent les expériences fondamentales de Terzaghi publiées entre 1921 et 1924, d'où sortit le principe de la contrainte effective (Skempson, 1960), et son ouvrage monumental *Erdbaumechanik* (Vienne, 1925), suivi la même année par les articles de l'*Engineering News Record* auxquels il est fait allusion dans l'introduction. Ceux-ci parurent en librairie en 1926, sous le titre «Principes de mécanique des sols», exactement 150 ans après la publication de l'ouvrage de Coulomb.

Cette conférence a été prononcée par le Professeur A. W. Skempton au cours du 7^e Congrès Européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations à Brighton. conformément à la tradition anglaise un vote de remerciements a été soumis à l'Assemblée. C'est à Jean Kerisel qu'est revenu l'honneur de le proposer. Il a été accepté chaleureusement et à l'unanimité.

Références bibliographiques

BJERRUM L., CASAGRANDE A., PECK R. B. and SKEMPTON A. W. (1960). *From Theory to Practice in Soil Mechanics*. New York : Wiley.

BJERRUM L. and FLODIN N. (1960). «The development of soil mechanics in Sweden.» *Geotechnique* 10, 1-18.

BOUSSINESQ J. (1885). *Application des Potentiels*, réimpression avec une préface de A. Caquot. Paris : Blanchard, 1969.

FELD J. (1923). «The accurate experimental determination of lateral earth pressure, together with a résumé or previous experiments.» *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.* 86, 1448-1505.

FLODIN N. and BROMS B. B. (1977). «Historical development of civil engineering in soft clay.» *International Symposium on Soft Clay* (Bangkok).

GLOSSOP R. (1960). «The invention and development of injection processes. Part I : 1802-1850.» *Geotechnique* 10, 91-100.

GLOSSOP R. R. (1961). «The invention and development of injection processes. Part II : 1850-1960.» *Geotechnique* 255-279.

GLOSSOP R (1976). «The invention and early use of compressed air to exclude water from shafts and tunnel during construction.» *Geotechnique* 26, 253-280.

HALL H. P. (1954). «A historical review of investigations of seepage toward wells'.» *Journ. Boston Soc. Civ. Eng.* 41, 251-311.

HEYMAN J. (1972). *Coulomb's Memoir on Statics*. Cambridge University Press.

KERISEL J. (1956). «Historique de la mécanique des sols en France jusqu'au 20^e siècle.» *Geotechnique* 6, 151-166.

MAYNIEL J. H. (1808). *Traité expérimental, analytique et pratique de la Poussée des Terres et des Murs de Revêtement*. Paris : Colas.

PECK R. B. (1948). *History of Building Foundations in Chicago*. Univ. Illinois Eng. Expt. Station, Bulletin N° 373.

PETERSIN K. E. (1955). «The early history of circular sliding surfaces.» *Geotechnique* 5, 275-296.

ROUSE H. and INCE S. (1957). *History of Hydraulics*. Iowa State University.

ROWE P. W. P. W. (1969). «Osborne Reynolds and dilatancy.» *Geotechnique* 19, 19, 1-5.

SCHRIEVER W. R. (1956). *Landslides in Clays by Alexander Collin, 1846*. Translation, with a memoir on Collin by A.W. Skempton. Toronto University Press.

SKEMPTON A. W. (1958). «Arthur Langtry Bell (1874-1956) and his contribution to soil mechanics.» *Geotechnique* 8, 143-157.

SKEMPTON (1960). «Terzaghi's discovery of effective stress», in Bjerrum *et al.* pp. 42-53.

TAYLOR D. W. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*. New York : Wiley.

TERZAGHI K. (1925). «Principles of soil mechanics» *Eng. News. Record* 95. Eight articles between pp. 742 and 1068. Published as a book with the same title. New York : McGraw-Hill, 1926.

TERZAGHI K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York : Wiley.

TIMOSHENKO S. P. (1953). *History of Strength of Materials*. New York : McGraw-Hill.

TODHUNTER I and PEARSON K. (1893). *A History of the Theory of Elasticity and of the Strength of Materials*. Cambridge University Press.

réalisation d'un remblai fondé sur des vases et argiles molles dans le lac de Tunis

par

J.-L. Bordes
H. Guellec
Coyne et Bellier

Introduction

Le canal Lac Nord est un des ouvrages les plus importants parmi ceux qui ont été projetés et exécutés, dans le cadre de la tranche prioritaire des travaux d'assainissement du grand Tunis, qui se poursuivent depuis 1972.

Ce canal est réalisé en bordure du lac de Tunis, à la limite de la basse ville (figure 1). Il en reçoit les eaux pluviales et celles de quelques oueds et canaux de drainage avoisinants. Il transfère ces eaux vers une station de relèvement, qui permet de les envoyer dans le port, afin de pouvoir les évacuer gravitairement vers la mer par le canal de navigation. Il permet d'évacuer par temps sec, les eaux du lac à débit constant vers la mer pour en assurer le renouvellement.

On espère ainsi, en premier lieu, éviter la pollution du lac Nord en empêchant que les eaux pluviales du réseau unitaire ne s'y déversent trop fréquemment (pas plus d'une fois ou deux par an). En second lieu, on cherche à réactiver les eaux du lac par une circulation privilégiée, alimentée depuis la mer par le canal de Kheredine. Enfin, on entend éviter en temps sec, les intrusions d'eau salée dans le réseau d'assainissement.

Le canal est de section trapézoïdale. Sa largeur au plafond est de 28 m. La cote de son radier est à - 0,90 NGT, la cote des berges à + 1,20 NGT. Les talus ont des pentes à 2/1. Le niveau d'eau dans le canal en régime normal est à - 0,40 NGT, alors que celui du lac est à + 0,10 NGT en moyenne.

La longueur du canal est d'environ 5000 m. Tandis que sur une longueur d'environ 3500 m, le canal est excavé dans des remblais récents constituant les berges du lac, des contraintes diverses ont exigé que le canal soit implanté sur 1300 m environ en bordure immédiate du lac. Il a fallu réaliser un remblai de 1300 m de long et de 70 m de largeur environ, fondé sur plusieurs dizaines de mètres de vase et d'argile molle. On se propose dans le présent article d'exposer

comment a été conçu et réalisé ce remblai, en fonction des données particulières du site.

On examinera successivement les données géologiques et géotechniques du site, la conception du remblai et de sa fondation, les conditions de son exécution, son comportement, avant d'exposer les enseignements que l'on peut tirer de ces travaux.

1. Données générales sur le site

1.1. Géologie sommaire du lac de Tunis (figure 2) [1]

Le lac de Tunis a été le siège d'une sédimentation marine importante à l'époque crétacé oligocène. Des phases de plissements considérables accompagnées par la formation de zones faillées importantes ont provoqué l'exhaussement des dépôts et leur érosion. Une succession de transgressions et de régressions depuis le début du Pliocène a vu le lac de Tunis alors largement ouvert sur la mer, être le siège d'une sédimentation estuarienne due à la Medjerdah qui passait alors entre les collines de la Kasbah et du Belvédère. Il y a 50000 ans un grand glissement coupait le cours de la Medjerdah dans la zone d'Oued Ellil et provoquait son détournement vers le Nord dans la plaine deltaïque actuelle. Le futur lac de Tunis toujours ouvert sur la mer était le siège d'une sédimentation lagunaire, alimentée par les courants venant du Nord et aidée par la subsidence provoquée par des plissements très récents.

Ce n'est que fort tard, bien après le début de l'ère chrétienne que le lac s'est définitivement formé, alors que la mer d'Utique s'était remblayée par suite des apports de la Medjerdah. Rappelons à titre historique que Carthage qui n'était qu'une île avant l'Acheuléen, a été réunie à la côte à la suite d'une régression par un isthme limité. La côte Nord était à 11 km à l'intérieur des terres actuelles allant d'Utique à Gamart par le Djebel Nahali. Cette topographie subsistait à l'épo

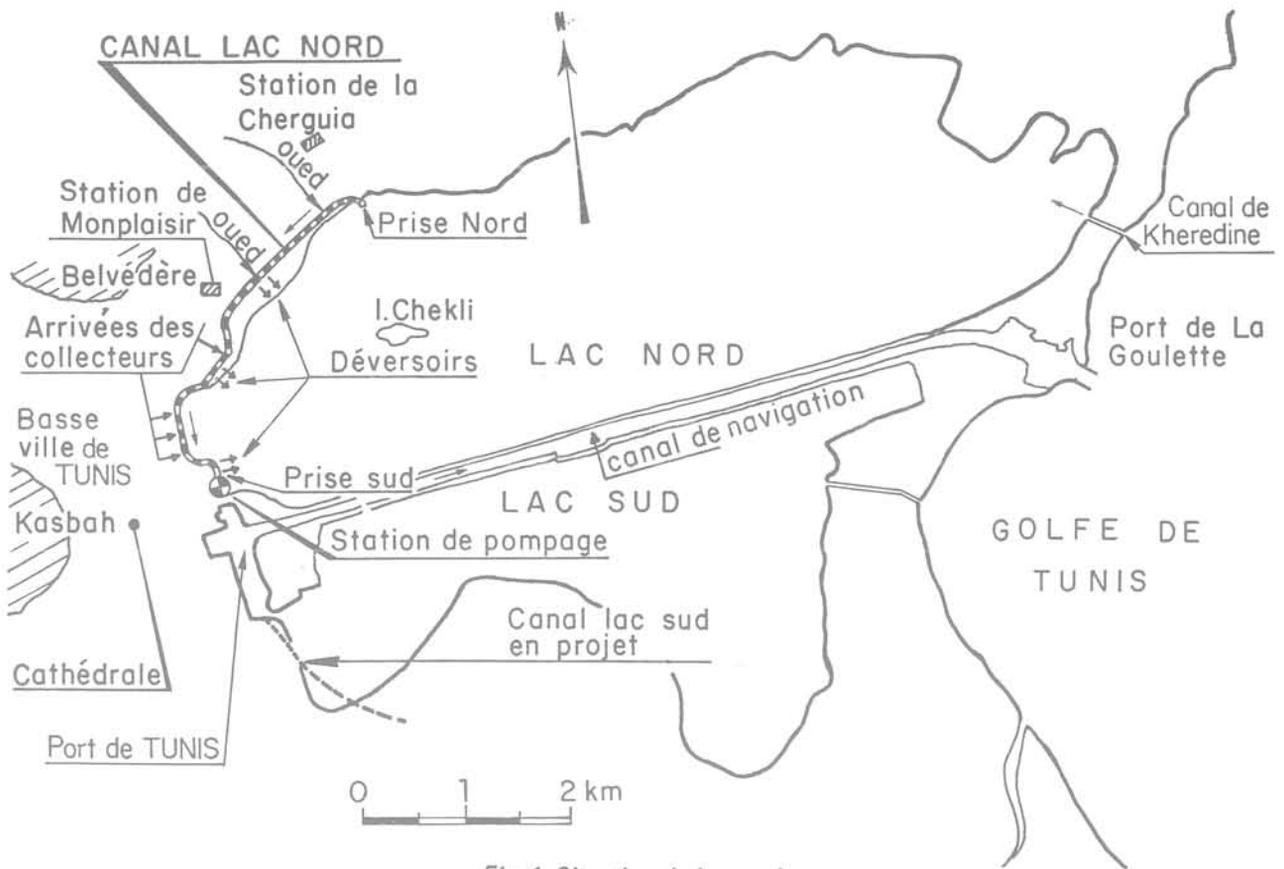


Fig. 1 Situation du lac nord



d'après J. Pimienta

- d Dune actuelle
- D Dune fossile
- P^{bc} Pliocène marin supérieur
Mollasse, sable et argile
- m_q Plioquaternaire continental
- m² Miocène, marnes bigarrées
Flysch, marnes à gypse
- m_u Oligocène
Flysch
- e^l Auversien
Marnes et grès glauconiens
- e_{I,III} Calcaires éocènes
- e_{IV} Marnes dano-montiennes
- C^{8.9} Campanien et maestrichtien
Marnes et calcaires
- C⁷ Sénonien inférieur
Marnes
- C^{5.4} Cénomaniens
Marno-calcaire
- C² Crétacé inférieur
Marnes, schistes et calcaire
- C_{III} Crétacé inférieur
Marnes, schistes et calcaire
- J Jurassique
Calcaires et marnes
- t Keuper
- Axes anticlinaux
- - - Axes synclinaux
- ~ Failles récentes et actuelles

Fig. 2 Carte géologique

que romaine et explique les positions stratégiques relatives d'Utique et de Carthage.

La fermeture définitive du lac vraisemblablement après le 16^e siècle lui a donné son faciès lacustre.

Il est important de noter qu'à l'époque du Villafranchien au tout début du quaternaire, une croûte calcaire s'est formée sur une grande surface en tête des dépôts. La déformation de cette croûte calcaire traduit l'existence de plissements ultérieurs résultant d'une activité tectonique qui n'a jamais cessé jusqu'à aujourd'hui.

La vieille ville de Tunis se trouve sur une butte constituée par les terrains gréseux et argileux du Pliocène continental et du Miopliocène (Pontien). La structure synclinale dont fait partie la colline de la Kasbah et dont l'axe est orienté Sud-Ouest, Nord-Est, se « noie » au pied du Belvédère pour ne réapparaître qu'à Carthage. Cependant, il subsiste une ride reliant ces deux émergences et constituant la séparation entre le lac de Tunis et le Sebket Ariana. La croûte calcaire légèrement plissée, reflète le tectonisme quaternaire. Un gonflement anticlinal parallèle à la barrière de Tunis la fait affleurer sur l'île Checkli.

Cette croûte, suite à la transgression marine qui a donné lieu à la naissance de la lagune, se trouve en grande partie sous les vases.

En fonction de l'histoire géologique du lac et en ne considérant que les couches supérieures, c'est-à-dire les quelques dizaines de mètres depuis la surface, on ne s'étonnera pas de ne rencontrer que des sols fins, des vases, argiles ou sables, classés en fonction des régimes et de la morphologie de la Medjerdah pour la période de l'alluvionnement fluvial ou estuarien, avant que ne lui succèdent les périodes de dépôts lagunaires puis lacustres.

Mais les transgressions et régressions successives que l'on peut remarquer à l'oxydation de différents dépôts ont provoqué des modifications dans la granulométrie des dépôts, ainsi que dans leur résistance par consolidation par dessiccation en surface au moment de l'apport. Dans l'ordre des altérations lors des phases d'émergence, il ne faut pas oublier dans la partie Nord du lac le cas important de la croûte calcaire déjà mentionnée résultant de la cimentation des dépôts existants.

1.2 Situation géologique du canal et stratigraphie

Le tracé du canal « Lac Nord » décrit un arc de cercle. Il commence au droit de la station La Cherguia pour aboutir en longeant la zone de l'Esplanade dans le canal de navigation allant du port de Tunis à celui de La Goulette.

Le tracé du canal recoupe la zone de l'ancien estuaire de la Medjerdah et on peut a priori distinguer deux zones :

- celle correspondant à la partie du canal qui longe la rive de l'ancien isthme de Carthage dont l'axe appartient à la structure anticlinale Kasbah-Carthage ;
- celle orientée Nord-Sud correspondant à la partie du canal perpendiculaire à ce dernier axe géologique et qui se trouve à 1000 m environ de l'endroit du rivage au début de l'ère chrétienne, qui passait alors au droit de la cathédrale.

La stratigraphie de la zone a été établie par de nombreux sondages exécutés ([3] à [6]) pour les

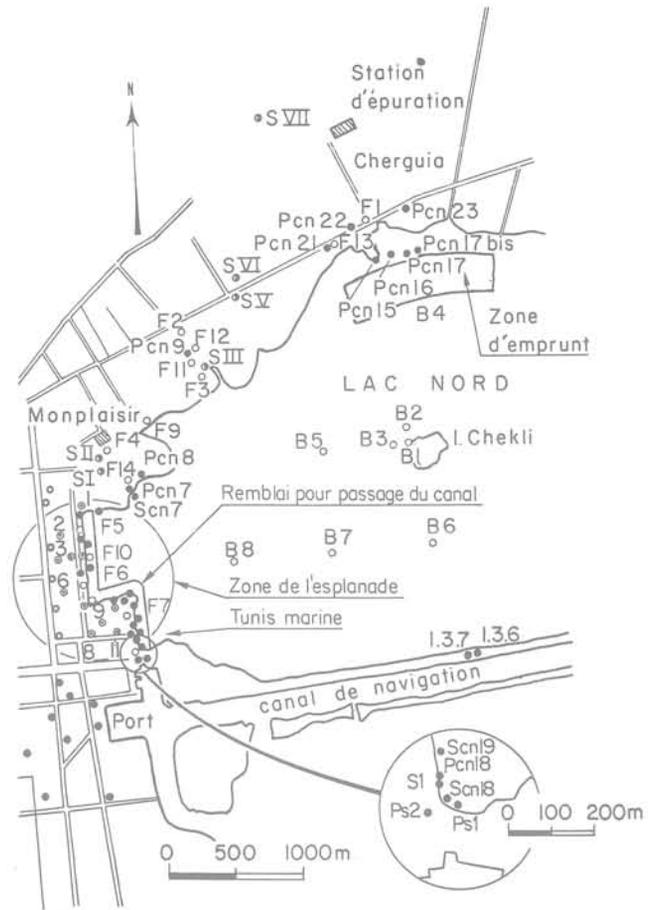


Fig. 3 Sondages et essais in situ dans la zone du lac ; implantation du remblai

besoins de l'étude du canal ou d'ouvrages existant sur les bords du lac. Pour le canal, on a exécuté en deux campagnes, dans la zone la plus délicate, celle de l'Esplanade, environ 50 essais de pénétration statique jusqu'à 30 mètres de profondeur et autant d'essais au scissomètre jusqu'à 20 mètres de profondeur. On doit noter que les renseignements dont on pouvait disposer par ailleurs sont nombreux jusqu'à 15 à 20 m de profondeur. La figure 3 donne un aperçu des reconnaissances faites dans la zone du lac. Elle ne saurait être considérée en aucun cas comme le fruit d'une recherche exhaustive. Elle rappelle l'implantation de sondages et essais in situ, faits depuis 1966 pour la plupart d'entre eux, pour l'étude du canal lac Nord ou de divers aménagements connexes relatifs à l'assainissement du lac.

Dans la première partie du canal suivant son axe, depuis l'amont jusqu'à son entrée dans la zone de l'Esplanade, les coupes stratigraphiques des sondages montrent d'une façon très concordante, sous 1 à 2 m de remblais, une alternance de couches de sables, d'argiles et de vases. On peut mettre en évidence plusieurs phases d'émergence grâce à l'oxydation des niveaux de sable (sable jaune) et d'argile (argile bariolée), entrecoupés par des sables gris et des vases et argiles noires et grises. Les couches de sable, en particulier la couche supérieure, peuvent atteindre des épaisseurs importantes. Dans la zone d'emprunt, on trouve une épaisseur de sable de 10 à 12 m comprenant 3 à 4 m de sable jaune très pur et 6 à 7 m de sable gris avec quelques passées argileuses. Le toit des sables aux alentours du sondage F13 et dans la zone d'emprunt se trouve très près de la surface. Celui-ci plonge ensuite dans la direction

T.N		
	Remblais	0.00
	Argile blanchâtre vaseuse avec coquillages	4.00
	Vase grisâtre peu argileuse avec coquillages	9.00
	Sable jaunâtre très fin vaseux avec coquillages	20.20
	Argile grisâtre sableuse avec coquillages	23.00
	Coquillages sableux peu argileux	24.50
	Tuff avec grain de grès	26.00
	Argile jaunâtre tuffeuse	27.50
	Argile jaunâtre dure	29.50

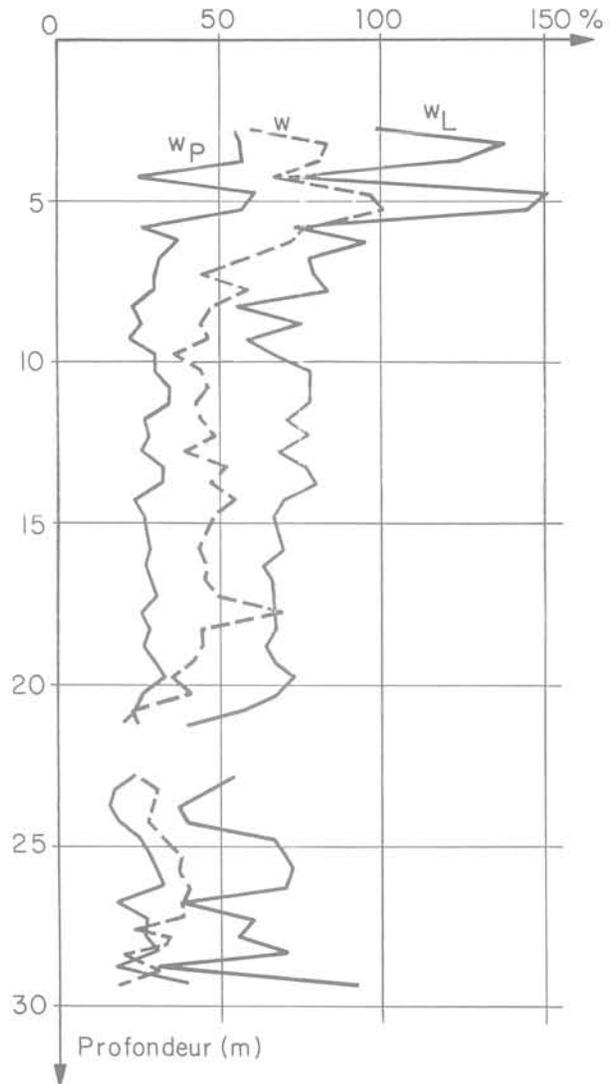
4a Coupe stratigraphique

Fig. 4 Sondage S1/74

Est pour se situer à 10 m environ de profondeur au droit du sondage F14.

Dans la zone de l'Esplanade, c'est-à-dire dans la deuxième partie du canal, on ne rencontre plus, près de la surface, de couche de sable d'épaisseur notable. On traverse une épaisse couche de vase et d'argile molle jusqu'à environ le niveau - 20.00 NGT. Au-delà de ce niveau, on rencontre des argiles sableuses plus consistantes avec quelques niveaux sableux de faibles épaisseurs. Les argiles sont plus ou moins tuffeuses et présentent des traces d'oxydation (- 23 NGT).

La croûte calcaire se présente en de nombreux points avec une épaisseur de 30 à 70 cm d'épaisseur. Cette croûte est extrêmement dure. Son extension est importante et elle doit être considérée comme continue en particulier sur les bords du lac dans la rive Nord sous les remblais (1 à 2 m de profondeur) ou sous les vases du lac dans la zone d'emprunt (0,50 m de profondeur). On trouve cette même croûte à 14 m de profondeur sous les vases dans les sondages B8, B7 et B6. Des auteurs [1] la signalent à une profondeur de l'ordre de 11 m sous les berges du canal de navigation. Enfin, des niveaux de tuf, rognons de grès, etc. sont indiqués par les sondeurs dans les sondages F7, F8, S1/74 à 22 m de profondeur et à quelques 20 à 25 m de profondeur pour une partie des sondages exécutés pour l'étude de l'aménagement du quartier de la petite Sicile.



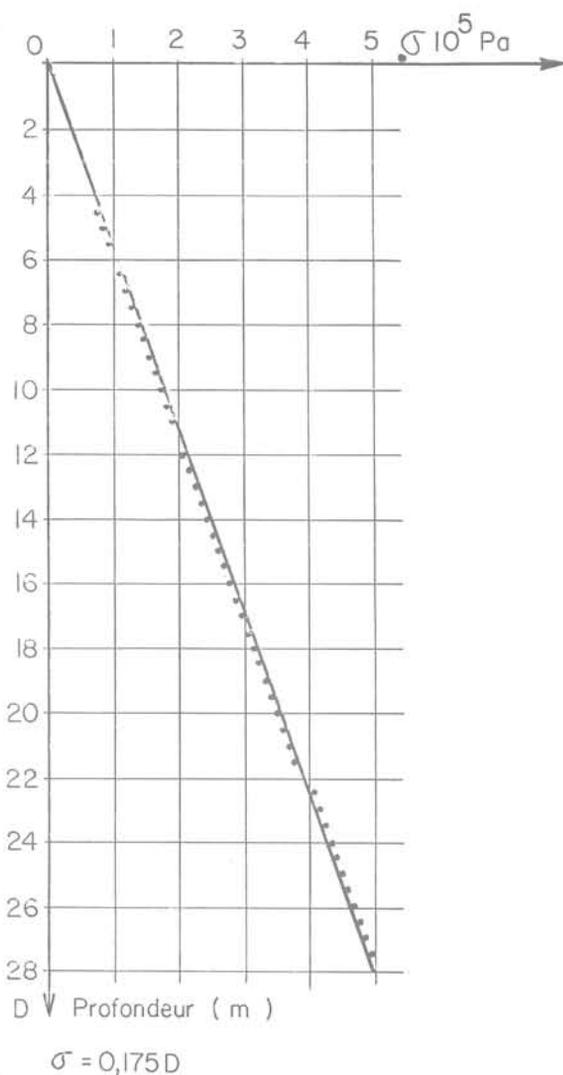
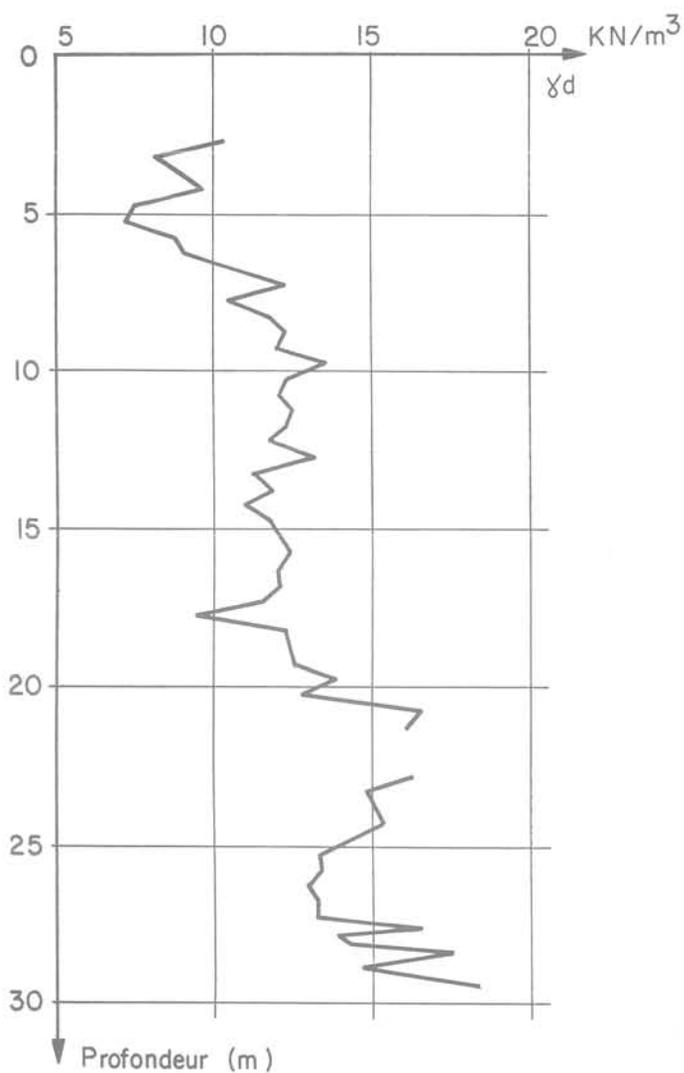
4b Limites d'Atterberg et teneur en eau naturelle

Aussi les coupes stratigraphiques, sur le tracé du canal suivant l'axe F5, F6, F7, F8, qui montrent une épaisseur de vase et d'argile molle de l'ordre de 15 à 20 m au-dessus des premiers niveaux oxydés, traduisent-elles l'existence dans la zone de l'Esplanade et du port d'un surcreusement, soit tout simplement d'un plongement dû au mouvement tectonique du toit de la première couche de sables oxydés. La pente générale depuis l'extrémité amont du canal varie de 5 à 10 %. Des vérifications de ce niveau seraient nécessaires, mais l'établissement d'une stratigraphie aussi détaillée présentait un intérêt limité pour l'étude du canal. Par contre, on peut affiner la stratigraphie des vases et argiles entre le fond du lac et le niveau - 20 NGT. Ce point qui relève plus de l'aspect géotechnique du problème que de son aspect géologique, sera abordé dans l'étude des fondations du remblai dans le paragraphe suivant.

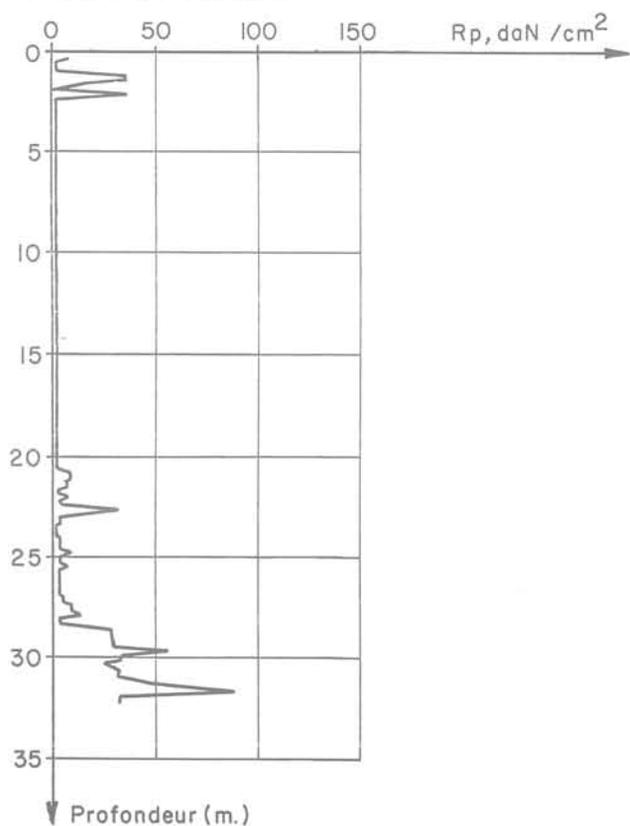
1.3. Données géotechniques sur les sols

1.3.0. Généralités

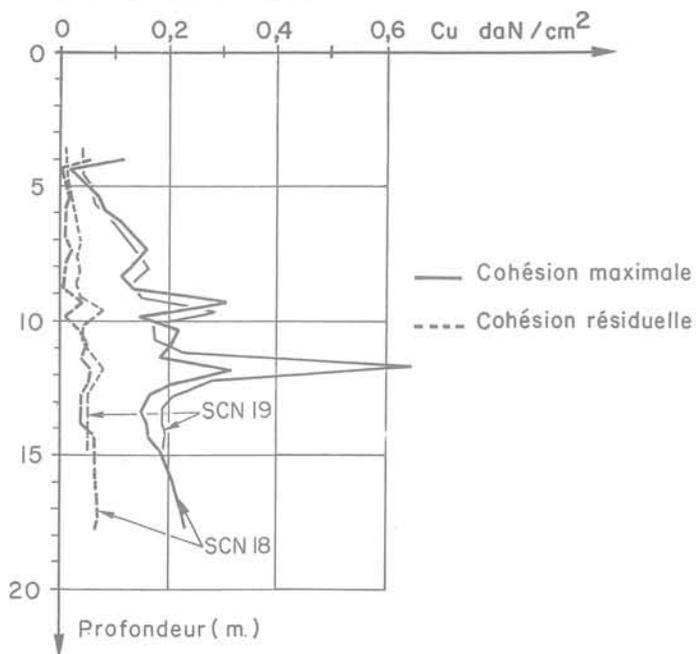
En complément aux essais in situ mentionnés dans le paragraphe précédent, l'étude du canal a demandé l'exécution d'un certain nombre d'essais qui sont venus se joindre à une documentation déjà abondante. Le site de Tunis difficile au plan géotechnique a



4e Essai pénétrométrique



4f Essais scissométriques



fait l'objet d'études de la part de géotechniciens éminents. On se propose de faire une synthèse modeste, réduite aux matériaux rencontrés dans la zone de l'Esplanade.

1.3.1. Vases et argiles

Identification

Pour les sondages exécutés antérieurement à 1975, on a les corrélations suivantes entre I_p et w_L .

Tableau 1

Sondages et dates	Nombre de mesures	Profondeur en mètres	Relation $I_p w_L$	Coefficient de corrélation	Valeurs extrêmes
S1 à S15 (1967)	65	0 à 8 m	$I_p = 0,74 (w_L = 11)$	0,93	23 à 150
4.1 à 4.6 (1968)	47	0 à 10 m	$I_p = 0,63 (w_L = 5)$	0,91	35 à 135
1.3.8/1.3.9/3.1 3.2/1.101/1.111 (1968)	37	0 à 10 m	$I_p = 0,73 (w_L = 13)$	0,96	27 à 152
mêmes sondages que ci-dessus		0 à 10 m			
4.1 et 4.6 (1968)	21	10 à 20 m	$I_p = 0,75 (w_L = 12)$	0,97	52 à 140

Sur le tracé du canal dans la zone la plus médiocre, le sondage S1 exécuté près de Tunis Marine en 1974 (S1/74), figure 4, permet d'avoir un ensemble de résultats de mesures sur des échantillons non remaniés. Bien qu'il faille, semble-t-il, comme on le verra par la suite, distinguer les couches situées entre 0 et 10 m de profondeur de celles entre 10 et 20 m, puis de celles au-delà, une corrélation $I_p w_L$ a donné pour 40 mesures entre 0 et 20 mètres de profondeur :

$$I_p = 0,68 (w_L - 9) \quad 23 \leq w_L \leq 93 \quad \text{voir figure 5}$$

Dans cette corrélation, on a éliminé les matériaux organiques des premiers mètres, qui, comme le montre leur position dans l'abaque de plasticité de Casagrande, sont de nature différente des matériaux sous-jacents.

Le graphique 4b de la figure 4, donne les limites de liquidité et de plasticité mesurées dans le sondage S1/74. On y trouve également les teneurs en eau naturelle. Mais ces teneurs en eau n'ont pas été mesurées directement mais seulement estimées à partir du poids volumique sec des échantillons.

En 1979, plusieurs sondages carottés ont été exécutés jusqu'à 20 m de profondeur sur le tracé du canal. Les points représentatifs dans l'abaque de Casagrande des échantillons prélevés à cette dernière occasion sont indiqués sur la figure 5. On a la relation :

$$I_p = 0,72 (w_L - 10,5) \quad 35 \leq w_L \leq 81 \quad r^2 = 0,97.$$

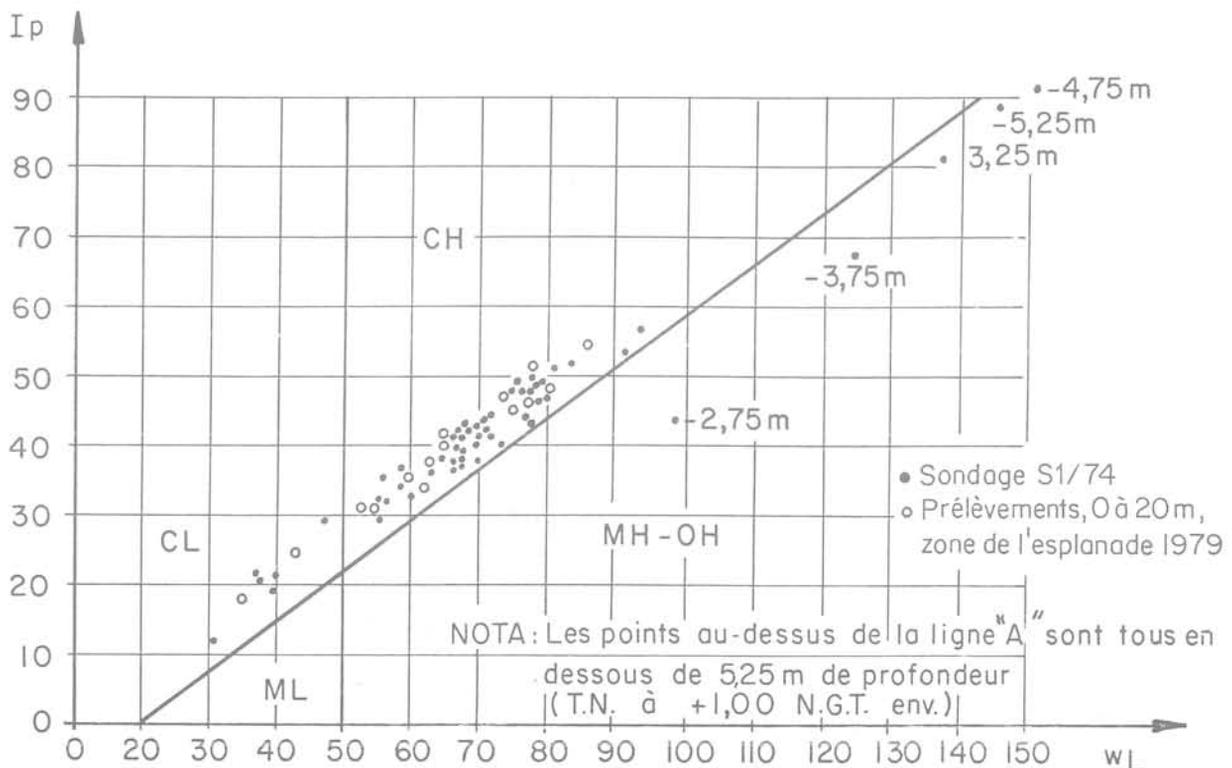
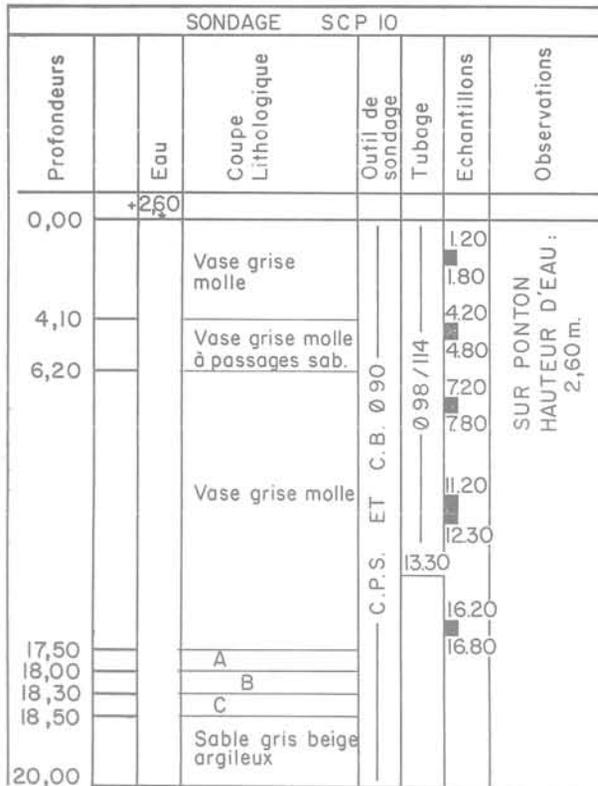


Fig. 5 Points représentatifs des prélèvements dans les vases et argiles molles dans l'abaque de Casagrande



A : Argile gris jaune sableuse
 B : Sable jaune grossier, coquillier
 C : Sable gris. beige argileux

6a Coupe de sondage

Fig. 6 Coupe de sondage, essai pénétrométrique et scissométrique

Granulométrie et activité

Il va sans dire que les matériaux rencontrés sont constitués de particules extrêmement fines. La quasi totalité de celles-ci ont un diamètre inférieur à 80 microns.

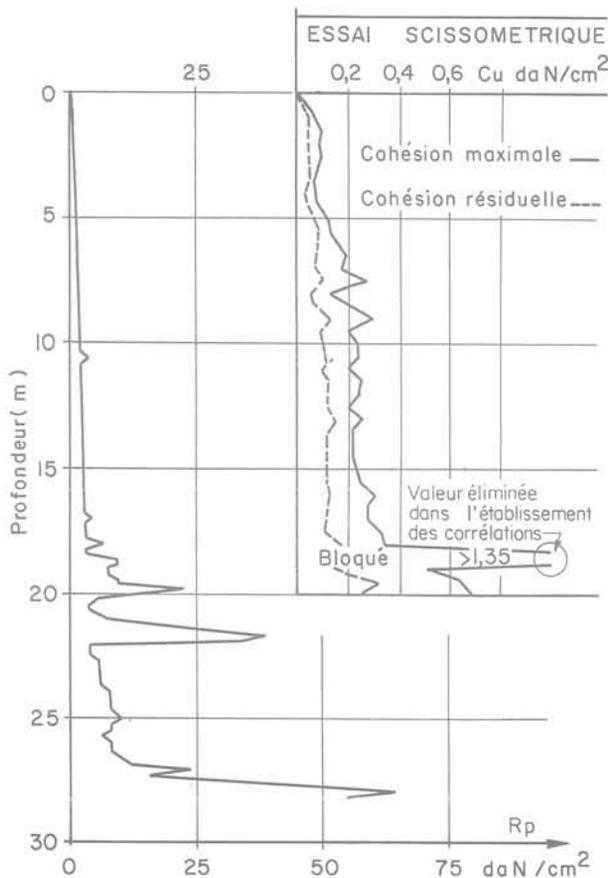
Peu de sédimentométries ont été faites. Aussi l'activité est-elle mal connue. Pour les sondages anciens S1 à S15 de 1967, jusqu'à 8 m de profondeur, l'activité était comprise entre 1,06 et 4,6; la valeur moyenne étant 2,5. Pour le nouveau sondage S1/74, on note quelques valeurs comprises entre 0,30 et 1,95. Il semblerait que l'activité diminue avec la profondeur. Au-delà de 15 m toutes les valeurs sont inférieures à 1. On ne dispose pas malheureusement d'analyses minéralogiques faites spécialement sur des échantillons prélevés dans le sondage S1. Toutefois, des études antérieures faites ([1] et [2]) sur les vases permettent d'affirmer qu'il s'agit de dépôts contenant beaucoup de calcaire et que les minéraux argileux sont constitués en grande partie par de l'illite et de la kaolinite.

Poids volumique sec

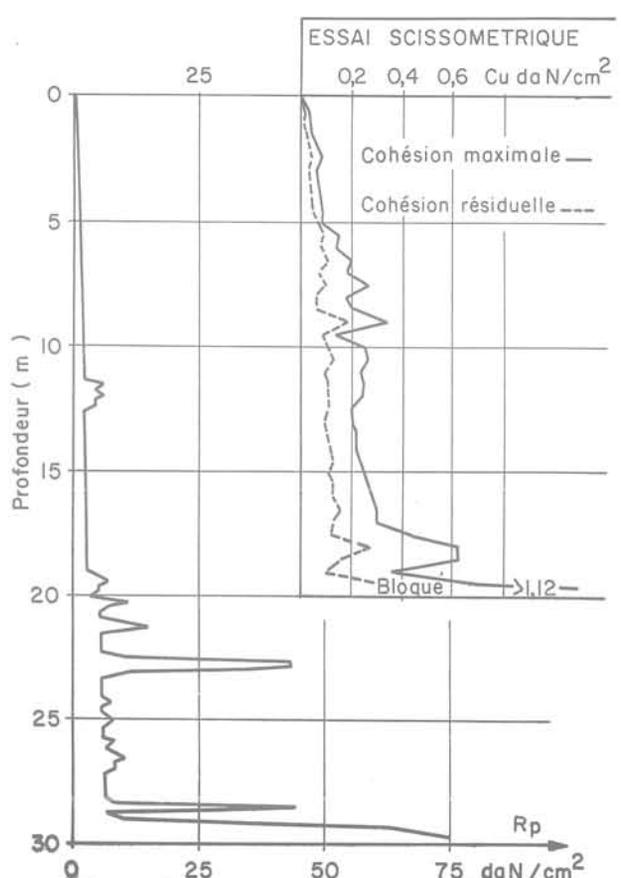
Sur les échantillons prélevés dans les années antérieures à 1975, on retiendra qu'entre 0 et 8 m de profondeur pour 52 échantillons de vases et argiles, on a une valeur moyenne de 9,1 kN/m³, un écart-type de 1,6. Les valeurs extrêmes sont 6,5 et 11,9 kN/m³.

Les échantillons de matériaux plus sableux au nombre de 11 ont un poids volumique moyen de 14,6 kN/m³, un écart-type de 1,9, les valeurs extrêmes étant de 13,0 et 18,5 kN/m³.

6b Essai pénétrométrique, essai scissométrique - P5



6c Essai pénétrométrique, essai scissométrique - P4



Sur la figure 4, le graphique 4c donne les valeurs du poids volumique sec en fonction de la profondeur, mesuré sur des échantillons prélevés dans le nouveau sondage S1/74.

Sur la même figure 4, le graphique 4d pour le même sondage donne la valeur de la contrainte verticale totale en fonction de la profondeur.

Résistance à la rupture

Compte tenu de la faiblesse des caractéristiques mécaniques auxquelles on s'attendait, celles-ci ont été mesurées pour les besoins particuliers de l'étude du canal, au moyen d'essais au pénétromètre statique avec mesure du frottement latéral jusqu'à 30 mètres de profondeur et d'essais au scissomètre jusqu'à 20 mètres. Deux campagnes de reconnaissances ont été faites. On a utilisé à cet effet un pénétromètre Gouda de 10 tonnes, un scissomètre Geonor H 250 (1^{re} campagne) et un scissomètre Simec (2^e campagne). La figure 4, graphiques 4a, 4e et 4f et la figure 6 donnent à titre d'exemples les résultats de coupes de sondages, essais pénétrométriques et essais scissométriques dans une même zone (figure 3).

Dans les argiles très molles, seuls les essais scissométriques ont permis de mesurer les variations de résistance mécanique. La figure 7 montre les courbes enveloppes des valeurs minimales et maximales mesurées lors de la deuxième campagne. On a éliminé parmi les valeurs maximales, celles correspondant manifestement à des niveaux sableux ou surconsolidés comme indiqués figure 6.

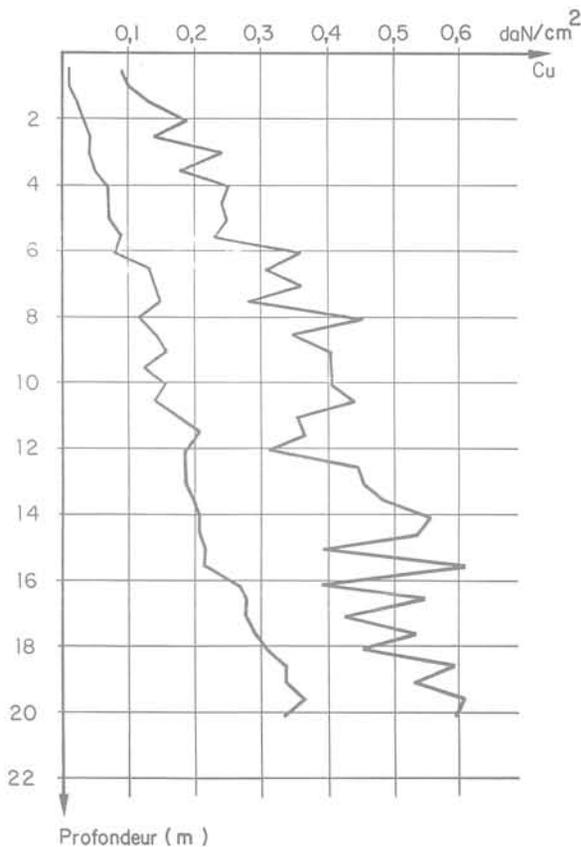


Fig. 7 Essais scissométriques dans les vases et argiles molles, courbes enveloppes des valeurs minimales et maximales

Rappel math 1

Une corrélation C_u -profondeur, donne : (C_u en daN/cm^2 , D en mètres) :

- a) valeurs maximales $C_u = 0,14 + 0,023D$, $r^2 = 0,84$;
- b) valeurs minimales $C_u = 0,07 + 0,017D$, $r^2 = 0,97$;
- c) (toutes les valeurs prises en compte, en dehors de celles correspondant à des niveaux sableux);

$$C_u = 0,3 + 0,024D, r^2 = 0,70.$$

En tenant compte de la relation, $\sigma' = 0,075D$, σ' contrainte verticale intergranulaire, on en déduit :

- a) $C_u = -0,007 + 0,236\sigma'$ soit $\frac{\Delta C_u}{\Delta \sigma'} = 0,236$.
- b) $C_u = 0,03 + 0,326\sigma'$ soit $\frac{\Delta C_u}{\Delta \sigma'} = 0,326$ [1]
- c) $C_u = 0,14 + 0,316\sigma'$ soit $\frac{\Delta C_u}{\Delta \sigma'} = 0,316$.

Ces relations sont à comparer avec celle de Skempton :

$$\frac{C_u}{\sigma'} = 0,11 + 0,0037 I_p$$

Avec $I_p = 40$ valeur moyenne des mesures représentées figure 5, on obtient

$$\frac{\Delta C_u}{\Delta \sigma'} = 0,258$$

à comparer avec les valeurs obtenues ci-dessus.

A titre d'information, on peut rappeler que pour les vases en fondation du barrage d'Arzal [7] on avait la relation

$$\frac{\Delta C_u}{\Delta \sigma'} = 0,47 \text{ (scissomètre) et } 0,40 \text{ (laboratoire).}$$

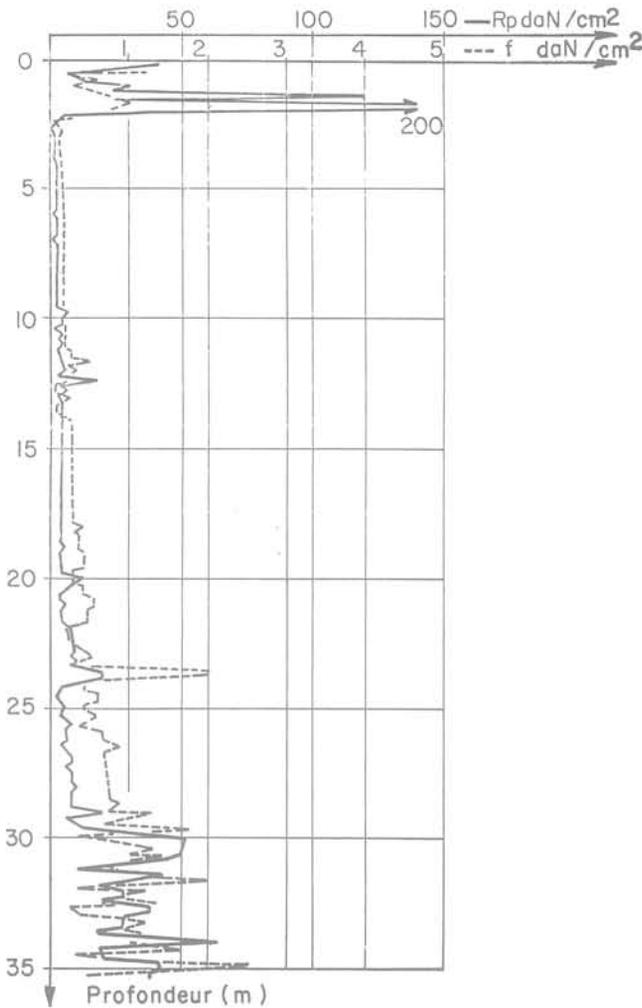
La cohésion non drainée des vases de Tunis est donc faible, d'autant plus que l'analyse faite n'a pas encore tenu compte de la réduction à apporter aux résultats obtenus au scissomètre, correction qui peut atteindre le tiers des valeurs mesurées [8].

Pour les valeurs résiduelles on a la relation toutes valeurs prises en compte en dehors des lentilles sableuses

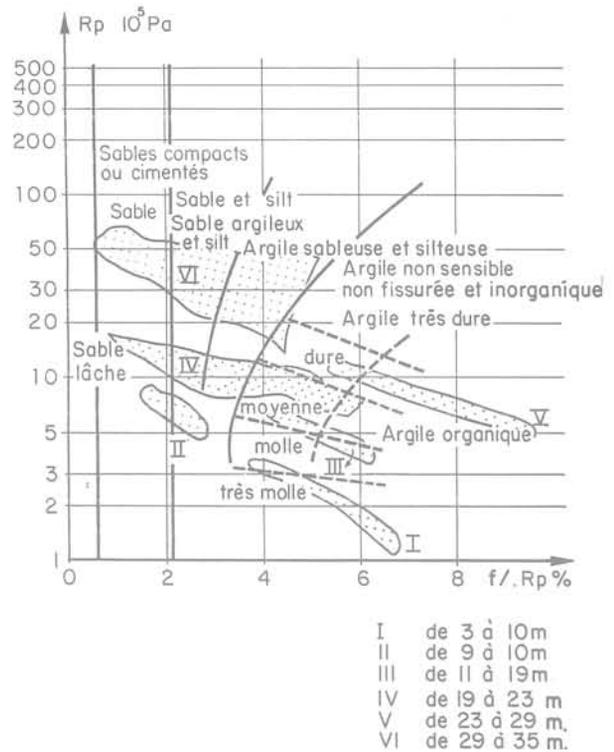
$$C_u = 0,40 + 0,117\sigma', r^2 = 0,56.$$

L'examen des résultats montre que certaines valeurs résiduelles sont extrêmement faibles. Ces vases et argiles sont sensibles, plus encore semble-t-il dans les premiers 10 m que de 10 à 20 m de profondeur. Il faut vraisemblablement chercher une explication à ce phénomène dans le milieu salé dans lequel se sont déposées ces vases et dans la structure qui en résulte. Malheureusement on n'a disposé d'aucune information de ce point de vue sur les échantillons prélevés dans la zone des travaux du canal.

Les valeurs mesurées de la cohésion au cours d'études antérieures essentiellement en laboratoire ne sont pas globalement en contradiction avec les résultats d'essais au scissomètre dont on vient de faire état.



8a Essai pénétrométrique PS2



8b Interprétation dans le diagramme de Schmertmann

Fig. 8 Essai pénétrométrique PS2

Dans les sondages anciens S1 à S15 jusqu'à 8 m de profondeur, on mesure des valeurs de C_u compris entre 0,024 et 0,150 daN/cm². Dans les sondages 1.3.8. et 1.3.9. les valeurs des cohésions étaient comprises entre 0,1 et 0,15 daN/cm². Tous ces essais ont été faits sur des vases prélevées sous des remblais. Elles étaient donc déjà un peu consolidées. D'autres essais montrent que ces vases auraient des résistances légèrement plus élevées.

Comme les données géologiques l'indiquent, il faut distinguer le remplissage de vases et argiles dans le lac et dans la zone de l'Esplanade, des argiles et vases qui se trouvent entre des lentilles de sable sous le rivage Nord du lac. Le dépôt et le chargement de ces dernières sont différents de celles constituant le remplissage du lac. Il en est de même pour les matériaux argileux au-delà de 20 m de profondeur tant dans le lac proprement dit qu'à ses alentours. Pour préjuger de la résistance mécanique de ces vases et argiles plus consistantes, on peut s'aider des essais au pénétromètre en exploitant les valeurs des résistances de pointe.

Les informations sur les propriétés mécaniques in situ permettent de préciser la stratigraphie du remplissage des vases et argiles molles. A cet effet, on a employé le diagramme de Schmertmann [9], pour interpréter un essai pénétrométrique. La figure 8 b en donne le résultat.

On constate qu'il y aurait eu plusieurs apports de matériaux allant des sables à des matériaux organiques en passant par des argiles. On met en évidence trois séquences, successivement de 35 à 25 m, de 25 à 11 m, de 10 à 3 m de profondeur.

La figure 9 donne une coupe stratigraphique sur 1300 m environ de longueur développée. On a mis en évidence les zones sableuses traversées par les essais pénétrométriques et en complément des zones faiblement sableuses ou surconsolidées détectées par les essais scissométriques.

Compressibilité et consolidation

En exploitant plusieurs dizaines d'essais de compressibilité à l'œdomètre exécutés sur un ensemble de matériaux argileux prélevés dans les différents horizons que l'on trouve au droit du lac jusqu'à 45 m de profondeur, on a tenté une corrélation linéaire, avec 43 couples de valeurs, C_c , w_L (fig. 10). On a obtenu :

$$C_c = 0,010(w_L - 21) \quad r^2 = 0,69.$$

Ce résultat n'est donné qu'à titre indicatif. Il pêche par la qualité de la population des données d'origines très diverses à partir desquelles il a été établi.

Le coefficient de consolidation est connu à partir des informations suivantes :

a) Un premier groupe d'essais comprenant onze valeurs. Il est relatif aux argiles et vases de la zone de Montplaisir, on a les caractéristiques suivantes (Méca-sol 1974) [5] :

Tableau 2

	Unité	Valeurs moyennes	Ecart-type	Valeurs extrêmes
γ_d	kN/m^3	14,6	1,5	10,7/16,6
$\frac{Cc}{1+e_0}$		0,21	0,07	0,12/0,32
w_L	%	43	14	32/78
C_v	$10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$	2,37	1,42	0,8/5,4

La valeur du coefficient de perméabilité est de l'ordre de $5 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$.

b) Un second groupe comprend quatre valeurs, relatives aux vases dans la zone de l'Esplanade.

On a les résultats suivants (Her 1974) [4] :

Tableau 3

Profondeur m	γ_d kN/m^3	e_0	w_L %	C_c	$\frac{Cc}{1+e_0}$	C_v $10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$	K 10^{-10} m/s
9,50 à 10	12,3	1,20	68	0,240	0,11	1,1	4
19,75 à 20	12,7	1,13	66	0,280	0,13	1	1
7 à 7,50	16,1	0,68	40	0,100	0,06	2	1
9,8 à 10,30	12,3	1,20	44	0,225	0,10	1,3	1

On notera l'homogénéité des valeurs concernant C_v . Le domaine de contraintes pour lequel C_v a été mesuré, est compris entre $0,5$ et $1 \cdot 10^5 \text{ Pa}$.

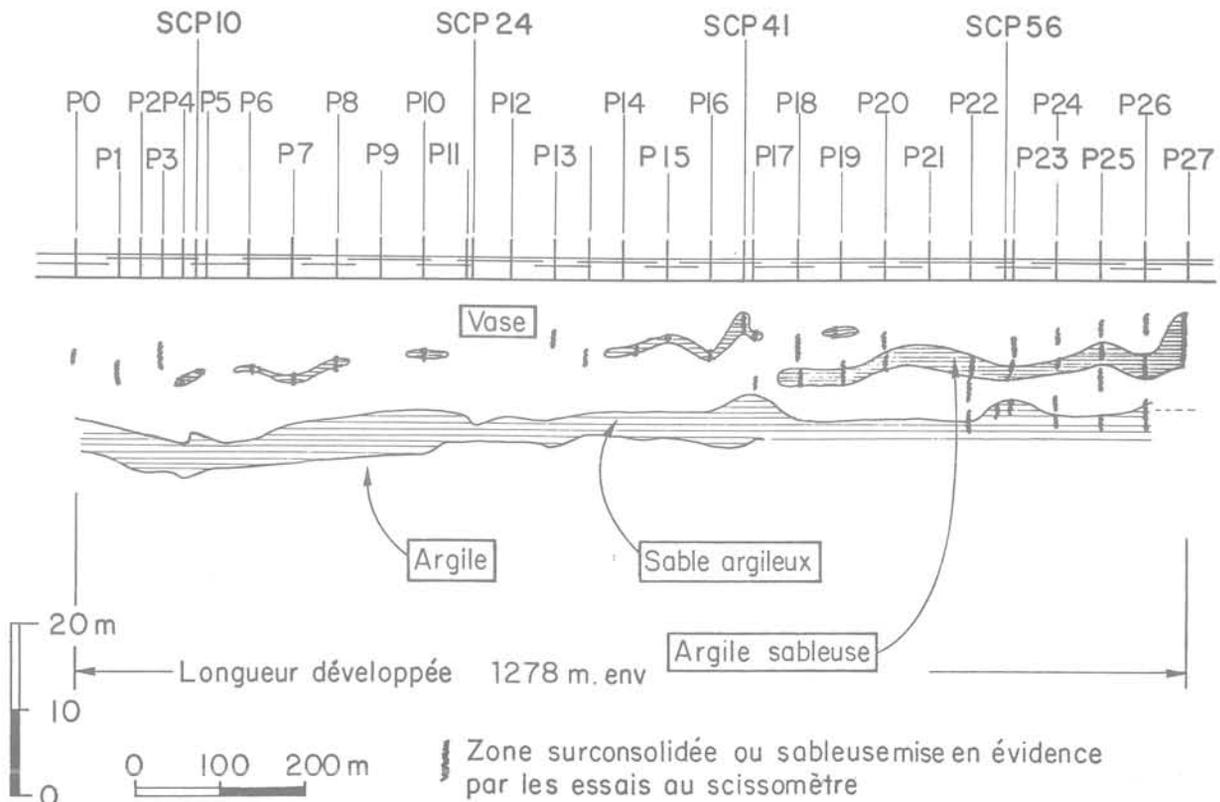


Fig. 9 Coupe stratigraphique de la zone de l'esplanade

c) Un troisième groupe comprend les valeurs relatives à des vases toujours prélevées dans le lac dans la zone de l'Esplanade.

Tableau 4

Profondeur m	γ_d kN/m ³	w_L %	C_c	$\frac{C_c}{1 + e_0}$	C_v cm ² /s	σ 10 ⁵ Pa
7,2 à 7,5	11,4	78	0,68	0,25	$2 \cdot 10^{-4}$	0,56
16,2 à 16,8	12,2	63	0,39	0,17	$2 \cdot 10^{-4}$	0,56
11;1 à 11,8	12,3	53	0,41	0,18	$2 \cdot 10^{-4}$	0,56

Mais, compte tenu des problèmes à résoudre, des mesures de coefficients de consolidation radiale ont été exécutées sur les vases et argiles prélevées dans la zone de l'Esplanade, les résultats obtenus sont les suivants :

Tableau 5

Profondeur m	γ_d kN/m ³	w_L %	C_c	$\frac{C_c}{1 + e_0}$	C_r cm ² /s	σ 10 ⁵ Pa
1,2 à 1,80	9,0	78	0,69	0,22	$4 \cdot 10^{-3}$	0,65
4,2 à 4,80	9,7	65	0,75	0,26	$8 \cdot 10^{-4}$	0,65
4,6 à 5,2	8,9	81	0,60	0,20	$5 \cdot 10^{-3}$	0,65
7,9 à 8,5	10,4	65	0,59	0,22	$4 \cdot 10^{-4}$	1,3
—	—	—	—	—	$3 \cdot 10^{-4}$	0,91
9,6 à 10,1	12,0	84	0,55	0,22	$4 \cdot 10^{-3}$	0,65
2 à 2,7	9,1	77	0,75	0,23	$9 \cdot 10^{-3}$	0,65
1,2 à 1,8	8,9	77	0,69	0,22	$4 \cdot 10^{-3}$	0,65
3,7 à 4,3	10,3	55	0,47	0,18	$4 \cdot 10^{-3}$	0,65
1,2 à 1,8	9,0	80	0,78	0,25	$4 \cdot 10^{-3}$	0,65
4,2 à 4,7	8,1	62	0,57	0,21	$4 \cdot 10^{-3}$	0,65

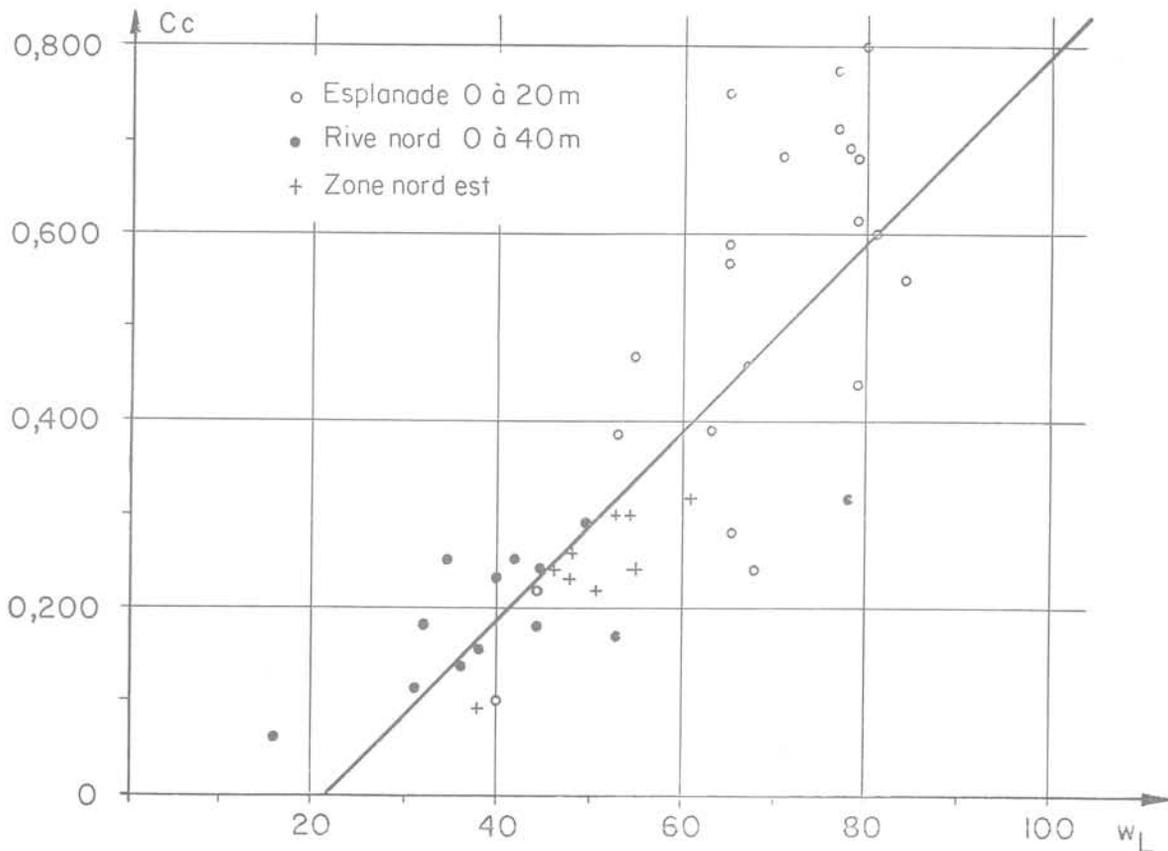


Fig. 10 Coefficient de compressibilité en fonction de la limite de liquidité

Pour les deux derniers groupes de valeurs relatives à des vases entre 0 et 20 m de profondeur, pour 13 mesures de $C_c/(1 + e_0)$, la valeur moyenne est de 0,22 et l'écart-type égal à 0,03.

Le coefficient de consolidation vertical est de l'ordre de $2 \cdot 10^{-4}$ cm²/s pour un domaine de contrainte de l'ordre de la contrainte verticale qui s'exerce sur les vases en place. On peut vérifier que cette valeur est en accord avec les valeurs données par la relation $C_v = KE'/\gamma_w$.

La valeur moyenne du coefficient de consolidation radiale C_r est égale à $3 \cdot 10^{-3}$ cm²/s, l'écart-type est $2 \cdot 10^{-3}$ cm²/s. Le rapport C_r/C_v est voisin de 10.

1.3.2 Sables

Les couches de sable sont constituées de sable fin plus ou moins argileux ou cimenté par des constituants calcaires. Dans le gisement très épais exploité pour fournir le remblai du canal, on a fait de très nombreuses granulométries. On doit noter la très grande finesse du sable. Le dépôt est très homogène sur 11 à 12 m d'épaisseur, à part quelques passées argileuses peu épaisses. Le D_{60} est au plus égal à 0,20 mm et le D_{10} toujours de l'ordre de 0,10 mm. La granulométrie est donc très étroite. Dans le paragraphe 1.3.1.3, on a donné une indication sur le domaine de variation du poids volumique sec mesuré sur échantillons. Dans le sondage S1/74 à Tunis Marine, les échantillons sableux ont des densités comprises entre 14,5 et 18,4 kN/m³. Cinq essais en zone d'emprunt ont donné une valeur moyenne de 14,9 kN/m³ avec comme valeurs extrêmes 13,4 et 16,1. Des essais antérieurs au SPT donnent un angle de frottement de l'ordre de 35°, valeur recoupée par un essai de cisaillement direct sur un échantillon dans le sondage S1/74 à 29 m de profondeur.

L'examen des résultats des essais au pénétromètre n'est pas en contradiction avec ces valeurs.

2 Conception générale de l'ouvrage

2.1 Contraintes générales - Rappel des conditions du site

L'aménagement général de la zone du rivage du lac parallèle à l'avenue Mohamed-V, a exigé que le canal soit réalisé en dehors du remblai existant qui constitue ce que l'on a coutume d'appeler à Tunis, l'Esplanade. Au contraire de la rive Nord qui est constituée de matériau en place ou rapporté sur une faible épaisseur, matériau médiocre mais mécaniquement suffisant pour l'ouvrage très modeste qu'est le canal; le long de l'Esplanade, on trouve un remblai qui flotte en quelque sorte sur 15 à 20 m de vase et d'argile molle. Ce remblai est récent. Une grande partie de la basse ville de Tunis a été gagnée sur le lac en poussant les déblais les plus variés dans les vases du lac. Les 50 derniers mètres de la bande de terrain entre la nouvelle voie Nord-Sud et le rivage, date de 1925 semble-t-il. L'épaisseur de remblai est de l'ordre de 4 m. Le terrain naturel est à la cote +1,50 NGT environ, mais souvent moins et s'abaisse jusqu'à +0,70 alors que le « fond » du lac serait à -0,50 environ. La pénétration du remblai serait donc de 2 à 2,50 m dans les premières couches de vases et de boues du lac. On peut s'aider pour étayer ces affirmations des nombreux sondages et essais au pénétromètre exécutés tout le long du rivage intéressé par le tracé du canal.

En fait, les coupes de certains sondages, en particulier celles des sondages anciens, ne sont pas tout à fait en concordance avec ces affirmations. Cela vient du fait que la notion d'épaisseur et de nature du remblai doit être précisée. On rencontre, en général, d'abord une épaisseur de remblai sans pénétration de vase qui est de l'ordre de 2 m. On trouve ensuite une zone de 2 m environ de remblai vaseux, c'est-à-dire de mélange de remblai et de vase ou de boue. Cette couche est appelée tantôt remblai, tantôt vase par les sondeurs.

Cette incertitude s'explique d'une part par le mode de mise en place des remblais et d'autre part par la résistance des premières couches d'argile ou de vase qui n'est que de l'ordre de quelques centièmes de daN/cm².

Un remblaiement provisoire tout récent dans le lac a provoqué un poinçonnement de 3,50 m de profondeur environ dans la vase, soit de 3 m par rapport au niveau du lac. La vase a reflué jusqu'au niveau du remblai qui s'est stabilisé quelques décimètres au-dessus du niveau du lac. Ceci correspond à une résistance de la vase de l'ordre de 0,05 daN/cm².

L'expérience montre que l'on peut excaver des ouvrages modestes comme le canal dans le remblai de l'Esplanade malgré la présence de poches de vase due au mode de réalisation du remblai. 50 ans ou plus de consolidation du remblai et de sa fondation expliquent les 0,100 à 0,150 daN/cm² de résistance au cisaillement non drainé des vases immédiatement sous le remblai.

Ces quelques remarques ont pour but de souligner la difficulté d'exécution d'un remblai en bordure du lac, remblai qui soit homogène et stable.

La recherche de la stabilité à la rupture du remblai pour éviter les conséquences qui en résulteraient sur la qualité du remblai n'est pas le seul problème à résoudre. Il ne faut pas que les tassements soient trop importants. Il suffit de rappeler que la route Tunis-La Goulette élargie en 1957 a été laissée pendant 10 ans avant que l'on mette la couche de base et le corps de chaussée. Or, 15 ans après environ, les tassements consécutifs de la mise en place de ces deux dernières couches qui représentent une épaisseur de matériau très modeste, sont de l'ordre de plusieurs dizaines de centimètres. Ces tassements sont mis en évidence par les repères que constituent les points durs des appuis du pont de Tunis Marine et des écluses de communication entre le lac Nord et le canal de navigation. Un dernier repère est la conduite Bonna fondée sur pieux au droit de la centrale de La Goulette.

2.2 Conception générale du remblai

Le premier problème concernait la nature du remblai. Une recherche de carrière dans la zone de Tunis a conduit à considérer que le matériau le plus adapté et le plus économique serait celui constituant les lentilles de sable que l'on savait géologiquement exister dans le lac le long de la rive Nord. Comme le remblaiement hydraulique était le mode de chargement le mieux adapté à la qualité de la fondation, ces lentilles se prêtaient à une exploitation par dragage et refoulement qui évitait une rupture de charge.

Le second problème concernait la stabilité et le tassement des fondations. La nécessité de réaliser en quelques 18 mois un ouvrage, dont les tassements ultérieurs soient négligeables, a amené à retenir un

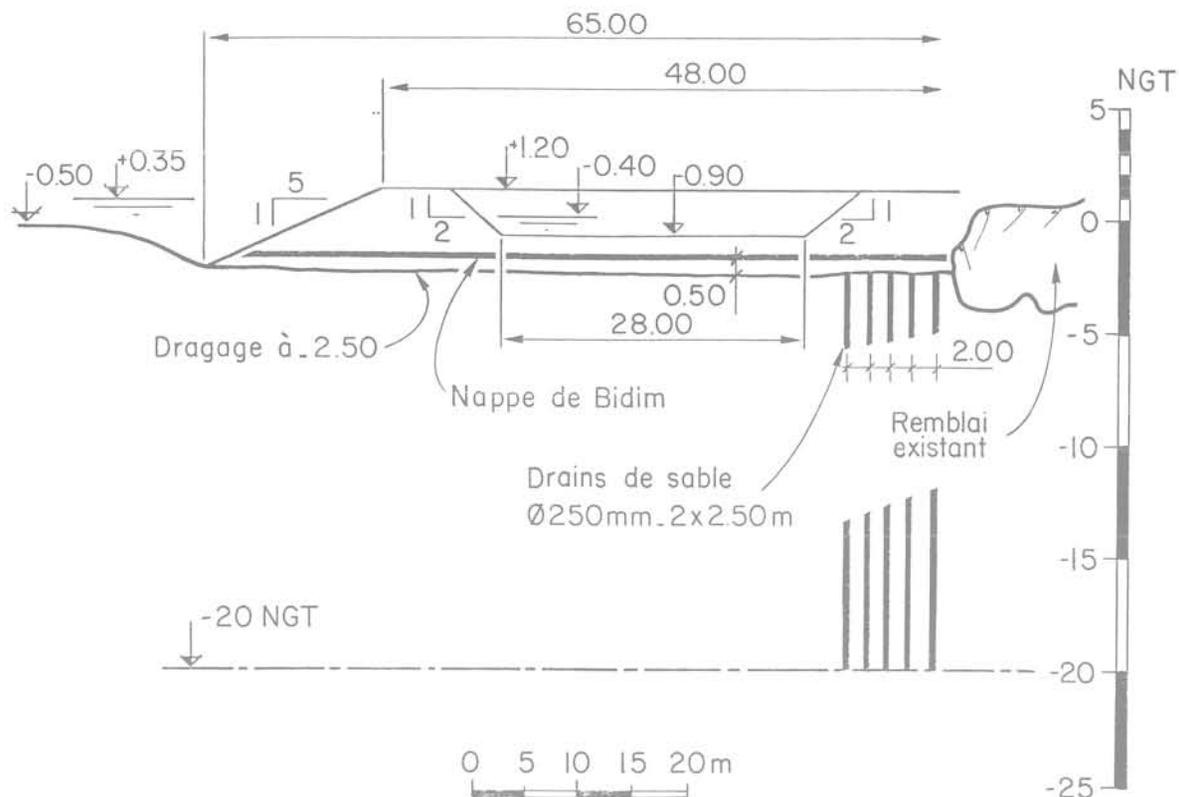


Fig. 11 Coupe type du canal

procédé d'accélération de la consolidation de la fondation du remblai, par drains de sable ou drains de carton. La maîtrise de la consolidation était également nécessaire pour améliorer la résistance de la fondation au cours de la construction, afin de ne pas affecter le remblai par une rupture de la fondation, rupture dont on pouvait difficilement prévoir l'extension et les conséquences.

La satisfaction de ces deux conditions a conduit à écarter toutes les solutions dans lesquelles on surchargeait le sol au-delà de la rupture (explosion, rupture par surcharge, etc.). Toutes les modalités d'exécution étaient commandées par la nécessité de charger progressivement et le plus uniformément possible la fondation.

2.3 Séquence des opérations de construction

En fonction du parti adopté, on a prévu de faire les opérations suivantes :

a) Dragage jusqu'à 2,50 NGT de la zone à remblayer.

Cette opération était indispensable pour enlever les vases fermenticides ou très instables qu'il y avait en surface. Aussi paradoxal que cela puisse paraître, la notion de fond du lac n'était pas une notion claire. Les essais au scissomètre ont permis de déterminer que la cote - 2,50 NGT était celle à partir de laquelle la résistance au cisaillement non drainée était de l'ordre de quelques centièmes de daN/cm^2 et au moins supérieur à un centième de daN/cm^2 . 1,50 m de tirant d'eau était suffisant pour le ponton. Mais on a tenu compte du remblai de 0,50 m, mis préalablement à l'exécution des drains de sable, et de 0,50 m de profondeur à titre de sécurité.

b) Mise en place à l'avancement par remblayage hydraulique de remblai sableux sur une épaisseur de 0,50 m.

On a décidé de la mise en place de ce matelas afin d'assurer la meilleure liaison possible entre les drains et le remblai.

c) Exécution des drains de sable à partir d'un ponton.

d) Mise en place d'une nappe continue transversalement de Bidim U64.

La mise en place de cette nappe a été retenue afin d'améliorer la répartition des charges dues au remblai et de diminuer les contraintes de cisaillement dans la fondation.

e) Remblaiement jusqu'à la cote finale par chargement continu par voie hydraulique sur toute la largeur de la surface à remblayer.

2.4 Description et justification des dispositions adoptées

a) Caractéristiques des fondations ayant servi à des calculs de prédimensionnement.

Elles ont été définies à partir d'informations plus réduites que celles dont il est fait état dans le paragraphe 1.

— Volume de matériau à mettre en place : 350 000 m^3 .

— Épaisseur du massif compressible pris en compte dans les calculs : 40 m.

— Accroissement de la résistance au cisaillement : $\Delta C_u = 0,300 \Delta r'$.

Rappel maths 2

— Caractéristiques à la rupture :

$$Cu_{\min} = 0,3 \cdot 10^4 \text{ Pa}$$

$$Cu_{\text{moyen}} = 0,5 \cdot 10^4 \text{ Pa}$$

$$Cu_{\max} = 0,7 \cdot 10^4 \text{ Pa.}$$

— État de contrainte initial :

Contrainte verticale initiale dans le massif = $0,075D$ en 10^5 Pa , D en mètres.

— Caractéristiques de déformations :

de 0 à -19 NGT , $\frac{Cc}{1+e_0} = 0,222$ soit $Cc = 0,500$,
 $\gamma_d = 12 \text{ kN/m}^3$;

de -19 NGT à -29 NGT , $\frac{Cc}{1+e_0} = 0,177$
soit $Cc = 0,400$, $\gamma_d = 12 \text{ kN/m}^3$;

de -19 NGT à -44 NGT , $\frac{Cc}{1+e_0} = 0,103$
soit $Cc = 0,200$, $\gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3$.

— Caractéristiques de consolidation :

$$Cv = 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}, Cr = 5 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s.}$$

On a admis que les argiles étaient normalement consolidées.

b) Caractéristiques de l'ouvrage (figure 11) :

- cote de départ de la fondation : $-2,50 \text{ NGT}$;
- cote finale du remblai : $+1,20 \text{ NGT}$;
- largeur en crête finale : $48,00 \text{ m}$;
- talus côté lac : $5/1$;
- maille des drains de sable : $2 \times 2,50 \text{ m}$;
- diamètre des drains : 250 mm ;
- cote de l'extrémité des drains : -20 NGT ;
- longueur totale des drains : $335\,000 \text{ ml}$.

c) Modalités d'exécution

Pour une charge finale du remblai égale à $0,57 \cdot 10^5 \text{ Pa}$, le tassement total prévu dans l'axe du remblai a été estimé à environ $1,50 \text{ m}$. La charge initiale admissible sur la fondation a été fixée à $1,70 \text{ m}$ de remblai immergé. Compte tenu des caractéristiques de consolidation, la montée ultérieure du remblai a été limitée à $0,50 \text{ m}$ toutes les six semaines. La durée totale de remblaiement en un point est donc de 12 mois et la durée du chargement après remblaiement et avant excavation du canal, est de 4 mois.

Il n'a pas été possible pour différentes raisons ni d'avoir toutes les informations souhaitables sur les sols, ni surtout, de procéder à l'exécution d'un remblai d'essai. Aussi s'est-on délibérément placé du côté de la sécurité. On a prévu une auscultation de la partie du remblai à exécuter en début des travaux, c'est-à-dire côté Tunis Marine. Le but recherché était d'en faire non une section d'essai, mais une section pilote qui permette de conduire au mieux les travaux et en particulier de régler la vitesse de mise en place du remblai qui était le seul paramètre qu'il était possible de modifier.

3 Conditions d'exécution

3.1 Drains de sable (fig. 12)

On avait laissé le choix possible entre des drains de sable et des drains carton ou équivalent. La comparaison économique a été défavorable au drain du second type. Ceci est dû aux conditions économiques locales.

Les drains de sable ont été exécutés au moyen d'un ponton de 71 m de longueur et de $8,90 \text{ m}$ de largeur. Sur un côté, le ponton est équipé de 34 tubes guides de 5 m , distant entre eux de 2 m . Ces tubes avaient pour but principal la traversée des vases en tête des

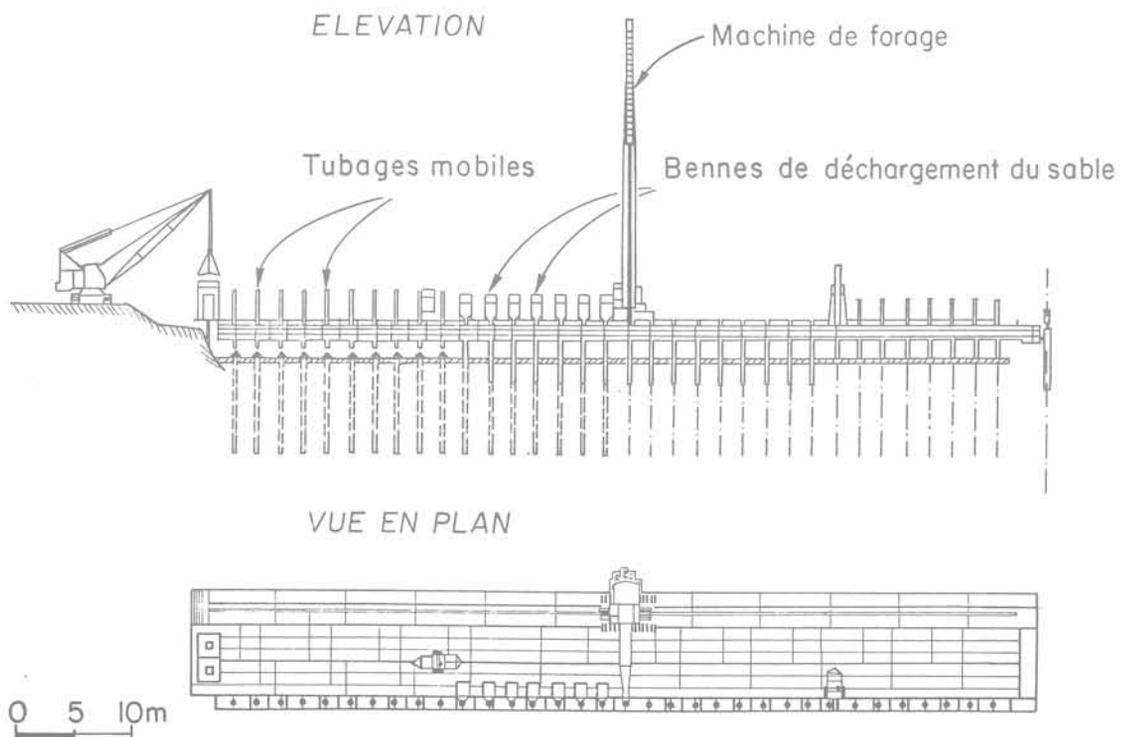


Fig. 12 Ponton ayant servi à l'exécution des drains de sable

dépôts et le remplissage du forage. Ils sont répartis sur une longueur de 68 m, permettant de réaliser ainsi une ligne de drains sur la largeur du remblai. Au-dessus de chaque tube peuvent se mettre en place des bennes pour l'alimentation en sable. Sur le ponton circule une grue équipée d'une glissière verticale sur laquelle coulisse l'engin de perforation.

La succession d'opération est la suivante. Le tube est descendu et pénètre de 2,50 m dans la vase. La perforation du drain est réalisée par un outil du type « queue de carpe ». L'évacuation des sédiments est faite au moyen d'injection d'eau sous pression au cours de la perforation.

Les sédiments en émulsion sont alors recueillis dans une goulotte placée le long du ponton. Repris par une pompe à l'extrémité du ponton, les sédiments sont envoyés en dehors de la zone d'emprise des ouvrages.

Le remplissage est fait par mise en place du sable par gravité. Au cours de sa descente, le sable se bloque par effet de voûte que l'on détruit par injection d'eau. On vérifie le volume de sable mis en place. On remarque un quart d'heure après le remplissage, une descente du sable de l'ordre de 50 cm correspondant à la mise en place définitive du drain. En cours de remplissage, une mèche de Bidim est placée à la cote - 2,25. Elle aura pour but d'assurer, si nécessaire, la continuité du drainage entre le drain et la couche de sable de 0,50 m déjà mise en place.

Le forage du trou demande 5 min, le remplissage 14 min. Le programme prévoyait l'exécution de 90 pieux dans la journée (poste de 10 heures). De 70 pieux par jour pendant la période de mise au point, les rendements ont progressivement augmenté jusqu'à atteindre 120 pieux par jour.

Le sable employé était du sable de carrière 0 à 2 mm ($D_{10} = 0,2$ mm, $D_{60} = 0,5$ à 1 mm).

3.2 Exploitation de la zone d'emprunt et mise en place du remblai

La zone d'emprunt est exploitée au moyen d'une drague suceuse capable de draguer des couches jusqu'à 15 m de profondeur. Le gros problème a été le déroctage de la croûte calcaire de surface qui a exigé l'emploi d'une pelle Poclair 300, après un échec avec une Poclair 150 installée sur un ponton ancré par deux pieux. Elle assurait un rendement journalier de 500 m².

La drague est équipée d'un moteur de 1 200 CV. Elle peut déliter 150 m³/heure et le débit solide correspond à une concentration de l'ordre de 15 %. Le sable est transporté sur le site du remblai par une conduite de refoulement de 270 mm de diamètre et d'une longueur de 6 km. Il y a deux stations de reprise de 700 CV. Un tiers de la longueur de la conduite est posée sur flotteur sur le lac. Le reste est à terre. Il n'a pas été possible de diminuer la longueur totale, car la profondeur du lac trop faible en de nombreux endroits n'a pas permis la mise en place de toute la conduite sur flotteur.

On doit remarquer que le sable en place est compact. Les talus en zone d'emprunt se tiennent verticaux sur plusieurs mètres. Le sable est mis en place au moyen d'un diffuseur qui se déplace transversalement sur l'emprise du canal poussé par une vedette. La production est de 1 000 m³/jour de remblai en place sur 2 postes et doit atteindre 1 200 m³/jour avant la fin du chantier. Le poids volumique sec du remblai n'a été

mesuré que par quelques essais. Il est compris entre 16,7 et 17,3 kN/m³. Ces valeurs seraient à exprimer en densité relative. Elles correspondent a priori à des valeurs obtenues dans des conditions analogues [10]. Ce qui correspond à une densité immergée comprise entre 1,05 et 1,09. Les talus côté lac se sont établis à 5/1.

3.3 Mise en place du Bidim

Le Bidim en rouleau est posé sur un ponton. Il a été préalablement mouillé. Il est mis en place par déroulement. Le ponton se déplace au moyen de 4 treuils, deux raccordés à des points à terre, deux à des corps morts au large. Le repérage se fait par alignement sur la rive. Le recouvrement de deux lacs est d'un mètre. On a préféré ceci à une couture. Une des difficultés de mise en place du Bidim vient du fait qu'il flotte. Il faut le lester avec 8 à 10 sacs de sable tous les mètres. Le Bidim est imperméable au gaz, ce qui ne facilite pas sa mise en place. Pour éviter les difficultés, il faut faire dans la nappe de géotextile des clapets au moyen de découpe triangulaire, à raison d'un tous les 5 m. On repère les languettes par les bulles de gaz ou d'air qui remontent à la surface de l'eau.

L'avancement est de 25 m par jour. Le Bidim est ancré sur la rive.

4 Observations du comportement

4.1 Système d'auscultation (fig. 13)

Il comprend sur 100 m de longueur dans la zone dite « d'essai » une série de profils comportant chacun :

— 2 cellules de tassement LCPC cousues sur la nappe de Bidim à la base du remblai, dite cellules de surface. Ces cellules sont situées de part et d'autre de l'axe du remblai ;

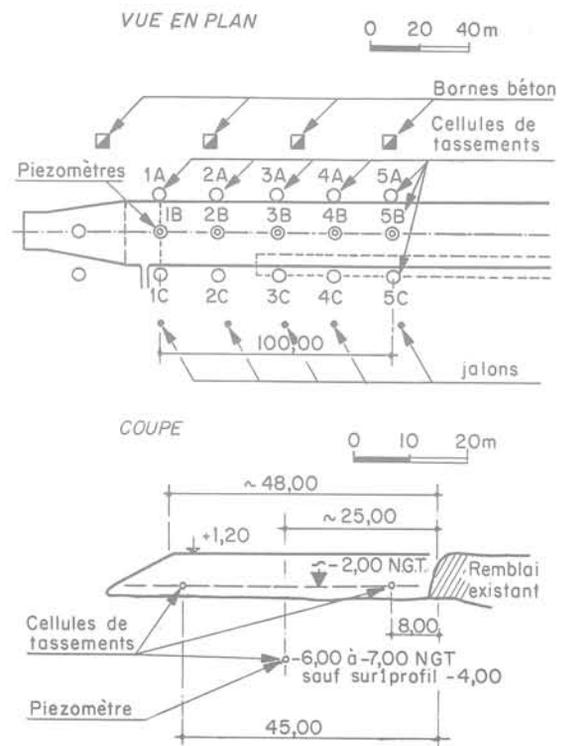


Fig. 13 Auscultation de la tête du remblai

- 1 cellule de tassement dite de « profondeur » à 6 à 7 m de profondeur dans l'axe du remblai, sauf pour un profil où elle se trouve à 3 m de profondeur ;
- 1 cellule de mesure de pression interstitielle LCPC placée au même niveau que la cellule de tassement de profondeur ;
- 1 borne en béton sur la rive ;
- 1 jalon au pied du talus côté lac.

Au-delà de cette zone ainsi équipée on a disposé tous les 50 m :

- une ou deux cellules de surface ;
- un jalon en pied de talus côté lac ; tous les 120 m ;
- un plot en béton sur la rive ; tous les 300 m environ ;
- une cellule de « profondeur » ;
- une cellule de mesure de pression interstitielle.

4.2 Observations

On a suivi le déplacement des cellules et la variation de la pression interstitielle. Des nombreux graphiques

qui ont été tracés on a retenu celui de la figure 14 comme exemple du comportement de la fondation du remblai dans la zone d'essais.

Les tassements, alors que la charge est de l'ordre de $0,38 \cdot 10^5$ Pa soit 75 % de la charge finale sont compris entre 24 et 67,9 cm. La moyenne est de 34,2 cm avec un écart type de 12 (12 valeurs pour 6 profils).

4.3 Interprétation des observations

4.3.0 Généralités

Il faut rappeler que les observations n'avaient pour but que de diriger la construction du remblai au plan de la vitesse et de la sécurité. On pourra regretter de ne pas avoir pu profiter de ces travaux pour mettre un plus grand nombre d'appareils ou faire des observations plus fréquentes.

4.3.1 Tassements

A priori, on peut, en examinant les courbes de tassement en fonction du temps, s'étonner de voir qu'il n'y a pas correspondance entre l'importance des chargements successifs et les tassements globaux de la fondation mesurés par les cellules de surface.

On a les éléments suivants :

On a distingué 3 chargements après la mise en place de la 1^{re} couche à 0,50 m avant la pose du Bidim.

Chargement	Remblai	Valeurs extrêmes	Tassement (cm) moyen	Écart-type
1 ^{er}	1,20 m soit $0,13 \cdot 10^5$ Pa	6,5/33,2	6,8	7,7
2 ^e	0,30 m soit $0,03 \cdot 10^5$ Pa	4,1/15,3	8,1	3,9
3 ^e	1,50 m soit $0,19 \cdot 10^5$ Pa	1/33,3	10	8,6

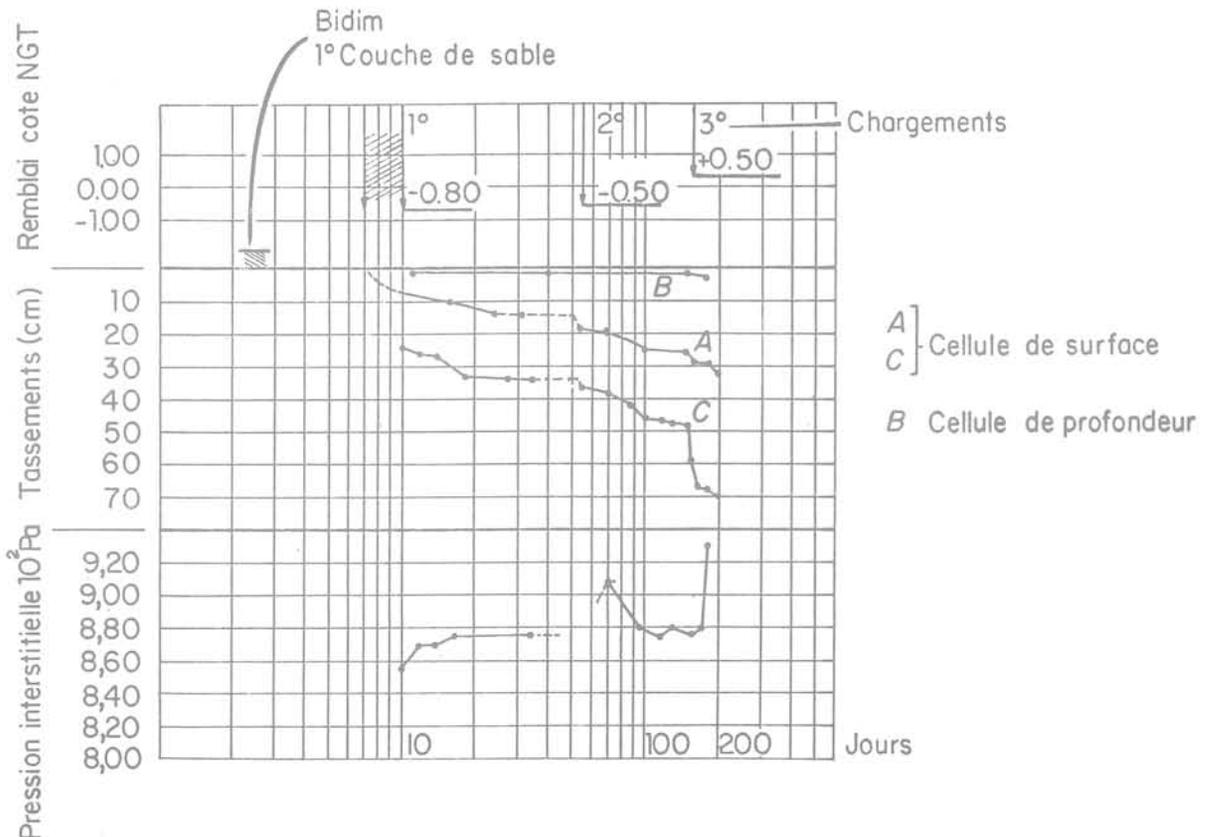


Fig. 14 Tassements – Profil 2 – Observations

Une première explication des écarts constatés tient au fait que le niveau supérieur du remblai n'a pas été aussi uniforme qu'il aurait dû l'être.

La seconde explication résulte du fait que chacune des couches n'a pas eu l'épaisseur moyenne annoncée. En incluant les 50 premiers centimètres de sable et avec 35 cm de tassement, 75 % environ de la charge finale a été mise en place.

Malgré de grosses différences dans les tassements mesurés, les cellules de surface d'un même profil comme on peut le voir sur la figure 14 ont eu toujours qualitativement le même comportement.

Il est très important de souligner que seuls les 5 à 6 premiers mètres ont été le siège de tassements importants. Les cellules de profondeur n'ont enregistré que des tassements de 2,3 à 3,7 cm si l'on excepte celle du profil 4,9 cm. Mais alors que toutes les cellules précédentes sont situées entre 5,30 à 6 m sous le niveau du Bidim, cette dernière cellule n'est qu'à 2,80 m de profondeur.

Pour les 3 chargements, le module moyen de la couche supérieure est de $7,8 \cdot 10^5$ Pa avec un écart-type de $1,8 \cdot 10^5$ Pa. Cet ordre de grandeur est en accord avec les caractéristiques moyennes des matériaux.

On doit noter que les bornes en béton sur le rivage n'ont pratiquement pas bougé : tassement de quelques millimètres seulement.

4.3.2 Pressions interstitielles

Les lectures des valeurs des pressions interstitielles sont difficiles à interpréter; les surpressions interstitielles sont faibles : quelques dizaines de millibars. Elles correspondent sensiblement à l'augmentation du tassement (voir fig. 14) et semblent se dissiper rapidement. Ces lectures n'ont été corrigées ni des variations de niveau du lac ni de celles de la pression atmosphérique. Néanmoins, le troisième chargement montre une montée de pressions interstitielles pour 5 profils compris entre 35 et 55 millibars, soit en moyenne 47 millibars.

En admettant que le dernier chargement correspond à une contrainte de l'ordre de $0,19 \cdot 10^6$ Pa, on obtient une valeur de \bar{B} de l'ordre de 0,25. Il ne faut pas oublier que les mesures de pressions interstitielles sont très perturbées par la proximité des drains.

4.3.3 Consolidation

Il est indéniable que la consolidation de la fondation est rapide et effective. L'observation conjointe des courbes de tassements et de variations de la pression interstitielle permet d'estimer que le temps correspondant à 50 % de consolidation serait compris entre 10 et 20 jours. On obtient une valeur de C_v variant de 9 à $4,5 \cdot 10^{-3}$ cm²/s, ceci pour un niveau de contrainte faible.

En considérant la valeur moyenne de $6 \cdot 10^{-3}$ cm²/s, on constate que le coefficient de consolidation radiale serait plus élevé que celui mesuré en laboratoire, ce qui n'a rien d'étonnant compte tenu du problème du remaniement qui intervient dans le prélèvement des argiles molles.

Les lentilles millimétriques de sable peuvent perturber l'interprétation que l'on peut faire des mesures. Car on sous-estime le diamètre efficace des drains.

5 Conclusions

Un dernier chargement reste à faire et il apportera des enseignements utiles qui permettront de mieux connaître un matériau qui concerne beaucoup de projets à Tunis.

Toutefois, on peut avancer les conclusions suivantes :

Il est vraisemblable qu'en fin de chargement du remblai on n'atteindra pas les tassements calculés et la consolidation du matériau est beaucoup plus rapide que celle escomptée. On savait qu'il en serait ainsi mais on ignorait dans quelle proportion. Des tassements inférieurs permettent de diminuer le volume de remblai. L'accélération de la consolidation a servi à augmenter la vitesse de mise en place du remblai et accroît sensiblement la sécurité de la fondation à la rupture.

L'explication de ces écarts tient aux effets du remaniement des échantillons d'argile et de vase molle, sur la mesure des propriétés à la déformation. Ceci concerne la détermination de la pression de préconsolidation et la mesure des caractéristiques de consolidation.

Le niveau de contrainte appliqué jusqu'à maintenant est faible. Une grande partie de la fondation se comporte comme un matériau surconsolidé. Les tassements sont bien moindres et la consolidation beaucoup plus rapide [11]. C'est ce que montrent les valeurs des tassements observés. Seule la vase des premiers mètres se comporte comme un matériau normalement consolidé, les valeurs plus discutables des mesures de pression interstitielle vont néanmoins dans le même sens.

Ces résultats rendent plus claire la lecture du graphique de la figure 8 b. Ils montrent l'influence de la consolidation intervenue au cours des différentes phases de remplissage du lac. Le comportement de la fondation est en accord aussi avec les résultats des essais aux scissomètres.

Toutefois, on n'a pas déterminé le niveau de préconsolidation des vases et argiles du lac car les sollicitations appliquées jusqu'alors sont faibles et seul un chargement in situ jusqu'au niveau adéquat peut donner des indications valables. Enfin la sensibilité du matériau doit conduire à la prudence. La structure de l'argile a limité ses déformations dans la mesure où les sollicitations ont été faibles et les surpressions interstitielles bien drainées. Mais il ne faudrait pas pour autant surestimer les possibilités du matériau.

Nous remercions monsieur Delloua, Président-Directeur général de l'Office National de l'Assainissement à Tunis, pour avoir autorisé la présente publication.

Nous ne saurions terminer ce texte sans remercier toutes les entreprises participant aux travaux du canal Lac Nord et en particulier la Société Internationale de Dragages et de Travaux Hydrauliques, filiale française de P. V. W., Hollande, associée à W. M. N. qui a réalisé les drains de sable, et Cogema Tunis, qui exécute les travaux de remblaiement.

Les reconnaissances in situ et essais de laboratoire particuliers au canal et le suivi du comportement du remblai ont été faits par la Direction des Études et Grands Travaux Hydrauliques du Ministère de l'Agriculture de la République Tunisienne et la Société Fondasol.

Définition des notations

σ'	contrainte effective normale
E'	module œdométrique
γ_w	pois volumique de l'eau
γ_d	pois volumique du sol sec
e	indice des vides
w_L	limite de liquidité
w_P	limite de plasticité
I_P	indice de plasticité
D	diamètre de grain
D_n	diamètre à n pour cent
k	coefficient de perméabilité
C_c	indice de compression
σ'_{v_0}	contrainte effective verticale initiale en place
σ'_p	pression de préconsolidation
C_u	cohésion apparente
r^2	coefficient de corrélation
c_v	coefficient de consolidation

Références bibliographiques

- [1] PIMIANTA J. « *Le cycle Pliocène actuel dans les bassins paraliques de Tunis* » - Mémoires de la Société Géologique de France, Tome XXXVIII - Mémoire n° 85 - Paris - 1959.
- [2] HABRIDGE W., PILKEY O. H., WHALKING P., SWETLAND P. « *Sedimentation in the lake of Tunis : A lagoon strongly influenced by man* » - Environmental Geology - Vol. 1 - Springer-Verlag, New York - 1976.
- [3] « *Aménagement et Assainissement des lacs Sedjoumi et Tunis* » - Rapport, Ingénieurs-Conseils néerlandais, ICN - Mai 1962 - pour le compte du Ministère de l'Agriculture, Direction EGTH - Tunis.
- [4] Document d'Archives du Ministère de l'Agriculture, Direction EGTH, Tunis, relatifs aux études d'assainissement du Lac de Tunis 1966-1974.
- [5] Documents d'Archives du Ministère de l'Équipement - Tunis - relatifs à la liaison Nord-Sud, route Tunis-La Goulette, Aménagement du quartier de la Petite Sicile 1967-1974.
- [6] Documents d'Archives de l'Office National d'Assainissement ONAS - Tunis - 1974-1980.
- [7] KERISEL J. « *Le barrage d'Arzal, un barrage sur sol compressible, construit au travers d'un estuaire à marée* » - Géotechnique n° 23 - 1973 - pages 49-65.
- [8] BJERRUM J. (*Problems of soils mechanics and construction on soft clays and structurally instable soils*) - Session spéciale n° 4 - Congrès International de Mécanique des Sols et Fondations - Vol. 3 - Moscou, U. R. S. S. - 1973 - pages 111-159.
- [9] SANGLERAT G. « *The Penetrometer and soil exploration - Developments in geotechnical engineering* » Elsevier Publishing Company - Amsterdam - 1972.
- [10] WHITMAN R. V. « *Hydraulic fills to support structural load* » - Specialty Conference « Placement and improvement of soil to support structures » - A. S. C. E. - Cambridge - 1968.
- [11] LEROUEIL S., TAVENAS F., MIEÛSSENS C., PEIGNAUD M. « *Construction pore pressures in clay foundations under embankments, Part II : generalized behaviour* » - Canadian Geotechnical Journal - Vol. 15 - 1978.

mesure de la déformation radiale des éprouvettes de sol par un système de bagues

par
B. Félix

Ingénieur du Département des Sols et Fondations du Laboratoire central des Ponts et Chaussées

Pour interpréter les résultats de la plupart des essais effectués à l'aide d'une cellule triaxiale, la connaissance des déformations radiales de l'éprouvette est nécessaire. Dans un essai de cisaillement classique, par exemple, elles sont prises en compte pour le calcul de la section corrigée et donc de la contrainte normale σ_1 qui lui est appliquée. De la même manière, au cours d'un essai à contrainte imposée (essai de fluage par exemple), une correction est apportée à la charge verticale transmise par le piston, en fonction des déformations radiales. Plus généralement, la mesure de cette composante de la déformation est indispensable pour établir une loi de comportement, ne serait-ce qu'un coefficient de Poisson.

La cellule hermétiquement close dans laquelle est placée l'éprouvette rend malaisée l'installation d'instruments de mesure directe. Dans la pratique courante, les déformations radiales ne sont pas mesurées; elles sont calculées à partir des variations de volume et de hauteur. Il existe cependant plusieurs techniques de mesures que nous allons présenter succinctement, avant de décrire plus en détail un nouvel appareillage qui offre un compromis intéressant entre trois qualités essentielles :

- le faible coût,
- la commodité d'emploi,
- la qualité de la mesure (précision, fidélité, exactitude).

1 Détermination indirecte des déformations radiales

Si un échantillon de forme constamment cylindrique a un volume initial V_0 et une hauteur H_0 , sa déformation radiale est habituellement calculée par la formule (1) où ΔV est le volume drainé mesuré au volumètre et ΔH la variation de hauteur assimilée au déplacement du piston.

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \sqrt{\frac{1 + \frac{\Delta V}{V_0}}{1 + \frac{\Delta H}{H}}} - 1. \quad (1)$$

La variation de volume ΔV est parfois mesurée par l'intermédiaire du fluide entrant dans la cellule. Cette technique, rarement utilisée, n'est intéressante que si l'on tient compte du gonflement de la cellule sous l'effet de la pression du fluide de confinement et des fuites inévitables qui se produisent le long du guidage du piston. Bishop et Lovenbury (1969), pour éviter ces inconvénients, ont eu l'idée d'immerger l'éprouvette dans une enceinte remplie de mercure dont le volume est mesuré. Le tout est placé dans une cellule triaxiale classique qui permet d'appliquer une pression de confinement. Cette solution présente deux inconvénients : l'échantillon est caché et une différence de pression latérale est introduite entre le haut et le bas de l'échantillon, étant donné la forte densité du mercure.

Le volume drainé hors de l'échantillon ΔV est égal à la variation de volume de l'éprouvette, si celle-ci est parfaitement saturée (naturellement ou par contre-pression), et le volumètre est capable de la mesurer si l'étanchéité à l'eau et au gaz de la membrane qui entoure l'éprouvette est assurée, et si les tubulures de liaisons sont sans fuite, sont peu dilatables et ne contiennent pas de bulles de gaz. La sortie dans le volumètre d'une bulle qui occupait une longueur de quelques millimètres dans la tubulure, introduit une erreur qui peut être supérieure à 5 % dans l'évaluation du volume réel de l'échantillon. (Robinet et al, 1978). Ces conditions sont d'autant moins respectées que l'essai triaxial dure plus longtemps.

2 Méthodes directes de mesure

2.1 Mesure par visée optique

Cette technique permet d'éviter l'implantation d'équi-

pement à l'intérieur de la cellule. Escario et Uriel (1961) ont placé sur la surface extérieure de la cellule une série de lignes verticales gravées suivant les génératrices du cylindre et dans la partie supérieure une mire graduée en centimètres. Par alignement dans un même plan vertical, d'une ligne gravée extérieure, de l'image de la génératrice qui limite le profil de l'éprouvette et de celle des graduations de la mire, une lecture est effectuée. Le rayon de l'éprouvette dans une section horizontale quelconque est lié aux deux mesures correspondant aux deux génératrices limites de l'éprouvette par les lois de l'optique géométrique, dont les paramètres sont : les rayons intérieur et extérieur de la cellule et le rapport des indices de réfraction de l'eau et du matériau transparent constituant les parois de la cellule.

L'erreur due à l'excentrement éventuel de l'éprouvette peut être évitée en procédant par doubles mesures suivant deux lignes gravées extérieures qui sont diamétralement opposées. L'erreur absolue sur la mesure du diamètre est de l'ordre de 0,1 mm, d'après les auteurs.

Blivet et Gestin (1974) ont déterminé le diamètre d'éprouvettes de craie par visée à l'aide d'une lunette placée à quelques mètres de la cellule. Le diamètre réel est déduit de la mesure grâce à un étalonnage.

2.2 Mesure par ouverture d'un collier

Ce type d'appareil a été proposé pour la première fois par Bishop et Henkel (1957), afin de mesurer les déformations radiales et le coefficient de pression des terres au repos K_0 . Dans ce dernier cas, la pression de confinement σ_3 est asservie à la déformation radiale, de façon à maintenir celle-ci égale à zéro.

Le collier est formé de deux bras semi-circulaires pivotant autour d'une articulation. Le contact avec l'échantillon est assuré en deux points situés au milieu de chaque bras. Leur écartement entraîne l'ouverture du collier, qui est mesurée par un vernier (Blivet et Gestin, 1974) ou par un capteur de déplacement dont le signal est traité dans une chaîne d'enregistrement. Les deux points de contact ne restant pas diamétralement opposés par rapport à l'éprouvette, Robinet et al (1978) ont amélioré la forme et l'articulation des patins de palpation. L'erreur absolue sur la mesure du diamètre peut être inférieure au 1/100 mm. Toutefois, le poids et l'encombrement de ce système de mesure rendent difficile l'installation de plusieurs exemplaires sur une même éprouvette. Pour ne pas perturber l'état de contrainte, le collier peut être supporté par un portique avec un système de contre-poids placé à l'intérieur de la cellule.

2.3 Mesure par déformation d'un anneau élastique

L'anneau est fabriqué à partir d'un ruban d'acier à haute limite d'élasticité. Il est fermé. Sa forme en plan comporte deux petits arcs de cercles qui assurent le contact avec l'éprouvette suivant deux zones diamétralement opposées. Ils sont reliés par deux lobes de forme circulaire (El Rawayih, 1976) ou triangulaire arrondie (Vuailat, 1980). Des jauges de déformation sont collées à l'intérieur et à l'extérieur de l'anneau, au milieu de chacune des parties lobées. Elles sont montées en pont complet, et convertissent en signal électrique la variation locale du rayon de courbure de l'anneau que provoque la déformation radiale de l'éprouvette. Ce système est léger et peu encombrant. Deux ou trois exemplaires peuvent être montés sur la même éprouvette. Son utilisation est surtout intéressante pour la mesure du coefficient K_0 , mais les problèmes de collage des jauges et d'étalonnage rendent son utilisation difficile pour la mesure de déformations radiales importantes (supérieures à 2 pour cent environ).

3 Un nouveau système de mesure par bagues coulissantes

Les bagues, au nombre de deux, sont représentées développées sur la figure 1 et montées sur la figure 2. Les deux modèles de bagues fabriqués enveloppent respectivement après cintrage, des cercles nominaux de 50,8 mm et de 76,2 mm de diamètre. Les bagues sont découpées dans un clinquant d'acier inoxydable de 0,2 mm d'épaisseur et recouvertes d'une fine pellicule de Téflon. La bague intérieure, de 17 mm de hauteur, est fendue; elle s'ouvre et se ferme suivant que le diamètre de l'éprouvette augmente ou diminue. Son rôle est de répartir la légère pression exercée par l'autre bague et surtout d'assurer, entre la languette graduée de celle-ci et la membrane qui entoure l'éprouvette, un jeu suffisant pour éviter un frottement important au droit de la fente (fig. 3). La bague de mesure est constituée d'une languette graduée qui s'enroule sur elle-même, en passant dans un guide situé à proximité du vernier qui sert à mesurer son ouverture avec une précision de 1/10 mm. Un ressort dont le coefficient de raideur est égal à 7×10^{-3} N/mm environ, assure la fermeture des deux bagues et maintient ainsi le contact avec la surface extérieure de l'éprouvette. Ceci est d'autant plus facile que les bagues sont légères : 7,5 g pour la bague de diamètre nominal égal à 50,8 mm et 10 g pour celle de diamètre 76,2. L'excès de pression latérale que les

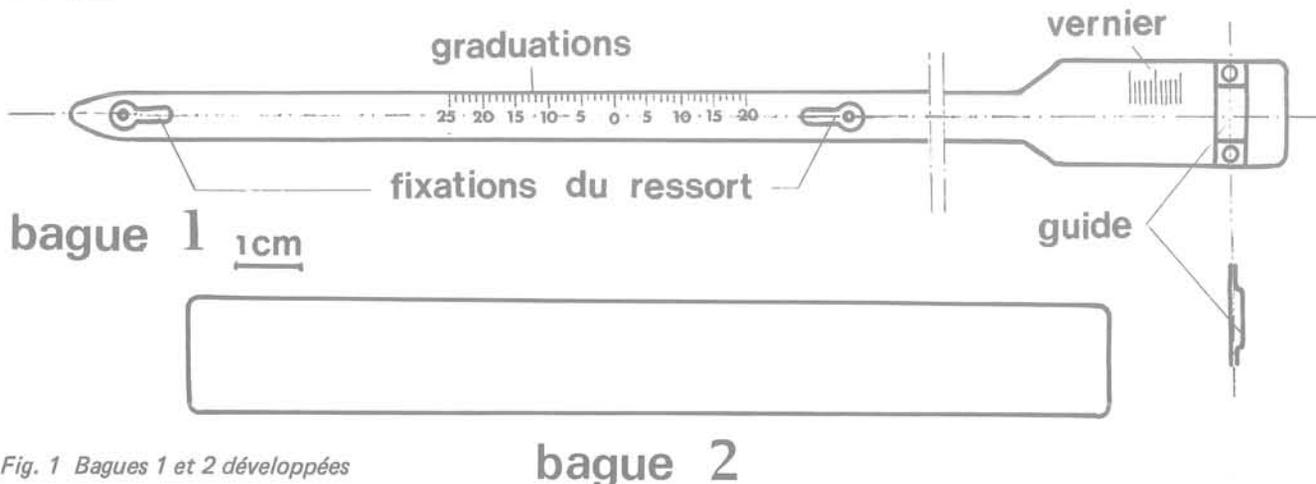


Fig. 1 Bagues 1 et 2 développées



Fig. 2 Bague pour éprouvette de 50,8 mm

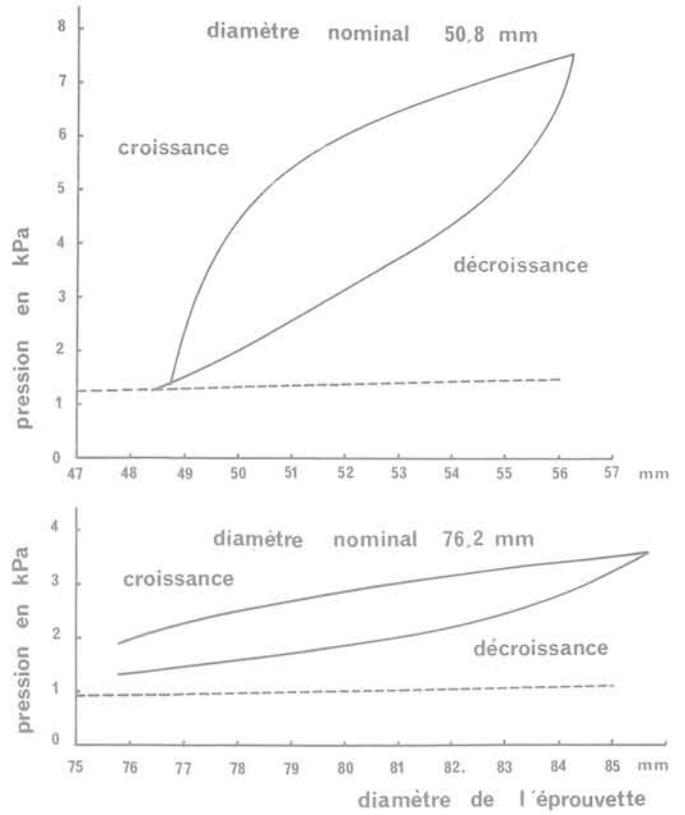


Fig. 4 Pression exercée sur l'éprouvette par la membrane et par la bague en fonction du diamètre mesuré (les pointillés représentent la pression due à la tension du ressort).

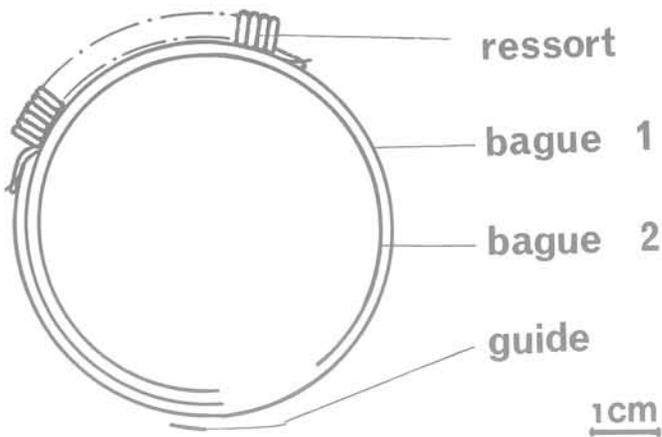


Fig. 3 Bagues 1 et 2 suivant l'axe de l'éprouvette

bagues exercent sur l'éprouvette a été mesuré en montant les bagues autour d'une membrane gonflable remplie d'air. La pression intérieure est représentée en fonction du diamètre interne de la bague, sur la figure 4, par un trait continu. Le trait pointillé correspond à la pression calculée à partir du coefficient de raideur du ressort et en supposant nuls les frottements des surfaces téflonnées les unes sur les autres. La différence entre les deux courbes donne une idée de l'effet de la membrane et des frottements entre les bagues. La figure 5 montre 3 bagues montées sur une éprouvette de 50,8 mm de diamètre.

Fig. 5 Bagues montées sur une éprouvette



La lecture sur le vernier de l'ouverture de la bague est effectuée à travers la paroi de plexiglass de la cellule et le liquide de remplissage. L'effet de grossissement dû à la différence entre les indices de réfraction de l'air et des autres milieux facilite la lecture qui est mise en relation, par un étalonnage, avec le diamètre du cylindre enveloppé. Chaque bague, dont la forme après fabrication n'est pas parfaitement circulaire et l'est encore moins après déformation, a été placée sur une série de 4 cylindres de duralumin usiné à la tolérance $\pm 0,01$ mm. On obtient ainsi quatre relations entre la mesure du vernier et le diamètre du cylindre et, par extrapolation linéaire, un tableau de correspondance. Les bagues sont conçues pour mesurer, avec une erreur absolue inférieure à $3/100$ mm, un diamètre d'éprouvette qui augmente ou qui diminue (au cours d'une consolidation par exemple). Les déformations maximales tolérées excèdent $\pm 8\%$.

4 Quelques résultats obtenus

Les bagues ont été utilisées pour une importante série d'essais, réalisée en particulier sur une argile molle prélevée à Cubzac-les-Ponts et une argile très raide (argile des Flandres de Winezeele). Sur chaque éprouvette ont été placées trois bagues à intervalles réguliers, égaux au quart de sa hauteur totale.

La figure 6 montre l'évolution, au cours d'une consolidation isotrope sous 80 kPa, de la section longitudinale d'une éprouvette d'argile de Cubzac-les-Ponts drainée par sa base et par sa surface latérale, recouverte de papier filtre. Les déplacements des points du contour, qui sont multipliés par 20, montrent que l'éprouvette en cours de consolidation, prend une forme approximativement tronconique.

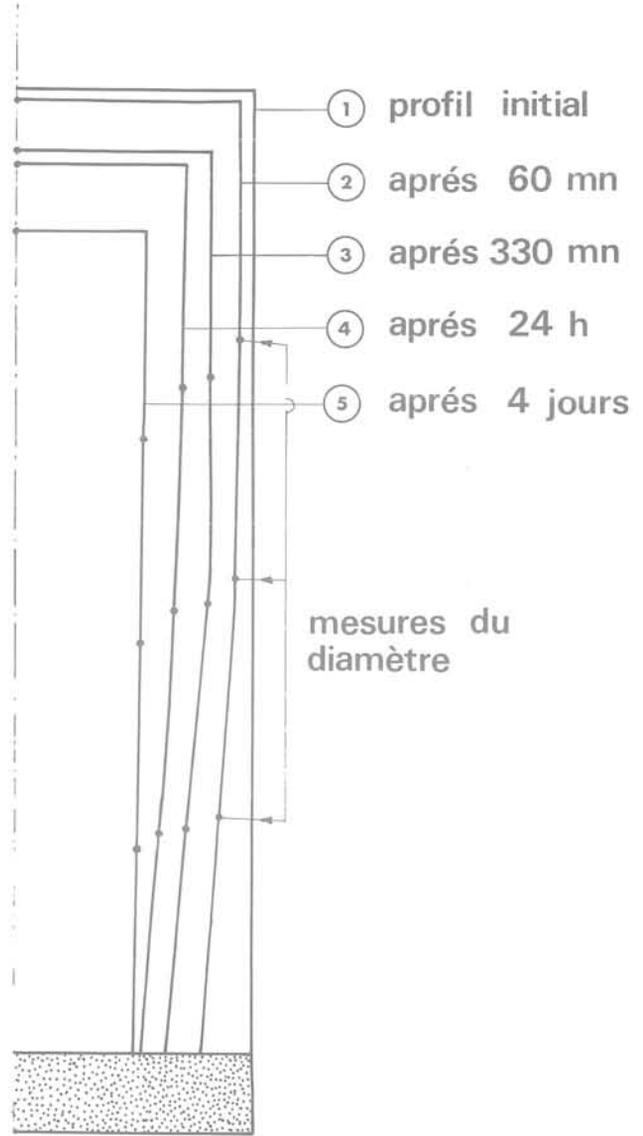


Fig. 6 Evolution du profil d'une éprouvette d'argile de Cubzac-les-Ponts au cours de la consolidation (les déplacements du contour sont multipliés par 20)

Fig. 7 Consolidation isotrope sous 80 kPa, comparaison des déformations volumiques calculées et mesurées (durée de l'essai : 35 jours)

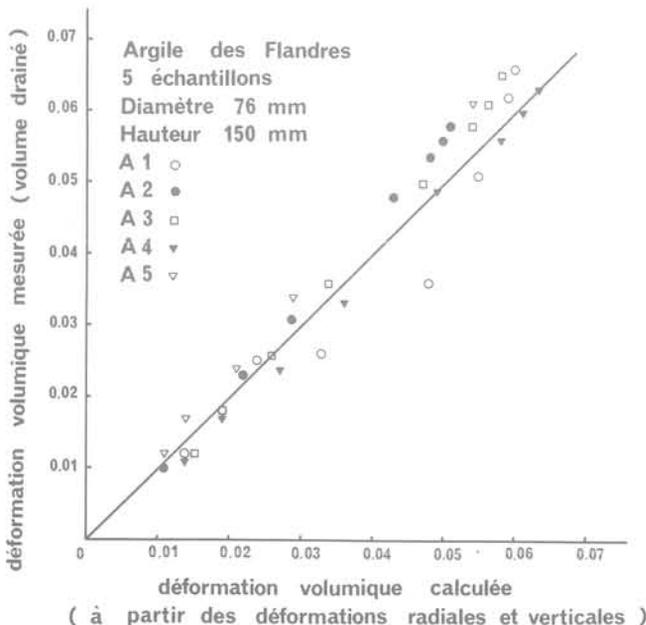
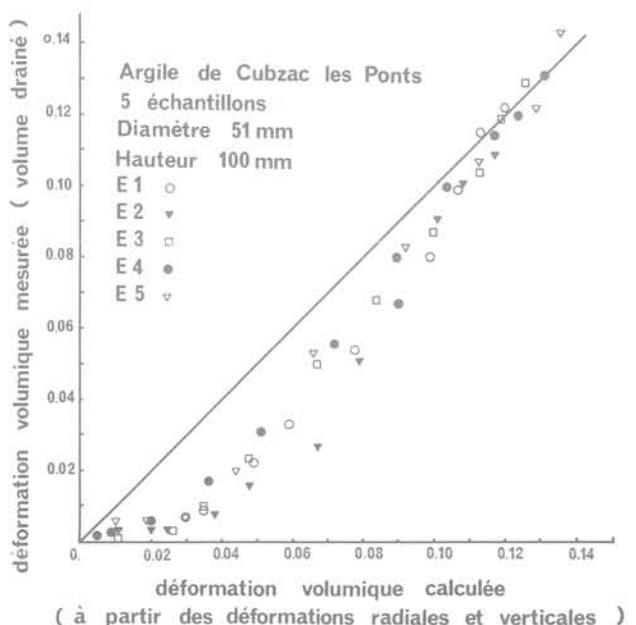


Fig. 8 Consolidation isotrope sous 500 kPa, comparaison des déformations volumiques calculées et mesurées (durée de l'essai : 7 jours)



5 éprouvettes ont subi une consolidation de ce type. Le volume de liquide drainé, mesuré au volumètre, est égal, après 35 jours, à 12 % environ du volume initial des éprouvettes. Les différentes valeurs de la déformation volumique mesurées au volumètre sont reportées sur l'axe des ordonnées de la figure 7, tandis que la variation de volume calculée à partir des variations de la hauteur et du diamètre figure sur l'axe des abscisses. On remarque que les premières mesures effectuées au volumètre dans les 4 jours qui suivent l'application de la charge, sont nettement inférieures à la variation de volume calculée à partir des mesures linéaires. Par contre, à la fin de la consolidation, les résultats présentent des discordances minimes, inférieures à 10 %. Le phénomène est dû à la présence de gaz dans l'argile de Cubzac-les-Ponts dont le degré de saturation est inférieur à 96 %. Aucune contre-pression n'étant appliquée, ce gaz occupe initialement une fraction importante du volume, qui diminue après l'application de la pression σ_3 de confinement. L'éprouvette de sol subit une déformation volumique, sans pour autant perdre de liquide interstitiel par drainage. Lorsque les surpressions interstitielles sont dissipées (après 4 jours), le gaz occupe à nouveau la même fraction du volume total. La perte de volume de l'éprouvette depuis le début de l'essai est alors comparable au volume drainé et les déformations volumiques déterminées par les deux méthodes ont tendance à concorder.

La consolidation isotrope sous 500 kPa de 5 éprouvettes de 76,2 mm de diamètre d'argile des Flandres parfaitement saturée suit à cet égard une évolution très différente. La figure 8, dont la présentation est analogue à celle de la précédente, montre que, dans ce cas, les déformations calculées et mesurées concordent d'un bout à l'autre de l'essai. Après 7 jours, le volumètre indique des déformations qui s'échelonnent de 5,8 à 6,5 % et qui ont tendance à être légèrement supérieures à celle calculées à partir des déformations linéaires. On peut y voir une conséquence des défauts d'étanchéité des joints et de la membrane qui enveloppe l'éprouvette.

5 Conclusion

La déformation radiale des éprouvettes est habituellement déterminée à partir du volume de liquide drainé, mesuré par le volumètre, et de la variation de hauteur de l'éprouvette. Cette méthode peut conduire à de grosses erreurs, en particulier lorsque l'éprouvette contient du gaz. De nombreuses méthodes de mesure directe du diamètre ont été mise au point, mais aucune n'a reçu jusqu'ici de large utilisation. Les mesures optiques évitent l'installation d'appareillage à l'intérieur de la cellule, mais l'erreur absolue est importante.

Par contre, les mesures par ouverture d'un collier ou déformation d'un anneau élastique sont très précises. Elles sont effectuées généralement par l'intermédiaire d'un système électronique d'acquisition des données. Le poids des colliers, l'étalonnage du système et son instabilité dans le temps peuvent constituer des inconvénients. La mesure porte à chaque fois sur un seul diamètre par section et se trouve à la merci du changement de forme de cette dernière. Le système de bagues proposé a été conçu pour être simple, facile à mettre en œuvre et peu coûteux (200 F environ en 1978). Il suit l'évolution du périmètre des éprouvettes de sol soumises à des essais triaxiaux, et fournit une indication précise du diamètre moyen avec une erreur absolue égale à 3/100 de millimètre. La perturbation apportée aux contraintes appliquées est minime, quelles que soit les déformations de l'éprouvette et le système fonctionne pour des variations importantes positives ou négatives du diamètre (pour des déformations de l'ordre de ± 8 %).

Références bibliographiques

- Bishop A.W., Henkel D.J. (1962). «Chap. II Principal features of the triaxial apparatus» et «Appendix 6 Developpements in the Period 1957-61». The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test, 2^e édition. Edward Arnold (Publishers) LTD, 1962, p. 33-82 et p. 180-212.
- Bishop A.W., Lovenbury H.T. (1969). «Creep characteristics of two undisturbed clays», août 1969, Compte rendu de la 7^e Conférence Internationale de MS et de TF, Mexico, vol. 1, p. 29-38.
- Blivet J. C., Gestin F. (1974). «Rhéologie de la craie remaniée. Mesure des relations effort-déformation», bull. de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 73, septembre-octobre 1974, p. 28-35.
- El-Ruwayih A.A. (1976). «Design manufacture and performance of a lateral strain device», Geotechnique, vol. 26, n° 1, mars 1976, p. 215-216.
- Escario V., Uriel S. (1961). «Optical Methods of Measuring the Cross Section of Samples in the triaxial Test», juillet 1961, Compte rendu de la 5^e Conférence Internationale de MS et de TF, Paris, vol. 1, p. 89-93.
- Robinet J. C. et al. (1978). «Système de mesure de la déformation radiale dans un essai biaxial», bull. de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 93, janvier-février 1978, p. 134-137.
- Vuailat P. (1980). «Propriétés visqueuses d'une argile : Expérience et formulation incrémentale». — Thèse de docteur-ingénieur, présentée à l'Université de Grenoble, soutenue le 21 février 1980.

étude expérimentale du comportement d'une vase sous chargement cyclique

par

A. Pecker

Ingénieur, à la Société Mécasol, Paris -
Maître de Conférences à l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

J.-M. Dupas

Directeur général de la Société Mécasol, Paris -
Maître de Conférences à l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

La nécessité de dimensionner des ouvrages importants, comme les centrales nucléaires vis-à-vis des risques sismiques ou les plates-formes en mer vis-à-vis des sollicitations dues à la houle, requiert la connaissance du comportement des sols de fondation sous l'effet de chargements cycliques. Dans la nature, ces chargements sont multidirectionnels et d'amplitude variable dans le temps. Même si un matériel de laboratoire sophistiqué permet théoriquement la reproduction de ces sollicitations, il est d'usage d'étudier le comportement du matériau sous chargement unidirectionnel d'amplitude constante (essai à déformation contrôlée) et de transposer les résultats obtenus aux sollicitations réelles. Une telle approche limite les données de l'étude, et permet de mieux en apprécier les paramètres fondamentaux.

La recherche faite porte sur le comportement d'une vase soumise au laboratoire à des sollicitations cycliques unidirectionnelles imposant des chemins de contrainte variables suivant le type d'essai réalisé. On s'est attaché plus particulièrement à la vérification de la validité des lois de comportement habituellement utilisées et aux modifications à apporter à ce type de loi pour tenir compte du phénomène de dégradation des caractéristiques sous sollicitation dynamique comportant de nombreux cycles de charge.

1 Rappel sur les lois de comportement des sols sous chargement cyclique.

Un échantillon de sol soumis au laboratoire à des cycles de chargement cyclique présente une courbe effort déformation analogue à celle de la figure 1. On distingue une courbe de premier chargement (trait tireté) et l'apparition, lors de décharges et recharges successives, d'une boucle d'hystérésis. Plus la déformation maximale atteinte au cours du cycle augmente, plus le module de cisaillement sécant (pente de la droite joignant l'origine à l'extrémité de la boucle) diminue. Cela signifie que sous chargement cyclique,

tout comme sous chargement statique unidirectionnel, le sol a un comportement non linéaire. L'aire de la boucle d'hystérésis, qui caractérise l'énergie dissipée par le matériau au cours du chargement, augmente lorsque la déformation maximale atteinte au cours du cycle augmente. Enfin, on constate expérimentalement que la forme de la boucle d'hystérésis ne dépend pas de la fréquence de la sollicitation appliquée, ce qui signifie que l'amortissement du sol est de nature purement hystérétique et non d'origine visqueuse.

Pour décrire ce type de comportement, les modèles les plus couramment utilisés sont brièvement décrits ci-dessous (Pecker 1979).

1.1 Élasticité linéaire

Le sol est représenté par un seul ressort défini par sa constante G représentant le module de cisaillement. La loi de comportement s'écrit :

$$\tau = G\gamma \quad (1)$$

avec τ = contrainte de cisaillement cyclique
 γ = déformation de cisaillement cyclique.

D'après les constatations expérimentales, ce type de loi ne peut représenter qu'imparfaitement le comportement du sol sous chargement cyclique. Cependant pour tous les problèmes de vibration de machine où les déformations induites dans le sol sont de très faible amplitude, la loi de l'élasticité linéaire constitue une approximation tout à fait satisfaisante.

1.2 Modèle visco-élastique linéaire

Le sol est représenté par un ressort de caractéristique de raideur G et par un amortissement de coefficient η placé en parallèle (modèle de Kelvin-Voigt). La loi de comportement s'écrit :

$$\tau = G\gamma + \eta\dot{\gamma} \quad (2)$$

où γ et $\dot{\gamma}$ représentent la déformation et la vitesse de déformation.

Dans ce type de modélisation, le coefficient η est en général pris constant, ce qui correspond à un amortissement visqueux. Pour tenir compte du comportement hystérétique du sol, il est possible d'introduire, selon une procédure décrite par Jacobsen (1930), un amortissement visqueux dit « équivalent » permettant de ramener l'étude d'un matériau hystérétique à celui d'un matériau visco-élastique. Dans cette procédure, l'équivalence se fait sur l'égalité des amplitudes à résonance du modèle visco-élastique et du modèle hystérétique. On définit ainsi un pourcentage d'amortissement critique équivalent β :

$$\beta = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta w}{w} = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta w}{G_s \gamma_{\max}^2} \quad (3)$$

où Δw (aire de la boucle) : énergie totale dissipée pendant le cycle.

w = énergie élastique emmagasinée par le système au cours du cycle.

L'introduction d'un module de cisaillement complexe G^* permet d'écrire la loi de comportement sous la forme :

$$\tau = G^* \gamma \quad (4)$$

Le module G^* est fonction des caractéristiques G et β du matériau. Le modèle de ce type le plus couramment utilisé est celui développé par Lysmer (1975) :

$$G^* = G_s [1 - 2\beta^2 + 2i\beta \sqrt{1 - \beta^2}] \quad (5)$$

Mis en œuvre avec un processus itératif permettant de prendre en compte de façon approchée la non linéarité du sol, ce type de modèle est d'utilisation simple. Il permet de calculer de façon satisfaisante les accélérations et contraintes maximales induites. Il surestime l'amortissement dû aux hautes fréquences (Martin 1975) et ne permet pas de calculer les déformations permanentes résultant d'une sollicitation cyclique. Celles-ci ne peuvent être appréciées qu'à l'aide de modèles purement non linéaires.

1.3 Modèles non linéaires

Il en existe un grand nombre développés au cours de ces dernières années. Leur description n'entre pas dans le cadre de cette étude. On pourra se reporter à la revue générale faite par Hardin (1978). La plupart des modèles non linéaires découlent des deux lois de Masing (1926), qui postulent que :

— les déformations irréversibles du sol sont d'origine purement plastique. A chaque inversion du signe du chargement, le matériau retrouve ses propriétés ini-

tiales. En d'autres termes, le module tangent à la boucle d'hystérésis, juste après le changement de sens du chargement, est égal au module tangent initial à la courbe de premier chargement (fig. 1);

— les courbes de recharge et décharge successives se déduisent de la courbe de premier chargement par une dilatation d'un facteur 2 des échelles horizontale et verticale.

D'un point de vue rhéologique, Iwan (1967) a montré qu'un matériau satisfaisant aux lois de Masing peut être représenté par un ensemble de ressorts et de frotteurs (fig. 2).

Les lois de comportement traduisant de façon mathématique ces deux lois, peuvent prendre des formes diverses (Martin 1975) suivant que l'on exprime la contrainte en fonction de la déformation (modèle de Davidenkoff) où la déformation en fonction de la contrainte (modèle de Ramberg-Osgood). Dans la présente étude, la vérification de la validité des lois de Masing a été faite à partir de la formulation de Ramberg-Osgood, qui prend la forme :

$$\gamma = f(\tau) = \gamma_c + \frac{1}{G_{\max}} (\tau - \tau_c) \left[1 + H \left(\frac{|\tau - \tau_c|}{n} \right) \right] \quad (6)$$

$$H(x) = \alpha \left[\frac{x}{\tau_y} \right]^{R-1} \quad (7)$$

avec τ_c et γ_c = valeurs de la contrainte et de la déformation lors de la précédente inversion du cycle du chargement.

n = paramètre de valeur 1 sur la courbe de premier chargement et 2 sur les courbes de décharge et recharge successives.

G_{\max} = module de cisaillement maximal du sol (pente de la tangente à la courbe de premier chargement au voisinage de l'origine).

α et R = constantes caractéristiques du matériau.

τ_y = contrainte de cisaillement de référence.

La loi de comportement implique la connaissance de 4 paramètres : G_{\max} , τ_y , α et R . Seul le paramètre G_{\max} peut être déterminé à partir d'essai in-situ. La connaissance des autres paramètres nécessitent la réalisation d'essais de laboratoire sous des conditions de contraintes ou déformations contrôlées et pour des sollicitation d'amplitudes très faibles à grandes.

2 Caractéristiques du sol utilisé

Les échantillons testés pour les besoins de la présente étude proviennent du site du Blayais. Il s'agit de vases prélevées à une profondeur de 7 m à 10 m. Ses caractéristiques d'identification, mécaniques et de compressibilité sont rassemblées sur le tableau I. Il

Tableau I Caractéristiques mécaniques de la vase du Blayais

Profondeur de prélèvement	7,0 m - 10 m
Teneur en eau naturelle	70 % - 78 %
Poids volumique apparent sec	15,3 kN/m ³ - 15 kN/m ³
Poids volumique des particules solides	27 kN/m ³
Limites d'Atterberg (étuvage à 105 °C)	$w_L = 83 \% - 92 \%$ $IP = 56 \% - 65 \%$
Caractéristiques mécaniques apparentes	$tg \phi_{cu} = 0,3$
Caractéristiques intergranulaires	$c' = 0 - \phi' = 21^\circ$
Pression de consolidation	$\sigma'_p = 30 \text{ à } 50 \text{ kPa}$
Indice de compression	$C_c = 0,7$
Indice de gonflement	$C_s = 0,03$
Coefficient de consolidation charge	$3 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s} - 7 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$
Coefficient de consolidation décharge	$7 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s} - 3 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$

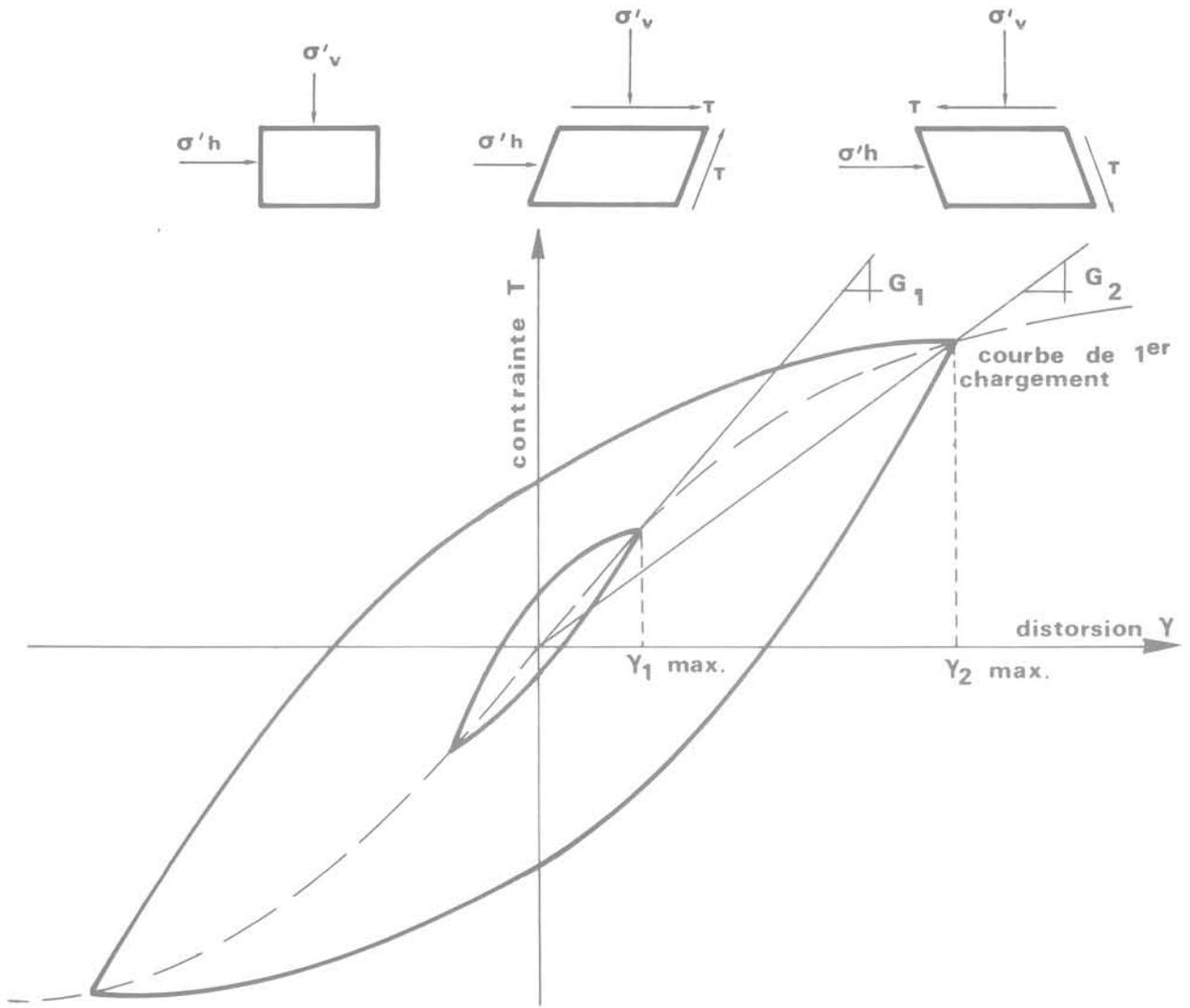


Fig. 2 Modèle plastique

**Modèle de Masing
(Iwan, 1967)**

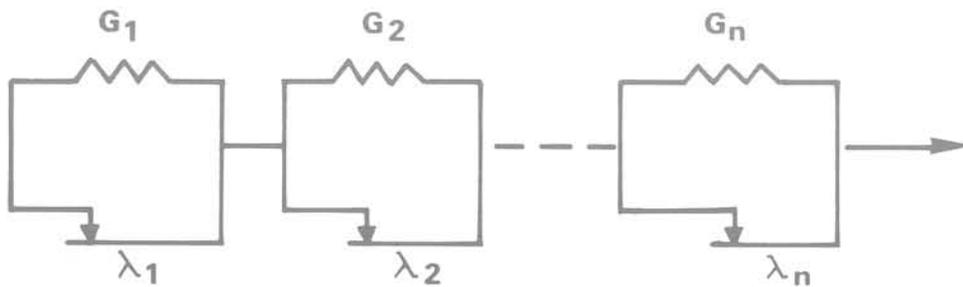


Fig. 1 Courbe effort – Déformation cyclique

s'agit d'une argile de très forte plasticité dans la classification de Casagrande. Sa teneur en eau naturelle est élevée et son poids volumique apparent sec faible. On peut retenir comme loi d'augmentation de la cohésion apparente c_u avec l'étreinte de consolidation σ'_m :

$$\Delta c_u = 0,3 \Delta \sigma'_m \quad (8)$$

Les caractéristiques intergranulaires sont : $c' = 0$, $\Phi' = 21^\circ$ (valeurs en bon accord avec l'indice de plasticité).

Les essais œdométriques traduisent un sol normalement consolidé, fortement compressible au-delà de sa pression de consolidation ($C_c = 0,7$) et peu gonflant en décharge. Les coefficients de consolidation varient avec la contrainte appliquée de $3 \cdot 10^{-5}$ cm²/s à $7 \cdot 10^{-5}$ cm²/s au chargement et de $7 \cdot 10^{-4}$ cm²/s à $3 \cdot 10^{-5}$ cm²/s au déchargement. Compte tenu des contraintes appliquées aux éprouvettes, on a retenu pour la présente étude un coefficient de consolidation égal à $5 \cdot 10^{-5}$ cm²/s au chargement et à 10^{-4} cm²/s au déchargement.

Les limites d'Atterberg sur échantillons étuvés à 60° sont notablement différentes de celles mesurées sur échantillons étuvés à 105°, ce qui traduit une teneur élevée en matière organique. En toute rigueur, les teneurs en eau mesurées dans ces conditions ne sont pas représentatives de la quantité d'eau libre présente dans l'échantillon. Il n'en a cependant pas été tenu compte dans cette étude.

3 Les essais de laboratoire

La détermination des paramètres intervenant dans la loi de comportement nécessite la réalisation d'essais de laboratoire couvrant la plus grande plage possible de déformations. Le paramètre G_{max} nécessite des mesures à très faible déformation, et les paramètres α et R des mesures à forte déformation. En effet, d'après les équations (6) et (7) l'expression asymptotique de la courbe de premier chargement s'écrit (pour $R > 1$) :

$$\gamma \sim \frac{\alpha}{G_{max} \tau_y^{R-1}} \tau^R \quad (9)$$

Sur un graphique logarithmique, la relation entre γ et τ est une droite de pente R . Pour $\tau = \tau_y$, on a $\gamma = \alpha \tau_y / G_{max}$.

3.1 Essai de colonne résonnante

Ce type d'essai permet la mesure du module de cisaillement à très petite déformation. Après consolidation isotrope sous une étreinte donnée et application de la contre-pression nécessaire à sa saturation, l'éprouvette est mise en vibration forcée. La vibration peut être longitudinale ou transversale.

La fréquence est modifiée jusqu'à l'obtention de la résonance. La fréquence de résonance est reliée au module G_s et aux caractéristiques géométriques de l'éprouvette (Richart et al 1970). Il est également possible d'obtenir avec l'appareillage disponible à Mécasol, les boucles d'hystérésis du sol pour des déformations de 10^{-6} à 10^{-3} environ.

Les études de Hardin et Black (1968) ont montré que le module de cisaillement maximal G_{max} ne dépend pratiquement que de la contrainte moyenne de consolidation σ'_m et de l'indice des vides e . L'influence de ce dernier paramètre, qui est par ailleurs moindre, n'a

pas été mise en évidence car, du fait de la procédure d'essais choisie, il existe une relation bi-univoque entre l'indice des vides (ou la teneur en eau, les échantillons étant saturés) et la contrainte moyenne de consolidation. Pour déterminer la loi de variation de G_{max} d'un sol normalement consolidé avec l'étreinte de consolidation, les essais ont été réalisés sous 5 étreintes de consolidation (0,1 à 0,5 MPa) nettement supérieures au poids des terres.

3.2 Essai triaxial dynamique

Il permet avec l'appareillage disponible, la détermination des caractéristiques de déformation dynamique (module et amortissement) pour des déformations de 10^{-4} à 10^{-2} environ. Après consolidation isotrope sous une étreinte donnée et application de la contre-pression nécessaire à sa saturation, l'échantillon est soumis à une déformation axiale d'amplitude : $+\varepsilon$, $-\varepsilon$. On enregistre directement les boucles d'hystérésis dans le plan (E , ε). La connaissance du coefficient de Poisson (égal à 0,5 pour un sol parfaitement saturé et non drainé) permet de convertir ces résultats dans le plan (τ , γ).

Les essais triaxiaux dynamiques ont été réalisés aux mêmes étreintes de consolidation que les essais de colonne résonnante. A chaque niveau de la déformation, l'échantillon est soumis au plus à 3 cycles pour éviter l'apparition du phénomène de fatigue.

4 Résultats des essais

4.1 Module de cisaillement maximal

Le résultat d'un des essais de colonne résonnante, effectué sous une étreinte de consolidation de 0,5 MPa, est représenté (fig. 3) sous forme de la variation du module de cisaillement sécant G_s (pente de la droite joignant l'origine aux extrémités de la boucle d'hystérésis) en fonction de la déformation maximale atteinte au cours du cycle. Pour des déformations inférieures à 10^{-4} environ, le module ne varie pratiquement pas avec la déformation, et le comportement du sol est linéaire. Pour des déformations supérieures à 10^{-4} , le module diminue fortement quand la déformation augmente. Pour une déformation de 10^{-3} , sa diminution est de 30 %. Rappelons que les déformations induites par des séismes importants sont supérieures à 10^{-3} .

La figure 4 regroupe les valeurs des modules de cisaillement maximaux en fonction des étreintes de consolidation. Il existe une bonne corrélation entre module et étreinte de consolidation; on peut valablement retenir la loi :

$$G_{max} = 210 p_a \left[\frac{\sigma'_m}{p_a} \right]^{0,9} \quad (10)$$

avec p_a = pression atmosphérique.

D'après l'équation (10) le module de cisaillement maximal est pratiquement proportionnel à la contrainte moyenne de consolidation σ'_m (exposant 0,9). Le sol étant normalement consolidé, il y a proportionnalité entre sa cohésion non drainée et sa contrainte de consolidation. Le module de cisaillement maximal G_{max} est donc pratiquement proportionnel à la cohésion non drainée.

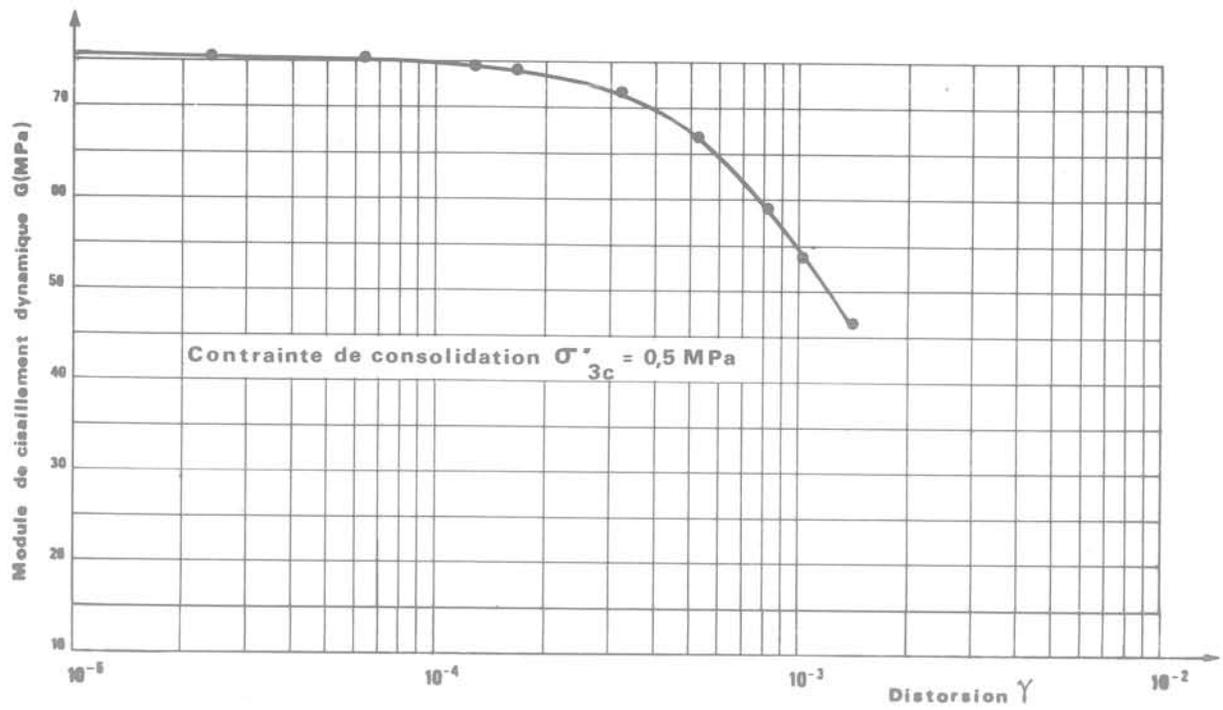


Fig. 3 Essai à la colonne résonnante

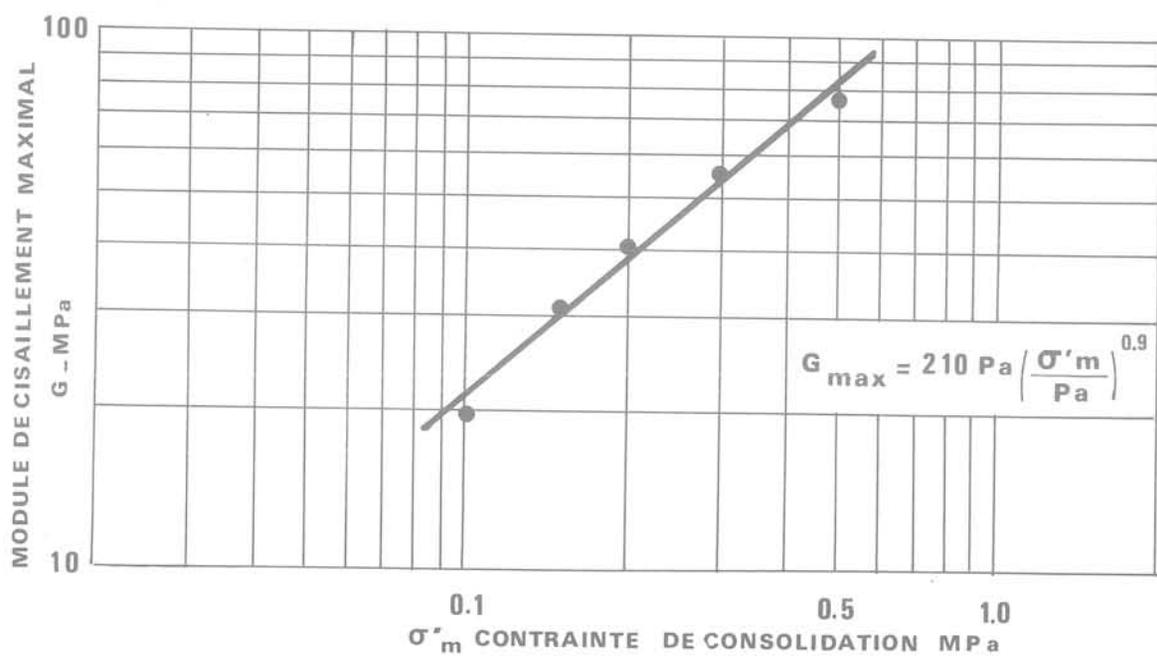


Fig. 4 Essai à la colonne résonnante — Variation du module maximal avec l'étreinte de consolidation

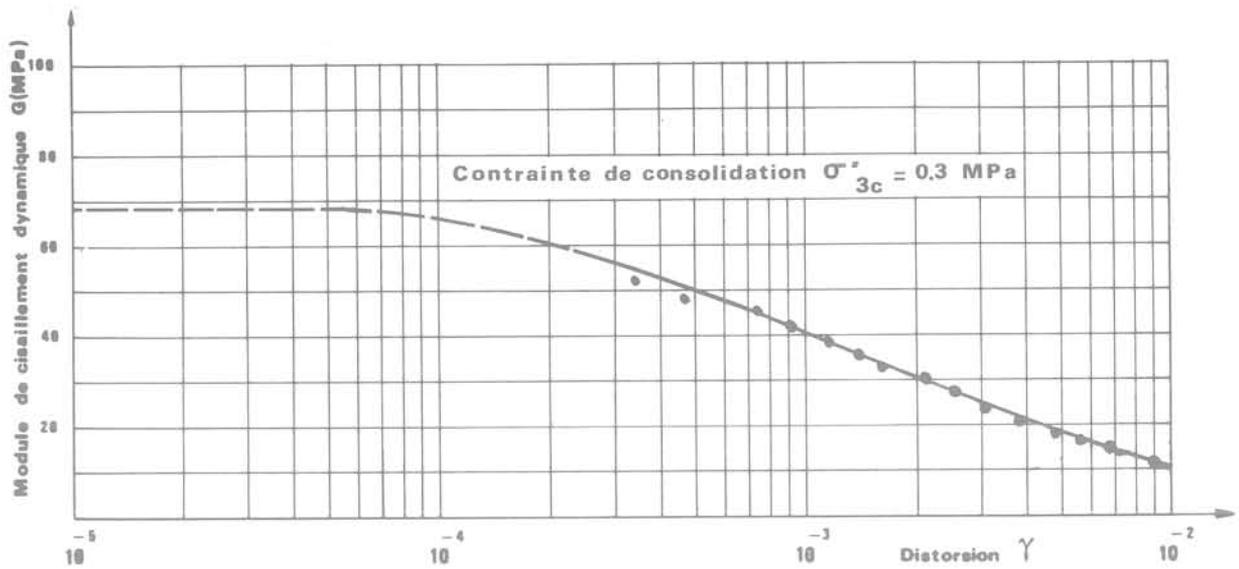


Fig. 5 Essai de cisaillement dynamique à l'appareil triaxial

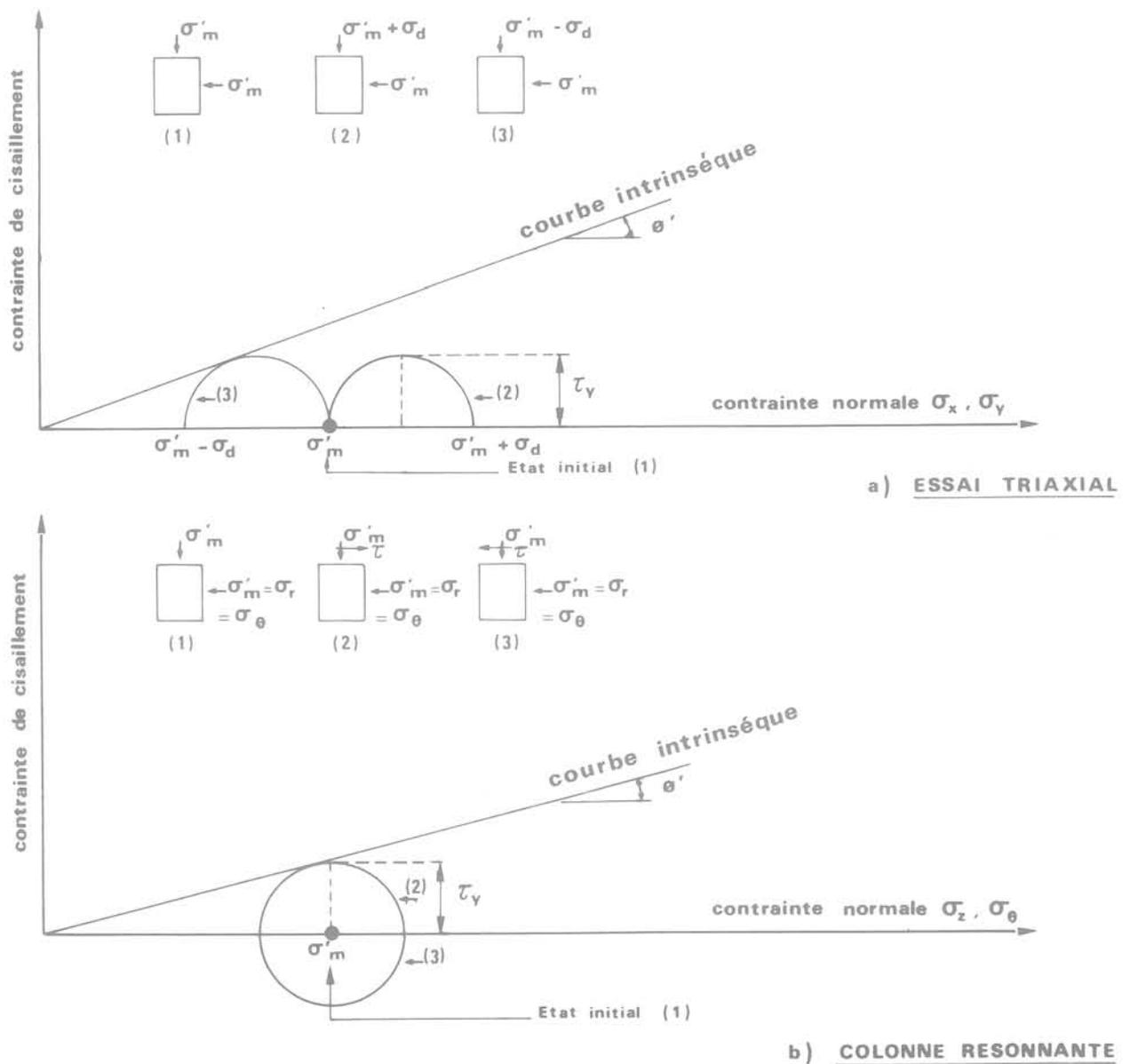


Fig. 6 Chemin de contrainte suivi dans les essais dynamiques

4.2 Paramètres α et R

Le résultat d'un essai triaxial dynamique réalisé sous une étreinte de consolidation de 0,3 MPa et ayant servi à la détermination des paramètres α et R est donné sur la figure 5. La décroissance du module G_s est importante pour les déformations supérieures à 10^{-3} . Pour une déformation de 10^{-2} , le module est égal à 0,15 G_{\max} (G_{\max} étant obtenu par extrapolation). A partir d'une série d'essais réalisés à des étreintes variant de 0,1 à 0,5 MPa, on a obtenu $\alpha = 3$, $R = 2,8$.

4.3 Contrainte de référence τ_y

Le module de cisaillement G_s étant a priori fonction du chemin de contrainte, il a été admis que ce paramètre n'influe que sur τ_y . Les chemins de contrainte à l'appareil triaxial dynamique et à l'appareil de colonne résonnante sont représentés sur la figure 6. On a choisi de prendre comme valeur de τ_y la valeur de la contrainte de cisaillement maximale susceptible d'être appliquée à l'échantillon, indépendamment du plan sur lequel elle s'exerce. Son expression s'obtient aisément à partir des caractéristiques intergranulaires :

à l'appareil triaxial :

$$\tau_y = \frac{\sigma'_m \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (11)$$

à la colonne résonnante :

$$\tau_y = \sigma'_m \sin \phi'. \quad (12)$$

5 Validité du modèle de Ramberg-Osgood

Pour tous les essais réalisés, on a rassemblé sur la figure 7, la variation, déduite de l'essai triaxial dynamique, du module de cisaillement sécant avec la déformation et, sur la figure 8, les mêmes éléments déduits de l'essai de colonne résonnante. Les courbes expérimentales sont représentées en traits pleins. Les courbes théoriques calculées à partir du modèle et des valeurs des paramètres déterminées expérimentalement sont représentées en tiretés. Il y a bon accord entre les mesures et le modèle théorique. L'écart maximal correspond à l'étreinte de consolidation de 0,1 MPa; il ne dépasse pas 10 % à 15 %. Cet accord montre également que l'influence du chemin de contrainte sur la valeur du module a été correctement prise en compte avec le seul paramètre τ_y . On en déduit que le modèle de Ramberg-Osgood permet de définir correctement la courbe de premier chargement.

Pour s'assurer de la complète validité du modèle, il faut également s'assurer qu'il permet de définir correctement l'hystérésis. On a représenté (fig. 9 et 10) les boucles d'hystérésis mesurées et calculées pour deux niveaux de déformation ($8 \cdot 10^{-4}$ et $7 \cdot 10^{-3}$). Ces résultats, caractéristiques de l'ensemble des essais, montrent que :

- les extrémités des boucles d'hystérésis mesurées et calculées coïncident correctement quelle que soit la déformation maximale. Ceci confirme que le modèle permet de définir correctement la courbe de premier chargement,

- à faible déformation, il y a bonne concordance sur presque toute la boucle entre les valeurs mesurées et calculées,

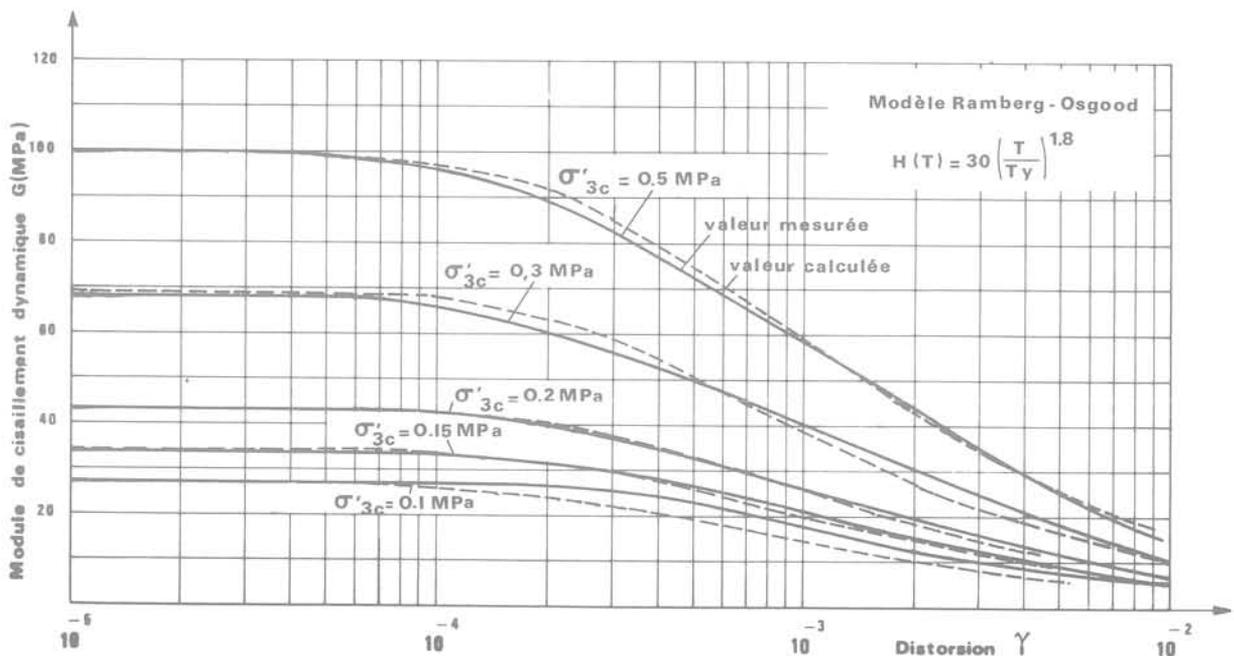


Fig. 7 Essais de cisaillement dynamique à l'appareil triaxial

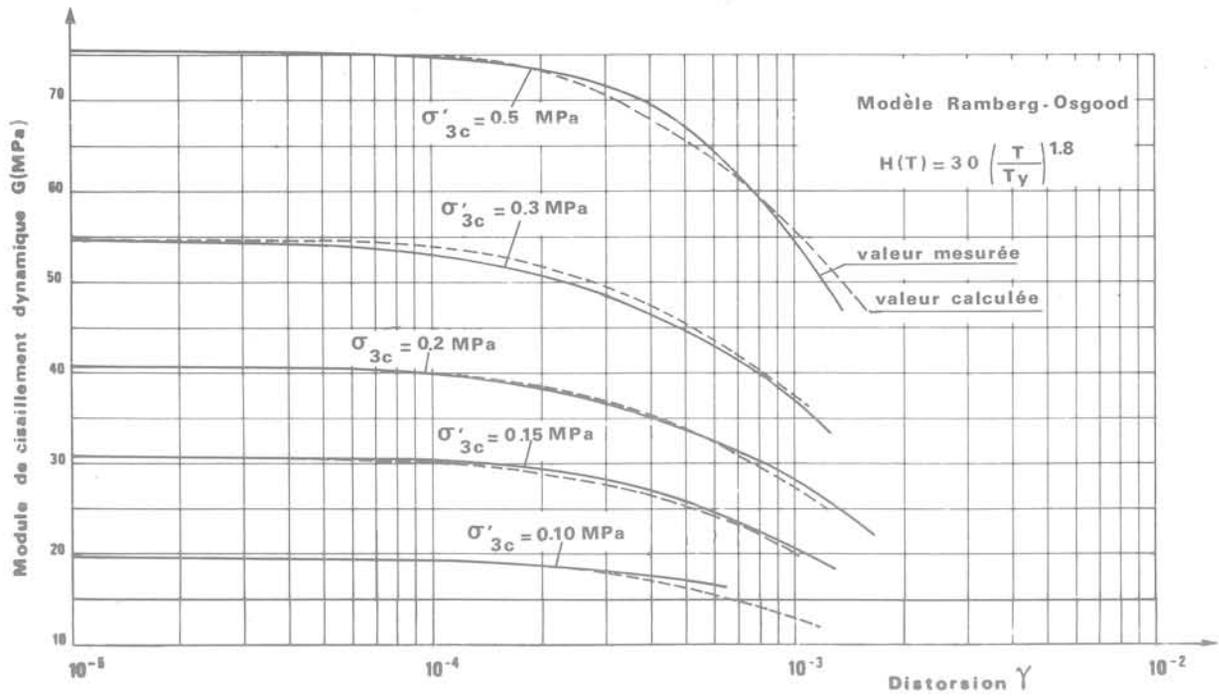


Fig. 8 Essais à la colonne résonnante

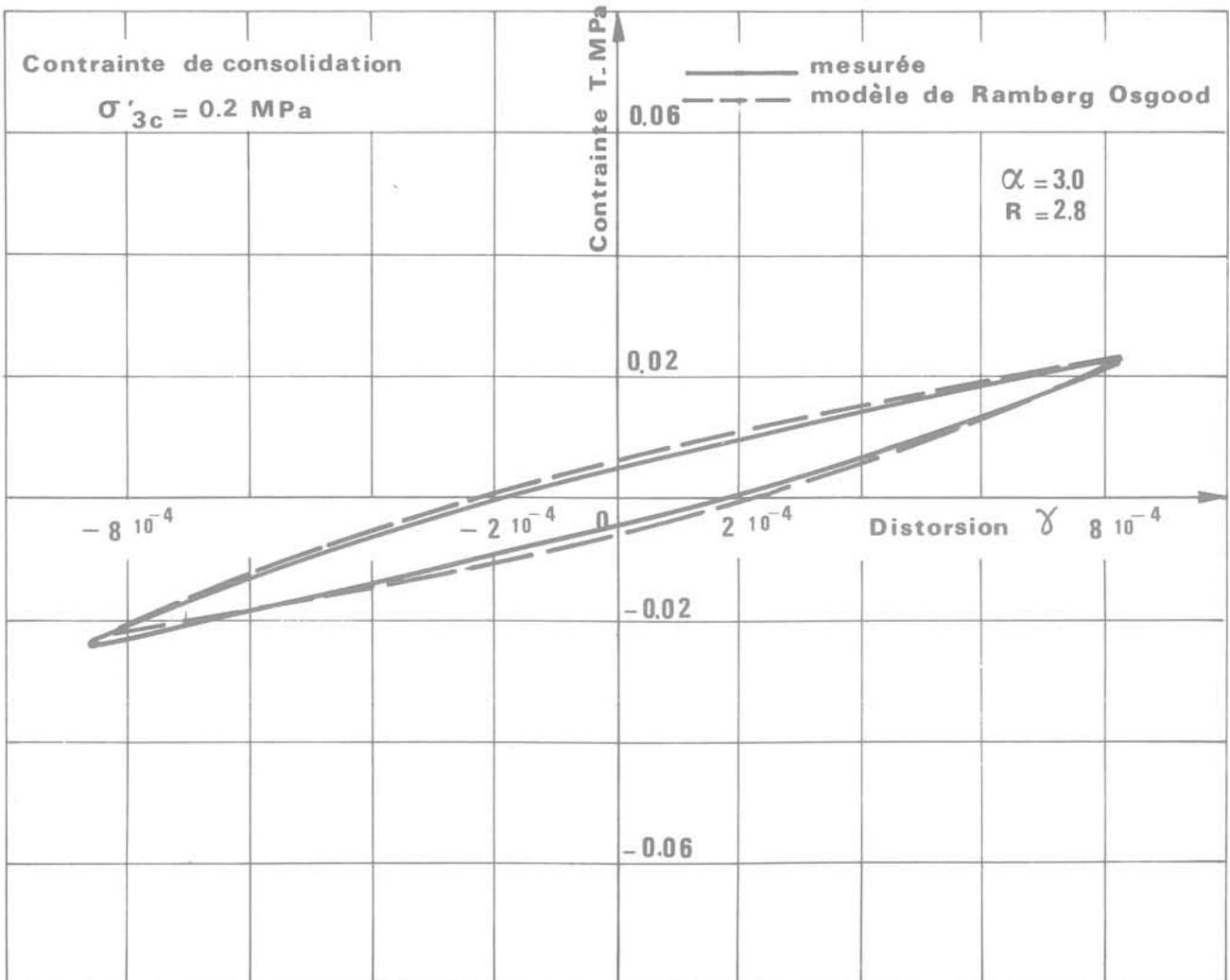


Fig. 9 Courbe d'hystérésis mesurée à l'appareil triaxial

— à forte déformation, la boucle d'hystérésis calculée est plus importante que celle mesurée. Le modèle de Ramberg-Osgood, et par conséquent les lois de Masing, surestime l'énergie interne dissipée. D'un point de vue pratique, ceci a vraisemblablement peu de conséquences car, dans les problèmes d'interaction sol structure, l'énergie dissipée par radiation (amortissement géométrique) est beaucoup plus élevée que celle dissipée par hystérésis. D'un point de vue théorique, on pourrait cependant envisager de modifier la seconde loi de Masing en dilatant les échelles des contraintes et déformations des courbes de déchargement-rechargement par un facteur x variable avec le niveau de déformation maximale atteint. Ce facteur serait égal à 2 à faible déformation (Loi de Masing) et diminuerait à forte déformation. Le programme d'essais réalisés ne permet pas de préciser les valeurs à donner à x .

6 Comportement sous chargement cyclique de longue durée

Des études antérieures pour les fondations de plateformes en mer du Nord ont montré que le module de cisaillement sécant du sol diminue lorsque le nombre de cycles de sollicitation augmente. Pour permettre une meilleure compréhension de ce phénomène, des

essais dits « de fatigue » ont été réalisés à l'appareil triaxial dynamique, suivant le processus opératoire décrit ci-dessus, mais avec un nombre de cycles de sollicitation élevé. Les essais ont été réalisés sous 4 étreintes de consolidation (0,1 à 0,5 MPa). Pour chaque étreinte, un effort constant cyclique est appliqué pendant 1000 cycles, et la variation de G_s en fonction du nombre de cycles est calculée. Le drainage restant fermé, l'effort appliqué est augmenté puis une nouvelle série de 1000 cycles est appliquée, etc. Pour chaque éprouvette, il a été réalisé 3 à 5 séries de 1000 cycles. Les efforts sont choisis de façon à représenter une fraction constante (10 % à 50 %) de la cohésion non drainée. Après la dernière série de 1000 cycles, l'échantillon est cisailé à drainage fermé pour mesurer sa cohésion apparente. Après la fin de la consolidation, le drainage n'est jamais ouvert.

Les résultats d'un de ces essais, correspondant à une étreinte de consolidation de 0,5 MPa, sont représentés sur la figure 11. Pour les faibles efforts cycliques, la dispersion des mesures est parfois importante; elle peut être attribuée à l'appareillage, l'asservissement de la contrainte à de très faibles valeurs étant difficile à réaliser. Le module diminue lorsque le nombre de cycles de sollicitation augmente. Cette diminution, fonction linéaire du logarithme du nombre de cycles N , est d'autant plus importante que la contrainte de

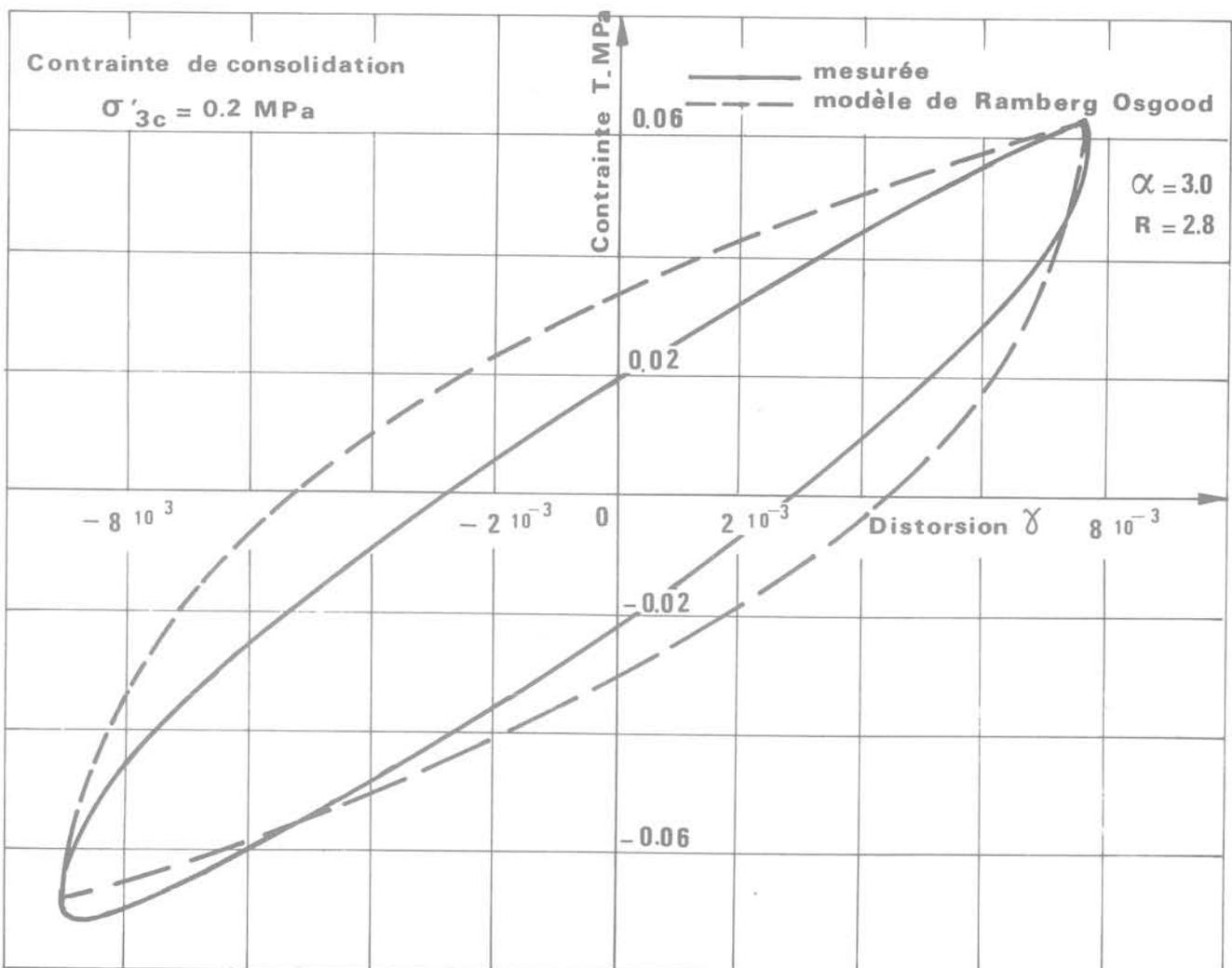


Fig. 10 Courbe d'hystérésis mesurée à l'appareil triaxial

cisaillement cyclique est élevée. Ces résultats peuvent également être représentés dans le plan (τ, γ) . La figure 12 donne la courbe effort déformation correspondant au premier cycle de sollicitation et celle correspondant au millièm cycle. A titre de comparaison, on a également représenté la courbe théorique déduite du modèle de Ramberg-Osgood pour les valeurs des paramètres précédemment déterminés. On constate que :

- les points expérimentaux correspondant à N = 1 cycle sont très voisins de la courbe théorique pour les plus faibles valeurs de la contrainte de cisaillement; le modèle permet de définir correctement la courbe de premier chargement,
- le point expérimental correspondant à N = 1 cycle pour la valeur la plus élevée de la contrainte de cisaillement n'est plus situé sur la courbe théorique. Ceci traduit l'influence des sollicitations antérieures

qui, bien qu'à des niveaux de contrainte plus faibles, ont affecté le sol,

— la courbe effort déformation pour N = 1000 cycles est nettement différente de la courbe N = 1 cycle, mettant en évidence une « dégradation » du sol au cours de la sollicitation. Cette dégradation n'est pas totalement irréversible, car, au niveau de contrainte supérieur, le point correspondant à N = 1 cycle se rapproche à nouveau de la courbe théorique de premier chargement, l'écart étant cependant d'autant plus important que le niveau de contrainte est plus élevé.

Les résultats de tous les essais sont rassemblés sur la figure 13 qui donne, pour une déformation γ , le rapport δ entre la contrainte de cisaillement correspondant à la courbe N = 1000 cycles et celle correspondant à la courbe N = 1 cycle. Ce paramètre de dégradation introduit par Idriss (1979) est aussi égal

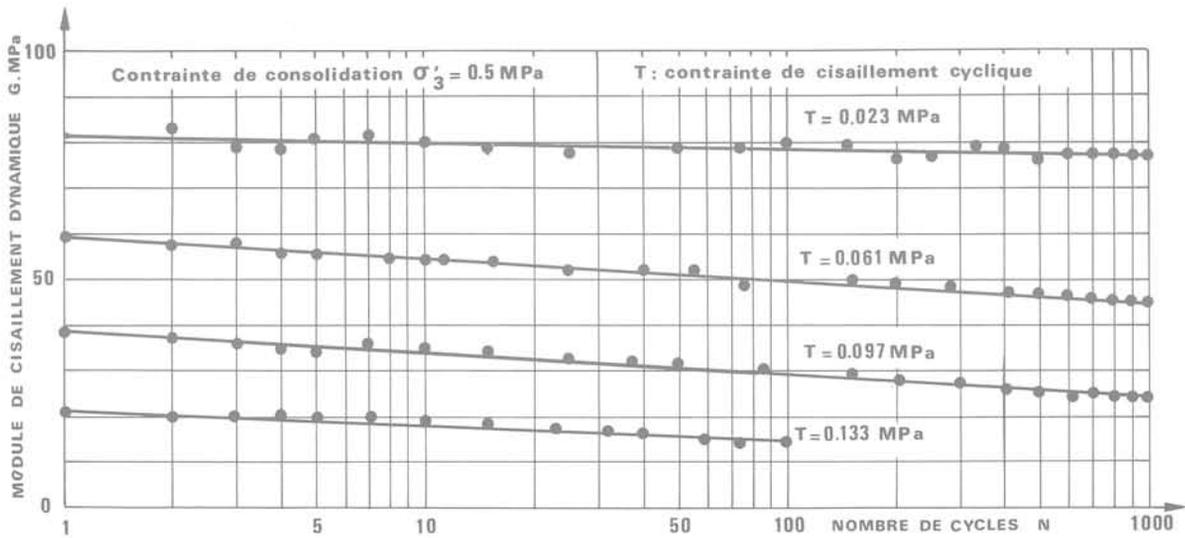


Fig. 11 Essai de fatigue à l'appareil triaxial

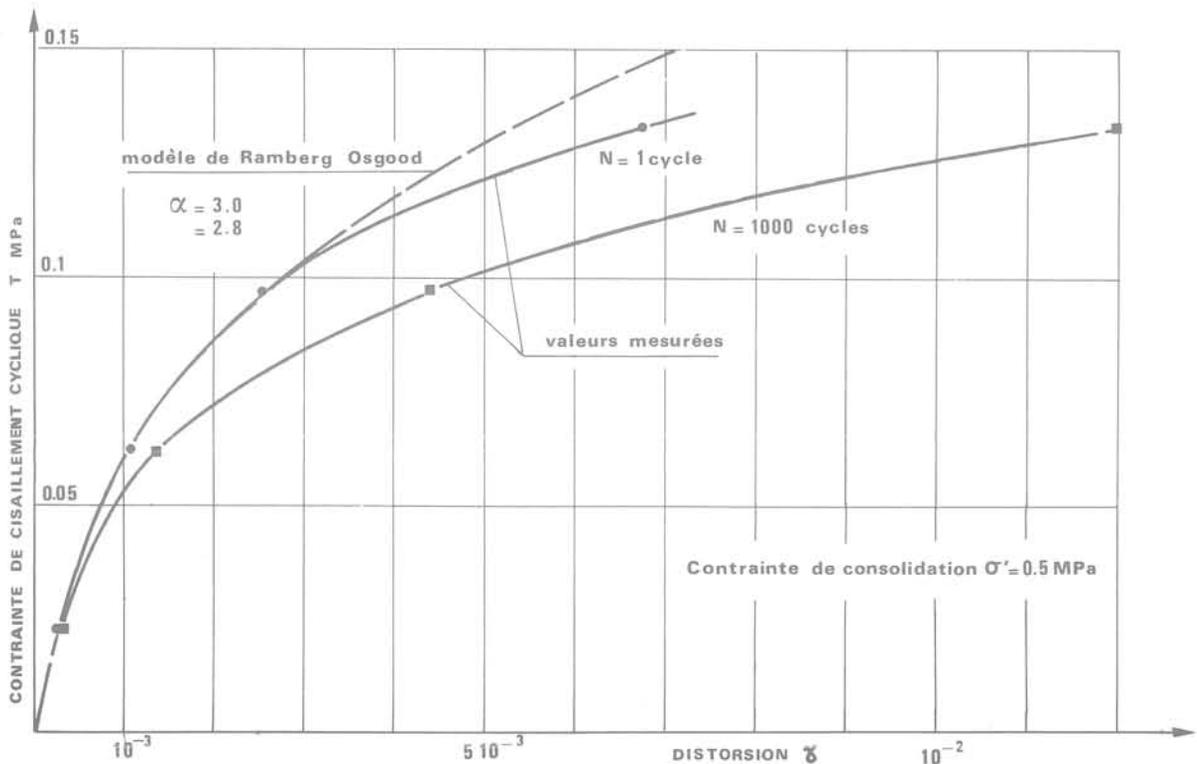


Fig. 12 Essai de fatigue à l'appareil triaxial

au rapport des modules à 1000 cycles et à 1 cycle. A forte déformation, l'utilisation des courbes expérimentales surestime la valeur de δ . Si ce rapport est calculé à partir de la courbe expérimentale $N = 1000$ cycles et de la courbe théorique $N = 1$ cycle, la dispersion est plus faible. La droite (Δ) de la figure 13 représente correctement la diminution moyenne de module entre le premier et le millièm cycle. Pour une déformation de $5 \cdot 10^{-3}$, le module au millièm cycle représente 70 % du module au premier cycle à cette même déformation.

Lors d'études antérieures, il a été constaté qu'une interruption de quelques heures de la sollicitation cyclique se traduisait à drainage fermé par un accroissement du module. Pour étudier plus systématiquement ce phénomène, on a réalisé des essais de fatigue entrecoupés de périodes de repos. Sur chaque éprouvette, on a réalisé la séquence d'opérations suivantes : application de N cycles de sollicitation à un niveau de contrainte τ donné — arrêt de la

sollicitation au temps t_0 — mesure des modules au temps $t_0 + 15$ minutes, $t_0 + 30$ minutes, $t_0 + 1$ heure, $t_0 + 2$ heures, $t_0 + 4$ heures, $t_0 + 6$ heures, $t_0 + 8$ heures et $t_0 + 24$ heures. Pour chaque éprouvette, on a réalisé à un niveau de contrainte τ donné, trois séquences successives de 100, 200 et 700 cycles. Après la dernière séquence, une valeur du module a été mesurée après 48 heures de repos. A aucun moment le drainage n'est ouvert. Après la dernière séquence de sollicitation, les éprouvettes sont écrasées à drainage fermé.

Un résultat type est donné sur la figure 14. On constate que :

— aux faibles valeurs de la contrainte de cisaillement cyclique, la décroissance du module avec le nombre de cycles suit la même loi, à la dispersion près, lors de la première série de 100 cycles ou lors des séries consécutives de 200 et 700 cycles imposées après des périodes d'interruption de 24 heures.

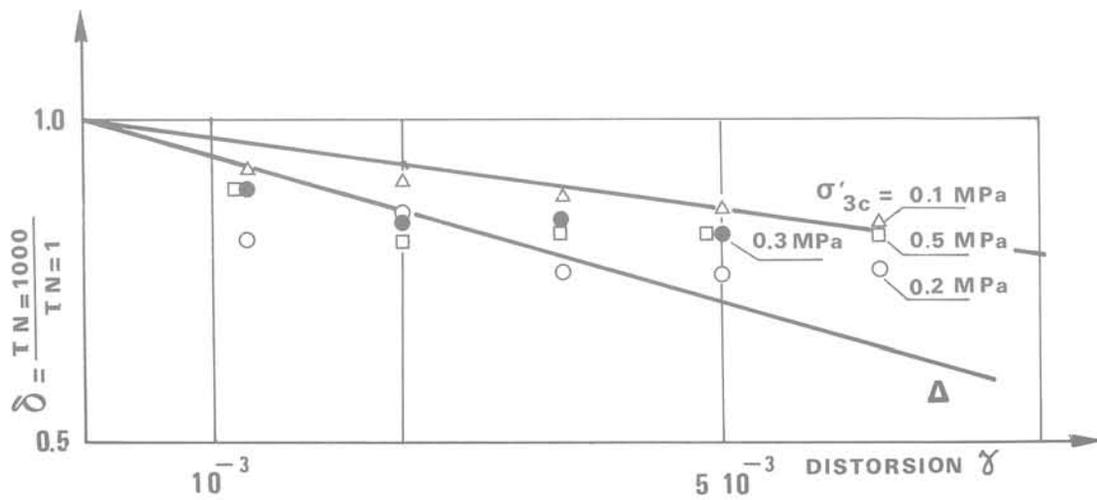


Fig. 13 Essais de fatigue à l'appareil triaxial — Paramètre de dégradation

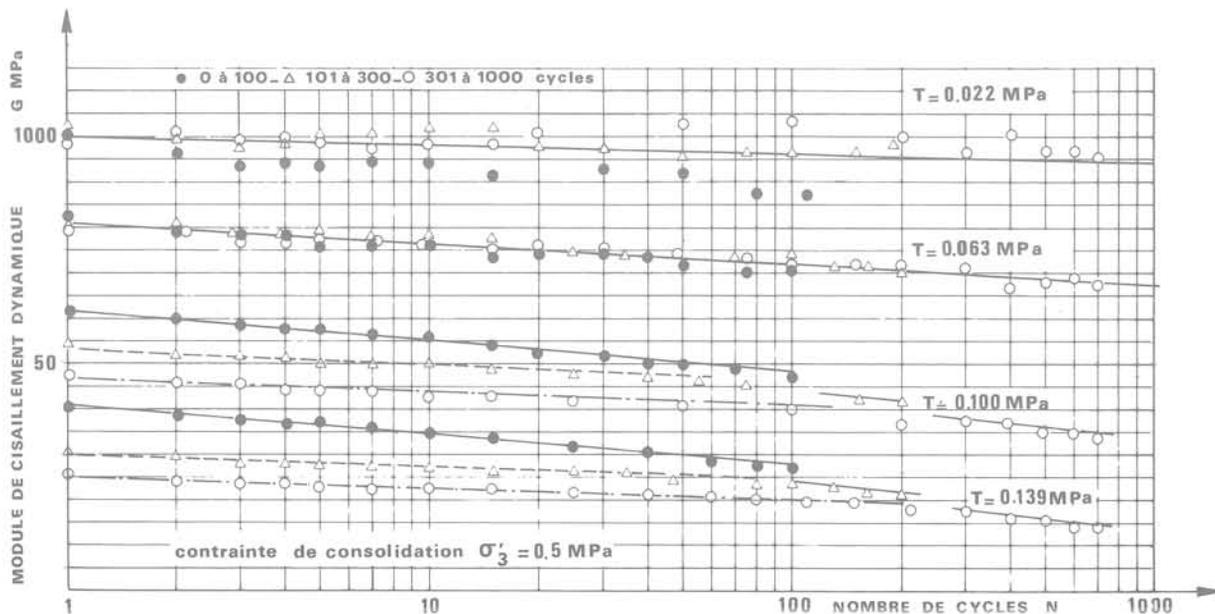


Fig. 14 Essai de fatigue à l'appareil triaxial avec période de repos entre les séries de cycles

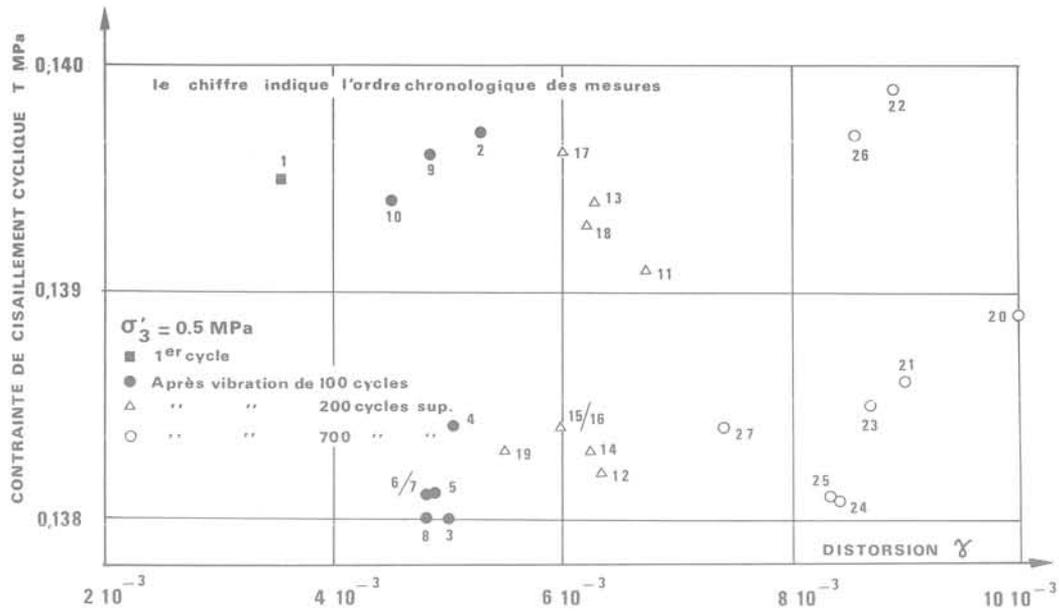


Fig. 15 Essai de fatigue à l'appareil triaxial – Regain du module avec le temps $G = T/\gamma$

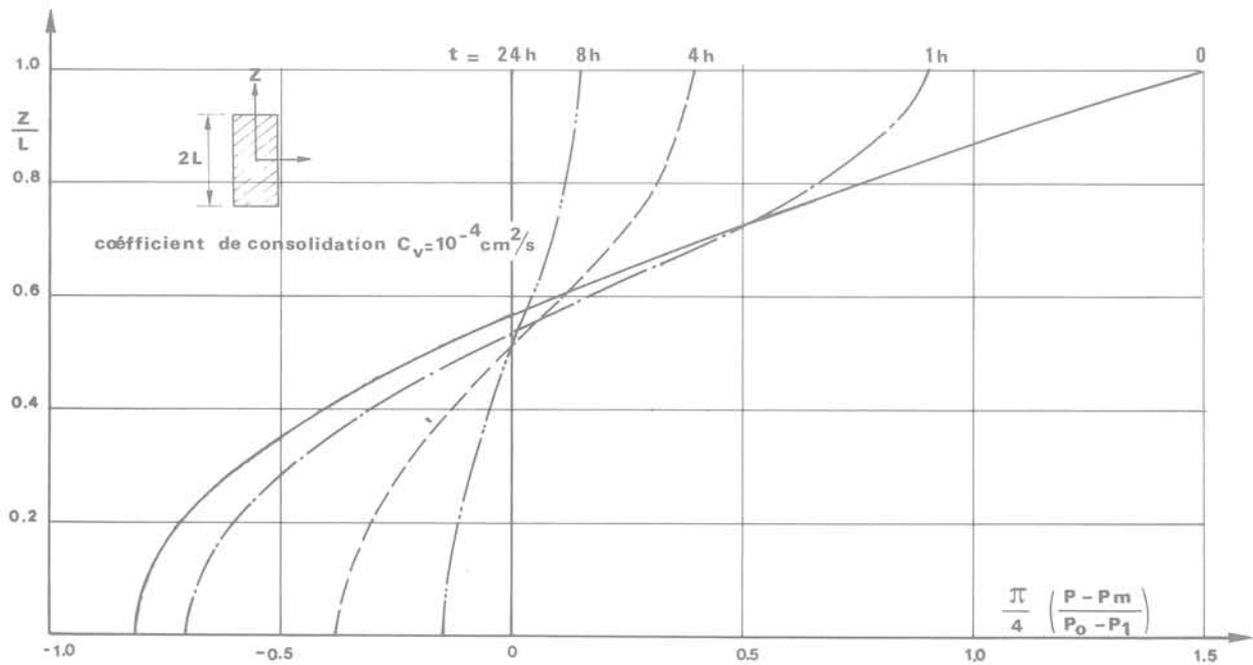


Fig. 16 Evolution de la répartition des pressions interstitielles dans une éprouvette (drainage fermé)

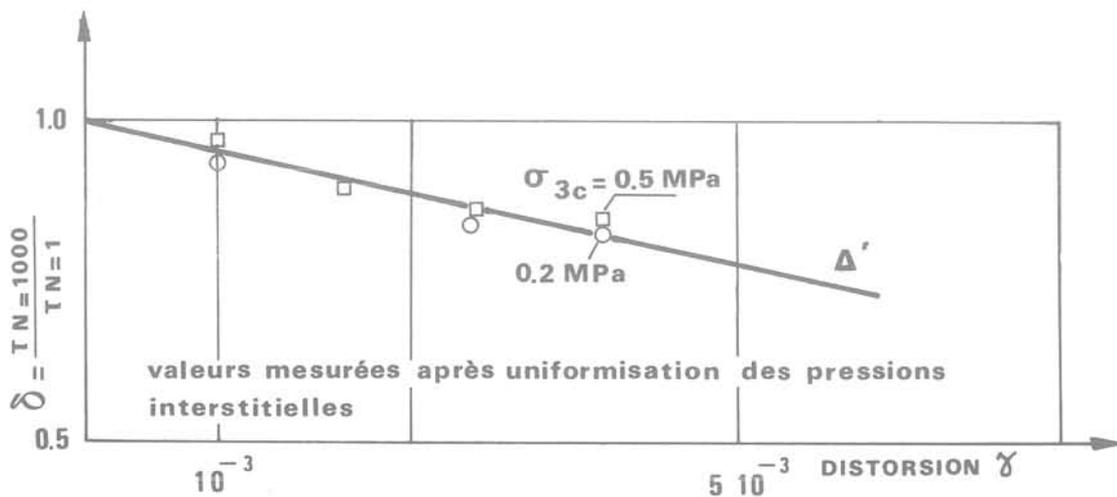


Fig. 17 Essai de fatigue à l'appareil triaxial – Paramètre de dégradation

— aux valeurs plus élevées de la contrainte de cisaillement, la décroissance du module avec le nombre de cycles est plus faible lors des sollicitations ultérieures tant que le nombre de cycles reste inférieur au nombre de cycles N_0 de la sollicitation antérieure (courbe en tiretés de la figure 14). Au-delà de N_0 , le taux de décroissance redevient sensiblement le même que celui mesuré lors de la première série de cycles. Le module, après une période de repos de 24 heures, est supérieur à celui mesuré en fin de sollicitation tout en restant inférieur à sa valeur initiale.

Pour mieux apprécier l'augmentation du module dynamique dans le temps, après l'interruption de la sollicitation cyclique, on a représenté (fig. 15), dans le plan (τ, γ) , les points correspondant aux mesures suivantes : premier cycle de la sollicitation — dernier cycle de la sollicitation, — mesure après 15 minutes, 30 minutes, 1 heure, 2 heures, 4 heures, 8 heures et 24 heures de repos. Le point 1 est sur la courbe de premier chargement. Le point 2 correspond à la valeur mesurée au centième cycle et se déduit du point 1 par une translation dans le sens des γ croissants. Au cours du temps, le point représentatif se déplace dans le plan (τ, γ) [points 3, 4, etc.] en se rapprochant généralement de la courbe de premier chargement, ce qui traduit un accroissement du module. Une nouvelle sollicitation déplace à nouveau le point dans le sens des γ croissants (point 11 mesuré après 200 cycles supplémentaires). Le même phénomène d'accroissement du module est de nouveau observé (points 12 à 19). Le temps nécessaire à la stabilisation du module est variable suivant l'étreinte de consolidation et l'amplitude de la sollicitation.

D'une façon générale, les constatations précédentes sont valables pour l'ensemble des essais même si, pour certains d'entre eux, la dispersion des mesures est importante.

Le drainage étant fermé pendant les phases de repos, l'accroissement du module de cisaillement dynamique ne peut pas résulter d'une reconsolidation avec variation de l'indice des vides. Pour l'expliquer, l'hypothèse faite est la suivante : la sollicitation dynamique appliquée par l'intermédiaire d'un piston, sollicitant en compression et décompression l'échantillon, créé au voisinage des têtes des concentrations de contrainte importantes entraînant une augmentation plus forte qu'au centre de l'échantillon de la pression interstitielle. Celle-ci n'est donc pas uniforme en fin de sollicitation. Le module, fonction de la contrainte moyenne effective σ'_m , est plus faible au voisinage des têtes, et ces zones à module plus faible influent sur le comportement global. En période de repos, il se produit, à drainage fermé, une uniformisation de la pression interstitielle entraînant une augmentation du module vers les têtes et une diminution vers le centre. Expérimentalement, le résultat net est une augmentation du module global.

Une sollicitation cyclique de faible amplitude n'engendre que de très faibles augmentations de pression interstitielle; celle-ci, une fois uniformisée, ne modifie pratiquement pas le module (regain total de la valeur après 24 heures). Une sollicitation de forte amplitude engendre une pression interstitielle significative qui, même après uniformisation, entraîne une diminution du module (regain partiel). A ce phénomène, on pourrait également superposer une détérioration irréversible des liaisons interparticules due à la sollicita-

tion cyclique. Cette détérioration n'existe vraisemblablement pas pour les essais effectués et le sol étudié, car son influence devrait apparaître sur les cohésions non drainées mesurées après sollicitation cyclique. Ce point sera examiné au paragraphe suivant.

Si l'on définit une répartition initiale de la pression interstitielle en fin de sollicitation cyclique, il est possible de calculer son évolution dans le temps à drainage fermé. On a admis une répartition initiale parabolique de valeur maximale p_0 en tête, de valeur minimale p_1 au centre et de valeur moyenne p_m . La variation de $(p - p_m)/(p_0 - p_1)$ est donnée figure 16 pour un coefficient de consolidation de $C_v = 10^{-4}$ cm²/s correspondant à la valeur mesurée en décharge lors de l'essai œdométrique. En effet, lors de la sollicitation dynamique, la contrainte intergranulaire diminue par augmentation de la pression interstitielle, et ce phénomène est plus assimilable à un déchargement qu'à un chargement. D'après les résultats présentés sur la figure 16, une période de 24 heures serait nécessaire pour permettre une uniformisation de la pression interstitielle. Ce résultat est en bon accord avec les constatations expérimentales. Il resterait à vérifier l'hypothèse de répartition initiale de la pression au moyen de capteurs placés au centre et à la base de l'échantillon.

Avec l'hypothèse faite, le comportement réel du sol est représenté par les modules mesurés après uniformisation de la pression interstitielle. Pour tous les essais réalisés, la figure 17 donne la variation du paramètre de dégradation δ entre le premier et le millièmème cycle. On constate que :

— la diminution du module ne dépend pas de l'étreinte de consolidation mais seulement de la déformation,

— la dispersion est nettement plus faible que précédemment,

— la diminution du module est évidemment moins importante. La pente de la droite (Δ') dépend du nombre de cycles (N). L'interprétation de tous les essais réalisés conduit à écrire :

$$\delta = 1 - b \gamma \log N \quad (13)$$

où b est une constante expérimentale; dans le cas présent $b = 15$.

On peut modifier la formulation de la loi de comportement pour tenir compte de la dégradation du module avec l'augmentation du nombre de cycles de sollicitation. Le comportement de la vase du Blayais sous chargement cyclique est alors défini par les 3 équations :

$$\gamma = \gamma_c + \left[\frac{\tau - \tau_c}{\delta} \right] \frac{1}{G_{\max}} \left[1 + H \left(\frac{|\tau - \tau_c|}{n} \right) \right] \quad (14)$$

$$H(x) = \alpha \left[\frac{x}{\delta \tau_y} \right]^{R-1} \quad (15)$$

$$\delta = 1 - b \gamma \log N \quad (13)$$

avec

$$G_{\max} = 210 p_a \left[\frac{\sigma'_m}{p_a} \right]^{0.9} \quad (10)$$

$$\alpha = 3,0$$

$$R = 2,8$$

$$b = 15$$

$$\tau_y = \text{cisaillement maximal.}$$

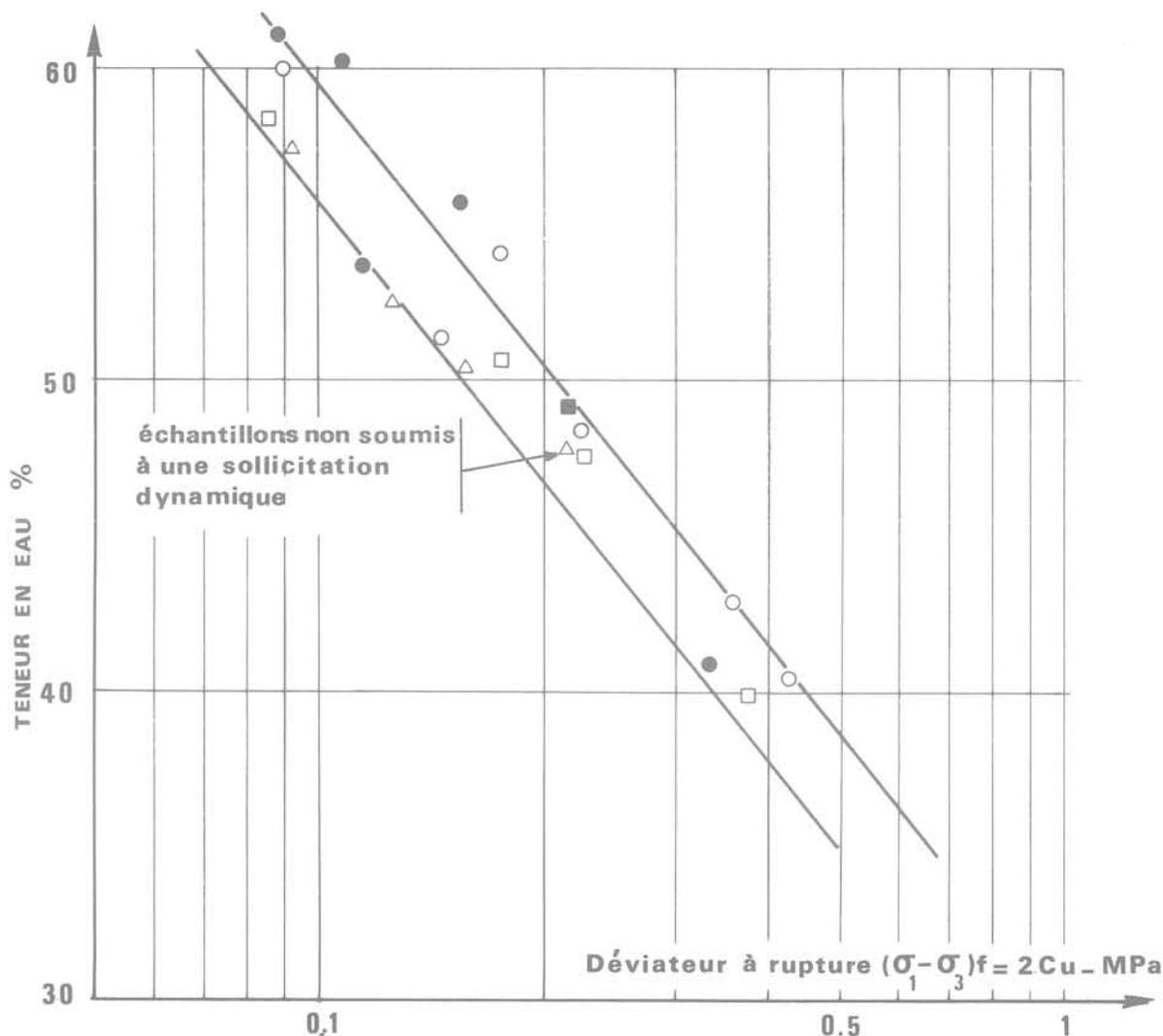


Fig. 18 Variation de la résistance au cisaillement non drainée avec la teneur en eau après sollicitation dynamique

7 Caractéristiques mécaniques apparentes après sollicitation cyclique

Après chaque essai dynamique (triaxial, colonne résonnante ou essai de fatigue), les échantillons ont été cisailés à drainage fermé. Les cohésions apparentes mesurées sont reportées sur la figure 18 en fonction de la teneur en eau. On a également reporté, pour permettre la comparaison, les résultats d'un essai triaxial consolidé non drainé (CU). A la dispersion près (pouvant provenir de légères différences de teneur en matière organique), on peut admettre qu'il y a une relation bi-univoque entre la teneur en eau et la cohésion non drainée, et conclure que les sollicitations cycliques n'ont pas affecté les caractéristiques mécaniques du sol. Cette conclusion n'est valable que pour le programme réalisé où le nombre de cycles de sollicitation à forte déformation (de l'ordre de 10^{-2}) est relativement faible. D'autres études ont en effet montré (Seed 1968) que la résistance au cisaillement apparente pouvait diminuer après des sollicitations répétées de forte amplitude. Comme les caractéristiques mécaniques apparentes n'ont pas varié, les diminutions de module observées sous sollicitation de longue durée ne peuvent pas provenir d'une détérioration irréversible des liaisons interparticules du sol qui entraînerait une variation de sa cohésion apparente. L'hypothèse faite, consistant à attribuer la

diminution de module à une augmentation de pression interstitielle, semble donc justifiée.

8 Conclusions

La présente étude du comportement, sous chargement cyclique, des vases normalement consolidées du site du Blayais, permet de tirer les conclusions suivantes :

- le comportement sous sollicitation cyclique unidirectionnelle et d'amplitude constante peut être modélisé à l'aide du modèle de Ramberg-Osgood dérivé des lois de Masing. La courbe de premier chargement est correctement modélisée mais l'hystérésis du sol à forte déformation est surévalué. On peut envisager de modifier la deuxième loi de Masing pour diminuer l'hystérésis attribué par le modèle au matériau;
- les diminutions de module, mesurées lors d'essai de fatigue à l'appareil triaxial dynamique et en l'absence de période de repos, sont surestimées par suite d'une répartition non uniforme des pressions interstitielles. Elles ne traduisent pas le comportement réel du sol;
- les diminutions effectives de modules, mesurées lors d'essai de fatigue à l'appareil triaxial dynamique

après uniformisation des pressions interstitielles, peuvent être principalement attribuées, pour des déformations faibles à moyennes, à une augmentation de pression interstitielle créée par la sollicitation cyclique. Ce comportement peut être pris en compte en modifiant la formulation du modèle de Ramberg-Osgood par l'introduction d'un paramètre de dégradation ne dépendant que de la déformation maximale et du nombre de cycles;

— la résistance au cisaillement apparente du sol n'est pas affectée par des sollicitations cycliques, même en grand nombre, d'amplitude faible à moyenne.

Remerciements

Cette étude a été financée par Mécasol avec le concours de la D. G. R. S. T. (décision d'aide n° 78.7.0.240) dont le support est vivement remercié. Les échantillons ayant servi à l'étude ont été fournis par la Région d'Équipement Paris de l'E. D. F. que nous remercions.

Références

HARDIN B. O. (1968) « *Vibrations of Normally Consolidated Clays* ».

BLACK W. L. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division A. S. C. E.* - Vol. 94, n° SM2.

HARDIN B. O. (1978) « *The nature of Stress Strain Behavior for Soils* ». Proc. A. S. C. E. Geotechnical Engineering Division Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics - Pasadena - California.

MASING G. (1926) « *Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing* ». Proc. 2nd International Congress of Applied Mechanics.

PECKER A. (1979) « *Comportement Dynamique des Sols* ». Séminaire Séismes - Sols - Structures I. T. B. T. P. Collège International des Sciences de la Construction - Nov. 1979.

RICHART F. E., HALL J. R., WOODS R. D. (1970), « *Vibrations of Soils and Foundations* ». Prentice Hall Inc.

THIERS G. R., SEED H. B. (1968) « *Strength and Stress Strain Characteristics of Clays subjected to Seismic Loading Conditions* ». *Vibration effects of earthquakes on soils and foundations A.S.T.M. - STP 450 - American Society for testing and Materials.*

Notations

b	constante expérimentale (éq. 11)
c_u	cohésion non drainée
G	module de cisaillement tangent
G_s	module de cisaillement sécant
G_{max}	module de cisaillement maximal
n	paramètre de la loi de Ramberg-Osgood (éq. 6)
N	nombre de cycles
p_a	pression atmosphérique
R	paramètre de la loi de Ramberg-Osgood (éq. 7)
α	paramètre de la loi de Ramberg-Osgood (éq. 7)
β	pourcentage d'amortissement critique équivalent (éq. 3)
γ	déformation de cisaillement
$\dot{\gamma}$	vitesse de déformation de cisaillement
δ	paramètre de dégradation (éq. 13)
η	coefficient de viscosité
σ'_m	contrainte moyenne effective de consolidation
τ	contrainte de cisaillement cyclique
τ_y	contrainte de cisaillement de référence.



évaluation du tassement des pieux à partir de l'essai de pénétration statique

par

Jean Claude Verbrugge

Dr. Ir. A. I. Br.

Chef de Travaux au Service de Mécanique
des Sols de l'Université Libre de Bruxelles

Notations

A	Coefficient de Cambefort.
B	Coefficient de proportionnalité entre τ et w .
B_0	$\frac{BD}{E}$.
D	Diamètre du pieu circulaire, 1,12d pour un pieu carré.
D_b	Diamètre de la base élargie.
E	Module d'élasticité du sol, au sens d'Young.
E_p	Module d'élasticité du pieu.
K	Coefficient de poussée du sol sur le fût.
L	Longueur du pieu.
N'_q	Facteur de capacité portante.
P	Charge en tête du pieu.
P_{rup}	Charge de rupture du pieu.
R	Coefficient de proportionnalité entre la charge et l'enfoncement de la pointe.
c_u	Cohésion non drainée du sol.
d	Côté du pieu carré.
$f = K\mu\sigma'_v$	Frottement entre le sol et le fût dans le domaine plastique pour un sol pulvérulent.
f_s	Frottement spécifique.
$g = \alpha c_u$	Frottement entre le sol et le fût dans le domaine plastique pour un sol cohérent.
h_i	Hauteur de la tranche i.
q_c	Résistance à la pointe du pénétromètre.
q_0	Contrainte à la base du pieu.
q^*	Coefficient de Cambefort.
w	Déplacement vertical en un point de fût.
w_0	Déplacement à la pointe du pieu.
w_n	Déplacement à la tête du pieu.
z	Profondeur ou distance verticale.
Ω	Section du pieu.
α	g/c_u .
$\bar{\alpha}$	E/q_c .
δ	Angle de frottement sol-fût.
λ	Coefficient de forme = 1 pour un pieu circulaire. = 1,12 pour un pieu carré.
μ	Coefficient de frottement sol-fût.
ν	Coefficient de Poisson du sol.

σ_i	Contrainte au haut du tronçon i.
σ_n	Contrainte à la tête du pieu.
σ'_c	Contrainte de surconsolidation du sol.
σ'_v	Contrainte verticale effective dans le sol.
τ	Contrainte de cisaillement entre le sol et le fût.
τ_m	Valeur maximale de τ .
χ	Périmètre du pieu.

Introduction

Le dimensionnement d'une fondation sur pieux se limite encore trop souvent au calcul de la capacité portante obtenue en divisant par des coefficients de sécurité adéquats la charge de rupture du sol à la pointe d'une part, et au frottement latéral d'autre part. Ceci suppose implicitement que les tassements correspondants restent faibles sinon admissibles car, contrairement à ce qui se fait pour les fondations superficielles, l'évaluation préalable du tassement probable des pieux n'est pas encore de pratique courante chez beaucoup d'auteurs de projets. Dans certains cas douteux, il arrive certes que l'on fasse un essai de chargement, mais c'est là une procédure assez exceptionnelle, onéreuse et qui semble réservée à des chantiers d'une certaine importance.

Si cette façon de procéder par un simple calcul à la rupture se justifiait encore il y a quelques années, actuellement elle peut paraître simple, voire simpliste, car comme le signale Gambin [11] : « Par suite de la mise en œuvre de charges de plus en plus importantes et dans le but de mieux adapter les constructions au sol, il est devenu nécessaire de considérer les déformations du système sol-fondation et même d'établir des méthodes de calcul aux déformations admissibles. »

De telles méthodes existent et, parmi les plus connues, on peut citer celles de Cambefort [5], Cassan [4],

Gambin [10] et Poulos [21]. Récemment, Christoulas [6] a proposé une adaptation de la méthode de Cambefort. Toutes ces méthodes permettent d'évaluer avec une précision variable une partie plus ou moins importante de la courbe charge-enfoncement d'un pieu unique, vertical, sollicité axialement. Toutefois, leur emploi est subordonné soit à un essai de pieu, soit à l'utilisation de résultats d'essais pressiométriques ou de laboratoire. De tels résultats ne sont pas toujours disponibles et l'ingénieur doit souvent se contenter de ceux fournis par le pénétromètre statique, ce qui rend illusoire l'emploi des méthodes citées ci-dessus.

Pour combler cette lacune, nous proposons ci-après une méthode de calcul simple et rapide permettant d'évaluer avec une précision satisfaisante la partie utile de la courbe charge-enfoncement d'un pieu à partir de l'essai de pénétration statique.

1 Principes de la méthode proposée

Pour établir notre méthode, nous avons repris les trois équations de base de Cambefort, qui sont :

- 1) La loi liant la contrainte à la pointe au déplacement en ce point

$$q_0 = q^*D + R \frac{w_0}{D} \quad (1)$$

- 2) La loi de frottement dans le cas élastique.

$$\tau = A + Bw \quad (2)$$

- 3) La loi de frottement après décollement entre le sol et le fût

$$\tau_m = g + f \cdot z \quad (3)$$

Dans les équations ci-dessus, A, B, q*, R, f et g sont des paramètres qu'il y aura lieu de déterminer et

- q_0 = contrainte à la pointe
- D = diamètre du pieu
- w_0 = enfoncement de la pointe
- τ = contrainte de cisaillement entre le sol et le fût en un point
- w = déplacement vertical en ce point du fût
- z = profondeur du point considéré.

Comme le montre la figure 1, les relations (2) et (3) correspondent chacune à un tronçon de la courbe de cisaillement idéalisée.

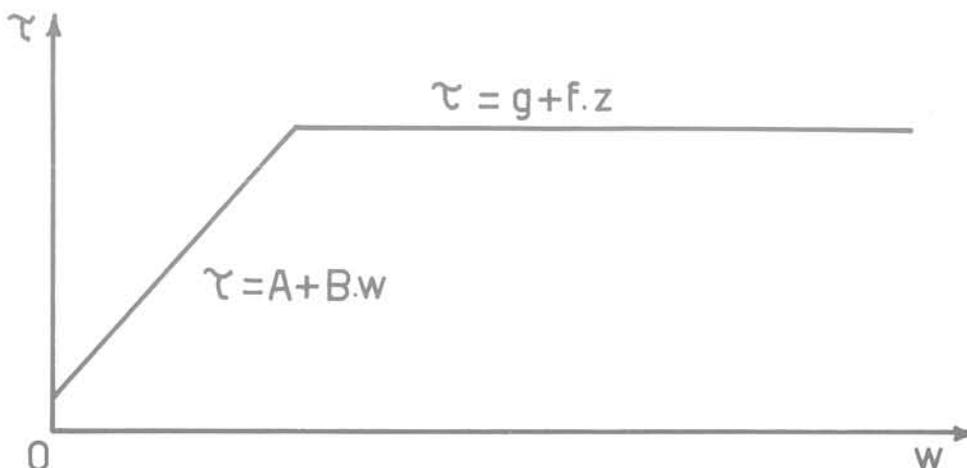


Fig. 1 Courbe cisaillement - déplacement

Nous admettrons, comme l'ont fait Cambefort, Cassan et Christoulas, que A et q* sont nuls ou négligeables. Les équations (1) et (2) se simplifient ainsi sous la forme

$$q_0 = R \frac{w_0}{D} \quad (4)$$

$$\tau = Bw \quad (5)$$

Si l'on subdivise le pieu en n tronçons, le premier étant à la pointe et le n-ième à la tête, on peut écrire pour le tronçon i : (fig. 2).

- les relations (2) et (3) qui deviennent

$$\tau_i = Bw_{i-1} \quad \text{si } \tau_i \leq g + f \cdot z \quad (2)$$

$$\tau_i = \tau_m = g + f \cdot z \quad \text{si } \tau_i \geq g + f \cdot z \quad (3)$$

- la loi d'équilibre du tronçon i,

$$\sigma_i = \sigma_{i-1} + \tau_i \frac{\chi h_i}{\Omega} \quad (6)$$

- en appliquant la loi de Hooke au tronçon i, il vient :

$$\Delta h_i = \frac{1}{E_p} \left(\sigma_{i-1} h_i + \frac{\chi \tau_i}{2\Omega} h_i^2 \right) \quad (7)$$

on en déduit

$$w_i = w_{i-1} + \frac{1}{E_p} \left(\sigma_{i-1} h_i + \frac{\chi \tau_i}{2\Omega} h_i^2 \right) \quad (8)$$

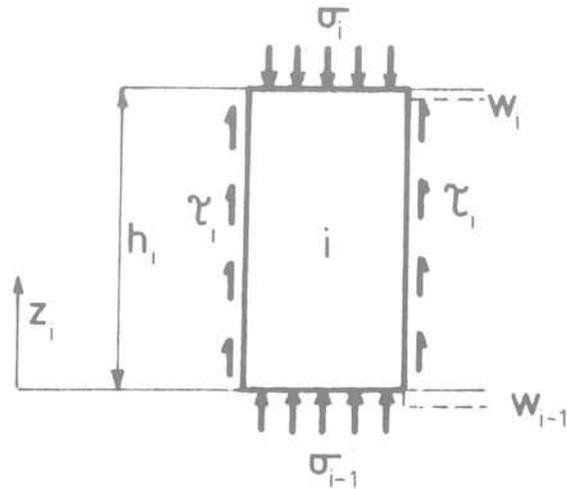


Fig. 2 Equilibre du i^{ème} tronçon

Cette formule diffère de celle de Gambin [10] par le second terme de la parenthèse, qui tient compte du raccourcissement du fût dû aux efforts de cisaillement.

La méthode proposée consiste donc à diviser le pieu en n tronçons numérotés à partir du bas, à se donner une valeur q_0 , à calculer w_0 par (4), τ_1 par (2) ou (3), w_1 par (8) et σ_1 par (6) et ainsi de suite, jusqu'à $\sigma_n = \frac{P}{\Omega}$ et w_n en tête.

Toutefois, avant de pouvoir utiliser cette méthode, il nous reste à définir un certain nombre de paramètres, tels R , B , g et f .

2 Détermination du paramètre R

La formule générale donnant le tassement de la pointe d'un pieu située à une profondeur L dans un milieu élastique non pesant peut être obtenue à partir des équations de Boussinesq, en assimilant la base soit à un disque rigide, soit à une demi-sphère.

Ces deux cas ont déjà été étudiés, et pour le disque rigide au sein d'un massif élastique on peut écrire [24] :

$$q_0 = \frac{w_0}{D} \cdot \frac{32(1-\nu)E}{\pi(3-4\nu)(1+\nu)} \quad (9)$$

soit

$$R = \frac{32(1-\nu)E}{\pi(3-4\nu)(1+\nu)} \quad (10)$$

Le cas de la demi-sphère rigide a été traité par Josselin de Jong [13] qui trouve :

$$q = \frac{w_0}{D} \cdot \frac{24(1-\nu)E}{(5-6\nu)(1+\nu)} \quad (11)$$

soit

$$R = \frac{24(1-\nu)E}{(5-6\nu)(1+\nu)} \quad (12)$$

Les valeurs de E/R déduites des relations (10) et (12) sont données au tableau 1 pour diverses valeurs usuelles de ν .

ν	$\frac{E}{R}$ plaque rigide	$\frac{E}{R}$ demi-sphère
0,25	0,327	0,243
0,30	0,328	0,248
0,40	0,321	0,253
0,50	0,295	0,250

Tableau 1

Valeurs de E/R pour les valeurs usuelles de ν .

L'expérience acquise par la comparaison des relations ci-dessus avec les résultats d'essais de pieux (réf. 25) montre que pour les pieux droits forés on peut adopter la relation

$$w_0 = 0,32 \frac{q_0 D}{E} \quad (13)$$

$$\text{soit} \quad R = 3,125E \quad (14)$$

où D = diamètre du pieu circulaire
= 1,12 fois le côté du pieu carré.

Pour les pieux droits battus, on triplera la valeur de E , ce qui revient à diviser par 3 la valeur de w_0 donnée par (13). Toutefois, dans les argiles sensibles, il y a lieu de s'assurer que le battage n'a pas altéré la structure du sol, auquel cas il faudrait éventuellement adopter un coefficient moindre. Pour les pieux à base élargie, celle-ci étant réalisée par le damage du béton dans le sol, il est préférable de remplacer la relation (13) par

$$w_0 = 0,25 \frac{q_0 D_b}{E} \quad (15)$$

Dans ce cas, le bulbe constitue le premier tronçon et on le représentera dans les calculs par un élément cylindrique de diamètre D_b et de hauteur $D_b/2$.

3 Détermination du paramètre B

On a vu que dans le domaine élastique la relation liant τ à w est de la forme :

$$\tau = Bw \quad (5)$$

Pour déterminer B nous nous proposons d'utiliser la relation proposée par Selvadurai pour un ancrage rigide de forme allongée [24] soit, en exprimant l'effort en fonction de τ :

$$\pi DL\tau = \frac{2\pi wEL}{(1+\nu)} (1-\nu) \left\{ 2(1-\nu) \left[\ln \left(\frac{L}{D} \right) + \ln 2 \right] - \frac{1}{2} \right\}^{-1} \quad (16)$$

On en tire

$$B = \frac{2E(1-\nu)}{D(1+\nu)} \left\{ 2(1-\nu) \left[\ln \left(\frac{L}{D} \right) + \ln 2 \right] - \frac{1}{2} \right\}^{-1} \quad (17)$$

$$\text{ou encore} \quad B = B_0 \frac{E}{D} \quad (18)$$

$$\text{avec } B_0 = \frac{2(1-\nu)}{(1+\nu)} \left\{ 2(1-\nu) \left[\ln \left(\frac{L}{D} \right) + \ln 2 \right] - \frac{1}{2} \right\}^{-1} \quad (19)$$

Les valeurs de B_0 calculées par la relation (19) sont données au tableau 2 pour diverses valeurs de $\frac{L}{D}$ et de ν .

$\frac{L}{D}$	ν			
	0,2	0,3	0,4	0,5
10	.311	.292	.277	.267
20	.247	.231	.218	.209
30	.220	.206	.194	.185
50	.194	.181	.170	.162

Tableau 2

Valeurs de B_0 en fonction de $\frac{L}{D}$ et ν .

Compte tenu des valeurs usuelles de $\frac{L}{D}$ et de ν , nous proposons d'adopter, en première approximation comme moyenne pour B_0 la valeur 0,22 soit

$$B = 0,22 \frac{E}{D} \quad (20)$$

4. Détermination des paramètres de frottement après décollement entre le sol et le fût

Il est généralement admis que dans la relation (3)

$$\tau_m = g + f \cdot z \quad (3)$$

le terme g indépendant de la profondeur provient de la cohésion, tandis que f qui varie linéairement avec z est attribué au frottement interne.

Avant d'entrer dans le détail de la détermination de g et de f , nous pensons qu'il est nécessaire de se livrer à quelques considérations à caractère général sur τ_m , pris globalement.

En effet, indépendamment de sa détermination, en fonction du type de sol, divers auteurs, fixent pour τ_m des valeurs maximales qui ne peuvent, en aucun cas, être dépassées.

Dans la littérature anglo-saxonne, on trouve couramment, pour les sols argileux, une valeur limite de l'ordre de 2000 lb/ft² soit environ 100 kN/m². Ménard [17] propose d'adopter 120 kN/m² sur une hauteur égale à 3D au-dessus de la pointe et 80 kN/m² ailleurs. Pour les sols cohérents, Combarieu [7] a synthétisé les valeurs de τ_m proposées par divers auteurs et à partir de nombreux essais in situ effectués en France, Bru [3] a établi un diagramme qui montre une très grande dispersion des valeurs de τ_m , celles-ci varient de 20 à 250 kN/m². Dans ce qui suit, et compte tenu des résultats donnés par Bru, nous limiterons la valeur de τ_m à 120 kN/m² pour les pieux battus et à 80 kN/m² pour les pieux forés. Il y a toutefois lieu de signaler que la mise en place des pieux dans les sols sensibles, constitue une opération généralement brutale et que la zone remaniée autour des pieux est alors souvent importante. Dans ce cas, une limitation plus sévère que celles proposées ci-dessus peut alors s'imposer.

5 Détermination du paramètre g

Comme nous l'avons précisé en 4 ci-avant, le paramètre g est caractéristique des sols cohérents. La

plupart des auteurs l'expriment sous la forme :

$$g = \alpha c_u \quad (21)$$

où α est un coefficient inférieur à 1 pour les sols normalement consolidés c_u est la cohésion non drainée du sol.

Christoulas a fait récemment une étude détaillée des valeurs de α proposées par de nombreux auteurs en considérant quatre groupes selon que les pieux sont battus ou forés et selon le matériau, acier ou béton.

Malgré cette distinction, il reste une certaine dispersion entre les valeurs proposées par les différents auteurs. Christoulas se plaçant du côté de la sécurité, propose pour chaque cas trois relations entre α et c_u .

Nous reprendrons dans ses relations en les modifiant de façon à les exprimer en fonction de q_c et non plus de c_u . Pour cela, nous ferons également usage des relations suivantes (réf. 22, p. 199).

$q_c = 10c_u$ (22) pour un pénétromètre à pointe simple
 $q_c = 15c_u$ (23) pour une pointe hollandaise (type Gouda).

Les différentes valeurs de g ainsi obtenues en fonction de q_c sont données au tableau 3. Celles-ci sont dans l'ensemble en assez bon accord avec les valeurs usuelles $q_c/50$ et $q_c/75$ correspondant respectivement aux argiles et aux limons [22].

Les valeurs du tableau 3 sont néanmoins plus faibles que le frottement local qui, d'après Sanglerat [22] varie de 0,05 à 0,12 q_c en fonction du type de pointe. Toutefois, si l'on reprend les valeurs trouvées par Parez [19] pour le rapport.

$$\text{ou} \quad \frac{f_{s_2}}{f_{s_1}} = 0,33 \text{ à } 0,52 \quad (24)$$

f_{s_2} = frottement local mesuré à une distance de 3 manchons au-dessus de la pointe;
 f_{s_1} = frottement local mesuré immédiatement derrière la pointe.

Et si l'on considère que pour un pieu g est plus proche de f_{s_2} que de f_{s_1} , on constate à nouveau une bonne concordance entre les valeurs déduites du frottement local et celles figurant au tableau 3.

Tableau 3
 Relations entre g et q_c pour différents types de pieux
 (unités : kN/m²)

Pieu		Pénétromètre à pointe simple		Pénétromètre à pointe hollandaise	
Type	Matériau	Domaine d'app.	g	Domaine d'app.	g
battu	béton	$q_c \leq 250$	$0,08q_c$	$q_c \leq 375$	$0,053q_c$
		$250 \leq q_c < 3000$	$18 + 0,01q_c$	$375 \leq q_c < 4500$	$18 + 0,006q_c$
		$q_c > 3000$	$0,015q_c$	$q_c > 4500$	$0,01q_c$
battu	acier	$q_c > 300$	$0,05q_c$	$q_c \leq 450$	$0,033q_c$
		$300 \leq q_c < 1000$	15	$450 \leq q_c < 1500$	15
		$q_c > 1000$	$0,015q_c$	$q_c > 1500$	$0,01q_c$
foré	béton	$q_c \leq 400$	$0,55q_c$	$q_c \leq 600$	$0,037q_c$
		$400 \leq q_c < 3000$	$18 + 0,009q_c$	$600 \leq q_c < 4500$	$18 + 0,006q_c$
		$q_c > 3000$	$0,015q_c$	$q_c > 4500$	$0,01q_c$
foré	acier	$q_c \leq 330$	$0,045q_c$	$q_c \leq 500$	$0,03q_c$
		$330 \leq q_c < 1000$	15	$500 \leq q_c < 1500$	15
		$q_c > 1000$	$0,015q_c$	$q_c > 1500$	$0,01q_c$

6 Détermination du paramètre f

Dans le cas des sols pulvérulents, τ_m se réduit au terme $f \cdot z$ de la relation (3), qui s'écrit alors généralement sous la forme

$$f \cdot z = K \cdot \mu \sigma'_v \quad (25)$$

où K est un coefficient de poussée des terres sur le fût
où μ représente le coefficient de frottement sol-pieu
où σ'_v est la contrainte verticale effective au niveau considéré.

On sait également que pour un sol pulvérulent

$$q_c = N'_q \sigma'_v \quad (26)$$

Il en résulte que

$$\tau_m = f \cdot z = \frac{K \mu}{N'_q} \cdot q_c \quad (27)$$

Pour pouvoir déterminer $f \cdot z$ à partir de l'essai de pénétration statique, nous devons étudier le rapport $\frac{K \mu}{N'_q}$.

La littérature fournit de nombreuses valeurs de K et μ et en 1968, Mazurkiewicz [15] a présenté un tableau récapitulatif des principales.

Pour les pieux battus, nous pouvons admettre que K tend vers la valeur du coefficient butée qui constitue une borne supérieure. Désirant se placer du côté de la sécurité, nous adopterons la valeur [15]

$$K = 0,5 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (28)$$

Les valeurs de K déduites de (28) pour les φ habituels des sols pulvérulents, sont comprises entre 1 et 2, ce qui est en bon accord avec les valeurs usuellement adoptées [1] et [2]. Pour les pieux forés, nous reprendrons la valeur proposée par Jaky [12] et reprise depuis par de nombreux auteurs

$$K = K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (29)$$

Pour la valeur de μ , nous adopterons

$$\mu = \operatorname{tg} \delta \quad (30)$$

(30) où δ est donné par les expériences de Potyondy [20], c'est-à-dire, en moyenne :

$$\delta = 0,92 \text{ pour un contact rugueux béton-sol} \quad (31)$$

$$\delta = 0,73 \text{ pour un contact lisse béton-sol} \quad (32)$$

$$\delta = 0,73 \text{ pour un contact acier-sol} \quad (33)$$

A la dernière conférence Nabor Carillo, Kérisel [14] a montré qu'il y a lieu, pour les pieux forés, de remplacer

$K \mu$ par l'expression $(2 - \sin \varphi) \frac{\sin 2\varphi}{4}$, déduite du

cercle de Mohr. Cette dernière expression est plus rigoureuse que la première; toutefois, les écarts entre les deux n'excèdent pas 10 % pour les valeurs usuelles de φ .

En ce qui concerne N'_q , la dispersion entre les valeurs proposées par les divers auteurs est loin d'être négligeable, comme le montre le rapport du groupe 4 à la Conférence Européenne sur les Essais de Pénétration, [8], p. 65.

Ne désirant pas sortir du cadre de la présente étude et entamer une discussion sur la validité des différentes formules, nous avons adopté une valeur moyenne. En jouant sur les différentes valeurs de K et de μ et considérant une moyenne pour les différentes valeurs de φ , nous pouvons proposer 4 relations :

$$\tau_m = 0,011 q_c \quad (34) \text{ pour les pieux battus en béton}$$

$\tau_m = 0,005 q_c$ (35) pour les pieux forés avec damage du béton contre le sol

$\tau_m = 0,003 q_c$ (36) pour les pieux forés, béton non compacté et pour les pieux forés en acier

$\tau_m = 0,009 q_c$ (37) pour les pieux battus en acier.

Pour ces quatre relations, τ_m est compris entre $q_c/100$ et $q_c/300$ environ. Ces valeurs sont en bon accord avec celles que l'on propose habituellement pour les sols pulvérulents [8], p. 69; toutefois, dans ce cas la distinction provient de la nature du sol, tandis qu'ici elle résulte du type de pieu.

7 Détermination de E à partir de q_c

Les relations (10), (12) et (20) montrent que R et B dépendent respectivement de E . Celui-ci devra donc être déterminé à partir de q_c . Nous n'entrerons pas dans le débat à caractère philosophique sur le point de savoir s'il est logique de déduire un paramètre caractérisant l'élasticité du sol à partir d'un autre relatif à sa rupture. Sanglerat [22] p. 377 à 380 a émis à ce propos des considérations très judicieuses basées sur la comparaison avec ce qui se fait couramment et quasi universellement pour les bétons.

Le problème se ramène donc à rechercher quelle relation entre E et q_c convient le mieux. Il s'agit là d'un choix difficile car la littérature est particulièrement abondante sur ce sujet, comme le montre le tableau 4.

La simple lecture de ce tableau montre, de façon évidente, une très grande dispersion entre les différentes relations proposées. Pour plusieurs d'entre elles on ne sait même pas à quelle catégorie de sol, ni dans quelle gamme de q_c elles sont applicables, ni même quel (s) type (s) de pointe (s) a (ont) été utilisée (s) pour les établir.

Si l'on désigne le rapport E/q_c par $\bar{\alpha}$, Sanglerat [22] propose en plus de certaines des relations reprises au tableau 4, un diagramme basé sur les recherches de Meight et Corbett [16] pour les argiles. Selon cet auteur [23], le coefficient $\bar{\alpha}$ augmente avec la profondeur, la majoration atteignant généralement 30 %. Il s'ensuit que les valeurs de $\bar{\alpha}$ à prendre en considération pour les fondations profondes seraient supérieures à celles utilisées habituellement pour les fondations superficielles.

Sur la base d'une étude statistique des relations du tableau 4; nous proposons d'adopter la relation suivante valable pour $q_c > 400 \text{ KN/m}^2$

$$E = 3600 + 2,2 q_c \quad (\text{KN/m}^2) \quad (38)$$

Les valeurs de $\bar{\alpha}$ que l'on en déduit, sont en bon accord avec celles de Sanglerat citées ci-dessus, pour $1000 < q_c < 3000 \text{ KN/m}^2$ et celles de Folque [9] pour $q_c < 800 \text{ KN/m}^2$ et $q_c > 20000 \text{ KN/m}^2$.

Dans le cas de pieux battus, les valeurs de E données par (38) sont à multiplier par 3.

8 Cas des sols surconsolidés

Les relations établies jusqu'à présent sont valables pour des sols normalement consolidés ou très légèrement surconsolidés.

Relation (unité KN/m ²)	Type de sol	Pays ou auteur	Source
E = 2q _c	pulvérulent	France	E. S. O. P. T. vol. 2. 1, page 37
E = 1,9q _c	pulvérulent	Pays-Bas	
E = 1,5q _c	cohérent	Pays-Bas	
E = 1,5q _c q _c > 3000	cohérent	Grèce	
E = 3q _c q _c < 1500	cohérent	Grèce	
E = 1,5q _c	cohérent	United Kingdom	
E = 1,9q _c	cohérent		
E = 2q _c	pulvérulent		
E = 6q _c q _c < 7500	pulvérulent	Portugal	
E = 30 000 + 2q _c q _c > 7500	pulvérulent		
E > 1,5q _c	pulvérulent	Belgique	E. S. O. P. T. vol. 2. 1, p. 133
E = 1 000 + 3q _c	pulvérulent	Janbu	
E < 2,2q _c	pulvérulent	France	E. S. O. P. T. vol. 2. 2, p. 180
E = (26 500 ± 3 700) + (2,8 ± 0,3)q _c q _c > 3 000	pulvérulent	R. F. A.	Sanglerat p. 295
E = 2,5(q _c + 3 000)	sable moyen immergé	Afr. du Sud	Sanglerat p. 390
E = 1,67(q _c + 1 500) _p < 15	sable argileux	Afr. du Sud	Sanglerat p. 390
E = 2(q _c + 2 500)	sable argileux	Afr. du Sud	Sanglerat p. 390
3 < E/q _c < 12	pulvérulent	Thomas	Sanglerat p. 394
E = 2,5q _c	pulvérulent	Trofimenkov	Sanglerat p. 395
E = 1 000 + 5q _c	pulvérulent	Trofimenkov	Sanglerat p. 395

Tableau 4
Relations entre E et q_c d'après diverses sources

Dans le cas de sols nettement surconsolidés, elles conduisent à une surestimation des tassements. C'est pourquoi nous proposons ci-après quelques règles simples permettant d'étendre la méthode proposée à ce type de sol. Pour la détermination de E, tenant compte d'une remarque de Sanglerat (réf. 23), on pourra multiplier par deux la valeur fournie par la relation (38). Ce coefficient étant cumulatif avec celui applicable aux pieux battus. Les valeurs de τ_m obtenues par les relations du paragraphe 5 sont à multiplier par √R₀, comme l'ont proposé divers auteurs, dont Meyerhof [18]. R₀ est le degré de surconsolidation, défini comme le rapport de la contrainte effective de surconsolidation σ'_c à la contrainte géostatique effective σ'_v. Ceci soulève le problème de la détermination σ'_c. Selon Sanglerat [23], le diagramme de pénétration d'une argile normalement consolidée, donnant q_c en fonction de z passe par l'origine, alors que pour un sol surconsolidé il passe à une certaine hauteur au-dessus du niveau zéro. Utilisant cette valeur pour calculer σ'_c nous avons obtenu d'excellentes concordances entre les valeurs expérimentales et celles calculées pour huit pieux de type différent situés dans l'argile de Boom.

9 Récapitulation des principales relations de la méthode proposée

$$\text{Module d'élasticité } E = 3600 + 2,2q_c \quad (38)$$

$$\text{Enfoncement de la pointe } R = 3,125E \quad (16)$$

$$\text{et } w_0 = 0,32q_0D/E \quad (17)$$

où D = diamètre du pieu circulaire et 1,2 fois le côté du pieu carré.

Loi de frottement dans le domaine élastique τ < τ_m (23), (25)

$$\tau = Bw \quad (4)$$

$$\text{et } B = 0,22E/D \quad (20)$$

Loi de frottement dans le domaine plastique τ = τ_m
sols cohérents

τ_m = g, voir tableau 3

sols pulvérulents

τ_m = 0,011q_c (34) pour les pieux battus en béton

τ_m = 0,009q_c (35) pour les pieux battus en acier

τ_m = 0,005q_c (36) pour les pieux forés avec damage du béton contre le sol

τ_m = 0,003q_c (37) pieux forés en béton non compacté et en acier.

τ_m est limité à 80 kN/m² pour les pieux forés et à 120 kN/m² pour les pieux battus.

Loi d'équilibre du tronçon i : 1 < i < n

$$\sigma_i = \sigma_{i-1} + \frac{\chi h_i \tau_i}{\Omega} \quad (6)$$

Loi de déformation du tronçon i

$$w_i = w_{i-1} + \frac{1}{E_p} \left(\sigma_{i-1} \cdot h_i + \frac{\chi \tau_i h_i^2}{2\Omega} \right) \quad (8)$$

Le principe de la méthode consiste à se donner une valeur pour q₀ et à calculer successivement w₀ par (17), τ₁ par l'une des relations (4), (28), (23), (34), (35), (36), (37) et du tableau 3, σ₁ par (6), w₁ par (8), τ₂ comme τ₁ et ainsi de suite jusqu'à σ_n = P/Ω et w_n.

En faisant varier q₀, on peut déterminer plusieurs points de la courbe charge enfoncement du pieu.

Dans certains cas, le tracé complet de cette courbe peut ne pas intéresser l'ingénieur qui ne cherche qu'à connaître le tassement correspondant à une charge en tête donnée P.

Pour déterminer une première approximation de q₀ correspondant à P, nous proposons d'utiliser les formules de Cassan [5] :

$$\text{pieu foré } q_0 = \frac{P}{\Omega} \cdot \frac{1}{1 + 0,5L/D} \quad (39)$$

$$\text{pieu battu } q_0 = \frac{P}{\Omega} \cdot \frac{1}{1 + 0,2L/D} \quad (40)$$

L'utilisation de la méthode proposée conduira le plus souvent à une valeur $P' \neq P$, une nouvelle itération sera alors entreprise avec $q_0' = \frac{P}{P'} q_0$ et ainsi de suite jusqu'à ce que l'écart entre P^n et P soit jugé suffisamment faible.

10 Cas des groupes de pieux

Aussi, afin de rester à la fois simple, pratique et suffisamment précis, nous proposons la méthode approchée ci-dessous, basée sur celles de Cambefort.

Pour un pieu compressible, dans le domaine élastique avec A et q^* négligeables, Cambefort permet d'écrire :

$$w_n = \frac{1}{0,25R + BL} \cdot \frac{P}{\pi D} \quad (41)$$

En exprimant que l'effort P transmis au sol est conservatif quel que soit le rayon, on obtient pour l'équation de la méridienne de la surface du sol autour du pieu :

$$(w_n)_r = \frac{1}{0,25R + BL} \cdot \frac{P}{2\pi r} \quad (42)$$

En éliminant le facteur commun entre ces deux relations, et compte tenu de ce que nous sommes dans le domaine élastique, nous pouvons écrire dans le cas de plusieurs pieux

$$(w_n^i)_G = \frac{1}{2} \sum_j \frac{w_n^j D_j}{r_{ij}} \quad (43)$$

où $(w_n^i)_G$ est le tassement en tête du pieu i compte tenu de l'effet de groupe, w_n^i est le tassement du pieu j supposé isolé.

r_{ij} est la distance entre les axes des pieux i et j , si $i = j$

$$r_{ii} = \frac{D}{2}$$

Selon Cassan, les charges de service des pieux sont presque toujours situées dans la zone élastique de la courbe de chargement. Ceci est confirmé par notre expérience personnelle qui montre qu'avec les coefficients de sécurité habituels de 2 à 2,5, les pieux travaillent effectivement le plus souvent dans la zone élastique ou au début de la zone pseudo-élastique. Il en résulte que nous pouvons donc faire valablement l'hypothèse que la relation (43) peut être appliquée, avec une erreur suffisamment faible, aux pieux réels. Nous devons alors envisager deux cas :

1° Le radier est parfaitement flexible : dans ce cas, la charge P en tête de chaque pieu vaut la charge totale divisée par le nombre de pieux. Ayant déterminé le w_n^i correspondant par la méthode proposée pour le pieu unique, le calcul des $(w_n^i)_G$ par (43) est immédiat.

2° Le radier est parfaitement rigide : dans ce cas, les $(w_n^i)_G$ ont tous la même valeur w_G , et les calculs sont un peu plus longs.

En écrivant (43) pour chaque pieu, nous obtenons un système comportant autant d'équations que de pieux. Nous nous fixons arbitrairement une valeur de w_G et nous résolvons le système en prenant les w_n^i comme inconnues. Ayant déterminé celles-ci, les P_i correspon-

dant s'obtiennent aisément à partir de la courbe charge enfoncement calculées préalablement par la méthode proposée. La charge totale du groupe vaut $P_G = \sum P_i$.

En faisant varier w_G , nous obtenons le diagramme qui la lie à P_G . Connaissant la charge totale à reprendre par le groupe, nous obtenons immédiatement le tassement w_G correspondant, ce qui permet le calcul des w_n^i et P_i respectifs à chaque pieu.

Enfin, la relation (43) montre que selon le degré de précision recherché dans les calculs, nous pouvons considérer un pieu comme isolé, dès que l'entre distance dépasse 5 à 10D. Ces valeurs peuvent également être déduites de l'article de Broms (réf. 2).

11 Conclusions

Nous avons proposé une méthode originale permettant d'évaluer la partie utile de la courbe charge enfoncement d'un pieu à partir des résultats d'un essai courant, le pénétromètre statique.

Afin de tester la validité de la méthode proposée, nous l'avons appliquée depuis deux ans à de nombreux cas de mise en charge de pieux pour lesquels des essais de pénétration statique étaient disponibles. Ces confrontations couvraient une gamme de type de pieux très étendue : pieux battus, forés, lancés, droits, à base élargie, etc. Dans l'ensemble, nous avons trouvé une très bonne concordance entre les valeurs mesurées et celles résultant de nos calculs. Lorsque les données le permettaient, nous avons également appliqué les méthodes d'autres auteurs basées sur d'autres essais. La confrontation a montré que la méthode proposée soutient avec avantage la comparaison avec la méthode de Gambin et est supérieure à celles de Cassan et Poulos, du fait de la prise en considération de la phase pseudo-élastique.

L'expérience acquise actuellement avec la méthode confirme que celle-ci peut être appliquée en toute sécurité pour des valeurs de q_0 inférieures ou égales à la pression admissible calculée par des relations usuelles.

Références bibliographiques

- [1] Broms B. B. et Silberman J. O. (1964). « Skin Friction Resistance for Piles in Cohesion Soil. » Sols-Soils, n° 10, p. 33-41.
- [2] Broms B. B. (1966). « Methods of Calculating the Ultimate Bearing Capacity of Piles. » Sols-Soils, n° 18-19, p. 21-32.
- [3] Bru J. P. (1977). « La Mécanique des Sols dans le domaine des pieux forés. » Premier Cycle de Perfectionnement Jacques Verdeyen-Université Libre de Bruxelles. Février 1977.
- [4] Cassan M. (1968). « Le tassement des pieux : synthèse des recherches récentes et essais comparatifs. » Sols-Soils, n° 18-19, 1966 et 20.
- [5] Cambefort H. (1964). « Essai sur le comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux. » A. I. T. B. T. P., n° 204.
- [6] Christoulas St. (1975). « Contribution à l'étude des pieux verticaux chargés axialement dans les sols homogènes. » Thèse de Doctorat-Université Libre de Bruxelles.

- [7] Combarieu O. (1975). «Essais de chargement de pieux forés dans un limon argileux.» Bulletin de Liaison, Laboratoire des Ponts et Chaussées, n° 80, p. 119-132.
- [8] E.S.O.P.T. (1974). «Interpretation of Results of Static Penetration Tests.» Rapport de Groupe 4, E.S.O.P.T., Vol. 2-1, p. 65.
- [9] Folque J. (1974). «Compressibility of sands determined by means of penetration tests.» E.S.O.P.T., Vol. 2-2, p. 143.
- [10] Gambin P. (1963). «Calcul du tassement d'une fondation profonde en fonction des résultats pressiométriques.» Sols-Soils, n° 7.
- [11] Gambin P. (1977). «Capacité portante verticale des pieux en fonction du déplacement.» Premier Cycle de Perfectionnement Jacques Verdeyen-Université Libre de Bruxelles.
- [12] Jaky J. (1948). «On the Bearing Capacity of Piles.» Proc. Sec. Inter. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Rotterdam. Vol. I, p. 100-103.
- [13] Josselin de Jong C. (1957). «Application of stress functions to consolidation problems.» 4th I.C.S.M.F.E. Vol. I, p. 320-323. Londres.
- [14] Kérisel J. (1976). «Contribution to the third Nabor Carillo Lecture.» Mexico.
- [15] Mazurkiewicz B. K. (1968). «Skin friction on model piles in sand.» The Danish Geotechnical Inst. Bul. 25, p. 13-47.
- [16] Meigh A. C. et Corbett B. O. (1969). «A comparison of in situ measurements in a soft clay with laboratory tests and the settlement of oil tanks.» Conf. in situ invest. in Soils and Rocks. Londres, p. 173-180.
- [17] Ménard L. (1965). «Règles pour le calcul de la force portante et du tassement des fondations en fonction des résultats pressiométriques.» 6th I.C.S.M.F.E. Vol II, p. 295-299. Toronto.
- [18] Meyerhof G. C. (1976). «Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations.» Proc. A.S.C.E. Vol. 102, GT 3, p. 197-228.
- [19] Parez L. A. (1974). «Static penetrometer: the importance of the skin friction associated with the point resistance.» E.S.O.P.T. Vol. 2-2, p. 293-300.
- [20] Potyondy L. A. (1974). «Skin friction between various soils and construction materials.» Géotechnique 11, p. 339-353.
- [21] Poulos M. C. (1968). «The settlement behaviour of single axially loaded in compressible piles and piers.» Géotechnique 18, p. 351-371.
- [22] Sanglerat G. (1972). «The penetrometer and soil exploration.» Elsevier Publ.
- [23] Sanglerat G. (1977). «Le pénétromètre statique-dynamique et ses diverses applications pratiques.» Conférence donnée sous l'égide du CREPAUC et SOCOTEC.
- [24] Selvadurai A. P. S. (1976). «The load-deflexion characteristics for a deep rigid anchor in an elastic medium.» Géotechnique, vol. 26, p. 603-612.
- [25] Verbrugge J. C. (1978). «Évaluation du Tassement des Pieux à partir de l'Essai de pénétration Statique. Essai de Mise au Point d'une Méthode.» Mémoire lauréat du Prix Jacques Verdeyen du Bureau Seco en 1979.

Colloques :

Colloque international du CNRS

Comportement plastique des solides anisotropes

Grenoble (France)
15-19 juin 1981

Domaine :

Le Colloque est spécialisé dans l'étude du comportement mécanique en grandes déformations plastiques des solides présentant une anisotropie initiale ou induite par déformation, écrouissage, fissuration, endommagement, etc... Un des objectifs visés est de favoriser le rapprochement entre la description en mécanique des milieux continus du comportement macroscopique phénoménologique et la description en physique des propriétés directionnelles de la structure interne. Le Colloque devrait aider à développer et améliorer les modélisations mathématiques du comportement des solides anisotropes en relation avec la structure matérielle orientée, ainsi que des techniques expérimentales nouvelles pour la mesure objective des propriétés mécaniques anisotropes.

Thèmes :

Formulation des lois de comportement anisotropes en grandes déformations dans le cadre de la mécanique non-linéaire des milieux continus (plasticité, fluage, comportement sous charges répétées, influence du chemin des sollicitations, fissuration, rupture) ; corrélations entre la structure matérielle orientée et l'anisotropie macroscopique ; lois d'écrouissage et d'endommagement anisotropes ; caractère directionnel de la formation et de la croissance des fissures, cavités et lignes de discontinuités (influence de l'anisotropie initiale, des conditions de chargement, de l'orientation des sollicitations, etc...) ; interprétation correcte des essais «hors axe» jusqu'à l'endommagement et la rupture ; influence du trajet de charges sous contraintes complexes ; homogénéisation du matériau à structure interne orientée ; formulation numérique pour les

matériaux anisotropes en grandes déformations ; étude expérimentale du comportement des structures.

Pour tous renseignements :

J.-P. Boehler
Institut de Mécanique (IMG)
B.P. 53 X
38041 Grenoble Cedex
France

Livres reçus :

Tunnels et ouvrages souterrains

Editions Sepaly
Boîte Postale 56
69150 Decines

Numéro spécial — avril 1981

Dans cette nouvelle publication, l'Association Française des Travaux en Souterrain a voulu présenter dans un ensemble cohérent les plus anciennes de ses recommandations, difficiles à se procurer aujourd'hui, en raison de l'épuisement des derniers numéros de «Tunnels et Ouvrages Souterrains».

Les groupes de travail ont complètement refondu trois recommandations portant sur le choix d'un type de soutènement, la mise en œuvre du béton projeté, l'étude des effets sismiques de l'explosif. Les recommandations sur le soutènement par béton projeté et boulonnage ont été regroupées dans un ordre logique prévu par les animateurs.

D'autres recommandations encore disponibles chez l'éditeur, notamment celle sur les travaux d'injection, n'ont pas été reprises dans ce recueil qui présente donc l'essentiel des travaux de l'AFTES antérieurs à 1979.

Application au pieu de la théorie des ondes de contraintes

Comptes rendus du séminaire international qui s'est déroulé à Stockholm les 4 et 5 juin 1980

1 volume, 25 x 18
344 pages — figures et photos
ISBN 90 6191 095 1
Prix : US dollar : 47 — FF : 200

A.A. Balkema Publishers
Lisplein — P.O. Box 1675
Rotterdam (Netherlands)

Le séminaire était organisé par l'Académie Royale Suédoise des Sciences de l'Ingénieur et le département de Mécanique des Sols et des Roches de l'Institut Royal de Technologie de Stockholm.

Des communications ont été présentées par des scientifiques et des ingénieurs en activité en provenance du monde entier.

Au sommaire :

- théorie des ondes de contraintes (3 communications)
- technique et matériel de mesure (5 communications)
- prévision du comportement à la mise en place et de la capacité portante. Intégrité des pieux (7 communications)
- discussions (9 communications).

GAMNI 2 Méthodes numériques dans les Sciences de l'Ingénieur

Publié sous la direction de E. Absi, R. Glowinski, P. Lascaux et H. Veysseyre

Collection «Dunod Technique». Dunod, 1980.
Série Turquoise (mathématiques appliquées).
2 tomes, 15,5 x 24, brochés
1072 pages

Les récents développements de l'analyse numérique ont profondément influencé l'évolution de la science et de la technique. La résolution de problèmes importants, dans des domaines aussi variés que le bâtiment, les travaux publics, l'aéronautique, l'hydraulique, etc..., a exigé le développement de nouvelles techniques avancées d'analyse numérique.

Ces techniques de mathématiques appliquées recouvrent la modélisation par éléments finis, l'analyse aux limites, les méthodes d'optimisation, les inéquations variationnelles, la résolution d'équations intégrales.

L'ouvrage bilingue, réalisé sous la direction technique de E. Absi, R. Glowinski, P. Lascaux et H. VEYSSEYRE «Méthodes numériques dans les sciences de l'ingénieur», regroupe quatre-vingt-dix communications (48 en français, 42 en anglais) présentées au second congrès international organisé par le Groupe pour l'Avancement des Méthodes Numériques de l'Ingénieur (GAMNI) sur les thèmes suivants :

- méthode des éléments finis (résultats récents)
- optimisation et conception optimale
- comportement non linéaire
- comportement élastoplastique
- mécanique des fluides
- homogénéisation et matériaux composites
- mécanique de la rupture
- transfert énergétique
- logiciel numérique

Colloque international sur la Géotechnique des formations structurales complexes organisé à Capri en 1977 par l'Association Géotechnique Italienne sous les patronages de la Société Internationale de Mécanique des Sols, Travaux et Fondations et la Société Internationale de Mécanique des Roches.

Volume I : 470 pages
— 48 communications

Volume II : 410 pages
— 16 contributions écrites
— compte rendu des discussions qui se sont déroulées pendant les cinq sessions du colloque :

- . origine, histoire géologique et facteurs du développement de formations complexes.
- . typologie des complexités et modèles géotechniques
- . techniques de reconnaissance
- . comportement de pentes sur formations complexes : études de cas
- . comportement d'ouvrages sur formations complexes : études de cas

Editeur :
LITHO DELTA
Via Baldo degli Ubaldi 6
20156 Milano

Soft-Ground Tunneling

Sous la direction de Daniel Resendiz & Miguel P. Romo

Instituto de Ingeniería, National University of Mexico

1 volume 17,8 x 25,2
103 pages — figures
ISBN 90 6191 201 6
Prix : US dollar : 20,00 — FF : 99,90 (chez l'éditeur)
A.A. Balkema, P.O. Box 1675 —
Rotterdam (Netherlands)

Le volume rassemble les textes inscrits de certaines des contributions (12 communications en anglais) présentées lors de la session sur ce thème à la 6ème conférence Pan American de Mécanique des Sols à la Fondation (Lima - Pérou - décembre 1979) :

Compte rendu d'étude et de recherche n° 25

Théorie de la méthode de l'onde

Méthodes de mesure de la perméabilité et du coefficient d'anmagasinement du sous-sol.

Le compte rendu d'étude et de recherche n° 25 (48 pages, édition française ou édition néerlandaise) est vendue au prix de 200 FB.

Les commandes sont à adresser à :
Documentation-Publications
CSTC, rue du Lombard 41,
B 1000 Bruxelles

**Développement des travaux en souterrain
Advances in tunnelling technology
and subsurface use**

Premier numéro 1981
Format 21 x 29,7
84 pages

Pergamon Press LTD
Headington Hill Hall,
Oxford, OX3 OBW
England

Publiée sous l'égide de l'AITES, cette revue souhaite présenter les résultats des recherches en vue de méthodes améliorées d'investigations géotechniques, dimensionnement, construction, exploitation et entretien des structures souterraines.

L'accent sera mis sur les aspects pratiques de la technique liés aux structures souterraines, mais les aspects sociaux, légaux, politiques et économiques seront également couverts. Au sommaire du numéro 1 : une présentation de l'AITES (allocution du nouveau Président, comptes rendus de l'Assemblée Générale, rapport d'activité des nations membres, comptes rendus des réunions des groupes de travail).

Des numéros spécimen peuvent être obtenus auprès de J. Gilgunn Jones, Managing Editor, Engineering and Materials Sciences.

Environnement et Géotechnique

n° 14 bis de la Revue Française de Géotechnique

Edité par l'Association Amicale des Ingénieurs Anciens
Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28, rue des Saints-Pères
75007 Paris

Format 21 x 29,7
247 pages — nombreuses figures
ISSN 0181-0529

Communications présentées aux Deuxièmes Journées Nationales Géotechniques organisées par les Comités Français de Mécanique des Sols, Mécanique des Roches, Géologie de l'Ingénieur, les 11 et 12 mars 1981 à Nantes.

Thème I :
Prise en compte de l'environnement dans les études, la conception et l'exécution des ouvrages et des travaux
Thème II :
Géotechnique et vibrations : effets sur l'environnement
Thème III :
Mouvements de terrains induits d'origine anthropique à l'exclusion des risques dits « naturels ».

BON DE COMMANDE

Nom _____
Prénom _____
Organisme _____
Adresse _____

Je souhaite recevoir _____ exemplaire(s) du numéro 14 bis de la Revue Française de Géotechnique
au prix unitaire de 130 F
Frais d'expédition pour la France : l'unité 12 F x
Frais d'expédition pour l'étranger : l'unité 18 F x

consignes de rédaction des articles

Seuls les manuscrits n'ayant jamais été publiés, n'étant pas en cours de publication, n'ayant pas été présentés ailleurs, peuvent être soumis au Comité de Lecture de la Revue Française de Géotechnique.

La présentation d'un manuscrit engage l'auteur à déléguer à la R.F.G. et au service chargé de la publication, dès que l'article a été accepté, le copyright correspondant y compris tous droits de reproduction photographique ou par microfilm, de traduction et de tirage à part.

Le manuscrit ne doit présenter aucun aspect commercial. Cependant, l'auteur ne doit pas hésiter à citer les noms propres nécessaires à la compréhension du sujet.

Tous les manuscrits sont examinés par le Comité de Lecture de la Revue. Ceux dont la publication a été refusée, comme ceux dont la rédaction ou spécialement les figures ne respectent pas les recommandations faites-ci-dessous, seront retournés à l'auteur.

Les manuscrits doivent être adressés en triple exemplaire pour examen au Comité de Lecture de la Revue Française de Géotechnique, c/o E.N.P.C.-D.F.C.-B. MANDAGARAN, 28, rue des Saint Pères - 75007 PARIS.

L'auteur recevra gratuitement vingt tirés à part. Des exemplaires supplémentaires pourront lui être adressés sur sa demande, à titre payant par le Service chargé de la publication.

Présentation du manuscrit

1 Le manuscrit original rédigé en français doit être écrit à la machine avec un double interligne (y compris les résumés, les appendices, la bibliographie, les notes en bas de page, les tableaux et les légendes des illustrations), sur du papier 21 x 29,7 et doit comprendre les illustrations originales.

Les trois exemplaires requis peuvent se composer de l'original et de deux photocopies à conditions que celles-ci soient parfaitement nettes et lisibles.

L'ensemble doit pouvoir être expédié dans une enveloppe de format ordinaire.

La longueur totale du manuscrit (texte à double intervalle, tables, figures et annexes) ne doit pas dépasser trente pages (recto uniquement, verso blanc).

On indiquera clairement le découpage retenu pour l'article, et l'information relative à un paragraphe donné ne figurera que dans ce paragraphe. On évitera les répétitions et les notes en bas de page ou en fin d'article pour les explications nécessaires à la compréhension de l'article.

2 Le titre doit être composé de mots qui décrivent suffisamment le contenu de l'article et doit contenir des mots clés principaux pour pouvoir être facilement indexé par les divers centres de documentation.

Le nom de l'auteur sera donné en première page après le titre et sera suivi de la position actuelle (fonction, emploi, lieu) décrite avec précision et concision.

Un résumé bilingue, en français et en anglais, ne dépassant pas une centaine de mots dans chaque langue (en plus du titre et du nom de l'auteur), doit accompagner le manuscrit. Il décrira les objectifs, les résultats et les conclusions de l'article de manière aussi précise que possible. Toute information originale, nouvelle ou importante doit

être mise en évidence dans les premières phrases du résumé. Le résumé ne doit contenir aucune information qui n'est pas présentée dans l'article.

L'auteur utilisera dans le texte l'expression impersonnelle. Il soulignera les mots qu'il faut faire ressortir par une impression en italique, particulièrement les noms de personnes, d'organismes ou de lieux.

La numérotation des chapitres et paragraphes sera décimale et utilisera exclusivement les chiffres arabes : elle sera limitée à trois caractères : X, x, x.

La conclusion tentera de dégager les efforts fondamentaux du travail présenté et les conséquences importantes sur les travaux futurs. Eventuellement, elle pourra être consacrée à une discussion brève de l'interprétation des travaux présentés.

Les appendices et encarts sont utiles pour présenter des informations complémentaires dont l'inclusion dans le corps de l'article briserait l'écoulement logique du texte, aussi bien que des données ou des analyses trop longues dont les détails ne sont pas indépendants pour la bonne compréhension du texte. Ils sont pris en compte dans le nombre de pages.

3 Les unités et symboles à utiliser sont dans tous les cas ceux du Système International.

Dans le cas où les symboles utilisés dans le corps de l'article sont particuliers, on les regroupera en début d'article. Si un petit nombre seulement de symboles non standardisés sont utilisés, il est nécessaire de les définir parfaitement le plus tôt possible dans le corps de l'article.

4 Les illustrations seront aussi dépouillées que possible ; sur les graphiques, les écritures seront réduites au minimum et remplacées par des repères explicités en légendes. On évitera, par exemple, de mettre plus de trois courbes sur le même graphique ; on pourra, au besoin, décomposer une figure en plusieurs graphiques illustrant chacun un aspect de ce que l'on veut montrer.

La taille des figures sera tout au plus celle d'une page (210 x 297 mm).

Les photographies ne seront acceptées que si elles présentent un intérêt particulier et sont réellement indispensables à la compréhension du texte. Les photographies (exemplaire original bien contrasté, sur papier brillant) seront fournies en trois exemplaires. Elles seront numérotées suivant l'ordre « chronologique » d'apparition des figures et photographies et leur légende sera donnée dans le texte. Les photographies présentées seront prises en compte avec toutes les figures pour l'évaluation de la longueur totale du manuscrit.

Les figures seront dessinées à l'encre de Chine et sur calque. On fournira ce calque et deux tirages (sur fond blanc). La dimension des figures (et photographies) sera telle qu'une réduction conduira à une largeur « publiée » dans la R.F.G. de 75 à 85 mm. Les lettres devront être bien lisibles après réduction. On utilisera sur l'original des lettres (Letraset, par exemple) ayant au moins 5 mm de haut et 4 mm de large avec une épaisseur de 1,5 mm et si possible 2 mm. Les explications et descriptions seront données dans le texte en rappelant entre parenthèses le numéro (défini ci-dessus) de la figure considérée. Les indications portées sur les figures devront se borner à des symboles et dimensions avec un seul titre très concis.

5 Les tableaux seront dactylographiés séparément et fournis en triple exemplaire (format 210 x 297 mm, recto). Des exemples et une explication pour chaque tableau doivent figurer dans le texte. Les tableaux feront l'objet d'une numérotation particulière en séquence suivant leur ordre d'apparition. Ne pas utiliser d'abréviations autres que les unités ou symboles dans les tableaux. Eventuellement, numérotter les diverses colonnes des tableaux afin d'en faciliter l'explication et l'illustration dans le texte.

6 Toutes les formules, équations et expressions mathématiques devront de préférence être dactylographiées, et les symboles clairement identifiés.

Dans tous les cas où une ambiguïté est à craindre, il est souhaitable d'écrire à la main les formules mathématiques du texte.

Les lettres utilisées comme symboles doivent être définies lorsqu'elles apparaissent pour la première fois dans le texte, les figures ou les tableaux. Elles devront faire l'objet d'une liste alphabétique (dénommée « NOTATIONS ») donnée en annexe.

Tout symbole manuscrit ou pouvant faire l'objet de confusions doit être identifié en marge (par exemple : prime et un, o et zéro, Zed et deux, elle et un, etc.). Les lettres grecques doivent être également identifiées dès leur première apparition. Toutes ces identifications seront faites en marge au crayon.

Chaque équation ou groupe d'équations doit être centré pour faciliter la lecture.

Généralement, la plupart des expressions mathématiques sont composées en italique. Cependant, les abréviations de fonctions trigonométriques (sin, cos, tg, etc.) et des logarithmes naturel ou vulgaire (Ln et log) sont imprimées en caractères romains. Les vecteurs et matrices le sont en caractères gras.

Les fractions simples apparaissant dans le texte s'écrivent sur une seule ligne avec des parenthèses, par exemple

$1/(a + b)$ et non sous la forme $1/a + b$ ou $\frac{1}{a + b}$ On

portera un soin particulier à l'emploi des accolades, crochets et parenthèses en respectant la hiérarchie suivante :

{ [()] }. On utilisera l'exposant 1/2 de préférence au signe $\sqrt{\quad}$ et l'exposant -1 de préférence au signe $/$. Exemple : écrire $(a x^{-1} \text{ tg } y)$ plutôt que $(a/x) \text{ tg } y$. Pour l'emploi d'exponentielles avec exposants compliqués, écrire :

$\exp [2 x^2 / (1 - y)^2]$ plutôt que $e^{\frac{2 x^2}{1 - y^2}}$.

L'auteur devra également surveiller l'emploi de ', ", des indices supérieurs et inférieurs et penser à les faire bien apparaître dans la liste des notations.

7 Les références citées dans le texte doivent être ras-

semblées en ordre alphabétique dans une « liste de références » donnée en annexe à la fin du manuscrit. Toutes les références données doivent être accessibles et il faut proscrire d'une manière générale les informations non publiées.

Le classement se fait suivant le nom de l'auteur suivi de l'année de publication (ex : DUPONT A. — 1975). S'il y a au plus trois auteurs, citer les noms de chacun d'eux. S'il y a quatre auteurs ou plus, citer le premier et le faire suivre de la mention « et al ». Quand deux ou plusieurs références concernent un même auteur, les classer par ordre chronologique à la suite les unes des autres. Toute référence faite dans le texte à un auteur donné, devra comporter le nom du premier auteur et l'année de publication entre crochets. D'une manière générale, toutes les références données en annexe doivent être citées dans le texte, sauf si la liste constitue une bibliographie. Dans ce cas, l'annexe correspondante sera appelée « BIBLIOGRAPHIE ».

Articles de revues

Faire suivre la référence (auteur, année, titre de l'article entre guillemets) du nom complet de la revue en italique, du numéro du volume, du numéro de la revue, du lieu de publication du mois et de l'année, des numéros de la première et dernière page (cf. exemple ci-dessous).

WOODS R.D. (1968) « *Screening of Surface Waves in Soil* » — Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division — Proceedings of the A.S.C.E. — Vol. 94 n° SM4 ANN ARBOR Mich. U.S.A. — Juillet 1968 — pages 951-954.

Livres

Faire suivre le nom de l'auteur de celui du chapitre entre guillemets, de celui du livre en italique, du numéro de l'édition, du numéro du volume, du nom complet de l'éditeur, du lieu d'édition, de l'année, éventuellement du numéro des pages concernées (cf. exemple ci-dessous).

TERZAGHI K. (1943) « *Chap. IX Stability of Slopes* » — Theoretical Soil Mechanics — 4^e édition John WILEY and SONS Inc. 1947 — pages 144-152.

Thèses

Faire suivre le nom de l'auteur du titre entre guillemets puis donner obligatoirement les indications suivantes : thèse présentée à l'Université de (nom) soutenue le (date) pour obtenir le grade de Docteur (ès-Sciences, d'Université, Ingénieur) (cf. Exemple ci-dessous).

ROCOPLAN J.A. (1964) « *Contribution à l'Etude des Appareils de Mesure de Densité au Moyen de Rayons Gamma* » — Thèse présentée à l'Université de Paris, soutenue le 16 Juin 1964, pour obtenir le grade de Docteur-Ingénieur.

Communication à un Congrès (ou Conférence)

Faire suivre le nom des auteurs du titre entre guillemets, puis indiquer le mois et l'année et donner le nom complet du Congrès ainsi que le lieu du Congrès ou Conférence (cf. exemple ci-dessous).

DANTU P. (1961) « *Etude Mécanique d'un milieu Pulvérisé Formé de Sphères égales de Compacité Maxima* », Juillet 1961, Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering — Paris.

