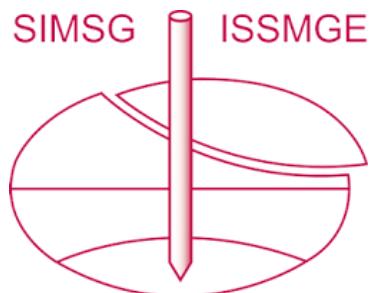


INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Méthodes de mesure des caractéristiques des sols en place et prélèvement d'échantillons

Techniques of Field Measurement and Sampling

Sujets de discussion : Essais en place en vue de la détermination des caractéristiques mécaniques. Comparaison avec les essais de laboratoire.

Subjects for discussion : In situ tests for determination of mechanical properties of soils. Comparison with laboratory results.

Président / Chairman :

A. KEZDI, Hongrie.

Vice-Président / Vice-Chairman :

R. L'HERMINIER, France.

Rapporteur Général / General Reporter :

C. VAN DER VEEN, Hollande,

Membres du groupe de discussion / Members of the Panel :

H. CAMBEFORT, France; J. FOLQUE, Portugal; H. Q. GOLDER, Canada; T. KALLSTENIUS, Suède; V. MENCL, Tchécoslovaquie.

Discussion Orale / Oral Discussion :

E. de Beer, Belgique
H. Cambefort, France
A. J. Da Costa Nunes, Brésil
J. Folque, Portugal
H. Q. Golder, Canada
R. Haefeli, Suisse
W. G. Holtz, U.S.A.
T. Kallstenius, Suède
B. Ladanyi, Yougoslavie
L. Ménard, France
V. Mencl, Tchécoslovaquie
B. O. Skipp, Grande-Bretagne
G. Wiseman, Israël
A. Van Wambeke, Belgique

Contributions écrites / Written Contributions :

H. Fagerström et T. Olofsson, Suède
K. Gamski, Belgique
E. H. G. Goelen, Belgique
P. Habib et J. Bernède, France
A. Marsland, Grande-Bretagne
G. Meardi, Italie
W. R. Mitchell, Australie
T. E. Phalen Jr., U.S.A.
H. M. Raedschelders, Belgique
E. Schultz, Allemagne
A. B. Simon, Allemagne
B. O. Skipp, Grande-Bretagne
M. Wallays, Belgique
N. E. Wilson, Canada



C. VAN DER VEEN

Rapporteur Général, Division 2 / General Reporter, Division 2

Le Vice-Président :

Mesdames, Messieurs, au nom du Comité d'organisation j'ouvre cette séance de discussion de la Section II qui a pour objet, comme vous le savez, les mesures des caractéristiques des sols en place et les prélèvements d'échantillons.

Cette séance est présidée par M. le Prof. Kezdi, membre de la délégation hongroise; le rapporteur général est M. Van der Veen, membre de la délégation des Pays-Bas; le groupe de discussion est constitué par MM. Folque, membre de la délégation du Portugal, Golder, de la délégation du Canada, Kallstenius, de la délégation de Suède, Mencl, de la délégation de Tchécoslovaquie; Cambefort de la délégation française.

Je passe la parole au Président.

Le Président :

Mesdames et Messieurs, nous allons discuter aujourd'hui quelques questions qui sont assez délicates, parfois dangereuses, mais très importantes dans la mécanique des sols. Il s'agit de la reconnaissance du sous-sol, soit par forage et échantillonage, soit par des essais sur place. Ces opéra-

tions nous fournissent la base pour nos investigations et ce n'est qu'à l'aide de ces résultats que nous pouvons développer nos travaux dans les laboratoires et appliquer les théories aux cas pratiques. Eh bien, nous savons qu'une construction ne vaut jamais plus que sa fondation, et, pareillement, les résultats des calculs ont tout au plus la valeur et l'exactitude des données qui ont été fournies par la reconnaissance du sous-sol. C'est ce qui explique mes paroles soulignant l'importance des problèmes que nous allons traiter.

Le Comité d'organisation a bien voulu préciser les sujets de la discussion, et notre groupe de discussion s'est mis d'accord sur ces points.

Permettez-moi donc de donner la parole à notre rapporteur général qui fera un résumé succinct de ces points et des questions plus importantes.

Je vous demande, Monsieur le rapporteur général, de présenter ce résumé.

Le Rapporteur Général :

Introducing to-day's discussions on the subjects to be treated in this Division (Techniques of field measurement and sampling) I presume that, in order to have as much time as possible to discuss matters, it is desirable that the introductory remarks be kept very short.

In the written report I have given a brief summary of the papers contributing to this Division. I am aware that it is hardly possible to give every paper its full share of the interest it deserves. I apologize to the authors in whose papers I have overlooked points of essential importance.

To-day, introducing the discussions, I have to be more brief even than in my written report. It's obvious therefore, I can only raise some points which I should like to single out for the discussion.

The twenty-one papers presented to this conference, within the scope of Division 2, constitute a large increase since the Fourth Conference in London where nine papers were submitted.

It shows, or at least it offers the opportunity to notice, how measurements in field and sampling technique are becoming more important, and *rightly* they are.

We have heard during the discussions in Division 1 how the technique of laboratory testing is getting to be more and more refined. For instance it makes a considerable difference, whether in the triaxial apparatus the pore pressure is taken at the end of the sample or at the centre. This refinement in the laboratory testing technique has sense only if at least as much attention is given to sampling technique.

It is clear that research carried out in the laboratory on undisturbed samples cannot possibly be more accurate than is made possible by the rate of perfection of the sampling equipment used in the field and the way it is handled.

Papers have been presented, in relation to this Division 2, which deal with sampling procedures. These papers are most useful and they certainly give interesting information for the soil mechanics engineer.

However, I am inclined to give as my opinion on the subject of sampling, that more fundamental research on undisturbed sampling should be carried out. It needs no emphasis that research on undisturbed sampling is extremely important, as progress in this field, as I stated in my general report, will enable soil mechanics to take a step forward.

In the present circumstances it is no wonder that many engineers are inclined to avoid, by performing field tests, the difficult and cumbersome procedure of undisturbed soil sampling. And this leads to the first subject singled out for discussion this morning : in situ tests for the determination of the mechanical properties of soil.

Once again : it is possible to say only a few words on this important point.

The most important test in this respect, at least for the time being, undoubtedly is the static cone penetration test. This test, as you know, consists of forcing into the ground a cone shaped body with a constant, rather low velocity, measuring the resistance encountered in the soil. It appears that this penetration test is well on its way to becoming a very popular test in soil mechanics. As such it deserves our close attention.

So far the cone penetrometer has been used mainly for the following four purposes :

1. For reconnaissance, for instance in order to detect stiff or weak layers as sand in soft clay, rick, and so on;
2. For determining the bearing capacity of shallow foundations and pile foundations;
3. For determining the shearing resistance ;
4. For measuring density of sand.

Now the position is, as it seems to me, that we don't know if it will be possible to measure fundamental soil properties as for instance the shearing strength, with the static cone penetrometer. However there is a chance it will be possible. We are fortunate that basic research in this field is being performed. In this respect I should like to draw your attention to the paper presented by Kérisel on deep foundations in sand in division 3 B. Also the work of Geuze, Kallstenius and Plantema has contributed to our knowledge in this particular field.

It is certain at all events that the cone penetration test can be successfully applied as a conventional test. This means however that the apparatus and the test should be strictly standardized so as to make it possible to compare the results made in different soils under different circumstances.

One of the new tests deserving our attention is the pressure meter. This apparatus was put forward by Kérisel and Ménard at the 1957 London Conference. A similar, but as it seems less refined type of apparatus was used by Kögler in the thirties.

The pressuremeter is lowered into a borehole; air pressure is exerted through a membrane on the sides of the hole. At increasing pressure the radial deformations are measured. The stress strain curves thus obtained permit calculation of the compressibility of the soil and its shearing properties.

Further research on the pressuremeter is to be recommended. It would be especially interesting to investigate the influence of pore pressures set up during the test in soils with a poor permeability.

More well known are the vane test and the iskymeter test. I won't say much of those tests as we are fortunate enough to have our Swedish friend Kallstenius in the panel, who is the most qualified person to speak on that subject, and I'm sure he will do so.

In the field of in situ tests to measure fundamental soil properties, one cannot omit mentioning the methods to measure the density and water content of the soil by means of gamma rays and other radio isotopes.

Then, during the opening session some emphasis has been given to rock, which is entering the field of soil mechanics. In view of this we are happy that two papers in this Division deal with rock mechanics. It would be gratifying if some of our discussions could be devoted to that subject.

Lastly a number of papers in this Division are devoted to comparing tests in field and laboratory. I won't say very much on this subject. But I think I have to emphasize how important field tests and case records really are. In the course of time they form part of a vast field of collaboration between the engineers involved in one particular kind of problem. Many if not most of our soil mechanics problems cannot be solved by one man only; but the solution is like a building which has to be put together stone by stone.

Le Président :

I would like to thank our General Reporter for having summarised the principal points of our discussion, and I propose to open the panel discussion.

Je demanderai aux participants de notre groupe de présenter leurs remarques sur les sujets décidés d'avance :

1^{re} question : Mesure de la densité en place par rayons-γ-neutrons. Détermination de la teneur en eau, de la densité.

M. Cambefort va nous présenter ses remarques sur ce point.

M. CAMBEFORT (France)

La mesure de la densité des sols en place par l'emploi des rayons γ ainsi que la mesure de la teneur en eau par les neutrons sont extrêmement précises, ainsi que le montrent les essais de laboratoire, à condition de maintenir l'appareil de 5 à 10 minutes au point considéré. On utilise ces mesures pour déterminer la teneur en eau à la surface du sol, soit sous une piste ou sous une route, ou également en profondeur.

Je dirai que la précision de ces mesures est peut-être un petit peu trop grande pour la mécanique des sols, surtout celle de la teneur en eau. En effet, les neutrons vont chercher les molécules d'eau partout où elles se trouvent, et en particulier en des endroits où le mécanicien des sols les ignore, je veux dire l'eau de constitution des particules argileuses. Cette eau n'est jamais éliminée quand on mesure la teneur en eau dans une étuve, alors qu'elle est donnée par les neutrons. Des essais de laboratoire montrent qu'il peut y avoir une différence de 1 à 5 % entre ces deux mesures, la teneur en eau indiquée par les neutrons étant évidemment la plus forte.

Par contre, une telle mesure réalisée pour des sables, donne des résultats en très bon accord avec ceux obtenus à l'étuve.

Des essais réalisés au laboratoire routier de Belgique, ont montré que le rayon d'action des sondes normalement utilisées était compris entre 10 et 15 cm. C'est donc une mesure extrêmement locale que l'on réalise.

Ceci est, d'un côté, très intéressant, et d'un autre côté très ennuyeux. Cet ennui est mis en évidence dans la communication faite à ce Congrès par MM. Raedschelders et Goelen, et relative à des essais de laboratoire. Au cours de ceux-ci on a ménagé des cavités d'environ 20 cms autour de la sonde. On constate que la présence de cette cavité perturbe énormément la valeur de la teneur en eau ainsi d'ailleurs que celle du poids spécifique.

La première conclusion que l'on peut en tirer est qu'il paraît très difficile d'utiliser avec précision des sondes à neutrons ou à rayons γ descendues dans un forage afin de mesurer la teneur en eau des différents horizons. En effet, quand on réalise un forage, on a très souvent une décompression des horizons sableux ou un élargissement des horizons argileux. Autrement dit, pour pouvoir tirer tous les résultats de ces mesures il faut connaître parfaitement le calibrage du forage et aussi l'état de décompression des terrains provoqué par la perforation. Ceci paraît extrêmement difficile à avoir.

En outre, pour pouvoir descendre la sonde dans le trou, il faut qu'elle soit nettement plus petite que le forage. Il existe alors un jeu entre les parois du trou et la sonde dans lequel il va y avoir de l'eau ou de la boue, et cette eau va réagir sur les valeurs données par l'appareil. Il faut donc que l'étalonnage de la sonde soit fait dans les conditions réelles d'emploi, ce qui ne peut se faire que pour un forage bien calibré.

Je pense que la décompression des terrains peut être évitée en forant à la boue; c'est certainement la meilleure méthode comparée à la méthode classique qui consiste à battre une colonne.

Ainsi donc, ces mesures ne peuvent être utilisées que moyennant des termes correctifs qui, dans la majorité des cas seront très mal connus. Je ne sais pas si parmi mes collègues il y en a qui ne sont pas d'accord avec moi.

Le Président :

Merci; je crois que M. L'Herminier nous fera également une communication sur ce point là.

Le Vice-Président :

Je voulais simplement signaler que la mesure de la densité et de la teneur en eau, in situ, à l'aide des méthodes nucléaires (rayons γ et neutrons) était particulièrement intéressante en ce qui concernait les remblais hydrauliques. Il est certain que les cavités dont on parlait tout à l'heure, à l'extérieur du tubage, ne jouent pas lorsqu'on réalise des remblais hydrauliques. La mesure de la teneur en eau, précisément pour les remblais hydrauliques, et surtout l'évolution de cette teneur en eau au cours du temps constituent un problème très difficile puisqu'on ne peut pas prélever des échantillons intacts, ni mesurer la teneur en eau par les procédés ordinaires. Telle est la remarque que je désirais faire.

Le Président :

Now I would like to ask Mr Golder to present his views on this matter.

M. H. Q. GOLDER (Canada).

On this particular point I have not a lot to say, but some years ago, with some former colleagues of mine, I did some work on the measurement of density by means of gamma rays. I think probably the most interesting part of that was the reason for doing the work. We were concerned with measuring the density of a fill which contained a large number of stones — sand and gravel, with quite big stones. It was placed by dredging methods and was therefore below water in a loose state. It was in an area subject to earthquakes, and there was therefore a danger that if an earthquake happened the whole of this fill, which was an island, might easily have flowed back into the hole from which it had been pumped at great expense. It was therefore necessary to decide on the density of the material.

Deep sounding tests were carried out, but with lots of stones in the soil we had by no means the experience to interpret the results which our Dutch friends have in their sandy soils. And so an apparatus was developed to try and measure the density by using gamma rays. I believe this was successful — I did not do that work myself. However, the problem was solved from a practical point of view, because before the runway was built we had an earthquake, and nothing happened.

I think that is all I have on this particular point, Mr Chairman.

Le Président :

Thank you very much. Mr Kallstenius ?

M. T. KALLSTENIUS (Suède)

I should like to make a few general comments on penetration tests because a comprehensive approach is useful even when treating practical cases. As Mr Skempton warned us in the opening session, we must not be technical robots but have our eyes open and reflect a little upon what we do.

It may be said that the main phenomenon encountered in penetration tests is the displacement of soil by the pene-

trating tool. This displaced volume may escape in different ways :

(a) In sensitive clay one can, by means of model tests, observe a *flow* (like true viscous flow) of remoulded clay upwards from the vicinity of the penetrating point. This flow must influence the pressure conditions near the point.

(b) In most soils a certain volume is displaced upwards through *shear failure*, and this type of displacement is the one most usually taken into consideration in calculations on point resistance.

(c) In granular soils especially, a certain volume may be lost or even be added through *structural changes* in the soil in the neighbourhood of the point. This is the reason why it is believed possible to determine *relative density* in granular soils by means of penetration tests.

(d) A certain volume will be *displaced radially*, causing elastic compression of the soil of a certain distance from the point and plastic flow within an approximately spherical zone nearest to the point.

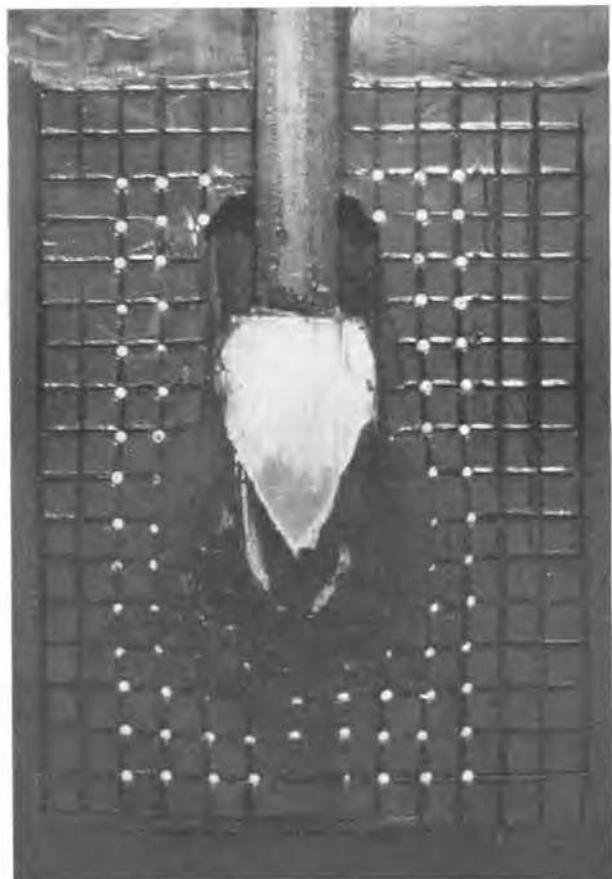


Fig. 1

Fig. 1 shows a very simple model test for clay. A point was forced downwards and an originally square pattern of dots was displaced in all directions.

Fig. 2. is a schematic representation of the deformation pattern. It may be observed that the deformation really occurs in all directions from a central point. (One may imagine a liquid pressure close to the point causing an expansion of a cavity). Mr Meyerhof has reported on Dutch investigations on the changes in penetration resistance near to the point of a pile, and they seem to indicate that the radical displace-

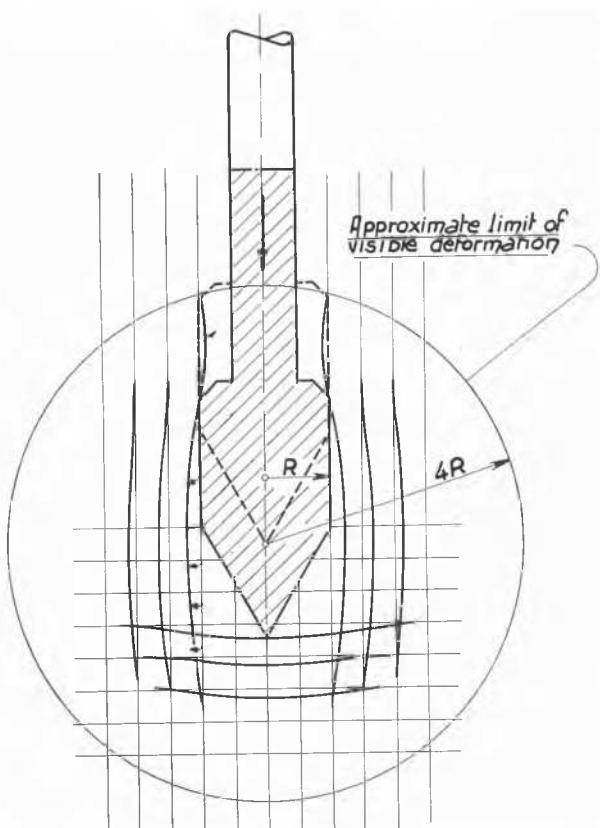


Fig. 2 Deformations of clay around penetrating point.

ments in granular soils are similar to those found in clay.

The radial pressure necessary to cause the actual displacements can be calculated by means of recent theories of plasticity, as utilized for instance by Mr Ménard in his "Pressiomètre Geocel", by Mr Ladanyi in certain research work and by myself in a paper on sample disturbances published by the Swedish Geotechnical Institute.

One considers a spherical cavity which, due to radial pressure, expands in all directions. After a certain radial spread the inner pressure no longer increases but remains constant. The required constant pressure depends on the *shear strength* of the soil and on its *modulus of elasticity*. This gives us two variables which must be considered when evaluating penetration tests. (The static pressure of the soil at the actual depth must of course be added to the pressure calculated in the way mentioned above.)

(e) Finally a certain volume may be lost in cavities, open fissures etc. near the penetrating point. This is an example of the influence of an open hole on penetration resistance.

It is of help to take the different types of volume displacements into consideration in explaining certain practical observations. The type of volume displacement mentioned under a) seems to indicate that a clay with high sensitivity or high flow index (I_L) ought to show less point resistance than a less sensitive clay of the same shear strength.

The type of volume displacement mentioned under c) may, for example, explain the diagram in my paper 2/9 which indicated that point resistance in sand is less when the extension rod above a point rotates than when it does not. The reason ought to be that the rotating rod causes the sand around it to decrease in volume, thereby facilitating displacement of sand from below the point.

One may also conclude that a test which causes vibrations in the soil ought to give smaller point resistance than a static test.

The type of volume displacement mentioned under d) indicates a new line for the evaluation of penetration tests. If one only knew the relation of soil volume displaced radially to the total volume added to the soil one might, from point resistance, be able to calculate soil data.

There is without any doubt need for research into these questions as the picture is at present unclear. Take for instance the Standard Penetration Test. The papers sent to this conference seem in general to indicate that there is no acceptable correlation between the number of blows and the cohesion in cohesive soils. In the United States, however, it seems that a more positive attitude exists.

Maybe the equipment and way of performing the test vary too much to obtain uniform results. And, furthermore, the soils quite naturally differ. The amount of coarse grains in a cohesive soil will influence its behaviour very much. I can imagine a cohesive soil containing much coarse material giving considerable rebound and low dynamic efficiency if one attempts to use too light a hammer in a dynamic penetration test.

The above seems to lead to two apparently contradictory conclusions. The first would be that equipment and methods must be strictly standardized (e.g. the weight of the rods or the size of the hole). The second would be that it may be necessary to adjust methods to suit different soils.

Standardization would have to take the second conclusion sufficiently into consideration, and this in turn would require research on a satisfactorily broad basis. Such research must spring from simple informative tests in order that general lines for further procedure be made clear.

Then field tests must be made in many countries to discover the behaviour of different soils.

Finally, detailed tests could be made to obtain sharp evaluations of different penetration tests.

We in Sweden are already working along these lines, but it is really most desirable that international collaboration in this field be promoted.

Le Président :

Thank you, Mr Kallstenius. I believe Mr Folque has some words to say still about measurements with gamma rays?

M. FOLQUE (Portugal)

En ce qui concerne l'utilisation des rayons γ et des neutrons je voudrais seulement faire une remarque concernant un cas particulier d'application : l'observation des barrages en terre. Et cela se ramène d'une certaine façon à ce que vient de nous dire M. Cambefort, parce que, comme il nous l'a indiqué, la méthode qui utilise la diffusion des neutrons mesure non seulement l'eau libre mais elle dégage la présence de tous les ions H. Alors, il est très important de remarquer que la méthode des neutrons peut être plus indiquée pour faire une mesure d'évolution de teneur en eau qu'une mesure directe de teneur en eau.

Pour l'observation des barrages en terre, la principale question qui se pose est celle de la précision et de la sensibilité de ces procédés en regard de l'évolution probable du poids spécifique et de la teneur en eau des massifs de sol qui constituent le barrage. Il semble hors de doute qu'en milieu homogène la précision et la sensibilité sont suffisantes; mais en milieu hétérogène — et cela est traité dans le rapport 2/14 de MM. Raedschelders et Goelen — il faut pouvoir garantir une très exacte reproductibilité géométrique des positions de la sonde d'un essai pour un autre essai. Il me semble très important de souligner qu'on doit faire des efforts pour avoir la garantie de cette reproduction de position.

Le Président :

Je vous remercie, M. Folque, et je crois que nous pouvons passer maintenant au deuxième point prévu, à savoir : *la détermination de l'hétérogénéité des sables et graviers.*

M. Cambefort va nous donner son opinion sur ce point.

M. CAMBEFORT

Voici simplement quelques mots sur cette question. Il existe, en fait, deux hétérogénéités des sables et graviers.

Il y en a une qui concerne les écoulements hydrauliques et qui est donc commandée par la granulométrie des sols. Il est bien évident que l'eau ne s'écoule pas de la même manière dans un gravier et dans un sable fin. La recherche de cette hétérogénéité est très intéressante quand on a à calculer des débits d'épuisement de fouilles ou des rabattements de nappe. Il n'existe pas beaucoup de méthodes pour la déterminer, et je m'excuse de vous rappeler que j'ai fait sur ce sujet une communication qui est dans les Comptes rendus.

Par contre, il existe une seconde hétérogénéité, qui est l'hétérogénéité mécanique. On peut avoir, dans ce cas là, des sols de granulométrie tout à fait différente qui, au point de vue mécanique, peuvent se comporter d'une manière à peu près analogue.

Cette hétérogénéité peut se rechercher avec le pénétromètre. Il semble que ce soit un des buts principaux du pénétromètre, mais il semble également que les couches peu épaisses soient mal décelées par cet appareil. Quelques essais, publiés dans ces Comptes rendus de ce Congrès, en particulier par Shockley autant que je me souviens semblent indiquer que les couches d'une épaisseur maximale de l'ordre de 15 cm sont mal caractérisées par le pénétromètre.

C'est ce que je voulais vous dire sur cette hétérogénéité.

Le Président :

Merci beaucoup.

Est-ce que M. Kallstenius aura encore quelque chose à dire à ce sujet?

M. KALLSTENIUS

Determination of the heterogeneity of the soil is, as I see it, one of the most important uses of a penetration test. Exact general evaluation formulae may not always be so important because it is often possible to calibrate penetration tests on the site. One can take samples or make vane tests for example.

Penetration tests are very often made because they are cheaper and quicker than other methods. If a simple test requires tedious and expensive evaluation then much of the advantage is lost.

In many cases the greatest advantage of penetration tests lies in a simple qualitative evaluation, the value of which must not be under-estimated. In Sweden we have found that the qualitative evaluation of soundings was much improved by obtaining directly recorded resistance — depth diagrams on a convenient scale.

With such diagrams it is possible to obtain an immediate picture of the soil profile, and this is of great help when selecting the points where sampling or direct calibration ought to be made. In this way sampling costs are greatly reduced and one can furthermore be certain that the sampling or calibration is truly representative of the soil conditions.

Le Vice-Président :

Je voudrais ajouter un mot en ce qui concerne les possibilités du pénétromètre pour déterminer justement l'hétérogénéité des sols et des sables en particulier. Je ne prendrai

qu'un exemple qui, je crois, sera de nature à vous convaincre puisqu'il figure dans les Comptes rendus que vous avez entre les mains : il s'agit de l'essai réalisé par M. Kérisel lui-même à St-Rémy-les-Chevreuse à l'IRABA.

M. Kérisel a donné le diagramme de l'effort de pointe en profondeur, et, en face de chaque petite variation de l'effort de pointe, il a indiqué la densité correspondante. Il y a une correspondance parfaite entre les variations de densité et les variations du pouvoir portant de pointe, ce qui constitue un argument incroyable. On pourrait dire tout au contraire que le pénétromètre est probablement un appareil trop sensible le plus souvent; et en tout cas dont la sensibilité permet de déterminer toute hétérogénéité du sol.

M. CAMBEFORT

Je voudrais rappeler que, dans ces essais de M. Kérisel, il s'agit du poinçonnement d'une couche de 9 mètres d'épaisseur constituée par un sable fin de densité uniforme. M. Kérisel a constaté que les résultats ne devenaient constants qu'après une pénétration d'environ 1 mètre pour le pénétromètre de 45 mm de diamètre, cette hauteur devenant beaucoup plus grande lorsque le diamètre de la pointe augmente.

Ainsi donc, je ne suis pas du tout de l'avis de M. L'Herminier : lorsque l'on se trouve en présence de couches de faible épaisseur, on peut être encore dans cette zone de transition et, à ce moment là, on n'est pas du tout certain que la valeur du pénétromètre corresponde aux différences de densité du terrain.

Le Vice-Président :

Ce que je viens de dire est tout de même valable de 1 mètre à 9 mètres. Alors, je concède qu'il peut y avoir des zones plus délicates, mais enfin, en toute chose, et en particulier en mécanique des sols, il est rare de posséder une vérité absolue. Si on l'a déjà pour certaines parties et en particulier si on l'a pour des profondeurs — je parle de l'IRABA — entre 1 mètre et 9 mètres, c'est déjà quelque chose.

Le Président :

Merci.

Ensuite, nous pouvons passer peut-être aux questions suivantes. Une troisième question a été prévue : fréquence de résonnance et amplitude des vibrations forcées du sol. Mais je propose de ne pas discuter ce point après les travaux exécutés par M. le Professeur Tschebotarioff et M. Ward car je ne crois pas que nous puissions dire beaucoup plus. Je vous propose donc de passer au point (b) de notre sujet prévu : *Comparaison avec les essais de laboratoire. Evaluation du cisaillement ou de la force portante par essais à la table ; pénétromètres statique et dynamique.*

Nous devons diviser cette question et traiter tout d'abord le problème des sables et des argiles.

M. Kallstenius nous a déjà exposé des questions de principe et ne désire pas intervenir de nouveau sur ce point.

En ce qui concerne les sables, M. L'Herminier aura la bonté de nous faire une communication sur la comparaison des essais de cisaillement en laboratoire et *in situ*.

Le Vice-Président :

Je vais commencer par un résumé des recherches essentielles qui ont été faites dans ce domaine. Il s'agit des sables d'une part, et des pénétromètres d'autre part et je terminerai en esquissant une interprétation globale et simple de l'essai effectué sous la direction de M. Kérisel à Saint-Rémy-les-Chevreuse, essai dont M. Cambefort vient de vous parler,

ainsi que moi-même, au sujet de l'hétérogénéité des sols.

Cette question de recherches en matière de pénétromètre est très délicate. La première chose à faire, c'est de choisir un pénétromètre, et il serait désirable, sinon indispensable, que ce soit toujours le même, je veux dire quant à son diamètre et probablement quant à sa pointe. A l'heure actuelle, il existe des pénétromètres de toute pointe, de tout diamètre, et c'est peut-être ce qui complique beaucoup le problème puisque, ainsi que je le dirai tout à l'heure et ainsi que l'a constaté M. Kérisel, et d'ailleurs d'autres techniciens ou savants antérieurement, les résultats sont fonction du diamètre. Par conséquent, il s'agit là d'un paramètre qui pourrait être éliminé dans une certaine mesure en effectuant les recherches avec un pénétromètre de même diamètre.

La deuxième condition indispensable, c'est de réaliser des milieux homogènes, et après ce que nous venons de dire au sujet justement du caractère légèrement hétérogène du sol mis en place dans la cuve de Saint-Rémy, pour trouver les lois qui régissent les variations de l'effort donné pour un pénétromètre, si le sol est à priori tant soit peu hétérogène, le phénomène de base sera plus ou moins voilé; c'est évident. Aussi, les essais dont on parle encore — et les tout derniers réalisés par M. Kérisel — ont-ils été effectués dans des milieux si je puis dire préfabriqués; ces milieux préfabriqués, justement, avaient pour objet de fournir une grande homogénéité du sol.

Je dois dire tout de suite que ces problèmes sont loin d'être résolus; les recherches dureront encore de nombreuses années. Mais ce que je voulais préciser tout d'abord, c'est qu'en réalisant avec un pénétromètre standard des pénétrations dans des sols sableux de densité uniforme, on doit pouvoir constituer progressivement un album d'essais types et chacun de ces essais serait relatif à un sable donné de densité donnée et, par conséquent correspondrait à un angle de frottement donné. Nous sommes loin d'avoir cet album, mais plus cet album sera développé et plus il sera possible de dégager des lois simples concernant la pénétration.

Je vais maintenant vous rappeler que des recherches relatives au pénétromètre, ont été spécialement exposées aux Journées de la Mécanique des sols de Paris, en juillet 1952. A cette époque, la rue Brancion a présenté — je m'excuse de nous citer — les résultats obtenus dans une cuve de 2 m 5 de hauteur et de 2 m 5 de diamètre, c'est-à-dire dans une cuve de dimensions réduites par rapport à celle qui fut utilisée au cours des essais de l'IRABA, puisque la cuve de l'IRABA fait 6 mètres de diamètre et 10 mètres de hauteur. Les premiers essais de 1952 ont été effectués avec un pénétromètre de 42 mm de diamètre et de 1 mètre seulement de longueur, et à cette époque, on a constaté que dans la résistance de pointe mise sous la forme $\gamma \cdot D \cdot Nq$; γ étant la densité, D la profondeur à partir de la surface libre et Nq le terme que vous connaissez tous; que le terme Nq dans un sable faisant 36° pour une densité de 1,66, avait une valeur comprise entre 300 et 350, alors que le terme Nq habituellement admis pour les fondations superficielles, a une valeur égale à 44.

Donc, dès 1952, et même avant, M. Meyerhof ayant effectué des travaux à ce sujet, on s'est rendu compte qu'il se produisait un phénomène entièrement nouveau sous la pointe. M. Meyerhof a expliqué ce phénomène en montrant qu'un bulbe de cisaillement de forme type spirale logarithmique, permettait justement d'obtenir ce terme Nq , très élevé sous la pointe. Nous mêmes, d'ailleurs, à l'époque, nous avions suggéré pour notre essai sur le pieu de 42 mm de diamètre, une solution de même nature.

Je passe maintenant aux essais de Saint-Rémy que M. Kérisel expliquera lui-même par ailleurs, mais qui entrent dans le cadre de ce que nous traitons en ce moment.

On disposait, comme je viens de le dire, d'une grande cuve de 10 mètres de hauteur et de 6 mètres de diamètre. Des essais réalisés sur un pénétromètre de 45 mm de dia-

mètre ont permis de dégager les faits que je vais rappeler. Je ne parle que des essais de Saint-Rémy puisque là aussi, je le répète, le milieu a été mis en place dans les conditions les meilleures possibles. Il s'agit d'ailleurs, d'un milieu dont la densité variait entre 1,75 et 1,81 malgré toutes les précautions prises, et justement ce sont ces petites fluctuations dont je parlais tout à l'heure. On a atteint 300 kg/cm^2 de résistance en pointe à 1 mètre de profondeur, pour une densité de 1,81.

De 0 à 1 mètre, la loi est linéaire, c'est-à-dire qu'on retombe sur ce qui avait été dit antérieurement, à savoir que le terme de pointe peut être mis sous la forme $\gamma D Nq$. Mais, au-delà, la pointe accuse une résistance à peu près constante, et c'est là le fait nouveau. Par conséquent l'essai de St Rémy est le complément des essais antérieurs, puisque ceux-ci avaient été réalisés avec des pénétromètres de 1 mètre seulement de longueur. Il n'y a donc aucune espèce de contradiction entre les anciens essais et les nouveaux. Notons que pour une densité de 1,81 tonnes par m^3 l'angle de frottement est très voisin de 45° . Il s'agit donc d'un milieu extrêmement compact, d'un milieu très « serré » selon l'expression de M. Kérisel.

Le terme Nq , de 0 à 1 mètre de profondeur, est de l'ordre de 1.700. C'est donc un chiffre extraordinairement élevé. J'ajoute que si, pour ce premier mètre, on reprend la théorie de M. Meyerhof on obtient les mêmes résultats. Car pour obtenir 300 kg/cm^2 en pointe c'est-à-dire $Nq = 1.700$ il faut, d'après les courbes que j'ai prises dans la communication de M. Meyerhof de 1952 un angle de frottement compris entre 43 et 45° . Donc tout ceci se recoupe correctement.

Mais au-delà ? Au-delà, l'effort de pointe reste constant. On doit également remarquer que le frottement latéral évolue de telle manière que les contraintes tendent vers une constante aussi. Malheureusement, nous n'avons que les contraintes moyennes sur toute la hauteur de fût. Il aurait été particulièrement intéressant, et cela fera sans doute l'objet de recherches ultérieures, de déterminer la contrainte de frottement latéral juste au-dessus de la pointe, car c'est cette contrainte que M. Meyerhof utilisait pour déterminer son effort de pointe, et je pense qu'il n'est pas exclu après les résultats obtenus à St Rémy, que cette contrainte soit vraiment constante au-dessus de la pointe à partir d'une certaine profondeur et que ce résultat permette de justifier la constance de l'effort de pointe.

* *

Voilà ce que je voulais exposer pour résumer les principaux essais qui ont été effectués depuis une dizaine d'années dans ce domaine.

Mais, me direz-vous, tout cela c'est de la recherche à plus ou moins long terme, et peut-être que, du point de vue de l'utilisation pratique du pénétromètre, ces recherches ont-elles tendance à obscurcir nos connaissances, dans l'immédiat, j'entends. Eh bien, si vous m'en donnez l'autorisation, je vais terminer en vous montrant, avec l'espoir de vous convaincre d'ailleurs, que les essais de St Rémy permettent une meilleure et une plus facile interprétation des essais. Pour cela, je vais vous préciser dans quel sens j'envisage justement cette interprétation.

Nous avons réalisé, rue Brançon, déjà plusieurs milliers d'essais de pénétration. Je dois dire que pour beaucoup d'entre eux, nous nous sommes bornés à prendre une fraction de la résistance unitaire de pointe comme pouvoir portant du sol sous fondations superficielles, et nous n'avons jamais eu d'ennui. Cette fraction, d'ailleurs, est d'origine empirique, et, pour les sables d'une certaine densité, ce dont je parle en ce moment, nous avons toujours pris à peu près le $1/10^\text{e}$ de l'effort en pointe pour des fondations superficielles. C'est évidemment une règle extrêmement simple. On tend peut-être vers l'ingénieur-robot dont on a déjà parlé. Mais puisque je viens en fait d'embrouiller un peu les affaires en

rappelant la complexité des phénomènes naturels, il est peut-être bon maintenant qu'en sens inverse, j'essaye de les simplifier.

Comment déterminer d'une manière à peu près valable le coefficient de sécurité, à prendre sur l'effort de pointe du pénétromètre, pour avoir un pouvoir portant admissible, relatif aux fondations superficielles ? Vous savez — je m'excuse même de le rappeler — que dans un milieu sableux et pour une fondation à base élargie nous avons à la rupture un terme de profondeur et un terme de surface. Dans le terme de profondeur, apparaît le coefficient Nq et dans le terme de surface nous avons le coefficient $N\gamma$. On prend, en général, sur la somme de ces deux termes qui correspond à la résistance de rupture, un certain coefficient de sécurité que j'appelle ρ . Le problème consiste à déterminer le coefficient de sécurité ρ' que je dois prendre sur l'effort de pointe du pénétromètre pour que, ayant pris ρ' sur le terme de pointe du pénétromètre j'obtienne ρ pour une fondation superficielle.

Si l'on suppose comme on l'a toujours fait jusqu'à maintenant que l'effort de pointe du pénétromètre est de la forme $\gamma D Nq$, le coefficient Nq que l'on peut appeler si vous voulez « Nq maximum » par opposition au terme Nq correspondant aux fondations superficielles (je vous ai rappelé la valeur du coefficient Nq déterminé par M. Meyerhof ; MM. Kérisel et Caquot ont également donné dans leur dernier traité de Mécanique des Sols une valeur du terme Nq plus faible d'ailleurs, eh bien, ce terme « Nq maximum » correspondant au pénétromètre permet de déterminer le coefficient de sécurité ρ' que je dois prendre sur le terme de pointe.

Si j'appelle ρ' le rapport pour un angle de frottement donné entre le « Nq superficiel » et le « Nq profond », le coefficient de sécurité ρ' — c'est facile à établir, d'ailleurs, je passe très rapidement — est une fonction de ρ qui est le coefficient de sécurité que je me suis fixé à l'avance pour les fondations superficielles, de α , de la largeur de la semelle B , de la profondeur d'ancre D de cette semelle, également de $N\gamma$ et de « Nq maximum ». C'est évident.

Si de plus, la fondation superficielle se trouve au fond d'une fouille, par exemple une fouille réalisée pour une cave, je ne dois plus prendre pour l'ancre de la fondation superficielle D , mais $D - h$, h étant la profondeur de la fouille.

Par conséquent ρ' dépend d'un certain nombre de paramètres et en particulier de « Nq maximum » qui fixe la loi de variation du terme de pointe du pénétromètre en profondeur.

Je vais tout d'abord vous donner les résultats que l'on obtient pour ρ' à partir des essais considérés comme valables jusqu'à maintenant, c'est-à-dire attribuant à Nq une valeur constante à toute profondeur.

Admettons, par exemple, un coefficient de sécurité $\rho = 2,5$ pour la fondation superficielle et prenons une semelle de 1 mètre de largeur (il est évident que le travail serait à refaire pour des semelles de largeur différente, mais je n'ai pas eu le temps, étant donné que les communications sont assez récentes, d'examiner entièrement le problème). Considérons, naturellement, le sable dense utilisé à St-Rémy-les-Chevreuse avec le pénétromètre de 45 mm de diamètre. Pour des profondeurs d'ancre de cette semelle de 0 m 50, de 1 m et de 1 m 50 — j'ai pris les profondeurs usuelles — le coefficient de sécurité ρ' à prendre sur le terme de pointe du pénétromètre augmenterait de 4,3 à 8,3. Par contre, si je réalisais une fouille préalable de 2 mètres de profondeur, en vue, par exemple, de construire une cave, le coefficient de sécurité ρ' varierait de 21 à 19,5 pour des semelles ancrées en fond de fouille de 0 m 50, de 1 m et 1 m 50. Autrement dit, pour une simple fondation superficielle telle que je viens de la définir, avec ou sans fouille, et suivant l'ancre des semelles, le coefficient de sécurité à prendre sur la résistance de pointe du pénétromètre se situerait entre 4,3 et 21. Autrement dit, il serait très difficile de définir ρ' à partir des formules anté-

riurement admises pour les pénétromètres. Et cependant, depuis longtemps déjà, nous utilisons, comme je viens de le rappeler, un certain coefficient de sécurité ρ' que nous prenons en général voisin de 10 dans les milieux sableux serrés.

Je vais considérer maintenant les résultats des essais de St Rémy dont le diagramme représentatif, comme vous le savez, comporte une première droite très inclinée sur la verticale, jusqu'à 1 mètre de profondeur, puis ensuite une droite sensiblement verticale. J'ai refait les calculs avec ces résultats expérimentaux. J'ai déterminé ρ' comme le rapport du terme de pointe expérimental du pénétromètre au pouvoir portant admissible, avec un coefficient de sécurité de 2,5 pour une semelle superficielle de 1 mètre de largeur — ce sont les mêmes données que tout à l'heure. Voici les résultats définitifs.

Dans le cas des essais expérimentaux de St Rémy, en prenant un coefficient de sécurité de 10 par rapport à l'effort de pointe du pénétromètre, s'il n'y a pas de fouille préalable, le coefficient de sécurité correspondant relatif à la fondation superficielle varie de 2,3 à 3,3. Si, au contraire, il y a une fouille de 2 mètres de profondeur, le coefficient de sécurité varie de 2 à 3. Par conséquent cette forme particulière du diagramme de pénétration qui donne en fait une variation beaucoup plus faible de l'effort de pointe que celle considérée comme valable antérieurement, facilite l'interprétation globale de l'essai de pénétration et permet d'avoir un coefficient de sécurité raisonnable pour des fondations superficielles en adoptant un coefficient de sécurité en l'espèce de l'ordre de 10, pour l'effort de pointe du pénétromètre. Naturellement ce que je vous ai dit pour une certaine semelle devra être repris pour des semelles de largeurs différentes, mais je désirais vous signaler aujourd'hui, que les essais de péné-

tration de St Rémy-les-Chevreuse permettent, à l'aide d'une interprétation simple et sûre des résultats, de déterminer le pouvoir portant du sol pour les fondations superficielles.

Le Président :

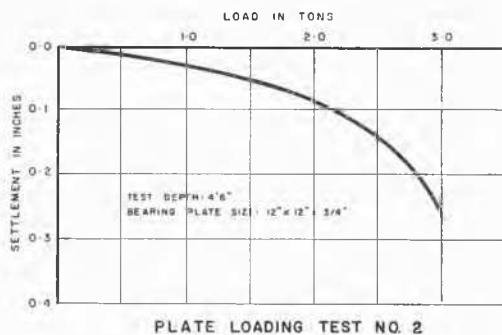
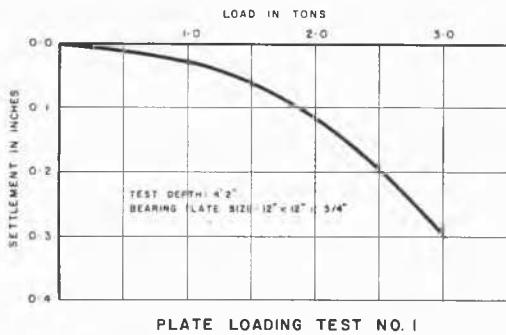
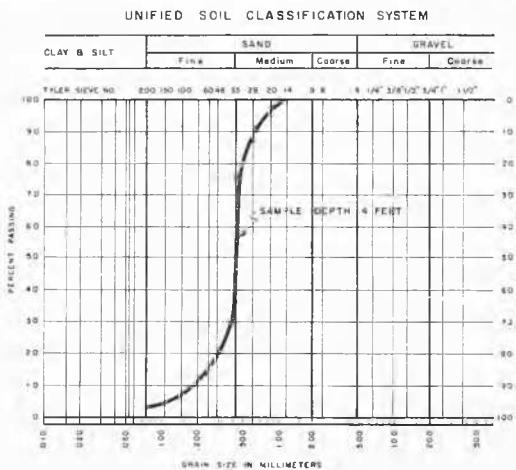
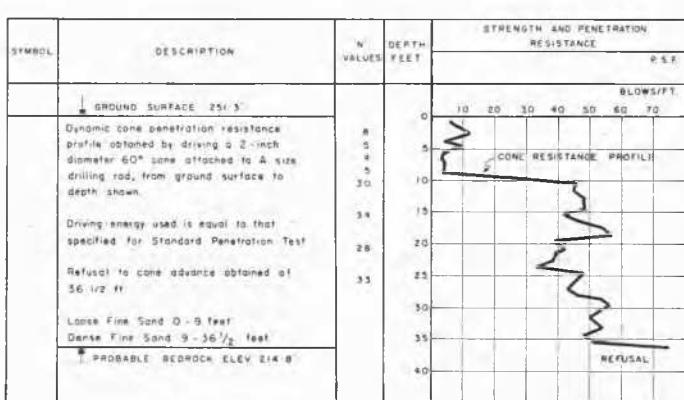
Je vous remercie, M. L'Herminier, pour cet exposé très intéressant.

I think, however, Mr Golder wanted to say some words about standard penetration tests in sands.

M. H. Q. GOLDER

I would like first to draw your attention to a test which is used in Canada but apparently is very little known in other parts of the world. I had assumed that this was a test which was used throughout North America, but I find from my friends south of the border that it is not used in the United States. It is an extremely valuable test, and Fig. 3 indicates the results one gets.

It is a penetration test. At the top of the Figure there is a zig-zag line which looks rather like a Dutch deep sounding test result. It is in fact a dynamic penetration test carried out simply by driving a cone into the ground. The details of the cone are given in the left-hand corner of the Figure. The test is done before a boring is carried out, and is extremely simple and extremely cheap. Having done a test the boring is then carried out a few feet away and one has a continuous record beforehand of the resistance to penetration of this cone. This is, as I say, a dynamic test. It is continuous and there is no attempt to divide point resistance from total resistance.



SITE 'A'

Fig. 3

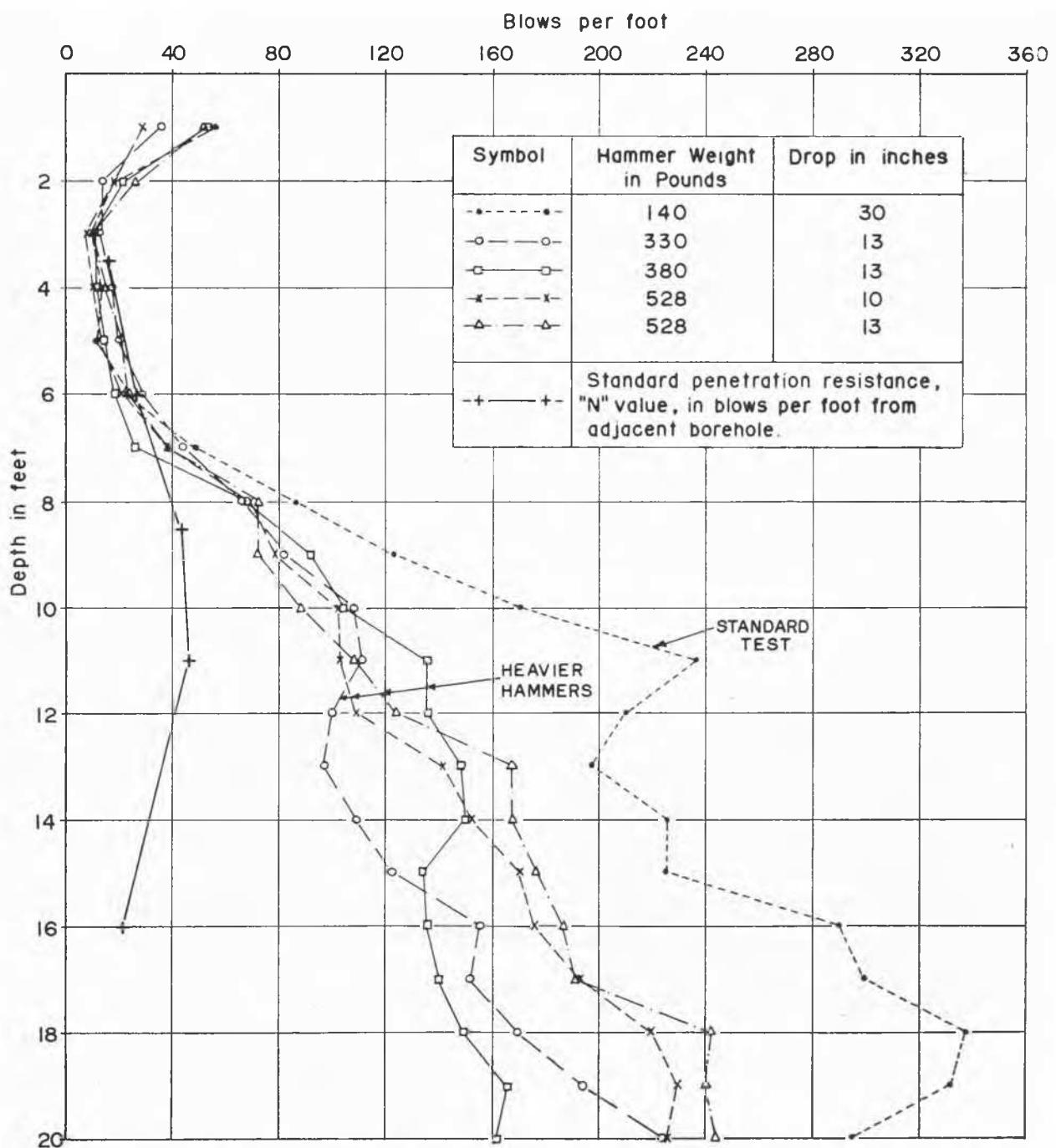


Fig. 4 Effect of varying hammer weights and drops on dynamic penetration test. Blows converted to energy of 4 200 in. lb.

On the Figure the normal N values are given, which are the standard penetration test results as normally used throughout North America. You can see that as soon as the N value goes up the penetration resistance goes up too. This is a very simple test, and I think should be more widely known than it is.

On this question of standard penetration tests, I very often come across tests which purport to be the normal N value and then you find that they have been done with another weight of hammer and another drop — many engineers assuming that if the energy is kept the same the result will be correct. I do not think that is true, and Figure 4 shows this.

The line on the right shows the standard test. This, I

should explain, is the Canadian cone penetration test carried out in a standard manner : that is, with a 140 lb. hammer dropping 30 in. Then on the left the same energy but heavier hammers. On the left is the N value.

So I think it is important to realise that one should not assume that because the energy is the same you are going to get the same result — as more than one speaker has already said, it is extremely important to standardise these tests and to make sure that whenever you quote a result the test has been carried out exactly in the manner in which you say it has. And it is not sufficient to say so in a report, it must be checked in the field because very often you find that the foreman on the site has not a hammer of that weight so he

uses another, and then makes some modification. But it is important to standardise these tests completely, and I support Mr Kallstenius in his efforts to try and standardise tests throughout all countries, if possible.

I have some more points, but perhaps they had better come later, Mr Chairman.

Le Président :

Thank you Mr Golder.

Restant encore dans le domaine des sables, c'est toujours la densité qui nous intéresse principalement, mais il y a une densité critique, n'est-ce pas M. Cambefort, et je crois que vous nous donnerez des renseignements sur ce point ?

M. CAMBEFORT

Avant de parler de la densité critique, je voudrais reprendre une suggestion faite par M. L'Herminier qui a proposé tout un album de caractéristiques mesurées au laboratoire pour pouvoir interpréter correctement le pénétromètre. Cet album reprend un peu l'idée de M. Kérisel qui, pour essayer de relier tous ses résultats d'essais, a été obligé de faire différents abaques pour Nq suivant les valeurs du pénétromètre. Autrement dit on n'a pas trouvé de loi générale qui permette d'interpréter correctement les essais du pénétromètre.

Ceci est extrêmement important, car à supposer que les albums de M. L'Herminier soient établis, quand on aura le résultat du pénétromètre on ne saura pas à quelle page de l'album se reporter. Pour le savoir, il faudra auparavant faire un forage, déterminer la nature des couches et éventuellement faire quelques essais de laboratoire.

C'est en relation avec cela que je veux vous parler de la densité critique. En effet, si vous êtes en présence d'un sable dont la densité est supérieure à la densité critique, on peut concevoir ou accepter que les résultats du pénétromètre soient liés aux caractéristiques de ce sable. Mais, si la densité est inférieure à la densité critique, il y a incontestablement un phénomène de pression des pores qui se manifeste. Les résultats du pénétromètre n'ont alors pratiquement plus rien à voir avec les caractéristiques mécaniques du sol. Cet aspect du problème n'est pas, d'ailleurs, propre au pénétromètre; on le retrouve également avec le standard penetration test. Quelques essais ont été faits justement par M. Kérisel à Dunkerque, dans un sable très fin que l'on avait d'abord testé avec le standard penetration test; on l'a fait tasser de 30 ou 40 cm au moyen d'une surcharge extrêmement importante, et les essais de contrôle faits ultérieurement au standard penetration test, ont donné pratiquement les mêmes résultats que les essais initiaux. Ceci est certainement dû à la pression des pores dans le terrain.

Indépendamment de cette pression des pores, on constate également dans les sables fins, que lorsque la pointe du pénétromètre atteint la frange capillaire surmontant la nappe d'eau, on a une augmentation de résistance. Ceci peut également se concevoir très bien, car dans la frange capillaire qui n'est pas saturée, il y a une cohésion due à la capillarité. Ainsi l'on n'est plus en présence d'un milieu uniquement pulvérulent, mais d'un milieu qui a également une certaine cohésion. Donc, même dans ce cas, il sera indispensable de prélever des échantillons, de voir comment ils se présentent.

Pour conclure, il semble, à l'heure actuelle, que l'on ne puisse pas utiliser un essai au pénétromètre ou au standard penetration test tout seul. Il faut à tout prix les associer avec des forages qui permettent de déterminer la nature géologique du sol et éventuellement faire quelques essais.

L'avantage du pénétromètre est de réduire le nombre de forages. Il suffit d'en faire quelques-uns, de les étalonner avec le pénétromètre et ensuite de se promener sur le site avec cet appareil. C'est tout ce que je voulais dire.

Le Rapporteur Général :

During the preparatory meeting of the panel on the subjects to be discussed during this session, it was put forward by some of the members of the panel that it might be better not to discuss the penetrometer, as once we started the discussion it would most probably never end. Therefore I should like to say only a few words on the subject.

The dynamic penetration test might be compared with pile driving, as what happens in that test is exactly the same as when piles are driven to refusal.

In Holland a vast amount of experience with pile driving has in the course of time been obtained and, without discussing the background of pile driving formulae, etc., I would state just a matter of fact that in nearly all cases nowadays the dynamic penetration test, called pile driving, has been replaced by the static penetration test to determine the bearing capacity of a pile.

M. J. FOLQUE

May I ask Mr Golder if the short rod of the cone penetrometer is free from the pressure of the sand or soil, because if it is not so I am afraid that the results are troubled by this pressure ?

M. GOLDER

Yes, that is true. I explained (or perhaps I did not explain clearly enough) that this is a very simple and very cheap test, and we always do it first and then we do a boring. The value of the test is that it gives you some idea before you start the boring of what you are going to hit. But we would not use simply these penetration tests for a design. Perhaps if you get a variation in a site and you are looking for a compacted layer you can much more cheaply find that compacted layer by doing this dynamic penetration test; but we do not try to interpret this thing. There is no theory about it. We do not calculate bearing capacity. We use it simply as an empirical test which gives you some indication before you make your boring of what you might get.

I should say, too, that Fig. 3 showed work that was done by Mr Soderman of the Department of Highways of Ontario, and I am indebted to him for the use of the data.

M. KALLSTENIUS

I should like to comment on Mr Van der Veen's comparison between penetration tests and pile driving. Of course one should utilize pile driving experience even for penetration tests. When one measures which part of the bearing capacity of a pile is produced by skin friction and which part is produced by point resistance, it is found that the major part of the load is borne sometimes by skin friction and sometimes by point resistance, depending on different factors. For relatively small loads or large travel, the greater part is borne by skin friction.

It might be concluded that even for penetration tests sometimes the skin friction may play an important role. Especially I believe that attention ought to be paid to the condition of the surface of the sampling spoon in the standard penetration test or the condition of the rods in simple dynamic penetration tests.

M. H.Q. GOLDER

In continuation of my remarks : this lateral pressure which you mentioned is not entirely a disadvantage. For instance, the standard penetration test is always carried out in a bore hole, and when you make the bore hole you alter

the stress conditions at the bottom of the hole before you carry out the penetration test. If at the same time, or just previously, you have carried out a penetration test in which you did not first make a bore hole there may be some advantages in having this pressure. You have not changed the conditions so much.

M. FOLQUE

I agree, but only if we regard this test as a model test to a driven pile; of course then it is a very good test. But if we regard this test as one for the identification of a given layer, then it does not seem to be good. Its result is the summation of the upper layers' properties.

Le Président :

Thank you very much. I believe now we can treat the question of standard penetration tests in clay soils, and maybe about pore pressures during the tests. Mr Van der Veen, would you be so kind as to say some words about pore pressures during standard penetration tests?

Le Rapporteur Général :

The penetrometer has been used in Holland in clay and other soils in which pore pressures during the test occur. The results have no theoretical meaning, but they nevertheless can be used and are used if the penetrometer test is strictly standardized so that the results can be compared.

M. H.Q. GOLDER

I would not normally be an advocate of using the standard penetration test in clay, although I suppose it does give you some information that you can interpret in a general way.

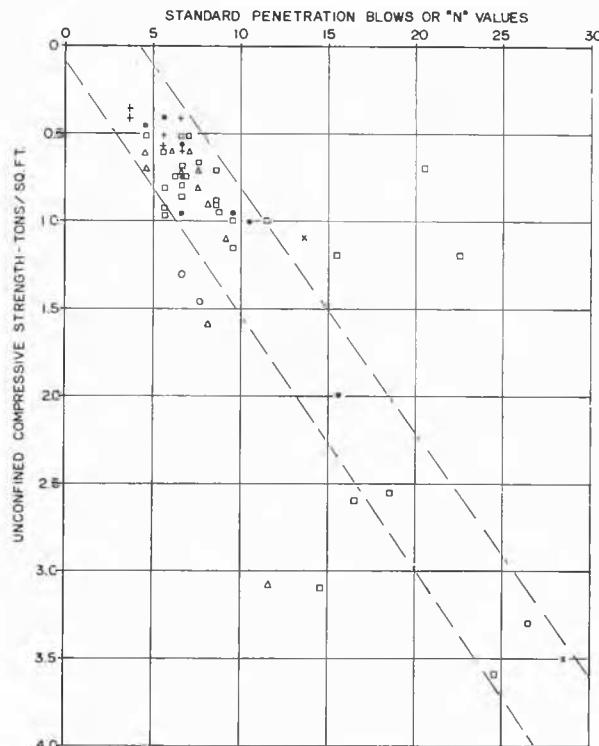


Fig. 5 Correlation of standard penetration blows with compressive strength. Silty clay stratum. Blows converted to energy of 4 200 in. lb.

However, a friend of mine in Canada, Mr J. Seychuk, did this work which is shown on the figure, and you can find if you wish that there is a correlation between unconfined compressive strength and standard penetration value there. The soil was a silty clay with a liquid limit of between 30 and 35.

Now there is perhaps a very slight trend... I don't know... but at least observe that that is plotted on an arithmetical and not a double logarithmic scale.

We have not got much information on this subject and I think that one reason for continuing to do standard penetration tests in clay is to try and collect this sort of data so that one can build up experience over a period of time. And again I repeat that therefore it is important that your standard penetration tests should really be standard and not some local variation which you think might be nearly as good. That is all on that, sir.

Le Président :

I believe that we can make an end to our discussion on the standard penetration tests, because we are confronted with the fact that this room must be left by 12.30.

I would therefore propose to discuss the results with vane tests, and I would like to give the floor to Mr. Mencl, who will present his views and his results on these tests.

M. V. MENCL (Tchécoslovaquie)

In our country we use vane tests very often, especially in cases when compression tests give us too low values of strength, and I think that this discrepancy between the strength obtained in the laboratory and that obtained in the field by vane tests is a very important question. But as far as concerns the compression tests, especially the unconfined compression test, it should be mentioned that the nature of these tests makes the equality of results impossible. The reason is in the fact that in the compression test the mean principal stress is equal to the minor principal stress, whereas in any other type of shear test it is greater than the minor principal stress.

It should also be emphasized that, especially in the unconfined compression test, the failure of even weak clays is very often caused not by a shear but by a brittle cracking which is produced by local tensile stresses in accordance with Griffith's theory, in other words, by the "vagabond" stresses of Prof. Ros (in German, "*wagabundierende Spannungen*").

I think that the compression test still needs some more basic research. The pessimistic results of this test appear in a pronounced manner when studying rheological properties : that means long-term strength of cohesive soils, because in this case the lateral deformation is greater than in the short-term test, which makes the lack of the mean principal stress more effective.

For the design of the foundation of a heavy industrial building in our country we investigated the strength of a saturated weak clay with the use of several testing methods. After the elimination of the statistical scattering of results, the shear strength was as follows :

- (a) Resulting from unconfined compression tests : 0.55 kg/cm^2 .
- (b) Resulting from vane tests carried out on the samples in the laboratory, when an exceptionally thin vane was used : 0.75 kg/cm^2 .
- (c) Resulting from vane tests in a boring : 0.85 kg/cm^2 .

I believe that the real strength is at least 0.75 kg/cm^2 , which we used for the design.

M. H.Q. GOLDER

What I want to do is throw a little doubt on the value of vane tests in varved clays. At the moment I have a theory, which is based on no facts (but we are trying to collect the facts). I have come across several cases where vane test results in varved clays give an answer which is apparently too high when analysing a failure, and it occurred to me that it is quite possible that some of the coarse varves are quite silty and as you turn the vane in them you might easily get expansion and thus building-up in the pore water, and that possibly the vane is not the right test for those conditions. A friend of mine, Mr W. Wilson at McMaster University, is trying to investigate this problem in the laboratory first. There are lots of practical difficulties in trying to measure these tensions and he is working at the moment with very fine sands and when he has developed the technique of measurement we hope to make some artificial varved clays and see if we have any facts to support my theory. But I find a great tendency, probably among clients more than among engineers, to observe a fashion in tests. The vane test at the moment is a fashionable test. It was designed for particular conditions, for testing soft clays which were sensitive and therefore difficult to sample, but now you will find that people will demand vane tests in stiff fissured clays, for which they are quite unsuitable. I have not yet been asked to do vane tests in gravel, but I expect to be asked any day.

I think there is one thing we should all bear in mind in thinking about sampling and soil tests and that is that these things are not ends in themselves : they are just steps in the solution of a problem, and although a considerable amount of ingenuity goes into design of sampling tools and the development of tests, let us not get carried away or think we are so clever, because sooner or later someone has got to put some figures on paper and solve a problem. That is what we do it all for.

M. FOLQUE

Seulement un mot au sujet de la comparaison des résultats des « vane-tests » avec les essais de laboratoire.

Notre expérience, à Lisbonne, qui se rapporte seulement à des sols très mous — et cela s'accorde très bien avec ce que nous a dit M. Golder, parce que nos premières expériences nous ont montré qu'avec des sols durs les essais ne marchaient pas — notre expérience dis-je, nous a montré qu'on peut seulement comparer les résultats des « vane-tests » avec les essais triaxiaux non consolidés. En effet, il y a toute une masse de résultats expérimentaux présentés à la récente Conférence du Cisaillement des Sols, tenue à Boulder (Colorado) qui le confirment, la consolidation en laboratoire amène les échantillons à un degré de compacité qui dépasse celui que le sol avait en place. Il est alors bien clair que seulement l'essai non consolidé se rapproche des conditions dans lesquelles a lieu le vane-test.

Le Président :

This has been a classic field for centuries. I would like to ask Mr Kallstenius to say a few sentences about it. I would like to ask him to continue his speech about sampling in general.

M. T. KALLSTENIUS

We must not forget that the vane test (like other similar tests producing local failure surfaces, such as Helical Soundings) is nevertheless an *in situ* test and will be influenced by the same factors (e.g. volume changes and local variation in soil pressure) as ordinary penetration tests, although at times to a less adverse degree.

The displacement of soil is less accentuated in the vane test than in penetration tests, but it does have some influence. Dilatancy effects in the soil must influence the vane test very much and it must therefore be used with some discrimination as it is no cure-all.

In paper 2/1, Bassett, Adams and Matyas made certain comparisons between vane tests and unconfined compression tests which I think are valuable for the understanding of shear strength evaluation.

The unconfined compression test, according to the results of studies I have made myself, is very sensitive to sampling disturbances. One may assume that sampling causes shear failures below the sampler when it penetrates the soil. Tests have also shown that samples with observable fissures generally gave lower strength values in the unconfined compression test than samples without such fissures.

The vane test has a shear failure predetermined by the shape of the vane and is therefore not very sensitive to fissures.

I have used the relationship between shear strengths obtained by vane test and unconfined compression test to indicate the presence of invisible shear failures in samples (Swedish Geotechnical Institute Proc. 16 1958) and I think such a relationship can also tell us much about soil fissures in general.

It is not possible to give definite figures as compression test values depend both on quality of samples and types of soil. With a good sampler, the unconfined compression test may give higher strength values than the field vane test, but the strength is also dependent on the content of organic matter, degree of consolidation, grain size distribution etc.

Anyway, if there is a good sampling procedure and if the unconfined compression test gives strength values smaller than those of the field vane, one may suspect fissures in the soil. It seems in such cases inadvisable to use shear strength values as high as those given by the vane test for one's calculations.

Mr Golder discussed the inefficiency of vane tests in varved clays. Satisfactory sampling also fails in soils consisting of clay and silt in thin layers. It is not possible to punch out a sample without disturbing the weaker layers. Even if this were partly possible there would be an equalization of water content and water pressure between the layers almost as soon as the sample arrives at the soil surface.

I should now like to say a few words about sampling as the Discussion Board decided to take up even this important matter.

Mr van der Veen expressed regret that no papers dealing with research on sample disturbance had been sent to the Conference. I am glad to be able to say that there actually is considerable activity in this field.

During the Conference in London in 1957, a group of sampling specialists gathered and decided to collaborate unofficially. (I am member of this group). The first aim was to collect data on good available sampling equipment. Later on, basic research was to be carried out. The gathering of data is not yet quite finished but we expect it to be so by the end of this year. In some countries questionnaires were sent out to contractors, soil engineers etc. to obtain data on good equipment (there is so much bad equipment that one has to concentrate on the good).

The existence of the group has also stimulated research activity. It may not be fair to mention special countries, but in Japan and Sweden the work has been intense (a new standard piston sampler was developed in Sweden). Many other countries have of course been quite active too.

One cannot expect results to be published quickly because research is extremely complicated and requires the observation of many variables and the expensive gathering of data, (the nature of the soil, the type of equipment, handling, laboratory testing, shipment etc).

The important thing is that work is going on, activity has

been stimulated and that the group has the promotion and general improvement of soil sampling as its most important aim. Unfortunately the group as such has no money for publications and so members will have to arrange this individually, but there does exist an exchange of information within the group.

I should now like to comment on some of the papers presented on sampling.

Begemann has described a method for taking long continuous samples. It seems to be a very good complement to the Dutch penetration test. It is important when performing penetration tests to be able sometimes to see the actual soil profile, and a slight disturbance may not be a great disadvantage provided there is no loss of strata.

He uses drilling mud to stabilize the sample and states that there is no danger of the mud entering the samples as they are in a state of saturation. This, however, is not in agreement with Swedish findings. There is a great difference in "pore pressure" in the mud and in the soil. Water close to the cutting edge flows from the mud through the sample and downwards into the soil. This occurs at a point where an efficient filter ("mud cake") has not yet had time to develop and therefore small particles of drilling mud can in fact enter samples of silt and sand.

Begemann, as others have previously done, used foils to support the sample. His were of plastic and there is a French method (Parez, 1959) which utilizes nylon. Such foils lengthen considerably when stressed. If the foils are fastened to a piston, and this piston is held at constant level, the foils will not be able to follow the soil entering the sampler after part of the sample has been taken.

To get correct recovery of sample, the piston must be lifted during sampling to compensate for the expansion of the foils.

In Swedish sampler design one uses steel foils which extend less. The piston is lifted during sampling when taking long samples too.

Also Friis uses drilling mud when sampling sand. In this case the danger of drilling mud entering the sample is less accentuated because the mud can only come into contact with the lower end of the sample, and then only after it is separated.

I, however, do not believe that Friis can obtain 100% recovery with his sampler as the volume of the sampler will cause displacement of soil and change in its density even before it enters the sampler. This in fact is shown in paper 2/16 by Shockley, Cunny and Strohm who state, however, that the order of disturbance in sand from a practical point of view is not serious.

If excessive vibrations are avoided it therefore seems possible to obtain good samples in sand.

As it is very difficult to obtain good samples by punching in stratified soil with great difference in the qualities of the layers, I think the use of double-tube core barrels ought to be promoted. At present, however, they need to be improved in order to prevent the inner tube from rotating. An interesting improvement for certain soils is that made by Cambefort and Mazier which utilizes a springloaded cutting edge. In loose soils the edge protrudes a greater distance from the rotating bit than in hard soils, thus preventing any washing away of the sample.

M. CAMBEFORT

Je voulais simplement dire quelques mots sur le prélèvement des échantillons à la boue.

La pénétration de la boue dans l'échantillon dépend essentiellement de l'appareil utilisé. S'il est certain que certains appareils permettent ce contact, il y en a d'autres qui l'empêchent totalement, sauf peut-être sur la face supérieure de

l'échantillon qui doit être éliminée. Donc c'est uniquement une question de matériel mis en œuvre qui doit permettre de dire si l'échantillonnage sous la boue est possible ou non.

Le Président :

I now propose to go on to our last subject. The day before yesterday, Prof. Skempton stressed the importance of rock mechanics. Therefore I think that it will not be out of place to spend some minutes on these problems before closing the panel discussion — problems mainly connected with tests in the field of the mechanics of rocks. I ask Mr Mencl to say a few words.

M. V. MENCL

When I was asked for a contribution on the problems concerning rock mechanics I had to consult the dictionary as to how to pronounce the word "Cinderella"; but after the exciting words of our President I dare to refer to some problems of rock mechanics with more courage. I should like to show how important it is not to trace any line of demarcation between the two sciences and how useful it is even for the students of rock mechanics not to abandon co-operation with the mechanics of soils. Even the knowledge of the behaviour of soils is very helpful as we study the problems of the mechanics of rocks.

Allow me, please, to explain it by means of some examples of the investigation of the shear strength of rock *in situ*.

For a design of a concrete dam, the knowledge of the shear resistance of a weak disintegrated shale was necessary. Tests on concrete blocks have been carried out.

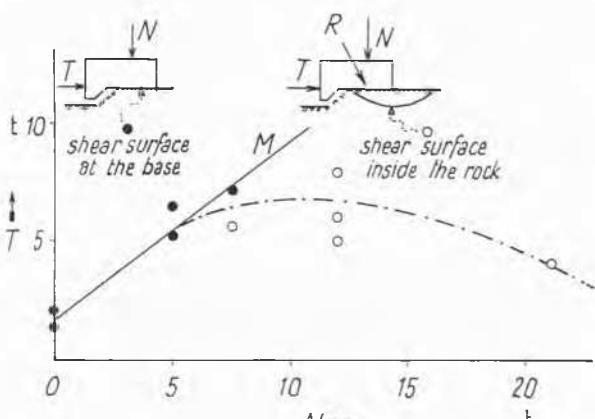


Fig. 6

The results are sketched in the form of Mohr's diagram, N standing for normal forces and T for shear forces. As no straight line for the strength was obtained, the experts on rock mechanics have worked out the results statistically and indicated to the designer of the dam a strength equalling 23° and a small cohesion. They argued with me when I indicated that the apparent scattering of results can be explained by using the laws of soil mechanics and that the real strength is given by the line M on the diagram.

The cause of the deviation of the individual results from this line is very simple. When applying a greater N force, both the T and N forces induce the development of the sliding surface inside the rock (in the righthand section of the diagram); but if the sliding surface occurs inside the rock, the strength should be found by means of an analysis of stresses along this surface by using a φ -circle method.

It can be shown that such a calculation will result in a strength given by the points not far from the M line, if we now consider the stresses σ and τ as coordinates. Consequently only in the left section of the diagram the stresses σ and τ can be determined by dividing N and T forces by the area of the base of the block.

Therefore the aim of this discussion is to suggest that each of such tests on rocks in the field, especially if bad rocks are treated, should be supplemented by measuring the movements of the surface of the rock in the environment of the blocks, as well as by the movements of the blocks, as the transition of the shear plane from the base of the block into the rock is accompanied by an inclination of the block.

The given peculiarities of shear tests on concrete blocks suggest the introduction of other types of tests, for the analysis of which the knowledge of soil mechanics is necessary, too. I have obtained good results on quasi homogeneous weak rocks by introducing bearing tests on plates of two or three different diameters.

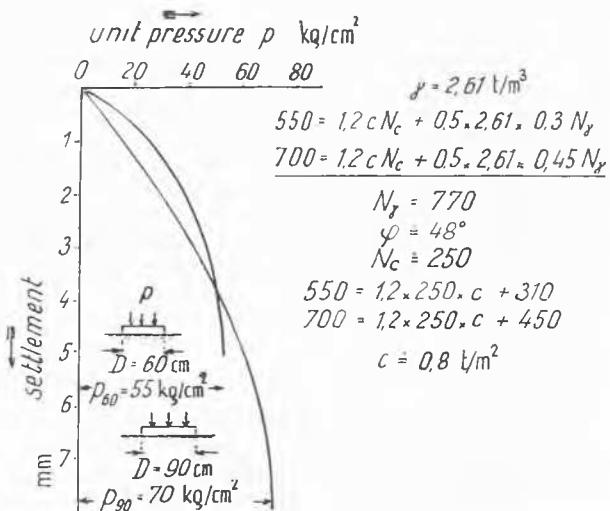


Fig. 7

This figure shows the bearing capacity of two plates on disintegrated sandstone, one plate with a diameter of 60 cm, the other with a diameter of 90 cm. We can write two equations for the bearing capacity, using Meyerhof's formula. With the aid of diagrams for the N_c and N_γ coefficients, given by Meyerhof, the two equations give ϕ equalling 48° and the cohesion equalling 0.80 t/m^2 .

The importance of studying the shear resistance of rocks *in situ* led, in our country, to the introduction of another type of test, namely, the determination of the strength by way of measuring the passive pressure of a low rock face.

The test was carried out in a cut for a cut-off wall of a small gravity dam. The foundation rock is firm marl of cretaceous age. The transversal cuts were excavated in the wall of the cut so that 6 blocks of rock 1.5 m wide, 1.5 m high and 4 to 5 m long were severed from the mass of the rock. The faces of the blocks were strengthened with concrete to be able to bear the forces of the jacks. The surface of a tested block was provided with 15 to 20 dials, which were supported on a light scaffolding and which served to determine the deformations of the block. But we succeeded in ascertaining the exact shapes and positions of the surface of sliding on only one of the six blocks; the other five blocks were deformed very irregularly. (Fig. 8).



Fig. 8



Fig. 9

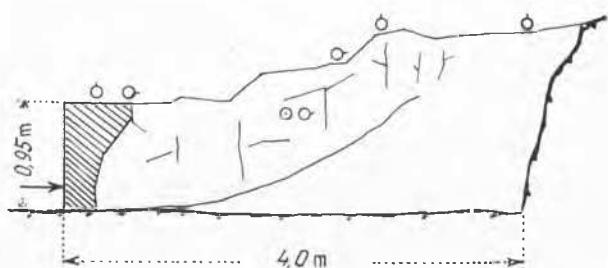


Fig. 10

Fig. 9 shows the only block where we were able to determine the form and position of the sliding line.

Fig. 10 shows the position of this sliding plane.

This is very disadvantageous, because it is known that in a calculation of a passive pressure the form of a sliding surface affects the result in a considerable manner. In the given case the test gave the strength of the rock cohesion as equalling 0.5 kg/cm^2 and $\phi = 31^\circ$. Again, knowledge of the principles of soil mechanics was necessary to get free of the perplexity of results.

I have mentioned the aid which soil mechanics can give to rock mechanics, but on the other hand there are methods in rock mechanics which could be useful in soil mechanics. A measurement of stress in a soil mass by the method given by M. Talobre can be quoted as an example. This method is of great use if we study the tendency of slopes suspected of instability to slide. By this method the range of stress in a slope can be examined, which makes the calculation of stability more reliable.

In Czechoslovakia a large landslide occurred in Central Slovakia which damaged about 200 houses. In consequence of this, the authorities ordered that all slopes suspected of becoming threatening to lives and property be investigated.

The residual stress in the rocks is a very important problem not only when dealing with the stability of slopes, as contribution No. 1/15 by Prof. Skempton shows, but also in tunnelling, in predicting the measure of the settlement of structures, and so on.

Before I finish my discussion, allow me to emphasize some hints for the specialist in soil mechanics who intends to analyse the problems of rock mechanics.

First, in mechanics of rocks yield limit is often more important than strength limit. Second, mechanics of rocks cannot restrict its interest only to Mohr's theory of failure when analysing the problems of strength. Third, in rocks the phenomenon of strain-hardening occurs, which is not so important in mechanics of soils. Fourth, in rocks loss of strength given by the so-called Bauschinger phenomenon is very important, for instance, in the design of the foundations of dams. Fifth, analogously to the research of changes in the structure of clays, the problems of twinning and of dislocations in crystal lattices is to be analysed, especially when studying the processes of rock bursts. And finally, a perfect knowledge of engineering geology is necessary — a science the eminent representatives of which — Dr van Moos and Mr Legget — are participating in this Conference.

Le Président :

Thank you very much for your very interesting contribution. I believe now it is time to close the panel discussion. I would like to thank you all for your contributions, and the audience for its attention. We now adjourn the session for 10 minutes only.

(La séance fut levée de 11 h. 20 à 11 h. 40.)

Le Président :

The free discussion is open on the subjects chosen before. The first speaker is Mr Ladanyi, of Yugoslavia.

M. B. LADANYI (Yougoslavie)

Mon intervention consiste en quelques remarques d'ordre théorique concernant la déduction, à partir des essais pressiométriques, des caractéristiques de la résistance au cisaillement des sols.

Pour déduire, à partir des résultats des essais pressiomé-

triques, les valeurs de l'angle de la résistance au cisaillement et de la cohésion, Ménard (1957)[1] a proposé une théorie qui est basée sur une solution théorique du problème de l'expansion d'une cavité cylindrique située à l'intérieur d'un massif indéfini de matériau élasto-plastique, présentant de la cohésion et du frottement interne, mais dont la variation de volume lors du cisaillement est nulle.

Récemment, une autre solution au même problème théorique a été proposée [2], laquelle est applicable directement à partir des relations contraintes-déformations du sol déterminées expérimentalement, et qui, par tant, permet de tenir compte de la variation de volume du sol lors du cisaillement.

Les calculs comparatifs qui ont été effectués en utilisant les deux solutions mentionnées ci-dessus, ont montré que le fait de négliger, lors de l'interprétation des essais pressiométriques, la variation de volume du sol au cours de l'essai, peut conduire à trouver une courbe intrinsèque du sol, dont l'allure diffère considérablement de la réalité.

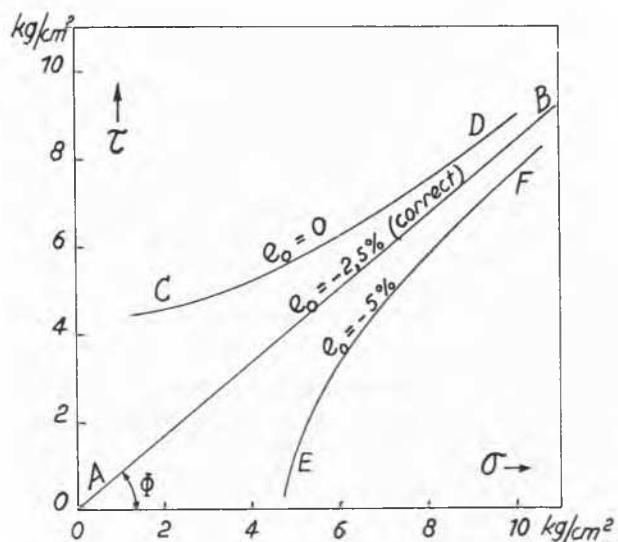


Fig. 11

La Fig. 11 montre l'allure des courbes intrinsèques déduites à partir d'un diagramme pressiométrique calculé pour le cas d'un sol hypothétique, caractérisé par $E = 500 \text{ kg/cm}^2$, $\Phi = 40^\circ$, $c = 0$, et dont le volume jusqu'à la rupture augmente de 2,5 %.

Parmi les 3 courbes intrinsèques représentées à la Fig. 11, seule la droite AB, obtenue avec l'hypothèse correcte sur la variation de volume, correspond aux valeurs de Φ et c supposées dans le calcul. Si, par contre, on fait une hypothèse incorrecte sur la valeur de la variation de volume e_0 , à partir du même diagramme pressiométrique, on déduit les courbes intrinsèques (fig. 11, CD pour $e_0 = 0$, et EF pour $e_0 = 5$ pour cent), dont l'allure ne correspond pas aux données du problème.

Cet exemple théorique montre que le fait de négliger la variation de volume du sol lors de l'interprétation d'un essai pressiométrique, conduit à trouver :

- pour le cas où le sol augmente de volume jusqu'à la rupture : une courbe intrinsèque déplacée vers le haut par rapport à la courbe réelle (analogie à la courbe CD par rapport à la droite AB, Fig. 11) ;
- pour le cas où le sol diminue de volume jusqu'à la rupture : une courbe intrinsèque déplacée vers le bas par rapport à la courbe intrinsèque réelle (analogie à la courbe EF par rapport à la droite AB, Fig. 11).

La solution [2], dont une application au problème de l'interprétation des essais pressiométriques sera publiée prochainement, présente l'avantage de permettre de tenir compte d'une manière simple de la variation de volume du sol lors de l'essai. Cette dernière méthode d'interprétation est, par conséquent, particulièrement utile lorsqu'il s'agit des sols compressibles ou dilatants, pour lesquels elle est capable de fournir une allure de la courbe intrinsèque proche de la réalité.

Références :

- [1] MÉNARD, L. (1957). « Mesures *in situ* des propriétés physiques des sols. » *Annales des Ponts et Chaussées*, 127, 3; p. 357, Paris.
- [2] LADANYI, B. (1961). « Étude théorique et expérimentale du problème de l'expansion dans un sol pulvérulent d'une cavité présentant une symétrie sphérique ou cylindrique. » *Annales des Travaux Publics de Belgique*, nos 2 et 3.

M. DA COSTA NUNES (Brésil)

L'essai connu comme s.p.t., d'origine américaine et le diepsondering hollandais, sont des essais sur place, les plus utilisés dans le monde entier pour l'évaluation de la résistance du sol, en vue des travaux de fondations.

Au Brésil, on a utilisé ces deux essais d'une façon très étendue dans la reconnaissance préalable des sols et, associés aux sondages de reconnaissance dans les cas les plus simples, comme moyen unique d'élaboration de projets de fondations.

L'étude comparative de ces deux essais présente donc, à notre avis, un intérêt spécial.

Le Rapporteur Général de la première séance de notre Congrès, M. le Professeur Meyerhof, a publié, dans le journal of Soil Mechanics and Foundations Division de la ASCE (1956), une étude pour l'utilisation des indices de pénétration (s.p.t.), pour le calcul préalable de la capacité de charge et

ÉTUDE DE LA CORRELATION ENTRE L'ESSAI DE DIEPSONDERING ET LE SONDAJE

CORRELATION STUDY BETWEEN DYNAMIC PENETRATION RESISTANCE AND STATIC CONE RESISTANCE

CHANTIER : I.A.P.E.T.C. - BRASILIA - JOB

Représentation graphique des équations de régression obtenues pour le sol type:
GRAPHIC PRESENTATION OF REGRESSION EQUATIONS FOR EACH SOIL TYPE
argile argile silteuse et silt argileux
CLAY, SILTY CLAY AND CLAYEY SILT

LEGENDE

- - Sable - SAND
- - Argile - CLAY
- ◊ - Sable argileux - CLAYEY SAND
- △ - Argile sablonneuse - SANDY CLAY
- △ - Silt - SILT
- - Silt sablonneux - SANDY SILT
- - Silt argileux et argile silteuse - CLAYEY SILT AND SILTY CLAY

n - coefficient de corrélation - CORRELATION COEFFICIENT

r - nombre de données - NUMBER OF CASES

$y = f(x)$ - équation de régression des y dans les x
REGRESSION EQUATION OF Y-X

$S_{y|x}$ - équation de régression des x dans les y
REGRESSION EQUATION OF X-Y

$S_{y|x}$ - erreur type de l'estimation des y
STANDARD ERROR OF ESTIMATE OF Y

$S_{x|y}$ - erreur type de l'estimation des x
STANDARD ERROR OF ESTIMATE OF X

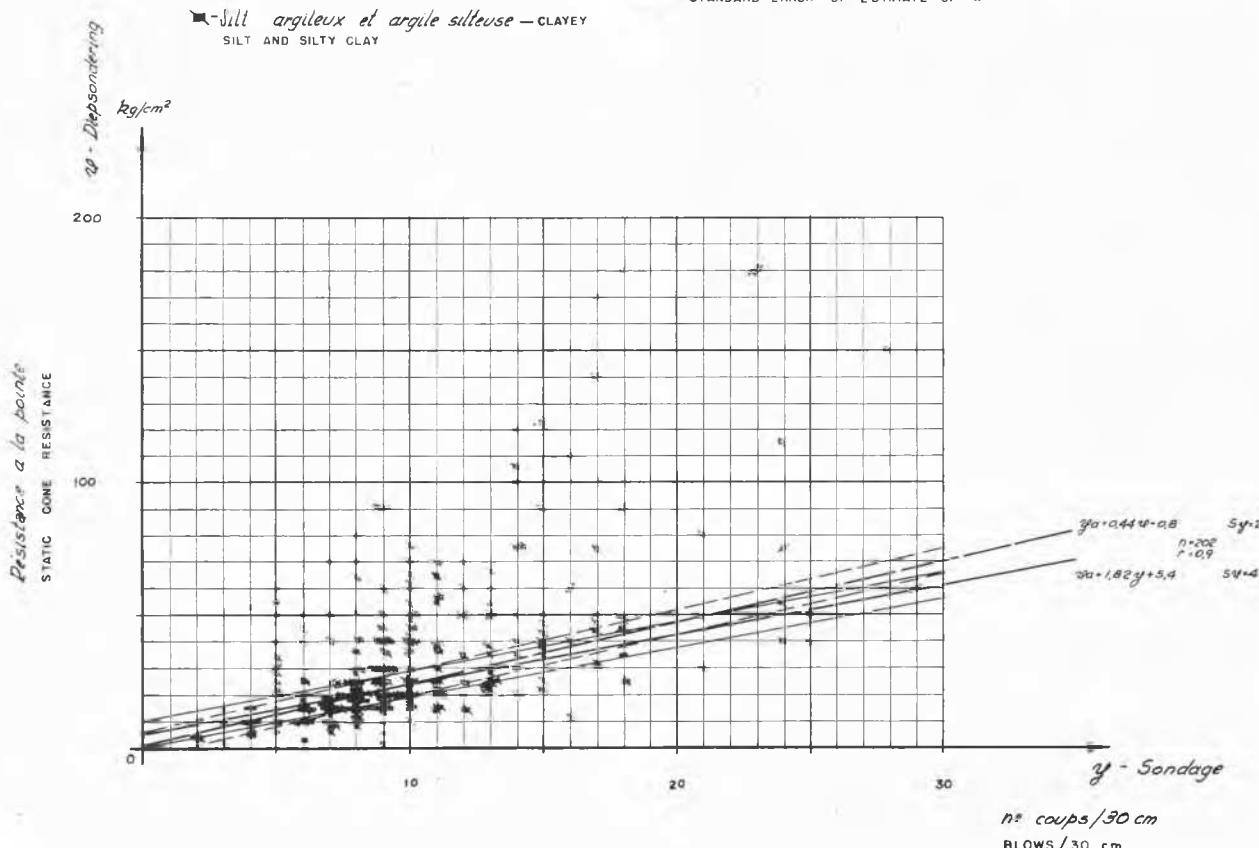


Fig. 12

a établi la corrélation suivante entre la résistance à la pointe du diepsondering et la résistance à la pénétration du carottier standard :

- Sols non cohésifs : — 4
- Sols cohésifs : — 2,5

En vue de l'intérêt de l'investigation, nous avons étudié statistiquement au cours de nombreux sondages et essais de diepsondering (plusieurs centaines, au total) la corrélation en question (890 essais). Nous avons tout d'abord étudié le coefficient de corrélation entre ces deux essais, pour vérifier si l'investigation pouvait avoir une valeur du point de vue statistique (travail fait en collaboration avec l'Ing. A.M. Da Costa Couto e Fonseca).

En effet, l'intensité de liaison existant entre deux phénomènes, est mesurée par le « coefficient de corrélation », habituellement désigné par la lettre r (Bib. 2 et 3) et qui peut varier entre ± 1 , indiquant :

- r : — 1 : Forte corrélation inverse
- r : 0 : Corrélation nulle
- r : 1 : Forte corrélation directe.

Le coefficient r caractérise ainsi la nature de la corrélation entre les deux variables.

La dépendance entre les deux variables est définie par la recherche de l'équation représentative du phénomène.

Comme en général, nous avons un nombre élevé de points distribués sur une bande, nous n'obtiendrons pas une plus grande précision avec une courbe de degré supérieur qu'avec une droite.

En annexe, nous donnons le graphique de dispersion pour les essais réalisés sur un chantier à Brasilia, nouvelle capitale du Brésil, avec représentation graphique des équations de régression obtenues pour le type de terrain prédominant dans cette ville (argile - argile silteuse et silt argileux). (Fig. 12).

Dans la discussion écrite, nous joindrons les graphiques de dispersion obtenus, mais pour ne pas allonger notre intervention nous ne donnerons maintenant que les résultats trouvés.

Les coefficients de corrélation ont varié de 0,97 pour le sable, jusqu'à 0,80 environ pour l'argile sablonneuse. Ces résultats sont, à notre avis, très rassurants au point de vue statistique.

Les relations entre q et N , la résistance de pointe et la courbe de coups, ont varié de 10 pour le sable pur jusqu'à 2 pour l'argile.

Pour les sols contenant du gravier, la dispersion des résultats du s.p.t. est trop grande et nous savons que dans ces terrains, le nombre de coups enregistré est considérable, indiquant pour ce terrain une résistance qui, bien souvent, ne correspond pas à la résistance d'enfoncement des pieux.

Tous ces essais, nous les faisons toujours avec des sondages, parce que nous croyons que c'est la seule façon d'être à l'abri d'interprétations fausses des essais de pénétration.

Quant à l'essai de pénétration de barres dont nous parlait tout à l'heure M. Golder, nous l'avons utilisé pendant dix ans et avons étudié une méthode de séparation de la résistance de base et de pointe, mais nous préférions maintenant le diepsondering, beaucoup plus riche en indications.

M. G. WISEMAN (Israël)

I would like to make some comments on the question of the correlation of empirical *in situ* testing to the direct measurement of soil properties. My first comment refers to static penetration tests as related to the results of vane shear. In the course of a study of airfield pavement subgrades in Israel I directed a program involving the opening of some 150 test pits. The subgrade soils were highly plastic clay with a degree of saturation of more than 85 per cent. In each test pit both vane shear tests and static penetration tests, using circular

flat plates were performed. The degree of correlation achieved was very high, more than 0.9, as indicated in Fig. 1 of paper 4/26 of these proceedings, the N_c value was = 10.

My second comment refers to standard penetration tests in sand. In Israel we have been using the Raymond standard penetration test extensively. In the last two years we have done considerable testing in the Haifa Bay area. Numerous plate loading tests and several pile loading tests have also been carried out. It might be interesting to point out that only if we used the results of the work of the U.S.B.R. (Gibbs and Holtz, 1957), where the overburden pressure is used in interpreting the results of the penetration test to obtain Relative Density, did the results of plate loading tests and pile loading tests correlate well with the number of blows in the standard penetration test.

Références :

- [1] H. J. GIBBS and W. G. HOLTZ (1957). « Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing. » Proc. 4th International Conference I.S.S.M.F.E., Vol. 1; p. 35, London.

M. W.G. HOLTZ (Etats-Unis)

The shear strength obtained by the vane test is dependent on the average effective normal stresses acting on the surfaces sheared by the vane. In a natural deposit in which there is no excess hydrostatic pressure, this effective stress is related to the overburden pressures. If effective stresses are increased the vane shear strength should also increase according to some shear resistance relationship to normal stress. This is illustrated by a series of vane tests which were performed in the foundation of a test embankment at Willard Dam, shown in Fig. 13.

Before the embankment was constructed, tests were performed at Drill Hole 126 below the center of the proposed embankment, and at Drill Hole 125 below a low level berm. The results are shown by Lines A on the graphs. After completion of the embankment, the foundation gradually consolidated, thus causing effective pressures in the foundation to increase as pore pressure dissipated. Vane tests which were again performed adjacent to these locations at later time intervals showed increases in shear strength. At first, as shown by Lines B on the graphs, the significant increase in strength was primarily at the upper levels, with a greater increase under the center of the embankment than under the berm. Tests made still later, as shown by Line C on the graph, under the center of the embankment showed considerably greater increase in strength, not only at the upper level but also at lower depths.

To compare the results of vane tests to laboratory triaxial shear tests, a series of undisturbed samples were obtained from a separate sampling hole at depths corresponding to the initial vane tests made at Hole DH-126 in Fig. 13. These were tested for triaxial shear as consolidated undrained specimens for undisturbed saturated soil; pore pressure measurements were made; and the data are expressed in terms of effective stresses.

An example of laboratory test results is shown in Fig. 14 for Sample No. 16Z-168 which was obtained by thin-wall drive sampling from a test hole (depth 29 feet), adjacent to a vane test which showed a shear strength of 4.2 psi. This sample was of relatively low initial density with most of the specimens averaging about 1.6 initial void ratio, except Specimens 1 and 2, which had void ratios of about 1.45. All shear specimens consolidated varying amounts, except Specimen 6 which expanded slightly under low effective lateral pressure. The e -log p graph, in Fig. 14 appears to be between that shown

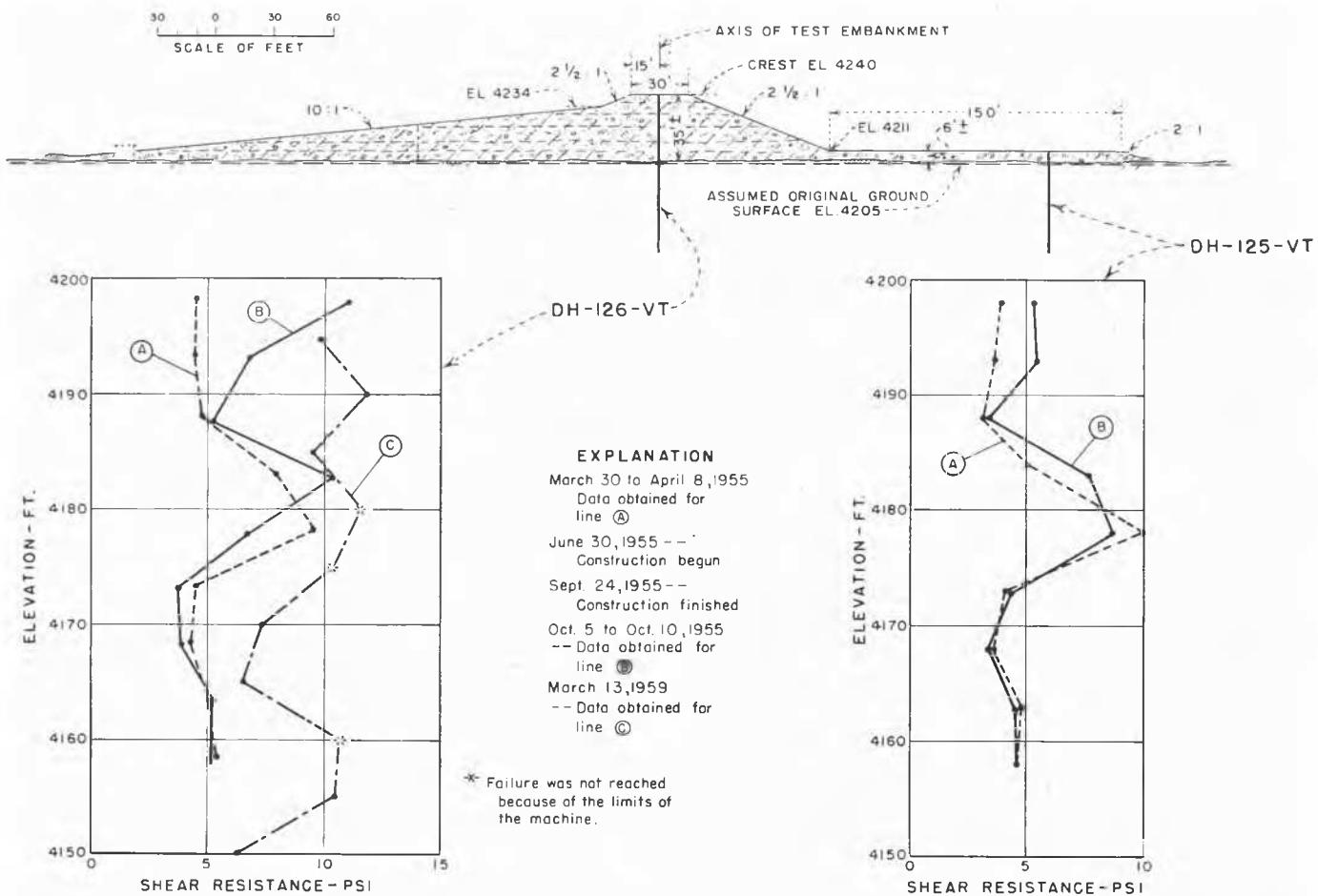


Fig. 13 Vane test studies in the foundation of a test embankment at Willard Dam.

by Specimens 6 and 1. Specimen 1 consolidated only a small amount and is considered to show a shear strength near to that in-place, whereas other specimens tested under higher pressures consolidated appreciable amounts. Considering that the in-place strength is probably near to that shown by Specimen 1 but between that shown by Specimens 6 and 1, the estimated in-place strength was 4.0 psi. This value compares reasonably well to the vane test results of 4.2 psi.

A more detailed discussion of triaxial shear and vane shear test procedures and correlations is given in "Shear Strength

of Cohesive Soils," Parts V and VII, by Mr H.J. Gibbs, U.S. Bureau of Reclamation; ASCE Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils, 1960.

During the investigation of the foundation of Crawford Damsite, we secured several undisturbed samples of soils which had been sheared during the vane test. It is thought that pictures showing the vane shear failure surfaces might be of interest to this conference.

The photographs (Figs. 15 and 16) are of interest because they show the thinness of the cylindrical surface of failure

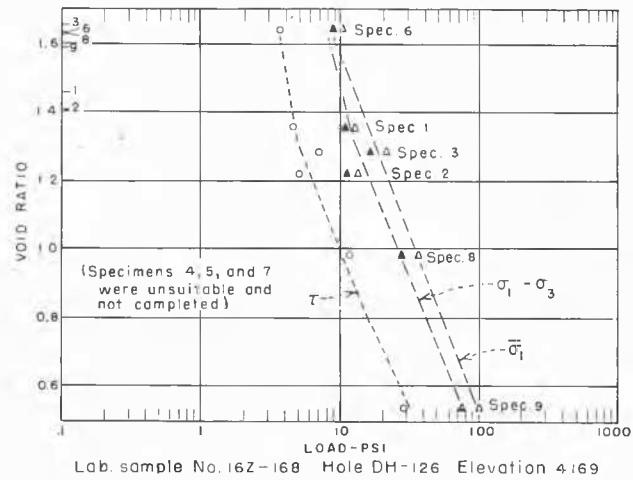
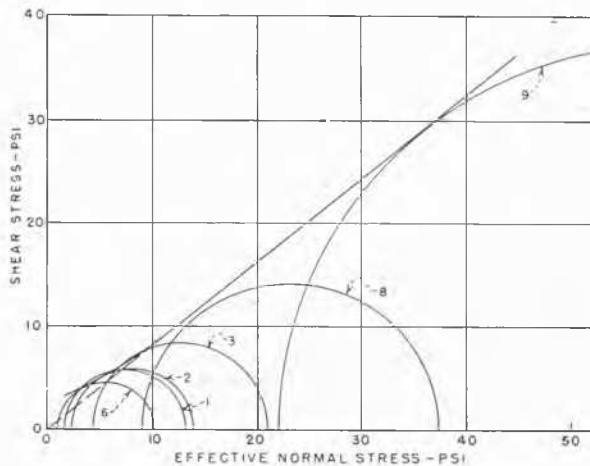


Fig. 14 Laboratory triaxial shear tests.

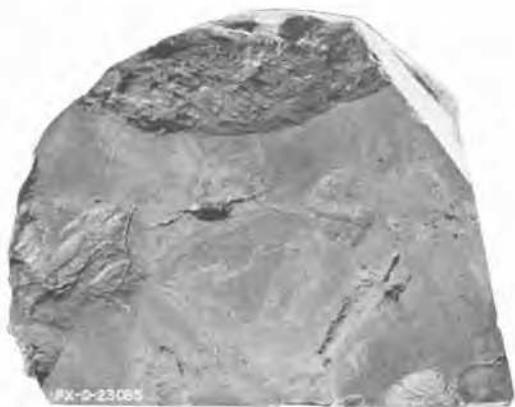


Fig. 15 Plan view of an undisturbed sample showing circular failure surface formed by the vane shear test.



Fig. 16 Oblique view of the undisturbed sample showing the cylindrical failure surface formed by the vane shear test.

and the relative undisturbed texture of the soil outside and inside the cylindrical surface. Fig. 15 is a plan view in which can be seen the marks where the vane blade had been inserted. In the quarter section between vane blades, the soil appears relatively undisturbed, and disturbance is only shown where the vanes were inserted. Fig. 16 is an oblique view of the block showing the square cut failure surface caused by the bottom of the vane.

The above vane test was made in-place in a plastic clay at a depth of 45 feet. After completion of the test, the vane test equipment was removed and then a 5-inch-diameter undisturbed tube sample was obtained over the location where the vane test was made. The sample shown in the figures was carefully trimmed and allowed to air dry, after which it was polished with fine sandpaper and lacquered to show the texture.

It is believed that the observations made by sampling the soil at these vane test locations are proof of the true shape and disturbance effects of the failure surface and give confidence in the theory of a cylindrical failure when computing shear resistance.

M. VAN WAMBEKE (Belgique)

Monsieur le Président, Mesdames, Messieurs, je voudrais dire deux choses : la première concerne les essais de pénétration statiques et dynamiques, et la seconde l'interprétation à donner à l'essai de M. Kérisel dont MM. L'Herminier et Cambefort nous ont parlé ce matin.

Au sujet du premier point, M. Van der Veen, notre Rapporteur Général, a été assez sévère à propos de l'essai de pénétration dynamique et je voudrais maintenant rompre une lance en faveur de cet essai. Entendons-nous; quand je parle d'essai de pénétration statique il s'agit du « diepsondering » hollandais exécuté soit avec la machine de 10 tonnes soit avec la machine de 2 tonnes 1/2 et quand je parle d'essai de pénétration dynamique il s'agit de l'essai de pénétration dynamique exécuté avec une sonde dynamique légère du type utilisé en Suisse et en Allemagne, en particulier par le laboratoire du Prof. Schultze à Aix-la-Chapelle.

Je crois qu'il a intérêt à exécuter simultanément des essais de pénétration statique et dynamique. Je vois à cela plusieurs avantages; d'abord, il y a un contrôle qui peut se faire en comparant les résultats obtenus au moyen des deux méthodes. Ensuite, l'essai de pénétration dynamique est plus économique d'exécution que l'essai de pénétration statique, et il y a moyen de couvrir de manière plus dense tout le site à prospection.

Il faut reconnaître en outre que l'essai de pénétration dynamique est réalisable dans des circonstances où l'essai de pénétration statique ne l'est pas du tout. Enfin, dernier avantage que je vois à l'exécution simultanée de l'essai de pénétration statique et de l'essai de pénétration dynamique, c'est que, tout au moins dans le cas des sables et des limons, si l'on fait la comparaison des résultats obtenus aux différents niveaux par l'un et l'autre essai, et cette comparaison peut se faire très aisément en prenant le quotient de la résistance statique par une résistance dynamique obtenue au moyen de formules de battage, (je signale ici en passant que d'après des comparaisons que nous avons faites c'est la formule de battage de Brix qui semble donner la corrélation la meilleure), on peut mettre en évidence de manière très nette les différentes couches géologiques rencontrées.

Voilà pour le premier point.

Deuxième point : l'interprétation de l'essai de M. Kérisel. Je me demande si l'allure assez nette du diagramme évoqué ce matin par M. L'Herminier n'est pas la démonstration de l'inanité de l'hypothèse que l'on fait couramment concernant la linéarité de la variation de la pression verticale en fonction de la profondeur. Il y aurait une explication évidemment très simple qui justifierait l'allure du diagramme dont M. L'Herminier a parlé ce matin, c'est qu'à partir d'une certaine profondeur les effets d'auto-soutienement du sol viendraient complètement bouleverser l'hypothèse de linéarité; nous aurions alors une pression verticale constante, qui entraînerait le maintien du terme de profondeur à une même valeur; comme le terme de surface, lui, n'est fonction que de la largeur de la zone chargée et reste constant, il n'est pas étonnant que l'on observe, en-dessous d'une certaine profondeur (1 m pour l'essai considéré) une résistance à la pénétration qui soit constante.

M. DE BEER (Belgique)

Monsieur le Président, je voudrais formuler dans cette discussion trois remarques distinctes.

La première concerne la standardisation des essais dont le Rapporteur Général vient de parler. Lorsqu'il s'agit d'essais purement empiriques, il y a évidemment nécessité absolue d'avoir une standardisation aussi complète que possible pour pouvoir notamment interpréter et comparer les résultats obtenus dans diverses localités et par divers chercheurs. Je considère, par exemple, le standard penetration test comme un essai purement empirique. Néanmoins lorsqu'il s'agit d'essais qui ne sont pas purement empiriques et dont on veut aussi donner une certaine interprétation physique et mécanique, je crois qu'une standardisation trop poussée doit être évitée. Il convient d'adapter les appareils employés à la nature du sol et au genre de problème à traiter, et je rencontre ainsi une observation qui a été précisément faite par M. Golder.

Dans un sol argileux on réalise un vane test, mais il ne faut évidemment pas l'exécuter dans des graviers. Une standardisation trop poussée peut dans ce cas être un frein plus qu'un moteur : il faut donc dans ces problèmes de standardisation garder une certaine mesure.

La deuxième remarque a pour objet le prélèvement dans le sable d'échantillons non remaniés. S'il s'agit uniquement de connaître la configuration et la succession des couches, de tels prélèvements peuvent être très utiles, mais les échantillons prélevés n'ont pas nécessairement la compacité qu'ils possèdent *in situ*. En outre, même s'il était possible de prélever de tels échantillons non remaniés, il est encore à craindre que pendant le transport, ils subissent de nouvelles variations de volume et de compacité. Des doutes sérieux concernant des échantillons de sol pulvérulent qui sont amenés en laboratoire sont donc à émettre même si les techniques de prélèvement sont fort perfectionnées. Pour pallier cette insuffisance, il serait sans doute préférable d'effectuer *in situ* un certain nombre d'essais se rapportant à diverses propriétés des matériaux. On peut ainsi mesurer par exemple en même temps les résistances à la pointe et de frottement latéral au moyen du pénétromètre, le poids volumétrique au moyen de rayons gamma et la teneur en eau au moyen de neutrons; on obtient ainsi pour les sols pulvérulents une image très intéressante de la variation de certaines propriétés essentielles. On peut alors facilement compléter cette étude par des essais en laboratoire sur des échantillons remaniés recompacts à leur compacité initiale.

Les diagrammes ci-joints (Fig. 17) donnent l'exemple d'un essai que nous venons de faire effectuer à la suite des recherches et des mises au point qui ont été faites par M. Raedschelders et M. Goelen. La deuxième figure à gauche donne les diagrammes relatifs à un essai de pénétration : en trait plein est dessinée en fonction de la profondeur la variation de la résistance à la pointe, et en trait interrompu celle de la résistance de frottement latéral.

Le diagramme central donne les poids volumétriques mesurés au moyen de rayons gamma et le diagramme situé à sa droite les teneurs en eau mesurées au moyen de neutrons. Les poids volumétriques secs déterminés à partir de ces valeurs, sont dessinés au dernier diagramme à droite.

On peut signaler que les difficultés soulignées par M. Cambefort ont été évitées dans ces essais. Dans une autre discussion de cette section, M. Goelen donnera quelques détails relatifs aux mesures sur chantier au moyen de rayons gamma et de neutrons.

Sur les trois derniers diagrammes situés à droite de la figure, on a indiqué par des croix les poids volumétriques et les teneurs en eau déterminés en laboratoire sur des échantillons prélevés dans les couches examinées. On remarquera vers la profondeur de 7 m une élévation très notable de la teneur en eau et une diminution du poids volumétrique qui correspond à une couche de tourbe. Enfin le premier diagramme de gauche reproduit le profil du forage qui a été executé au même endroit.

La troisième remarque concerne les essais de pénétration qui sont de plus en plus utilisés. On a actuellement tendance à ne prêter essentiellement attention qu'aux résistances à la pointe mesurées. A ce sujet il est nécessaire d'attirer l'attention sur le fait que si on se contente de ne mesurer que la résistance à la pointe, on restreint fortement le domaine d'interprétation pratique des résultats. C'est la combinaison de l'allure du diagramme de la résistance à la pointe et de celui de la résistance de frottement latéral qui permet de tirer le plus de conclusions concernant la nature, la compacité et les propriétés mécaniques des couches rencontrées. Un seul diagramme est insuffisant pour sérier les variables.

Pour illustrer ce fait, il suffit de constater que la force portante d'un sol dépend fortement de l'état de sollicitation horizontale dans laquelle se trouve le terrain. Or, c'est l'allure

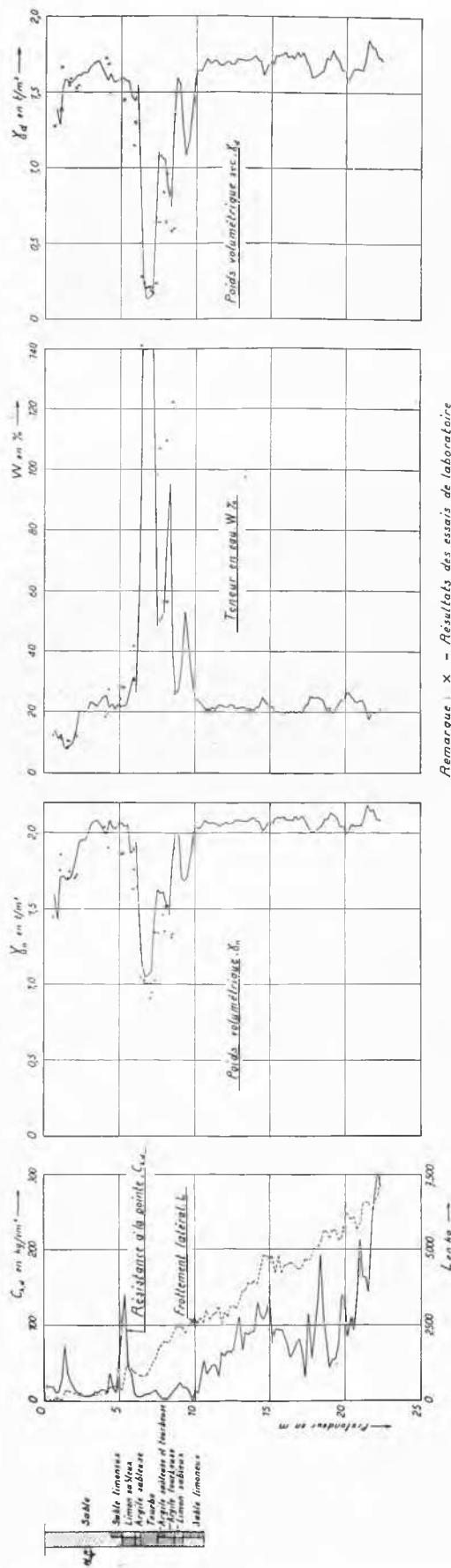


Fig. 17

du diagramme de frottement qui est le mieux à même de nous renseigner à ce sujet.

Enfin, lors de la discussion, on a évoqué les essais qui ont été faits par M. Kérisel à l'IRABA, mais comme ces résultats ont été communiqués dans une autre section, je me permettrai d'y revenir dans la section 3 A.

M. HAEFELI (Suisse)

Monsieur le Président, Messieurs, permettez-moi de faire une communication sur une nouvelle méthode pour mesurer la compressibilité *in situ*.

Les difficultés de l'extraction d'échantillons intacts dans certains sols en Suisse, nous ont amenés à développer une méthode pour déterminer la compressibilité *in situ* à des profondeurs jusqu'à 30 mètres environ sous la nappe aquifère. Cette méthode se base sur le fait que le tassement d'un pieu modèle sous charge est du à deux influences différentes : celle de la charge sur la pointe, d'une part, et celle de la friction latérale du pieu d'autre part. Pour estimer la dernière, il faut mesurer la friction séparément.

La théorie du calcul approximatif est donnée dans le 2^e Volume des Comptes Rendus, communication n° 11, pages 66-68. Pour appliquer cette méthode, trois prototypes de sondes différentes ont été développés à l'aide des entreprises suivantes suisses : Travaux hydrauliques S.A. à Berne; A.G. Heinr. Hatt-Holler de Zurich; Stump-Bohr A.G. de Zurich et Berne.

La Fig. 3 de la page 67 représente un sondage; un pénétromètre dans un tube de Benoto; le tube même de Benoto nous sert comme point fixe. Vous voyez les détails de la pointe qui, d'ailleurs, sont tout à fait normaux.

La Fig. 6 de la page 69 représente le dispositif, en haut du tube de Benoto — au lieu d'un tube de Benoto on peut se servir d'un tube quelconque de sondage — vous voyez le vérin en haut, les manomètres et les tensiomètres.

La Fig. 7 de la page 70 donne, à titre d'exemple, les résultats d'un essai à une profondeur de 23 mètres, dans un silt argileux. D'abord, on commence avec la pénétration dynamique semblable au « penetration test » pour arriver de cette manière au sol intact; il faut descendre — suivant les conditions — quelquefois de 1 mètre, quelquefois davantage jusqu'à ce qu'on trouve des résistances dynamiques plus ou moins normales pour ce terrain. A droite, vous voyez le diagramme qui montre le tassement du pieu modèle en fonction de la charge, et qui est analogue au diagramme d'un essai de pieu. Il y a alors, tout à fait en gauche en haut, la courbe qu'on obtient en retirant la sonde, en mesurant la force de traction pour estimer la friction. Normalement on mesure la friction par trois méthodes : la première consiste à relever la tige; dans la deuxième on redescend la tige. Si le trou reste ouvert sous la pointe on a seulement comme résistance la friction. La troisième méthode fait appel à la torsion. Ce qui peut être intéressant dans ce diagramme, c'est la courbe $(1-\lambda)$ qui se trouve en haut; c'est la relation entre la friction et la charge totale, et vous voyez très bien que les résultats trouvés par notre Président et aussi en Hollande par M. Van der Veen, ressortent très clairement, c'est-à-dire que le pourcentage de la friction relative à la charge totale diminue très fortement avec la charge totale.

Voici encore un autre type standard très efficace de la sonde. C'est une nouvelle méthode pour éviter la friction latérale. Celle-ci est éliminée par un liquide lourd qui est

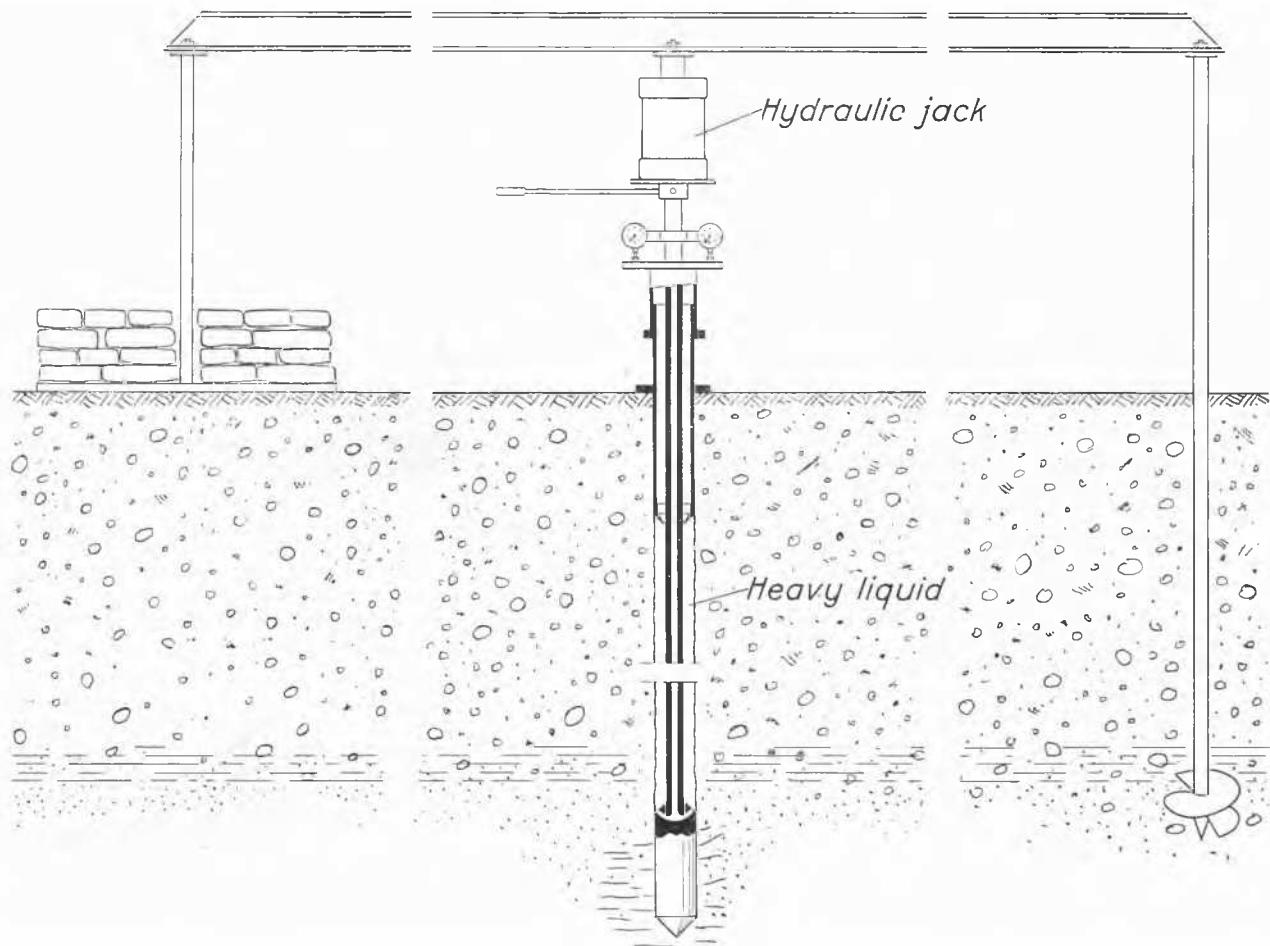


Fig. 18

injecté dans la partie haute de la pointe et qui remplit alors le vide entre la tige et le terrain.

Pour terminer je voudrais souligner le point suivant :

Des essais supplémentaires sont en cours pour contrôler l'efficacité de la méthode dont l'usage ne s'applique qu'à certains terrains et dont l'application demande des précautions spéciales, qui dépendent elles-mêmes de la nature du sol. Je voudrais souligner ainsi la thèse de MM. De Beer et Golder précisant que chaque terrain demande sa méthode. La méthode présentée n'est pas encore parfaite, mais je suis convaincu qu'il faut chercher à développer des méthodes purement statiques pour résoudre le problème de la compressibilité, non seulement dans la direction horizontale (procédé Ménard), mais encore dans la direction verticale.

M..... (Etats-Unis)

This intervention was wrongly attributed by the stenographers to Mr Nordlund. We do not have the real author's name. We hope therefore he will excuse the fact that we have not been able to acknowledge his authorship.

I would just like to add a little more fuel to the fire that has been burning here this morning concerning penetrations. We have done some work in the United States, at our University, on the penetration aspects and have found that we have a variation in diameter. We will get great deviations in the results of our penetration. We have run a series of examinations on the diameters and energies and find that the penetrations effects for a given stratum of soil are quite different. Fortunately (or unfortunately) my clients are not particularly interested in the aesthetics of the work that we are doing : they are interested in results. Consequently with the implications of the soils that we are working with — glacial tills intermixed with boulders, and so forth — we have been forced in several cases to resort to other techniques, such as seismic surveys. We have found that the sensitivity of this technique as far as measuring the variations in density is concerned has been quite good.

For example, in one instance where penetration effects would not have given us any result whatsoever, seismic surveys to a depth of 60 ft. indicated a surface material of 4-5 ft., followed by a medium gravel, and underneath this, where penetration effects would have given us refusal completely, was discovered a 10 ft. boulder; underneath this again medium gravel, followed by a dense glacial till of 135-140 lb./cub. ft. followed by solid rock. Penetration data in this respect would not have given us the complete picture of the matter.

We have used the seismic surveys in great detail on several projects for the location of ground water, ground covered, loam, loose, medium and dense sands and gravels, heavily compacted glacial tills, decomposed rock and solid rock. This technique has also been very effective for the establishment of geological cross-sections. The technique has been instrumental in examining several sites in the vicinity of 120,000 sq. ft. to establish the subsoil profiles. This technique has also been instrumental in establishing rock and finished clays for earth cuts for site developments and, more important, has been instrumental in establishing grades for structures to keep the footings out of expensives rock cuts.

Also another instances : having prior knowledge of the permeability characteristics of the material the seismic surveys were utilised to determine the extent of the impervious layers that would affect sanitary disposal facilities.

We have also used the seismic surveys in determining soil profiles for shallow depths up to 20 ft. for water and sewer lines, utilising points 50 ft. on centre or even closer when physical conditions indicate. This we have found has given us a far more realistic picture for actual construction and has been quite economical and quite rapid — which for our clients has been the factor they have been looking for.

Once again I would like to add my comment that I feel, personally, that standardisation of the penetration test should be attempted. I feel that this is a good test; I feel it has its limitations, particularly with the soils you are going to be working with. We have used penetration tests quite effectively for uniform soil conditions but we have not had any great success with the heavily compacted glacial tills that we are forced to work with in many cases.

M. B. O. SKIPP (Grande-Bretagne)

The author has recently had occasion to interpret the response of a fissured Jurassic siltstone under a plate deflection test. Triaxial dissipation tests from 30 lb./sq. in. initial pore pressure, on this siltstone indicated a coefficient of compressibility not greater than 0.007 sq. ft./per ton. Tests were carried out in a shaft and in the example quoted in Fig. 19 the plate diameter was 30" and the test was carried out 35' 1" below ground level. The first part of the test up to a stress of 1 ton per sq. ft. was carried out slowly and stabilisation (not more than 1/1 000" movement in 5 minutes) allowed. A subsequent test, between 1 and 2 tons per sq. ft., consisted

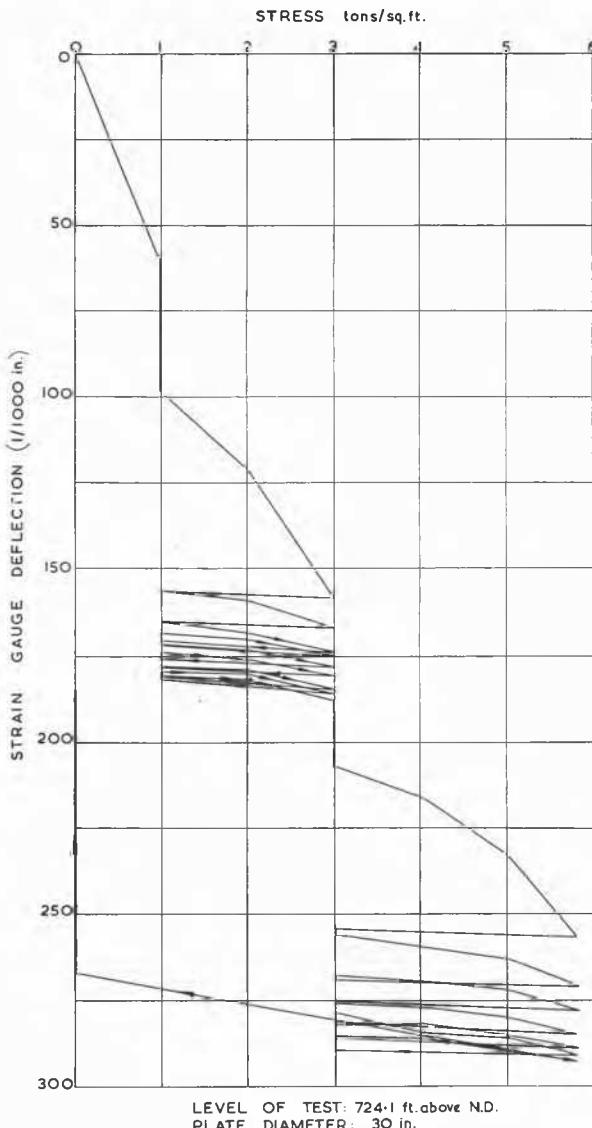


Fig. 19 Plate loading test No. 8 AT 35 ft. 1 in. below ground level.

of rapid cycling, allowing no stabilisation at either upper or lower stress levels. This procedure was repeated between 3 and 6 tons. The marked difference in the stress deflection response can clearly be seen.

It was then necessary to interpret these results in terms of an elastic modulus as the structure was subject to dynamic loads. It was necessary to select the most reasonable apparent modulus bearing in mind the rate of application load which might be expected during the working life of the structure.

Dvorak and Peter, although using rheological models, do not quote any effects of the rate of strain on the shape of their stress deflection curves. I would like to ask if they have carried out any work on this aspect of the problem.

Le Président :

I think Mr Kallstenius would like to put some questions to Mr Ménard on the pressiometer.

M. T. KALLSTENIUS

Mr Ménard's pressiometer is a most interesting tool. The theories used for the evaluation will, however, have to be rechecked and adjusted when more practical experience has been gathered. It might be of interest to hear Mr Ménard's opinion and comments on certain influences which ought to be considered in the evaluation.

Firstly, to make such a test one must make a hole, and that hole will have an influence on the resistance to the enforced volume displacement. One cannot then reckon with constant volume in the plasticized zone as theory requires. How is this considered ?

Secondly, Mr Ménard deals with a plane stress system and, of course, the system is plane in a horizontal section through the centre of the intermediate cell. It does not, however, represent unlimited stress conditions because of the influence of the ends. It would be interesting to hear how Mr Ménard has considered this.

Thirdly, in the evaluation the soil-pressure at rest plays an important part. Now I think that determination of soil pressure at rest is a most unsettled problem and there still seems to be much research needed in this field. I suspect that the presence of the hole may also have an influence on such a determination.

It would be most interesting if Mr Ménard would comment on these points.

M. MÉNARD (France)

Je répondrai en premier lieu à votre seconde question relative à l'influence des extrémités de l'appareil sur les résultats des essais pressiométriques.

Dans la théorie on suppose une distribution plane des contraintes; pour des raisons évidentes, le pressiomètre a une longueur finie et bien qu'il ait trois cellules, une cellule centrale de mesure et deux cellules terminales dites « de garde », les dimensions de l'appareil doivent être telles que l'influence des extrémités modifie aussi peu que possible cette distribution des contraintes au niveau de la cellule de mesure.

Nous présenterons deux cas bien distincts : dans le premier cas, l'essai est effectué à faible profondeur dans le terrain. Il est évident que si les cellules opèrent à une très faible distance de la surface, nous obtenons un effet de soulèvement vertical, en contradiction avec les hypothèses de distribution plane. La théorie et des études expérimentales ont montré que pour éviter ce phénomène, il était nécessaire que la cellule supérieure soit placée à une profondeur inférieure à la profondeur « critique » du matériau, qui est de 3 diamètres pour les argiles, et de 6 à 8 diamètres pour les sables et graviers.

Cette profondeur « critique » du pressiomètre est en relation avec la profondeur « critique » obtenue lors des essais de pénétromètre, ou lors des essais d'arrachement. Cette profondeur croît avec la granulométrie et l'angle de frottement interne du matériau.

Dans le deuxième cas, on suppose que l'essai est effectué dans la masse du terrain en dessous de la profondeur « critique », et il convient d'étudier la longueur minimum des cellules terminales dites « de garde » pour éviter l'influence des extrémités sur l'essai.

La théorie et les résultats expérimentaux ont montré qu'il convenait de prévoir une longueur minimum pour ces cellules terminales de l'ordre de 3 diamètres, autrement nous obtiendrions une distribution des contraintes de tendance sphérique, ce qui se traduirait par une légère augmentation de la pression limite obtenue en fin de l'essai pressiométrique. Rappelons à titre d'exemple, dans le cas particulier des terrains argileux, que la pression limite obtenue pour une distribution sphérique est de l'ordre des 4/3 de la pression limite obtenue pour un champ cylindrique, et qu'aussi dans le cas où les cellules terminales seraient de longueur insuffisante, la pression mesurée pourrait être de 10 à 30 pour cent supérieure à la pression limite réelle du terrain.

Certaines personnes ont des difficultés à visualiser la notion de pression limite à grande profondeur, spécialement dans le cas de terrains incompressibles, car elles ne réalisent pas comment le matériau peut être refoulé latéralement.

L'application des théories (théorie élastico-plastique ou visco-plastique plus conformes à la réalité des phénomènes, et qui tiennent compte des interférences de la déformabilité du matériau et de sa résistance au cisaillement) rend évidente cette notion de pression limite, permet d'analyser les mouvements latéraux ou verticaux du terrain autour des cellules et explique pourquoi il n'y a aucune remontée à la surface.

Ces remarques s'appliquent aussi bien d'ailleurs aux essais pressiométriques cylindriques ou sphériques qu'à l'essai au pénétromètre en dessous de la profondeur « critique ».

Une autre question est relative à la mesure de la contrainte au repos du terrain. Cette contrainte a une influence qui peut être appréciée pour le calcul de la résistance au cisaillement des sables et graviers à partir de la pression limite pressiométrique, et nous savons que la valeur de cette contrainte peut être très différente de celle donnée par les théories classiques de l'élasticité.

Il convient donc de mesurer cette pression au repos avec précision. A cette intention, nous avons mis au point la méthode suivante utilisant des résultats fondamentaux de la rhéologie.

Lorsque l'on crée un trou cylindrique et vertical dans un terrain soumis à une contrainte horizontale naturelle p_0 , on modifie l'état des contraintes. Nous supposerons que la pression que l'on applique artificiellement sur les parois est variable et qu'elle peut prendre des valeurs inférieures, égales ou supérieures à la pression naturelle p_0 . Si la pression artificiellement appliquée est inférieure à p_0 , il se produit évidemment un fluage qui tend à réduire les dimensions de la cavité. Au contraire, si la pression artificiellement appliquée est supérieure à p_0 , la cavité augmentera de diamètre progressivement avec le temps, et si l'on applique une pression égale à p_0 il n'y aura aucun fluage ni dans un sens, ni dans un autre. On aura retrouvé l'état d'équilibre pré-existant.

Ainsi pour faire des mesures très précises de la contrainte horizontale, on applique avec le pressiomètre une pression croissante p_x et l'on mesure le fluage pour les différents paliers de pression, comme indiqué sur la figure 20.

Ce fluage est négatif pour des pressions inférieures à p_0 et positif pour toute pression supérieure à p_0 . A partir des mesures de fluage, on peut ainsi déterminer très aisément la pression horizontale naturelle p_0 .

Il convient de signaler que cette mesure nécessite des appa-

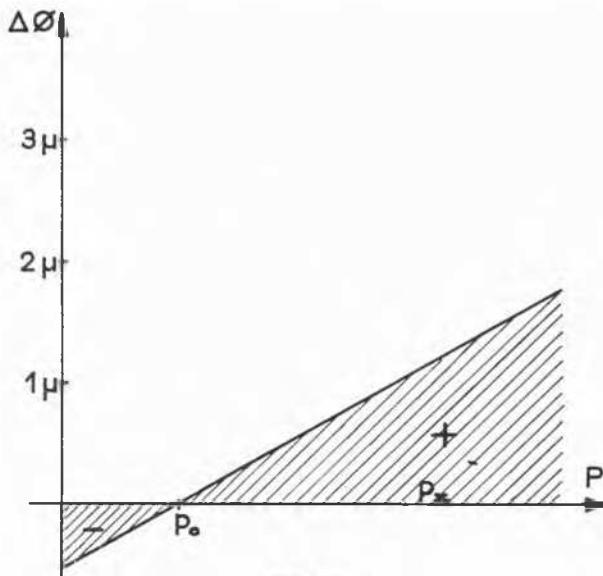


Fig. 20

reils de haute précision permettant d'apprécier des déformations inférieures au micron. Il existe d'autres méthodes de caractère empirique et basée sur l'analyse de la courbe pressiométrique elle-même, qui donnent des résultats à peu près analogues.

Le Président :

Merci, M. Ménard. Notre Rapporteur Général voudrait dire deux mots seulement.

Le Rapporteur Général :

In view of the time available I will limit my closing remarks to a very short comment.

In the first place I should like to express my thanks to the French Organizing Committee for introducing the new method of panel discussions. I think this change in the organization of the conference appears to be a very important improvement.

As to the subject of our session, I think the topic of this morning has been standardization.

Some have been in strong favour, others have warned against a too strict application of this principle.

I, in my position here, have been looking from time to time at the beautiful picture at the other end of the conference room and drawn some kind of consolation from it, realizing that we, soil mechanics engineers, are not the only people involved in trying to standardize. Thank you.

Le Président :

Ladies and gentlemen, I am very sorry that I could not give to all who would have liked the opportunity to contribute verbally to the discussion, but all the contributions will be printed in the third volume of our Proceedings. I thank you for your attention.

(La séance fut levée à 12 h. 50)

Interventions écrites/Written Contributions

MM. FAGERSTRÖM ET OLOFSSON (Suède)

During the construction of the earth dams at *Höljes* and at *Lake Lossen* in Sweden, three different methods are used

for the density control of the impervious core, viz., by using a petroleum pycnometer, a sand density cone and a nuclear counter.

When using the petroleum pycnometer, an undisturbed soil specimen of about 2-1 volume is taken out from the compacted earthfill. In the soil laboratory, the specimen is placed in a pycnometer of known volume, and weighed. After the pycnometer has been filled with petroleum of known specific gravity and reweighed, the volume of the surrounding petroleum in the pycnometer is calculated. The volume of the specimen is then obtained as the difference between the volume of the pycnometer and that of the used petroleum. After removal of the petroleum and renewed weighing of the specimen, it is observed that the absorption of petroleum into the specimen is negligible.

When using the sand density cone, a test hole is excavated with a diameter and a depth of about 20 cm. The walls of the hole are carefully smoothed and all the excavated material is collected. The hole and half of the sand cone are filled with density sand. The amount of sand required is determined by weighing, and subsequently the volume of the hole is calculated with the guidance of precalibration of the sand and the sand cone. The density of the specimen is then obtained by weighing the excavated material.

The apparatus used at the radio-isotope measurements is of the "Elektrisk Malmletring's" design. The gamma-ray radiation from a nuclear probe driven into the fill is recorded on an instrument placed on the ground surface. The instrument readings are then translated into wet total density by means of calibration curves. By excavating the earth around the measurement area, the content of stone and water can be determined so that the test values can be adjusted to dry density of material without stones. Before each measurement series, the instruments are set to zero with the aid of a concrete standard.

At *Höljes*, in west Sweden, where an 80 m high earth dam is under construction, the impervious material consists of silty till. The content of stones, with a size larger than 16 mm, amounts to about 20 per cent.

Fig. 21 shows the mean values per month of the density in the impervious fill, determined by pycnometer and by radioisotopes. As may be seen, the measurement by radio-

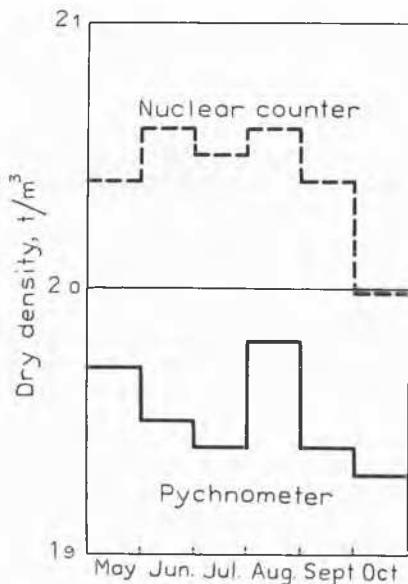


Fig. 21 The *Höljes* Dam. Average monthly density determinations in the impervious fill.

isotopes shows a mean value which is about 5 per cent higher than that obtained with the pychnometer.

To clarify the influence of the different measuring methods on the test results, comparative density determinations have been made in an iron barrel filled with compacted till of a known density. The barrel had a diameter of 1 m and a height of 0.6 m. In each test series, two sand cone tests were made at a depth of 0.20 cm, two pychnometer tests at depths of 0.20 and 20-40 cm and eight isotope tests at depths of 0.30, 0.35 and 0.40 cm. For each depth the mean value of the eight isotope tests was used for one density estimation.

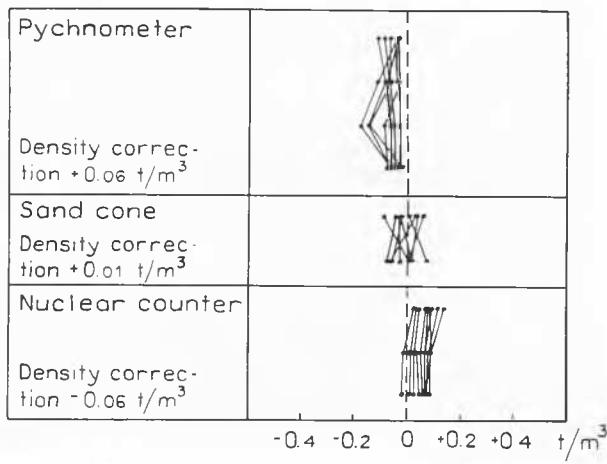


Fig. 22 The Höljes Dam. Density determinations involving different methods. Impervious material, stone content 0.3%.

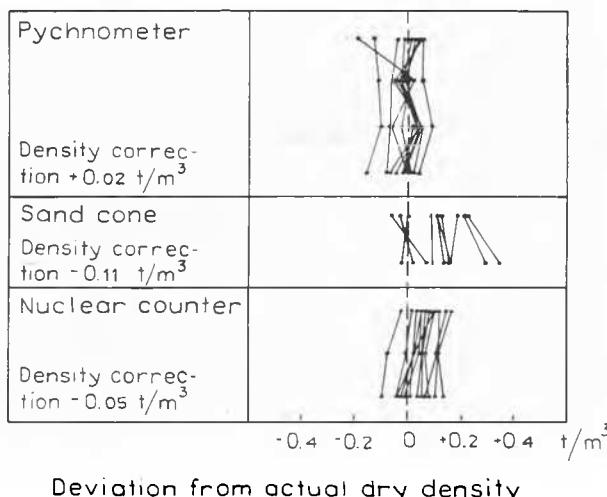


Fig. 23 The Höljes Dam. Density determinations involving different methods. Impervious material, stone content 20%.

Fig. 22 shows the deviation in values of the three methods from the actual density of material with a low stone content (0.3 per cent), and in Fig. 23, the corresponding results are shown when using earth of a high stone content, similar to that of the dam (20 per cent).

When using a low stone content (Fig. 22), too low values were obtained with the pychnometer, almost correct values with the sand cone, and too high values with the radio-isotope measurement. When using a stone content of 20 per

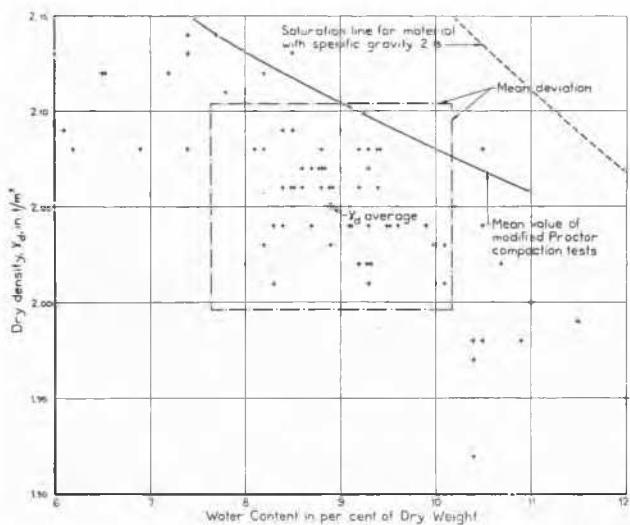


Fig. 24 The Lossen Dam. Tests with petroleum pychnometer. Average $\gamma_d = 2.05 \pm 0.05$.

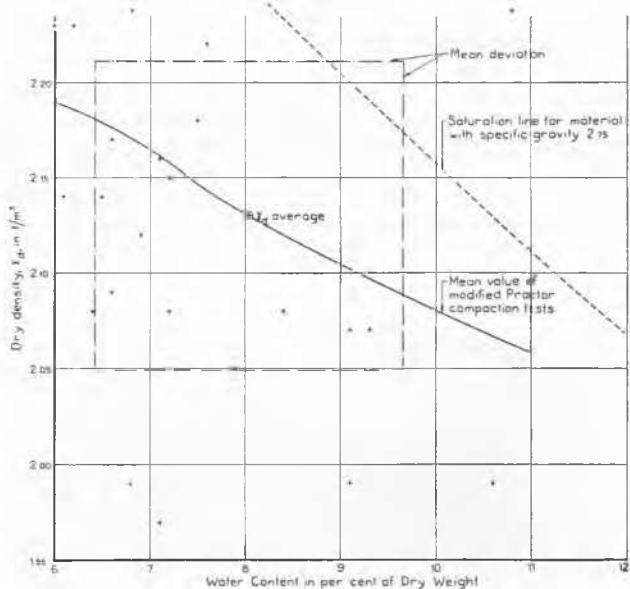


Fig. 25 The Lossen Dam. Tests with sand density cone average $\gamma_d = 2.13 \pm 0.08$.

cent (Fig. 23), the variation of the test values was, of course, higher. The pychnometer then gave almost correct mean values with a moderate variation, the sand cone gave too high mean values with high variation and the radio-isotope gave too high mean values with moderate variation.

The Lossen dam, located in mid-west Sweden, has a maximum height of 30 m and a total length of 1,600 m and is being built in order to regulate the flow of the river. The central impervious core of the dam consists of compacted silty till and is connected to an impervious blanket upstream of the dam.

For each of the above-mentioned testing methods the mean value and the mean deviation of the dry density of material, with a grain size of less than 16 mm, have been computed according to the method of least squares. The results of the year 1960 are shown in Figs. 24, 25, 26 as well as the average curve obtained at the modified Proctor compaction tests.

Compared with the petroleum pychnometer and the sand cone, the nuclear counter has yielded a slightly higher mean

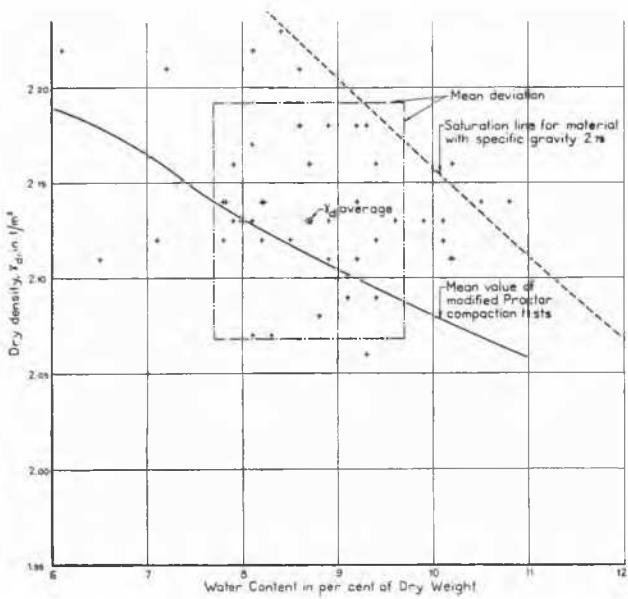


Fig. 26 The Lossen Dam. Tests with nuclear counter average $\gamma_d = 2.13 \pm 0.06$.

value. With regard to the variation in the individual test results, it should be noted that the pychnometer shows about the same variation of dry density versus the water content as that obtained at the modified Proctor compaction tests. A greater deviation from the compaction tests has, however, been obtained during the radio-isotope measurements.

M. K. GAMSKI (Belgique)

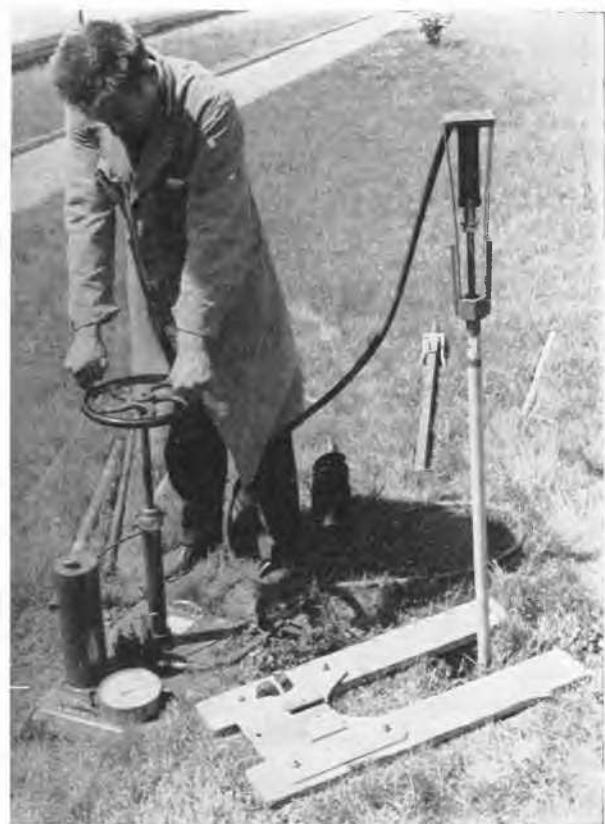


Fig. 27 Essai sur pelouse.

L'utilisation du pénétromètre léger G. C., dont la description a été donnée dans la publication n° 2/7, pp. 465-470 du premier volume des Comptes rendus du Ve Congrès de Mécanique des Sols, est facilitée par remplacement du dispositif de mise en charge (voir Fig. 3 de la sus-dite publication) par un petit vérin hydraulique. Ce vérin prend place à la tête de la dernière rallonge tubulaire, dans un dispositif servant l'arrêt lorsque le piston mis en contact avec la tige coulissante dans des rallonges, provoque un enfoncement du cône de pénétration.

Le vérin est actionné par une pompe à vis posée à terre à laquelle il est lié à l'aide d'un tuyau flexible.

La résistance que le terrain offre à la pénétration d'un cône standard est alors mesurée au manomètre fixé sur le circuit de la pompe. Cette disposition est visible sur la photo de la Fig. 27.

Si le poids de l'ensemble de l'appareil n'a pas pu être réduit (le poids de la pompe et du vérin équivaut au poids du dispositif de mise en charge à la manivelle) néanmoins le système à vérin s'avère plus facile à manipuler et plus stable. La charge maximum développée par le vérin est de 1 500 kg.

M. E. H. G. GOELEN (Belgique)

Comme MM. Cambefort et Folque l'ont très justement souligné, la mesure du poids volumétrique au moyen de rayons γ et de la teneur en eau au moyen de neutrons nécessite, pour obtenir des résultats valables, en tout premier lieu le maintien ou la reproduction sur chantier des conditions géométriques, c'est-à-dire de la géométrie de l'ensemble du système de mesure.

Dans le cas de mesures en profondeur, il semble à priori difficile dans le cas où l'accès à l'endroit de mesure est réalisé par l'exécution d'un forage d'assurer la constance de ces conditions géométriques avec une garantie suffisante compte tenu de ce qu'il s'agit à ce moment d'un essai de chantier.

Pour réaliser cette constance, dans les mesures effectuées par l'Institut Géotechnique de l'État, et dont un résultat typique vous a été montré par M. le Prof. E. De Beer, l'accès à l'endroit où la mesure doit s'effectuer en profondeur, est obtenu au moyen d'un tube enfoncé statiquement dans le sol au moyen de l'appareil de pénétration en profondeur. Ce tube est en acier afin de pouvoir résister à des efforts d'enfoncements considérables (10 tonnes dans le cas de l'appareil que nous avons utilisé) ceci pour permettre l'accès à grande profondeur. À la partie inférieure de ce tube d'accès se trouve un tube de duraluminium. La sonde de mesure, dont la géométrie propre est évidemment immuable, est descendue dans ce tube en duraluminium et les mesures sont effectuées au travers de ce tube, ceci pour obvier à la trop grande absorption du rayonnement qui aurait lieu si la mesure se faisait au travers du tube en acier.

D'autre part le tube est fermé à sa base, de sorte que l'eau ne peut y rentrer.

Les conditions géométriques de l'essai sont ainsi constantes, puisque d'une part l'étalonnage est effectué dans un même tube en duraluminium vide d'eau et que d'autre part, toutes dispositions ont été prises pour réduire à une très faible valeur le jeu diamétral entre la sonde et le tube-fourreau.

Ce système permet ainsi d'atteindre sensiblement la profondeur atteinte dans l'essai de pénétration classique et de maintenir en tout temps la garantie que la mesure est bien effectuée dans des conditions géométriques identiques ce qui est la condition essentielle du succès de ces mesures.

MM. P. HABIB et J. BERNEDE (France)

Depuis très longtemps des essais au rocher ont été effectués par le C.E.B.T.P. en France : dès 1949 la détermination du module d'élasticité des fondations du barrage de Tignes

a été faite à partir d'essais en place. Mais les paramètres qu'on mesure sont en nombre limité; si l'on excepte les mesures de vitesse de propagation du son, les différents expérimentateurs ont effectué des essais mécaniques élastiques, des poinçonnements, des cisaillements ou des mesures de contraintes. M. Mencl ayant insisté sur l'intérêt des essais de roches *in situ*, nous voulons indiquer deux modes d'essais différents mis au point et utilisés récemment en France.

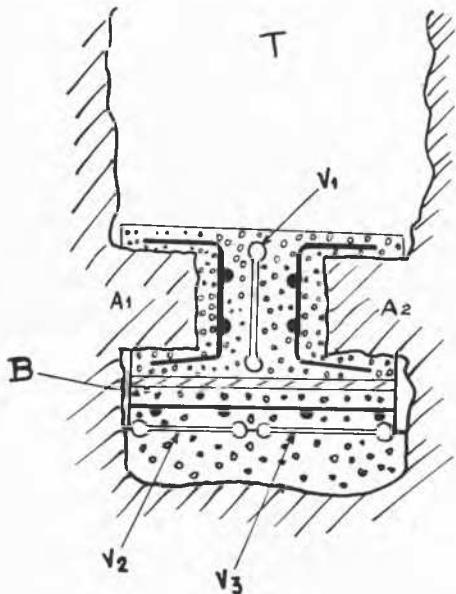


Fig. 28

Le premier est un essai de double cisaillement en place. Il est nécessaire pour provoquer la rupture d'une roche de disposer de force considérable; des vérins plats judicieusement placés permettent de réaliser sans trop de difficultés un essai de cette nature dans un encombrement réduit. La Fig. 28 indique la disposition générale en plan. Deux dents A_1 et A_2 sont sculptées dans les faces d'une tranchée T . Elles sont coiffées par deux chapeaux en béton légèrement armés, coulés sur place, eux-mêmes séparés par le vérin plat V_1 . Un bloc de répartition B transmettra les efforts des deux vérins plats V_2 et V_3 dont la commande indépendante permet de déplacer l'ensemble d'une façon régulière. V_1 donne l'effort normal sur le plan de rupture. V_2 et V_3 donnent le cisaillement. La surface de rupture est mesurée après l'essai pour calculer les contraintes. Le montage permet de déterminer un point de la courbe intrinsèque et on répète l'essai avec des contraintes normales différentes.

Le deuxième essai a pour but de donner des informations sur le fluage de la roche; il consiste à appliquer une charge pendant un temps suffisamment long à la surface d'un massif en observant les déformations. Nous le pratiquons d'une façon systématique au cours des essais de chargement au vérin et dans certains cas le comportement à long terme peut être plus important que les caractéristiques d'élasticité instantanée.

La Fig. 29 montre les résultats obtenus au cours d'un essai de chargement de 10 jours effectué dans le Massif Central. Les déformations suivent une loi linéaire en fonction du logarithme du temps pendant 48 heures, puis au-delà apparaissent des mouvements d'un autre type s'apparentant à des déformations visqueuses. Il serait donc dangereux d'appuyer un ouvrage d'art sur une roche présentant de telles déformations différenciées, en dehors de toute autre considération. Précisons d'ailleurs que le module de déformabilité rapide

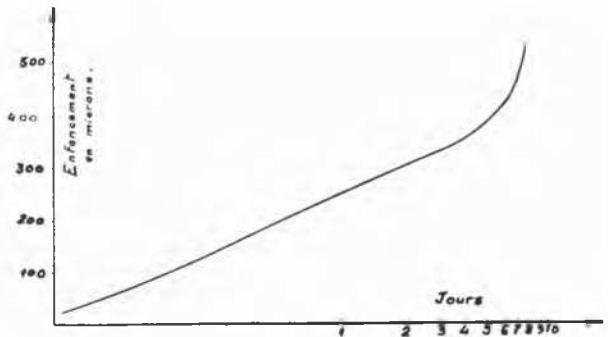


Fig. 29

de cette roche dans la direction étudiée était de l'ordre de 7 000 kg/cm².

Ces deux types d'essais nous ont donné des indications utiles dans plusieurs cas, et nous croyons qu'ils méritent d'être inclus dans l'étude d'un site rocheux.

M. A. MARSLAND (Grande-Bretagne)

I would like to make some comments on recent work carried out by the Building Research Station, in which the results of plate-loading and static penetration tests made at various levels in a shaft 20 ft. in diameter, and 140 ft. deep in the stiff-fissured over-consolidated London clay, are being compared with laboratory tests. Load tests were made on a 6 in. diameter plate resting on the surface of the excavation, and probe tests 0-10 ft. below excavation level. Both the plate and the cone of the penetrometer were pushed down at a constant rate of 0.2 in. per minute (0.008 cm/sec). This slow rate was used to give a failure time of the same order as that used in our laboratory tests. The *in-situ* tests were made at about 20 ft. intervals as the excavation proceeded from depths of 30 to 140 ft. below ground level, and at each level a block sample was hand-dug from the base of the excavation to provide samples for laboratory testing. The clay was very fissured and the size of the predominant fissure network increased with depth from about 1 1/2 in. at 30 ft. to 1-2 ft. at 140 ft. Depending on what percentage of the shear plane passes along fissures, the *in-situ* strength of the clay will vary between a lower limit, represented by failure occurring entirely along fissures and an upper limit corresponding to the intact strength of the clay. The fissured strength is mainly a function of the present stresses in the soil, while the intact strength is also controlled by its previous stress history.

The effect of the fissuring was clearly reflected in the large scatter of the results obtained by my colleagues Mr S. E. Samuels and Mr R. E. Butler from undrained triaxial tests made on 3 in. by 1 1/2 in. diameter samples, carefully trimmed from the blocks of clay. The intact shear strength increased with depth from about 40 lb./sq. in. at 40 ft. to 100 lb./sq. in. at 130 ft., while the lowest values obtained from tests in which a lateral pressure greater than the over-burden was applied, were about half those of the intact samples. Our findings so far may be briefly summarised as follows :

Up to depths of about 60 ft. where the fissure net work was small, the values of c , estimated from the ultimate bearing capacities obtained on the 6 in. diameter plate using the relationship bearing capacity = $6c$, corresponded reasonably closely to the strength obtained on fissured samples tested at pressures equal to, or greater than the over-burden pressure. Between 60 and 120 ft. where the scale of the fissuring was of the same order as the plate, slightly higher values were obtained due to the shear plane passing partially through intact material. This tendency was, however, offset by the fact that pressure release during excavation reduced the

strength on the fissures, and this was particularly pronounced at the lowest level, 140 ft., where the failure followed the fissures in an irregular manner, and gave a value of c even lower than the lowest unconfined triaxial strength.

The value of c , calculated from the point resistance obtained using a 1.6 in. diameter probe, having a 60° cone and only a 1/2 in. long side (a simple Dutch cone) on the basis of the relation penetration resistance = 10 c , also agreed with the 'fissured' strength in the upper layers, where the fissure network was small. However, at lower levels where the fissure network was large in comparison with the point, the value of c obtained from the probe was approximately the average between the strength obtained from intact horizontal and vertical samples. In other words, at the lower levels the failure at the tip of the probe was passing almost entirely through intact material.

A 1.6 in. diameter probe having a 4 in. long skirt (the modern Dutch probe) was also used. The results obtained from this probe were not very reliable, due to the different degrees of mobilisation of shear on the side of the probe. At the higher level, full shear was mobilised along the side of the probe and the total point resistance was equal to about 17 c , while at the lower levels, where the clay was much stiffer, the value was only 10 c .

I would thus conclude by saying that while standardisation is desirable, it can be dangerous unless the principles underlying the tests are fully understood. In particular, more attention must be given to the relative size of both the test piece and the full-scale structure to the structural network of the soil. The results of small probe tests in clays having a fissured structure several times as large as the probe may lead to a serious over-estimate of the likely bearing capacity for a full-scale pile. The importance of a relative size of the fissure network and the size of the test piece has also been recently emphasized by the fact that load tests carried out on 2 ft. diameter plates, have given shearing strengths corresponding to the fissured strengths.

M. G. MEARDI (Italie)

I wish to give notice of the results I obtained using a dynamic penetrometer of 51 mm in diameter, with a 73 kg hammer, 75 cm height of fall, as advised by Terzaghi and Peck. I have always added — since I found it absolutely necessary — a casing for the hole, and I chose it with an outside diameter of 48 mm.

In my paper 16/6 presented at the IV International Conference I already indicated the errors we may incur when the casing is not used. I would add that it is extremely useful also to increase the rigidity of the instrument in order to avoid deviations of the point.

I have employed such a penetrometer in sandy soils and I consider its results equivalent to the ones of the Standard Penetration Test of Terzaghi and Peck, since I found in various tests that with such soils the values were very similar.

In zones where, on the grounds of geological considerations or of numerous drillings, we can exclude the presence of clays, and the water table is not too superficial (as in Milan and the surrounding country on the left bank of the river Po), the dynamic penetrometer can give all the indications essential for studies of foundations : density, bearing capacity, compressibility, etc.

When there is water there may be doubt as to the presence of very thin sands for which the value of N — when it exceeds 15 — should be correct; but when such thin soil is situated at such a depth beneath the base of the footings that it cannot be found during the excavation, it is generally so deep that it is a matter of no importance to neglect the slight correction that we should make.

When it was necessary to evaluate the friction angle,

I referred to the well known publication of Prof. Meyerhof, reducing — for loose sands — the values he indicates according to Terzaghi and Peck or applying the coefficients $N'_q N'_\gamma$.

I shall refer in Section 6 to how I estimated the bearing capacity of the piles.

When clays are present in the soil I also found that the indications of the conic penetrometer are not equal to the indications of the Standard Penetration Test and they are not even equal to 8 + 10 times the values of the unconfined compressive strength.

Not knowing the soil, I made a drilling only when the penetrometer indicated the presence of clays in the following peculiar way.

I found that with clays — particularly when they are soft or plastic — the penetration resistance of the Ø 48 mm. casing quickly increases almost linearly with the depth, whereas with sandy soils — after an incidental quick variation piercing the layer — the resistance is generally constant during the crossing of the layer.

All this has already been ascertained by others, but I think that the use of a casing diameter slightly inferior to the point diameter may have pointed out the difference more clearly.

When the casing found an increasing resistance in the "significant depth" I investigated the composition of the soil. Very often such investigation simply consisted of an exploration with a hand screw device to make the hole, and a Vane Test to estimate the shear strength.

When the clayey material was particularly thick and an oedometer test was necessary, I extracted an undisturbed sample with a small sampler able to enter the hole made with the screw.

In order to measure the sand and gravel settlement instead of calculating the compressibility modulus as a multiple of N , I have found a better agreement with the actual settlement passing from N to the corresponding classification in loose, medium or dense sand, and employing the compressibility moduli indicated by Terzaghi and Peck.

I have used the dynamic penetrometer in this way for several years and it has always given satisfactory results. Besides, the dynamic equipment is cheap, fit for any situation of the surface and — reducing the height of fall of the hammer, it can pass through very hard strata without danger. Therefore it has met with the favour of the technicians of civil constructions and its use is largely spreading in the Po plain.

M. W. R. MITCHELL (Australie)

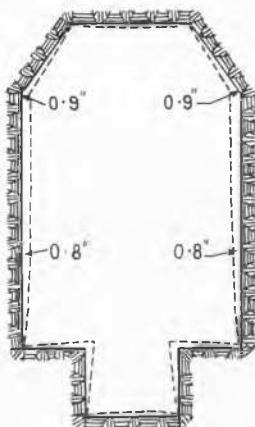
With reference to the subject of rock testing *in situ*, I would like to make mention of some features of the design and construction of the Poatina underground power station in Tasmania. The main hall of the station is 300 ft. long × 45 ft. wide × 85 ft. high and is 500 ft. underground. The rock is an intact, unfissured, horizontally bedded hard mud-stone, and the excavation is quite dry.

Prior to final design, a series of exploratory openings were made for the purpose of observing the behaviour of the rock and to determine the natural state of stress, and also to determine the best shape for the machine hall opening. The study included the excavation of a model of the machine hall to a scale of 1:6. In the exploratory openings, stresses were measured by flat jacks (Fig. 30).

The exploration work showed that the natural horizontal stress was approximately twice the vertical stress and the magnitude of the boundary stresses in critical areas was greater than the strength of the rock and progressive failure occurred.



Fig. 30 Model power station excavation. Scale: 1:6.



ESTIMATED DEFORMATION IN MACHINE HALL

Fig. 31 Estimated elastic deformation in machine hall during excavation.

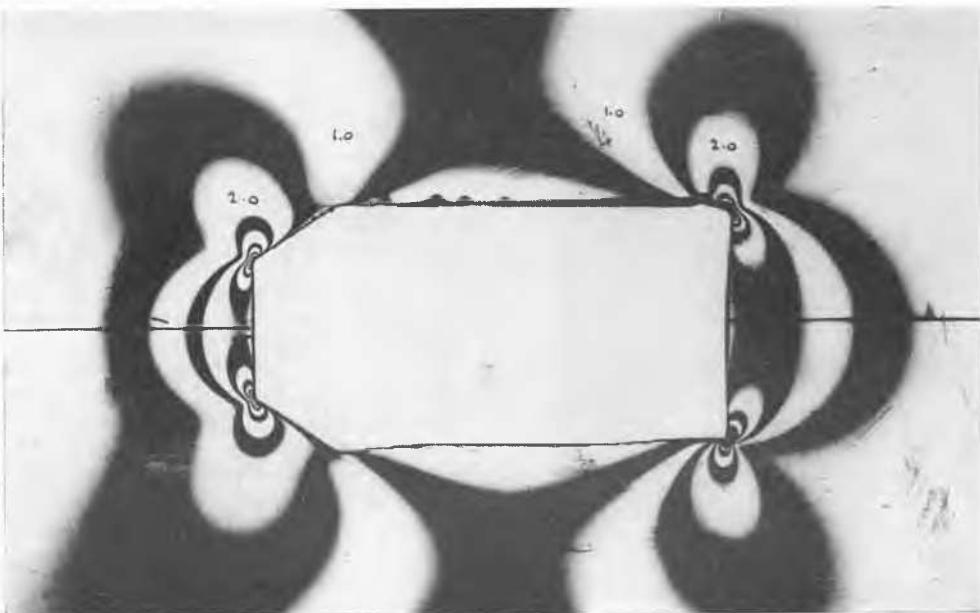


Fig. 32 Photo-elastic study of proposed design before stress relieving. Note high stresses in corners.

Features of the design that was developed to suit these unusual conditions included :

The use of a trapezoidal roof shape which was selected as the best shape to suit the stress field and the anisotropy of the rock, and,

The development and use of a technique of de-stressing to limit boundary stresses in the highly stressed areas to values below the *in situ* compressive strength of the rock. Photo-elastic studies were carried out on several shapes and a detailed study was made of the proposed design (Fig. 32).

Excavation of the power station is now proceeding. The roof section and the tailbay were excavated in the early stages and stress relieving carried out at the top of the roof haunches and the corners of the tailbay (Fig. 33).

The method of stress relieving consisted of drilling a row

of holes almost touching, the insertion of wooden dowels in alternate holes, and the grouting up of the remaining hole when the desired amount of stress relief was obtained. Boundary stresses were measured using flat jacks and a good correlation obtained with the predictions of the photo-elastic study (Fig. 34).

Permanent support to the opening is being achieved by the use of grouted, tensioned rock bolts, steel mesh and a thin lining of sprayed mortar (Fig. 35).

This design is expected to show a substantial saving in cost over the usual concrete roof support.

It is hoped that a paper will be published giving full details of this work after the completion of the station. The Authors will be Messrs. L. A. Endersbee and E. Hosto of the Commission's Staff, who were responsible for much of the design.



Fig. 33 Excavation in progress. June 1961.



Fig. 34 Drilling stress relieving slots and insertion of wooden dowels.

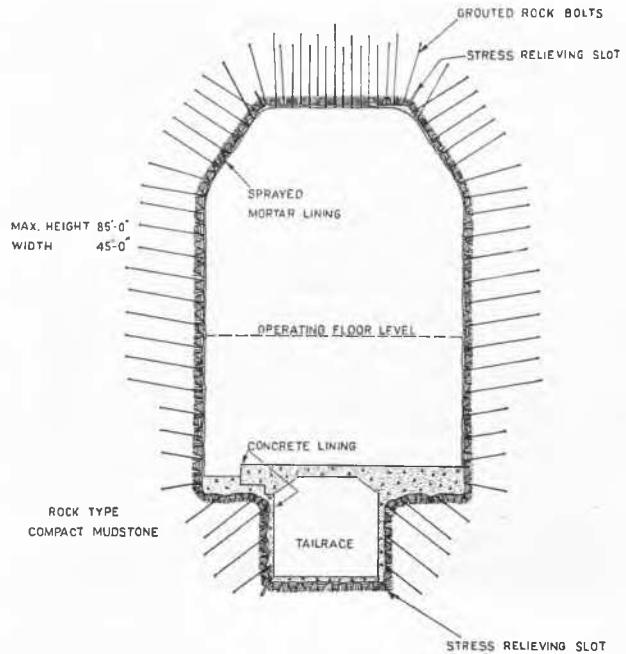
M. T. E. PHALEN (Etats-Unis)

Comments on Seismic Survey and Penetration Tests.

The field and laboratory work conducted by the author on utilizing penetration tests to determine subsoil conditions has indicated trends in the following directions :

1. For a constant diameter probe the rate of penetration increased with increasing energy for a given soil stratum.
2. For a constant energy the rate of penetration decreased as the diameter increased for a given soil stratum.
3. As the water table was approached in a fine sand the resistance to penetration increased.

This type of test has been useful in examining uniform layers of clay, sands and fine gravels provided that



POATINA POWER STATION EXCAVATION

Fig. 35 Final design of excavation and permanent support.

- (a) Prior geological knowledge of soils were known;
- (b) And that a boring was available for calibration.

The types of soils that we encounter in New England are extremely various with a glacial till with large boulders interspersed in the soil layers. This has excluded the use of penetration tests for this type of soil.

As a consequence we have been forced into utilizing seismic surveys to examine large sites up to 1,300,000 square feet in area for the sake of economy and time. This technique when utilized with a boring for calibration purposes and having some prior geological knowledge of the area has been extremely successful in locating

1. Range of density of layers.
2. Depth of ground cover or loam.
3. Loose, medium to dense sands and gravels.
4. Heavily compacted glacial till.
5. Decomposed rock.
6. Solid rock.
7. Water table location.

This seismic technique has been extremely successful in establishing soil profiles for the above mixture of soil conditions, in establishing :

1. Rough and finished grades for excavation sections on site development problems;
2. Grades for footings to keep away from expensive rock cuts.
3. Limitations of layers of material of poor permeability characteristics.
4. Soil profiles for shallow depths up to 20' in depth for water and sewer line profiles.

A typical example of how the seismic technique is superior for certain soils, and is quite sensitive, is shown by the profile obtained of a 10 foot diameter boulder shown ten feet

below ground surface, and then below this a medium gravel, followed by a dense glacial till with a density of 140 pounds per cubic foot, followed by solid rock. Penetration type tests would have been unable to develop this information because of refusal to penetration by the large boulder at a shallow depth.

There is no question that both seismic and penetration techniques have definite applications but should be standardized so that all concerned will be talking in the same areas of thought, but it is my opinion that both techniques must be utilized with a few borings for calibration purposes.

M. H. M. RAEDSCHELDERS (Belgique)

Intervention se rapportant à la communication : « Sand Sampling » par M. Friis (Norvège) (No 2/6)

M. Friis a mis au point un appareil de prélèvement d'échantillons non remaniés dans le sable.

La méthode semble très intéressante, aussi bien du point de vue rendement que du point de vue résultat. Dans son article, M. Friis considère l'influence des contraintes dues au frottement lors de l'enfoncement du carottier.

Je voudrais à ce sujet toutefois attirer l'attention sur un autre remaniement inévitable qui se produit lors d'un prélèvement. Un exemple de cette influence a été donnée par MM. De Beer et Ladanyi dans l'article publié sous le numéro 3A/4 et est illustré par la Fig. 6 de cet article. Pour le sable étudié, ils ont trouvé qu'à l'état peu compact, le p. v. s. passait de $1,40 \text{ t/m}^3$ à $1,44 \text{ t/m}^3$, c'est-à-dire qu'il fallait une correction d'environ 3 pour cent pour avoir la valeur réelle. Pour le même sable à l'état compact on trouvait au contraire une augmentation de la porosité lors du prélèvement. Pour un sable compacté à un p. v. s. de $1,70 \text{ t/m}^3$, l'échantillon non remanié n'avait que $1,67 \text{ t/m}^3$.

Ces deux exemples peuvent toutefois être considérés comme étant des cas extrêmes. Pour une porosité d'environ 42 pour cent (p. v. s. $1,54 \text{ t/m}^3$) on ne trouvait pas de changement de volume.

Le phénomène est certainement fonction des dimensions de l'échantillon et des caractéristiques géométriques de l'appareil de prélèvement.

Il est certain qu'il doit aussi y avoir une correspondance avec les variations de la densité sèche trouvée par M. Kérisel dans les environs de la pointe d'un pieu, où il constate aussi une zone avec diminution de densités (communication 3B/12, Fig. 14).

D'autre part, il sera aussi nécessaire de tenir compte de cet effet de dilatance si on enfonce dans le sol un tube destiné à introduire une source radio-active pour la mesure de la densité *in situ*. Dans les sables compacts, on peut s'attendre à une augmentation du volume, c'est-à-dire qu'on obtient comme p. v. s. une valeur trop faible, tandis que dans les sables peu compacts, le résultat trouvé sera plutôt légèrement trop élevé.

Le phénomène peut être vérifié par des essais de laboratoire.

L'importance de l'influence en fonction de la nature de la couche, de la compacité et de la profondeur, c'est-à-dire des contraintes initiales, doit encore être examinée plus en détail. Dans un cas où un sable avait été compacté à un p. v. s. de $1,482 \text{ t/m}^3$, l'enfoncement du tube provoquerait une augmentation de la densité dans la zone de mesure de 3,6 pour cent ($1,536 \text{ t/m}^3$). Par contre, pour le même sable compacté à une densité de $1,705 \text{ t/m}^3$, la mesure du p. v. s. avec enfouissement du tube ne donnerait que $1,628 \text{ t/m}^3$, c'est-à-dire une diminution de 4,5 pour cent.

M. E. SCHULTZE (Allemagne)

In accordance with oral requests made at the International Conference on Soil Mechanics this year in Paris regarding the Standard Penetration Sound as applied in my institute, I shall describe this instrument in short.

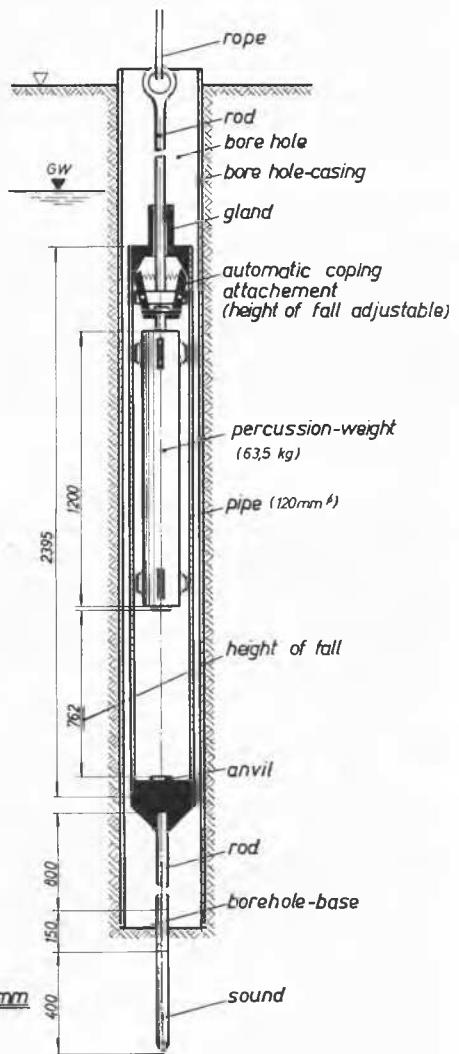


Fig. 36

In the United States the Standard Penetration Sound is driven into the ground by the striking energy of a percussion weight which knocks into the corresponding anvil *above* the borehole. The striking energy is transmitted to the point of the sound by steel rods of changing length.

In the instrument used by my institute, on the contrary, the percussion weight and the automatic coping attachment covered by a waterproof steel jacket are lowered by a rope to the borehole base. The percussion weight is also moved by this rope. The drawing shows schematically the construction of this instrument.

The advantage of this device lies in not having to screw the rods — which takes a lot of time — and in addition the weight of the sound keeps constant while the weight of the instrument used in the United States grows according to the increasing weight of the rods needed for sounding deeper. Further there are no rods which can bend in great depths and resistant soil.

The disadvantage of the cased sound is that when probing under groundwater the weight of the sound is reduced by the value of the uplift. This value is a relatively small one and remains constant for the whole length of the borehole under water. Further, attention is to be paid to the possibility of water coming into the pipe when probing under water, following leakiness at the gland or at the winding. This can be discovered without difficulty by knocking the pipe with a hammer. By screwing off the bottom of the pipe, any water which might have entered is easily let out.

The above-described type of the Standard Penetration Sound has been in action during the last ten years, and has proved highly satisfactory.

M. A. B. SIMON (Allemagne)

During the panel-discussion of Section 2, Dr Golder (Canada) mentioned a dynamic-penetration test-method used in Canada. He was asked by Mr Folque about the skin-friction effect of the described test, but he could not answer the question because of lack of observations. The author is glad to be able to report the result of some observations relative to this subject, made in Canada in 1959, while carrying out such tests.

The investigated area was covered by fluvio-glacial deposits over glacial till. The detailed stratigraphy is shown on Fig. 37, with the standard penetration values characteristic to the density.

First a dynamic-penetration test was performed as described by Dr Golder (2 inch diameter cone and 300 lb. hammer falling 14 inches), then in a distance of about 2 feet a bore-hole was put down to the compact silt lying at a depth of 24 feet, which was known to be fairly uniform in density. From the bottom of the casing the penetration test was repeated, thus eliminating the skin-friction in the approximately 25 feet thick granular layers. Not more than a 3 feet penetration was required to reach nearly the same penetration value as obtained from the previous test. Fig. 37 shows the detailed bore-log with both results plotted. It can be seen that both diagrams show the same characteristics, though the first curve shows a slightly higher density indicated by the number of blows per foot caused by the skin-friction.

For the first 8 feet penetration of the second test an average of 41,4 blows per foot could be computed, the corresponding value for the first test being 55,7 blows per foot. For the remaining 10 feet the averages are 65,4 and 70,5 blows per foot, respectively. It shows that in greater depth the difference and thus the effect of upper granular layers is negligible

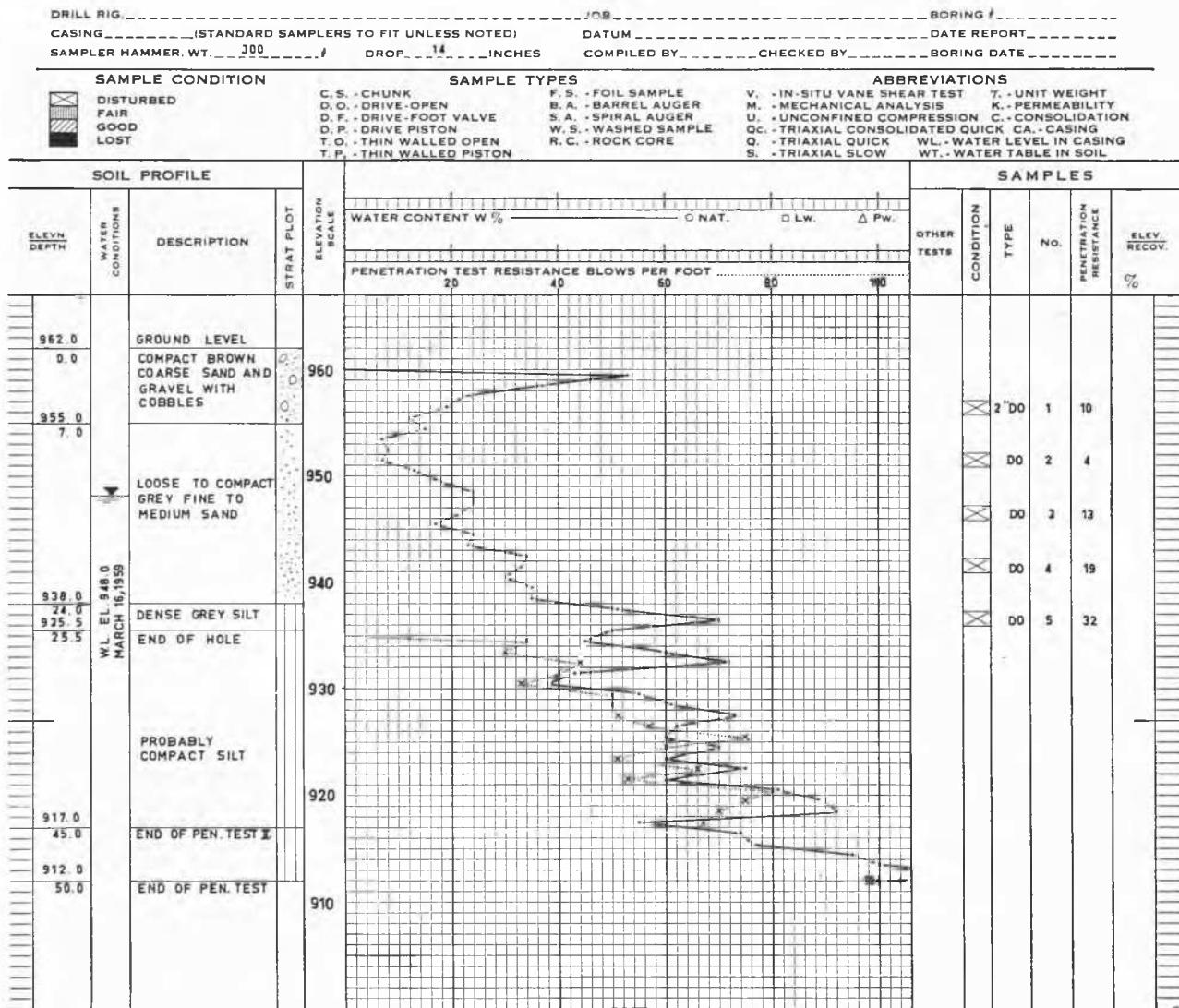


Fig. 37

and within the accuracy of dynamic-penetration tests.

The author is well aware of the fact that the above observation does not solve the problem of skin friction but perhaps contributes to a solution requiring further studies and tedious observations.

M. B. O. SKIPP (Grande-Bretagne)

I would like to comment on some factors to be taken into consideration in the use of nucleonic probes for the measurement of soil moisture and density. These comments are confined to systems involving "4π geometry".

1. The effects of cavities well illustrated by Raedschelders and Goelen limit the use of the technique in open gravels with their large particle sizes. This limitation arises both from the unsatisfactory statistics of sampling and also the excessive reflection of gammas in the complex geometries immediately in the vicinity of the access tubes. This second phenomenon is related to the maximum size of casing in which a probe of particular dimensions can be used. We have extended the use of our standard gamma probe with a 1" external diameter to be used in borehole casing tubes of 3" internal diameter. This necessitates an additional lead collar between the source and detector.

2. We have noted that the presence of water inside the access tube affects the calibration of the gamma probe. When working in saturated soils we carry out our calibration with the access tube full of water and maintain this water in the tube during the work. Occasionally when working in partially saturated soils we have [found it possible to calibrate and carry out field measurements with a dry access tube.

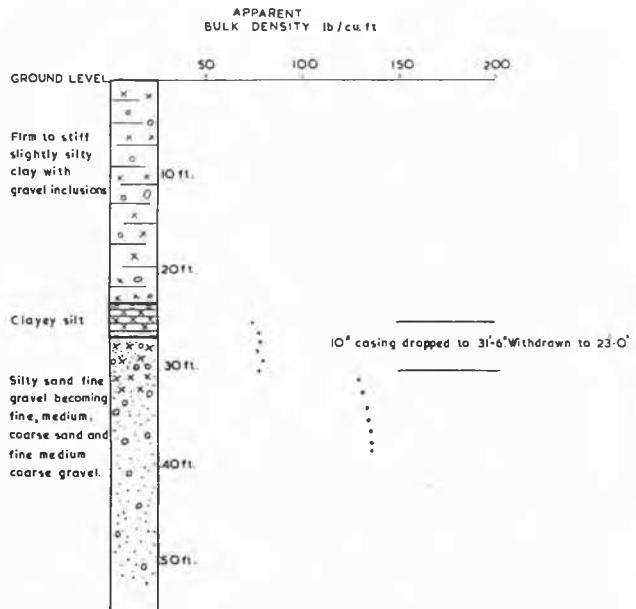


Fig. 38 Example of severe disturbance caused by piping.

3. The extent to which disturbance can affect the densities may be seen in Fig. 38. Density measurements were being made from the base of a 10" borehole taken through boulder clay into sand. The casing was dropped in the hole and had to be withdrawn. The effect of possible cavities and disturbance was clearly seen in the succeeding gamma probe results.

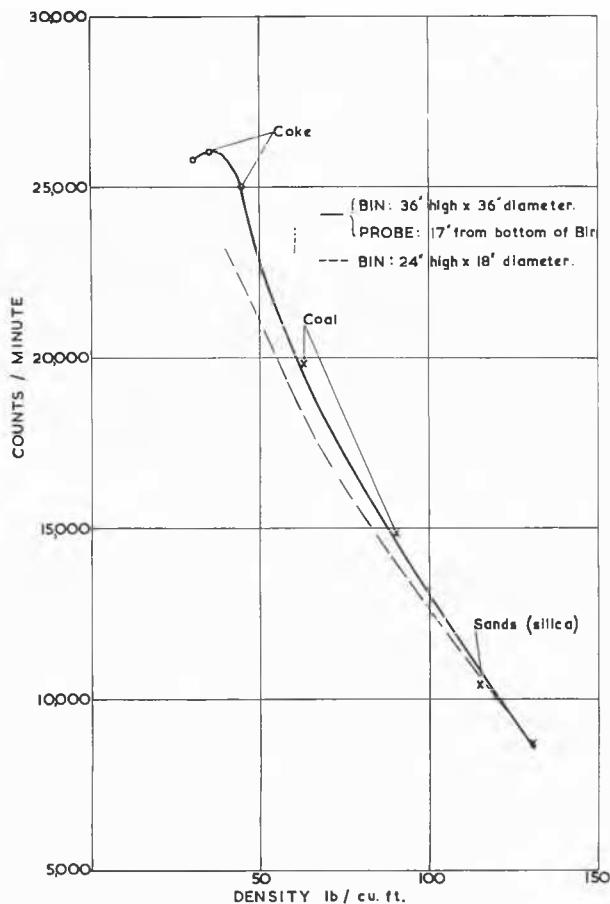


Fig. 39 Effect of bin size on calibration of density probe low density materials.

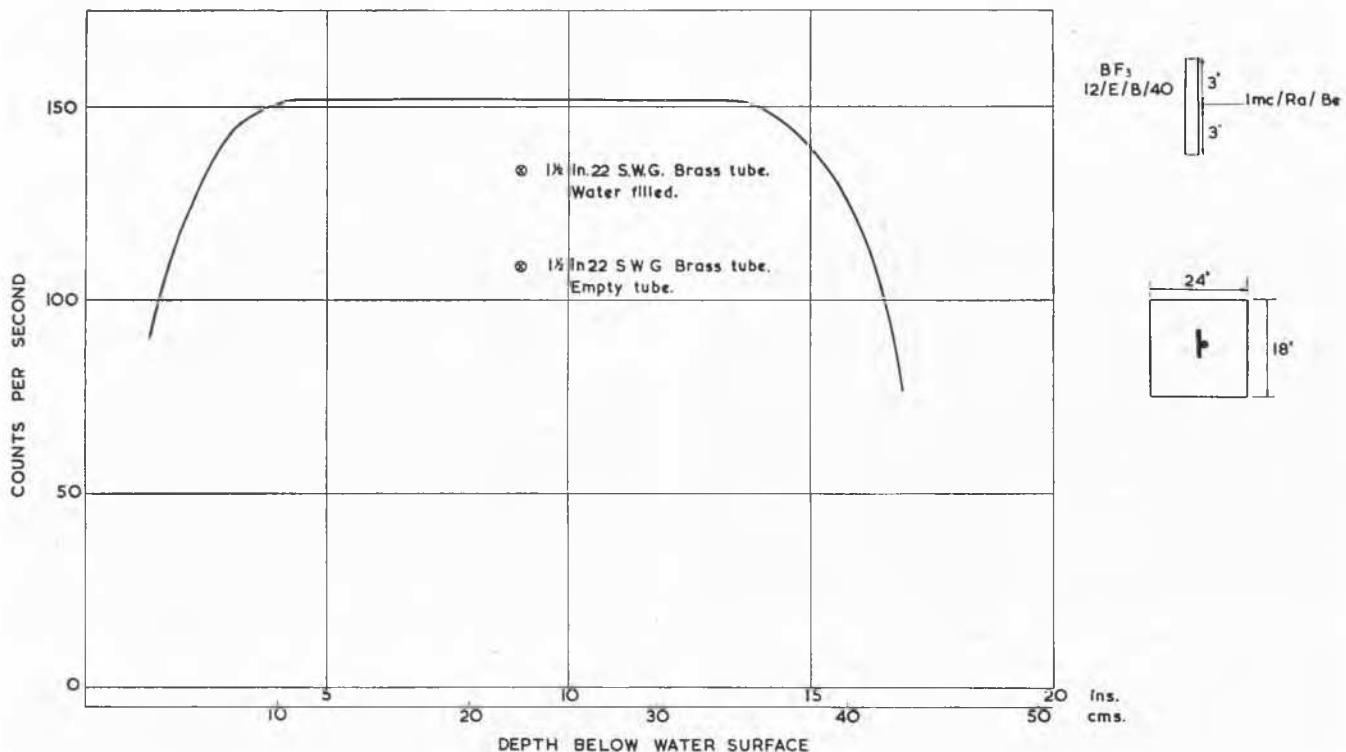


Fig. 40 Boundary detection using BF/Ra Be assemblage.

4. It has generally been appreciated that the dimensions of the container in which calibration is effected must be sufficiently large. The minimum dimensions depend upon the density of the material to be calibrated. Recently we have had occasion to use the gamma probe in very low density materials (coke and coal). The effect of using too small a container is seen in Fig. 39.

With regard to the use of neutron moisture probes, we have noted very wide differences between the sensitivities reported in the literature. Much depends upon the source/detector geometry. Generally we favour locating the sources at the centre of the active length of the B.F.3. tube. Some indication of the "boundary resolution" in water can be seen from Fig. 40. A number of points have also been included to show the importance of the tubes around the source/detector assemblage.

M. M. G. G. WALLAYS (Belgique)

M. L'Herminier a expliqué comment il calcule le terme de profondeur ($Nq p_o$) de la capacité portante des fondations directes à partir des essais au pénétromètre.

Je me permets d'attirer l'attention sur le fait que pour déterminer ce terme de profondeur tant pour une fondation superficielle que pour une fondation profonde établie dans un massif pulvérulent, on peut également calculer un coefficient de réduction de la résistance à la pointe mesurée au pénétromètre de la manière suivante :

(a) on applique la théorie de Prandtl-Buisman-De Beer-Jaky-Meyerhof pour déduire une valeur approximative de l'angle de frottement interne Φ du sol;

(b) on réapplique la même théorie au cas envisagé de fondation superficielle ou profonde.

Grâce à la théorie de Buisman-De Beer-Meyerhof, on

obtient ainsi un coefficient de réduction qui tient compte à la fois de la profondeur de la fondation en-dessous du terrain naturel, de la profondeur d'ancrage de celle-ci dans la couche résistante, de la largeur de la fondation, et éventuellement dans le cas des pieux, du mode d'exécution de ceux-ci.

Il faut attirer l'attention sur le fait que la méthode esquissée utilise la théorie de Prandtl deux fois successivement et en sens inverse; il en résulte qu'elle tend à réduire les erreurs que l'on peut commettre du fait des hypothèses de base de la théorie de Prandtl.

Notons en outre, que la méthode esquissée donne généralement pour les sols pulvérulents dont la compacité est supérieure à celle de la compacité critique, des valeurs de l'angle de frottement interne Φ égales ou légèrement inférieures à celles obtenues en laboratoire.

Références :

- [1] BUISMAN, K. *Grondmechanica*.
- [2] DE BEER, E. E. (1945). « Étude des Fondations sur pilotis et des Fondations directes; l'appareil de pénétration en profondeur ». *Annales des Travaux Publics de Belgique — Grondmechanica*, Deel II. Funderingen, Standard Boekhandel, Antwerpen.
- [3] — et WALLAYS, M. (1955). « Examen critique de trois théories récentes sur l'équilibre limite du sol sous les fondations directes », *Annales des Travaux Publics de Belgique*, n° 3.
- [4] — et WALLAYS, M. (1955). « Examen critique de trois théories récentes sur l'équilibre limite du sol sous les fondations directes », *Annales des Travaux Publics de Belgique*, n° 3.
- [5] JAKY J. (1948). « On the bearing capacity of piles ». *Proceedings of the 2nd. International Conference on Soil Mechanics and Found. Engg.* Rotterdam, 1948, Vol. I.
- [6] MEYERHOF C. (1951). « The ultimate bearing capacity of foundations ». *Geotechnique*, n° 2.
- [7] PRANDTL (1921). « Über die Eindringungs festigkeit (Härte) plastischer Körper ». *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik*, Hefth I.

Dr Golder (Canada) in the panel discussion remarked on the topic of vane tests that "I have a theory based on no facts", and then mentioned the research work on varved clays which is presently being conducted at McMaster University. Data has been collected in an attempt to substantiate Dr Golder's theory.

The research work is concerned with checking the reliability of the vane test in varved clays. This work was prompted by some experiences where the vane test gave values for the shearing strength which appeared to be too high when checked against actual failures. Dr Golder's theory is that, during deformation, dilatancy takes place in the coarse layer with consequent negative pore-water pressures which are not readily dissipated due to the low permeability of the material.

The apparatus used in the research was a modified Wykeham Farrance laboratory vane tester; the modification consisted of providing a means of measuring the pore pressure in the failure zone. The laboratory vane used was 3/4 inch in diameter and 1 inch high. Initially, a hypodermic needle was soldered to the blade of the vane and connected to a Norwegian pore-pressure device; in the more recent tests it was found that satisfactory values of the pore pressures could be obtained by inserting the hypodermic needle in the soil adjacent to the failure surface.

Artificial samples were used so that consistent results could be obtained. The samples consisted of clay layers ($L_c = 35$, $P_L = 19$) and fine uniform sand layers. The vane was calibrated in the clay and sand separately before testing laminated samples.

The reliability of the vane in cohesive soils was confirmed by tests relating the unconfined compressive strength to vane shear tests for clay at different water contents.

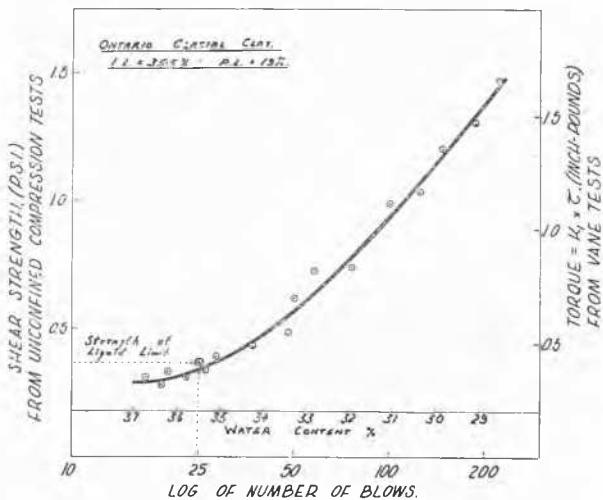


Fig. 41

From this data (Fig. 41) it was possible to relate the values of shear strength obtained by the two methods of testing by correlation with the water content and the number of blows in the liquid limit device; the experimental values for the shear strength were almost identical with the theoretical values derived by Cadling [1] assuming that the failure surface is a right circular cylinder having the same diameter as the vane.

It was found that negative pore pressures were generated by dilatation, in dense sand during the insertion and rotation

of the vane. While it was anticipated that these negative pore pressures would have an influence on the shear strengths obtained from the vane test, the magnitude of this effect was too large to be explained by the usual theories and other factors influencing the test method were investigated.

The effect of the size and rigidity of the container on the magnitude of the pore pressures and on the sharing strength can be seen in Fig. 42. The testing of some soils with the laboratory vane in sampling tubes may give erroneous results.

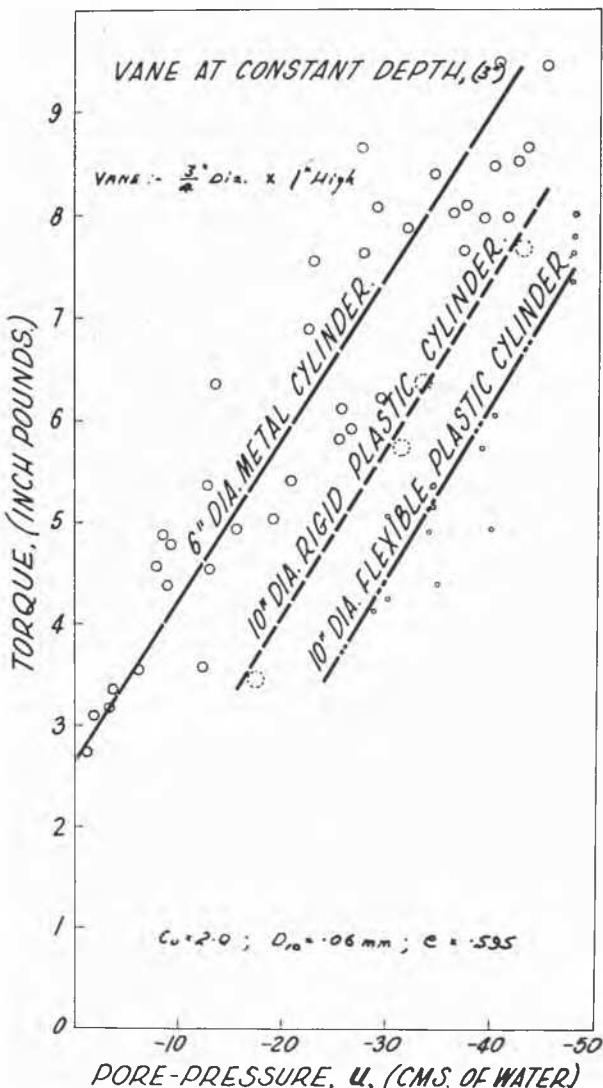


Fig. 42 Vane Tests on Sand in Different Containers.
 $C_u = 2.0$; $D_{10} = .06 \text{ mm}$; $e = .595$.

Fig. 43 indicates that the depth of insertion of the vane into a sample may be an important factor; while this is expected for frictional soils, it is shown that the rate of increase of shear strength with pore pressure also increases with depth.

Références :

- [1] CADLING and ODENSTAD (1950). « The Vane Borer ». Proceedings, no 2, The Royal Swedish Geotechnical Institute.

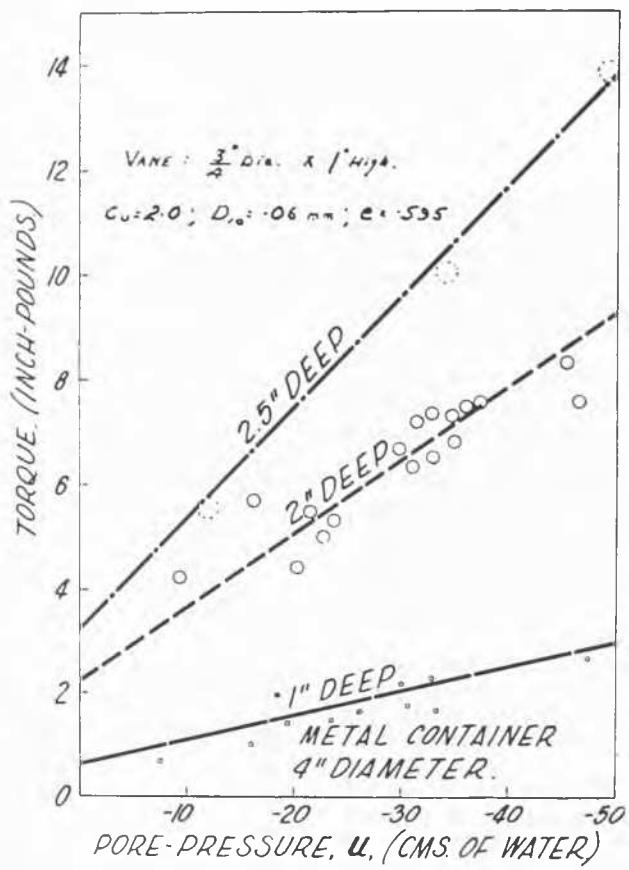


Fig. 43 Vane Tests on Sand at Different Depths.