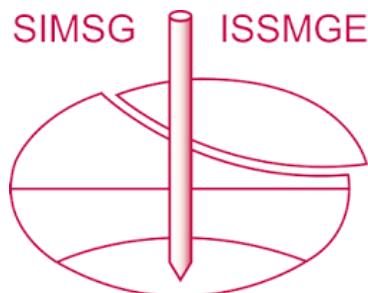


INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



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.

Poussée des terres

Earth Pressures

Sujet de discussion : Variation de la poussée et de la butée en fonction des déformations au voisinage des ouvrages.

Subject for discussion : Variation in the active and passive pressure related to the deformations in the vicinity of the structure.

Président / Chairman :

G. P. TSCHEBOTARIOFF, U.S.A.

Vice-Président / Vice-Chairman :

M. E. FAUCONNIER, France,

Rapporteur Général / General Reporter :

S. HUECKEL, Pologne,

Membres du Groupe de discussion / Members of the Panel : J. BIAREZ, France, L. BJERRUM, Norvège; J. BRINCH HANSEN, Danemark; V. ROISIN, Belgique; P. W. ROWE, Grande-Bretagne.

Discussion Orale / Oral discussion :

J. Biarez, France
L. Bjerrum, Norvège
J. Brinch Hansen, Danemark
M. Buisson, France
G. de Josselin de Jong, Hollande
R. Jelinek, Allemagne
A. Lazard, France
J. Osterman, Suède
R.B. Peck, U.S.A.
V. Roisin, Belgique
K. Roscoe, Grande-Bretagne
P.W. Rowe, Grande-Bretagne

V. Sokolovski, U.R.S.S.

L. Suklje, Yougoslavie
E. Spencer, Grande-Bretagne
D.H. Trollope, Australie
N. Tsitovitch, U.R.S.S.
P. Wikramaratna, Ceylan

Contributions écrites / Written Contributions :

J. Brinch Hansen, Danemark
R. Chadeisson, France
L. Rozsa, Hongrie
A.H. Toms, Grande-Bretagne
N. Tsitovitch et D.S. Baranov, U.R.S.S.



S. HUECKEL

Rapporteur Général, Division 5 / General Reporter, Division 5

tions m'a chargé d'installer la séance du groupe de discussion de la Section 5 sur le sujet de la poussée des terres. Ce groupe de discussion sera présidé par le Professeur Tschebotarioff, représentant les Etats-Unis, qui sera assisté de M. Hueckel, représentant la Pologne, Rapporteur Général. Les membres de ce groupe de discussion seront, dans l'ordre alphabétique : M. Biarez, représentant la France, M. Bjerrum, représentant la Norvège, M. Brinch Hansen, représentant le Danemark, M. Roisin, représentant la Belgique et M. Rowe, représentant la Grande-Bretagne. Ces personnalités sont certainement très connues de vous par leurs précédents travaux et je ne doute pas que sous la présidence éminente de M. Tschebotarioff elles ne nous conduisent à des vues plus claires sur le sujet délicat qu'elles abordent devant vous.

Sans plus attendre, je donne la présidence à M. Tschébotarioff.

Le Président :

Ladies and Gentlemen. We are going to follow essentially the same procedure which was followed yesterday during the first session of this Conference.

I was interested and pleased to find that although the programme for this morning's meeting was established independently of the discussion group for the first session by the Gentlemen you see here, at this table, we have arrived at essentially the same order for the proceedings. Namely, we will first have a general report from Professor Hueckel,

Le Vice-Président :

Messieurs, le Comité d'Organisation du Cinquième Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fonda-

or a summary of his report. We will then discuss, between the Gentlemen at this table, three specific points which will be announced to you by Professor Hueckel in a few minutes. After that, we are going to have a break at about 11 o'clock and then we will have some discussion from the floor.

I now request Professor Hueckel to present to you the summary of his general report.

Le Rapporteur Général :

La lecture du texte complet de mon rapport général aurait duré plus d'une heure et les auditeurs en seraient tellement fatigués qu'ils n'auraient plus l'envie de prendre part à la discussion. Compte tenu de ce fait, je vais faire un rapport de mon rapport, un microrapport général, quelque chose comme « De la poussée et de la butée des terres en mille mots ».

Ce sont les problèmes théoriques qui viennent en tête. Messieurs Davin et Pramborg ont apporté dans leurs rapports des contributions précieuses à la théorie de l'équilibre plastique des milieux pulvérulents, M. Davin ayant tenté de résoudre le problème tridimensionnel. Malgré leur valeur, ces études ne permettent pas de supposer toute la variété des nouvelles tendances qui s'expriment actuellement dans le domaine de la théorie qui nous intéresse.

M. Biarez a très justement proposé à la réunion préparatoire de notre Section de consacrer une partie de la discussion à la comparaison des hypothèses et à la précision des conditions d'application des méthodes diverses de calcul de la poussée et de la butée des terres, en partageant les discussions entre les méthodes qui ne prennent pas en considération les déformations de la paroi et celles qui tiennent compte de ces déformations.

Ces dernières méthodes nous mettent en face du deuxième groupe des rapports consacrés aux palplanches et fouilles blindées, et qui compte six communications.

Le choix des sujets de ces rapports s'est avéré très heureux, car ils renferment un large éventail de questions. Ils traitent des problèmes assez particuliers mais conduisent à des idées essentielles et d'un intérêt général.

MM. Verheyen et Roisin ont présenté une analyse subtile du problème de l'influence des charges ponctuelles sur un massif de terres maintenu par un rideau de palplanches, en fonction des caractéristiques du rideau. Ils ont étudié ce problème en se servant d'un appareil ingénier type Schneebeli. MM. Rowe et Briggs nous ont mis au courant d'une nouvelle étape de la série remarquable de leurs essais sur modèles réduits. En s'occupant cette fois d'écrans souples en palplanches avec plusieurs niveaux d'appui, les auteurs sont parvenus à des conclusions d'une portée générale. MM. Di Biaggio et Kjaernsli ont fourni une illustration de ce même problème en l'étudiant sur des parois de grandeur nature et MM. Heyman et Boersma ont cherché, également en grandeur nature, l'influence de la poussée des terres sur un rang de pieux enfouis dans un sol compressible.

Le rapport de MM. Golder, Harding et Jenkins, ainsi que celui de trois groupements italiens (Edison, Sima et Sade) constituent un complément précieux aux rapports traités ci-dessus par la description d'ouvrages intéressants exécutés à Londres et en Italie.

Les communications énumérées forment une base de discussion concernant non seulement la comparaison de diverses méthodes de calcul, mais aussi le thème principal suggéré par le Comité d'organisation, à savoir : l'influence du déplacement de l'écran sur la valeur de la contrainte et de son inclinaison.

Ce ne sont pas seulement les écrans souples, d'ailleurs, qui donnent lieu à une pareille discussion, mais aussi les éléments massifs, comme par exemple les murs de soutènement,

qui ne se déforment pas il est vrai, mais qui subissent une rotation et un déplacement. Nous passons alors au groupe suivant des rapports, concernant la poussée sur les fondations et les murs de soutènement.

C'est exactement ce problème qui a été le but des études de MM. Biarez et Capelle. Ils ont étudié sur l'appareil Schneebeli les mouvements des fondations rigides, et arrivent à des conclusions intéressantes qui conduisent peut-être à une nouvelle méthode approximative de vérification de la stabilité des fondations et des murs de soutènement.

Les rapports suivants de ce groupe, celui de MM. Chazy et Habib, ainsi que celui de MM. Peck et Ireland, ont apporté de nombreuses constatations intéressantes d'une grande importance pratique.

Le premier de ces rapports s'occupe d'une étude sur modèle réduit à grande échelle des contraintes à l'intérieur et au-dessous d'une pile creusée de grand diamètre et havée dans le sol ; le second décrit des essais analogues sur la stabilité d'un mur de soutènement.

Le groupe suivant, composé de deux rapports, celui de mon collaborateur M. Kwasniewski et de moi-même, et celui de M. Schofield, concerne directement le problème des relations entre la grandeur de butée et celle du déplacement ou bien de l'angle de rotation d'une plaque enfoncee dans le sol, ainsi que le problème de l'influence du frottement entre la paroi et le sol sur la valeur de la butée. M. Kwasniewski et moi-même, nous sommes occupés d'observer ce qui se passe lorsqu'on soumet une plaque ou grille horizontale placée dans le sol à une force horizontale croissante. M. Schofield s'est intéressé aux problèmes des changements de la grandeur et de la direction de butée exercée sur une plaque, initialement verticale tournant autour d'un axe horizontal situé en haut de la plaque. En considérant ces deux communications ainsi que les ouvrages publiés par ailleurs et cités dans le rapport général, on peut tenter de préciser les limites d'application de diverses théories ou les critères d'évaluation du coefficient de sécurité, pour les cas les plus simples, comme par exemple un déplacement parallèle ou une rotation pure de la structure autour d'un axe horizontal. En conséquence, on pourrait tâcher de généraliser ces résultats en décomposant les mouvements complexes suivant les mouvements simples ci-dessus.

Ces rapports clôturent la série des communications consacrées aux problèmes qui, selon les suggestions du Comité d'organisation, devraient être le sujet principal de la discussion de la Section 5.

Je voudrais ajouter ici la proposition d'englober dans la discussion la question de l'influence du fluage et du gonflement des sols sur la grandeur de poussée et de butée. L'origine de cette proposition vient de deux très intéressants rapports de MM. Suklje et Widmar, et de MM. Kassif et Zeitlen, consacrés aux études des contraintes provoquées par le gonflement ou fluage du sol. Il me semble qu'en basant les méthodes de calcul de poussée et de butée sur des modèles rhéologiques du sol, on pourrait traiter les contraintes dues au gonflement ou au fluage comme un cas particulier de poussée et de butée.

Les deux groupes suivants : celui des silos et celui des tunnels sont représentés par trois communications. Ce nombre n'est pas en rapport avec l'importance de ces questions, chacune constituant un domaine distinct de science et de technique auxquels on pourrait consacrer des congrès spéciaux et pas seulement une « sous-division ».

Ce sont : le rapport de MM. Buisson et Commère décrivant des essais très précis de silos sur modèles réduits, celui de M. de Reeper s'occupant du nouvel appareillage employé pour mesurer les contraintes apparaissant dans le revêtement en béton d'une galerie souterraine, ainsi que la communication de MM. Leech et Pender (indiquée dans mon rapport général par erreur dans un autre groupe) qui concerne les

essais sur les boulons de fixation de revêtements des excavations souterraines.

Le dernier groupe, enfin, à savoir la communication de MM. Trollope et Lee, celle de M. Silva Wikramaratna et celle de MM. Ichihara et Takagi, concerne les méthodes de mesure des contraintes dans les sols et décrit des nouveaux dispositifs, remarquables par leur originalité et par leur précision.

Monsieur le Président, Mesdames et Messieurs,

Je crains que ce résumé de tous les rapports présentés, malgré qu'il ait été assez bref, ait toutefois lassé mes auditeurs, d'autant plus que le maquis des détails, aurait pu leur masquer l'idée directrice de mon rapport général.

Il me semble qu'on pourrait définir cette idée de la manière suivante. Le progrès de la science et des techniques d'investigation a apporté un accroissement considérable du nombre des méthodes avec lesquelles les scientifiques s'efforcent de résoudre le problème difficile de la détermination des grandeurs de poussée et de butée des terres. Les diverses questions sont souvent résolues grâce à des méthodes fondées sur des hypothèses différentes. On regrette l'absence d'une synthèse qui permettrait de traiter les solutions particulières comme des cas particuliers, de la même théorie générale.

La conviction se cristallise de plus en plus que les méthodes du calcul de poussée et de butée des terres doivent tenir compte des déplacements et des déformations des constructions en contact avec le sol.

Ces conditions modifient non seulement la grandeur des forces de poussée ou de butée, mais aussi leur direction et la position de leurs points d'application. Une question se pose : quelle théorie parmi toutes celles existantes a la chance d'englober le problème dans sa totalité ? Sont-ce les méthodes basées sur les théories de l'élasticité et de la plasticité, ou bien peut-être celles qui se fondent sur la rhéologie, ou enfin celles basées sur la théorie des probabilités ?

A ce problème est liée la question du coefficient de sécurité, qu'on doit appliquer aux résultats du calcul dans le domaine qui nous intéresse. Il me semble que lorsqu'on se sert des théories de l'équilibre limite, on doit employer les coefficients conformes à la sensibilité des constructions, aux déplacements et aux déformations. Dans les cas les plus simples, comme par exemple le déplacement parallèle des ancrages, la solution semble être facile ; dans les cas complexes, comme par exemple la rotation liée au déplacement d'une fondation rigide, il est possible que la solution puisse être trouvée en décomposant le mouvement en ses composantes.

Dans chaque cas néanmoins ce sont les essais qui peuvent répondre aux diverses questions non résolues par la théorie : essais sur modèle réduit et surtout essais en vraie grandeur.

En résumé, ce sont bien les trois points suggérés pour la discussion, et notamment :

1. Comparaison des hypothèses formant la base des diverses méthodes de calcul de la poussée et de la butée et précision de leurs limites d'application ;
2. Détermination du coefficient de sécurité dans les problèmes de la poussée et de la butée des terres ;
3. Vérification expérimentale des théories.

Tous ces points doivent être traités en tenant compte du sujet de discussion indiqué dans le programme : « Variation de la poussée et de la butée en fonction des déformations et des déplacements des ouvrages en contact avec le sol ».

Les divergences des opinions dans notre domaine concernent plutôt les détails que les grandes lignes. Il semble néanmoins que la discussion des thèmes indiqués puisse apporter un progrès réel.

Le Président :

Thank you very much, Prof. Hueckel, for your excellent summary.

Before opening the Panel discussion on the first point proposed by Prof. Hueckel, I would like to make one general comment; namely, Prof. Hueckel has referred in his report to the Schneebeli Method, as was done in the papers to which he referred, and as was done during the London Conference of 1957 by Prof. Kérisel who was then General Reporter.

This method consists essentially in the use of rods instead of grains for earth pressure tests. I think that it would be of general interest that this is only a re-discovery of a similar method which to the best of my knowledge was first developed by Prof. Donald Taylor of the Massachusetts Institute of Technology, the late Secretary General of our Organisation. Exactly the same principle which he defined as a two-dimensional analogy was used by him around 1936, at the time of the first International Conference at Cambridge.

I have personally seen a device based on this principle in his laboratory about a quarter of a century ago. It was used for some very important discoveries of fact. He made comparisons with that device on the effect of the rotation of the wall around its top, as compared to rotation around the bottom and established experimentally the change in the location of the center of application of the resultant pressure, and so forth.

I am not surprised that Mr Schneebeli was not aware of this work because, for some reason, it has not been much publicized. The only English language reference to it that I know was contained in a small M.I.T. — Massachusetts Institute of Technology — pamphlet published around 1940 or 1941 which, quoting from memory, I believe was called a 'Summary of Selected Theses on Soil Mechanics'.

This device was used for three master-of-science theses in 1935, 1936 and 1937. The only other reference to it that I know of is my own in the German language in 1952, at the time of the meeting in Essen of the German Society for Soil Engineering, published in its Proceedings.

I am bringing all this up because I believe this is a very promising method and has been used increasingly in the last years. I suggest therefore, formally, that this method be referred to as the Taylor-Schneebeli Method and, I am sure that all our friends from France will agree with this in view of the facts that I have presented. (*Applause*).

Now, I would like to call on Prof. Brinch Hansen to open the Panel discussion on the first item on our agenda : 'the comparison of the hypotheses underlying different methods of calculation of active and passive pressures as well as a definition of the limits of the application of these methods'.

M. J. BRINCH HANSEN (Danemark)

When the current methods for earth pressure calculation are compared with the accepted methods for other failure problems, a strange situation is found to exist.

Whereas to-day no one would consider it possible to treat slope stability or bearing capacity problems adequately without the aid of curved rupture surfaces, almost everybody seems to believe that any earth pressure problem can be solved satisfactorily by means of the classical methods based upon plane rupture surfaces.

Moreover, not only are these simple methods now used quite matter-of-factly with hardly any thought about their applicability to the problem in question, but people actually seem to think that they are the only methods available.

When I talk about curved rupture-lines I am incidentally only referring to the fact that zone-ruptures can be calculated more accurately by means of curved rupture-lines than

by means of the classical straight lines. This problem has actually been solved satisfactorily by Caquot and Kérisel.

I am actually much more concerned with cases in which the wall moves in such a way that a zone-rupture simply cannot occur for kinematical reasons. In such cases the pressure is neither active nor passive, although a fully developed rupture-figure does exist in the soil.

Actually the earth pressure will vary continuously along the wall, and it will therefore be quite impossible to say where an active pressure changes into a passive one. These concepts lose their meaning in the general case and are only applicable to certain special cases of wall movement.

The main reason for the lack of appreciation of the kinematical conditions lies probably in the fact that in plane problems of plasticity it is often possible to work out a complete statical solution without investigating the deformations at all.

A subsequent kinematical investigation would show that compatibility is possible only for certain types of wall movement. However, in most cases such an investigation is not made at all, and even when it is, the restrictions are soon forgotten and the calculated earth pressures used uncritically.

For ordinary retaining walls the classical methods are known to give very reliable results. This is simply a consequence of the fact that such a wall will undergo a forward rotation, which is compatible with a zone-rupture, for which Coulomb's or Rankine's methods give a good approximation.

However, other structures, such as anchored or braced sheet walls, may undergo different movements not compatible with zone-ruptures, and therefore the misuse of the classical earth pressure theories on such structures results in such manifestly wrong results, that something has to be done.

Strangely enough, instead of adjusting the basic concepts of the theory to the cases in question, people cling tenaciously to the classical theories and correct instead for the resulting considerable errors by means of empirical reduction factors or estimated pressure redistributions — if they do not give up theory completely and design on the basis of model tests or purely empirical rules.

Another reason for the almost universal use of Coulomb's and Rankine's methods in spite of their evident shortcomings may be found in the following curious fact.

Writers on mathematical plasticity theory have, almost without exception, dealt exclusively with zone-ruptures. They have thereby given people the impression that only such ruptures exist, and as Coulomb's and Rankine's theories are often sufficiently good approximations for zone-ruptures, they might hence have been considered sufficient in all cases.

However, the actual fact is that in earth pressure problems several types of rupture other than zone-ruptures may occur. Generally speaking, pure zone-ruptures may occur for rotation centres situated below the foot of the wall, and pure line-ruptures for rotation centres above the middle of the wall. In the remaining cases the rupture will be composite, consisting of plastic and non-plastic zones separated by rupture-lines.

Now, it is important to notice that, whereas the classical theories may represent a reasonable approximation in the case of zone-ruptures, they will certainly not do so for line-ruptures and still less for composite ruptures. Here, a new theory and calculation method is evidently necessary.

Such a more general earth pressure theory must, of course, be able to calculate curved rupture-lines. The necessary basis for this was indicated by Kötter already in 1903, but his equations have apparently been considered too complicated for practical use at least in earth pressure problems and there was, especially for line-ruptures, some uncertainty with regard to the correct boundary conditions to use.

In my book *Earth Pressure Calculation* I showed how to

overcome these difficulties. I indicated certain specific boundary conditions, the use of which ensured reliable results, and I simplified and tabulated Kötter's equation for practical use. Moreover, I indicated general calculation methods for zone-, line- and composite ruptures, and presented graphs enabling a quick direct determination of the earth pressures corresponding to any given location of the rotation centre for a rigid vertical wall with a horizontal earth surface.

Once such a method is understood, it is hardly more complicated to use than the classical methods, and there is, consequently, really no longer any excuse for using the classical methods in cases where, for kinematical reasons, they do not really apply and therefore must give erroneous results.

The most important thing in earth pressure calculation is, in my opinion, the kinematical compatibility between the structure and the soil. According to usual concepts the earth pressure on any structure is in principle given only when the physical properties of the soil and the wall are known. This is however completely fallacious.

I frequently ask my students the following question: Here is a certain structure; what are the earth pressures acting upon it? The only correct answer is: Your question cannot be answered, until you have specified how the structure will move in the state of failure!

I have also shown that the type of movement of a structure can — at least within wide limits — be chosen arbitrarily by the designer. It is possible, for instance, to design an anchored sheet wall for a state of failure, in which the anchors yield. This can be done by means of the classical methods, and the result is a perfectly safe structure, but rather expensive.

An equally safe but considerably cheaper structure is obtained, when the design is based on a state of failure with unyielding anchors. However, here the classical methods are inapplicable, whereas my method solves the problem without any difficulty.

I think that further progress in calculation methods for earth pressure will require that we pay much more attention to the kinematical considerations, as well, of course, as to the statical ones.

Le Président :

Thank you very much Prof. Brinch Hansen.

I will now request Prof. Rowe to make his general comments on the subject under discussion.

M. P. W. ROWE (Grande-Bretagne)

If at the moment we are only in the beginning of this subject in view of the considerable disagreement on the fundamentals of earth pressure calculations, I can only imagine that possibly we have not been thinking about the things that really matter.

In 1953, I read with very great interest Prof. Brinch Hansen's book, the fundamentals of which he has now briefly outlined again. But as a result I decided to find out just what did happen when a flexible sheet pile wall was taken to failure. I repeated some 200 tests in which the various fundamental parameters were controlled and I found that long before one got to the ultimate strength of the wall, or the ultimate strength of the soil whose properties are used in these earth pressure theories, the deformation of the wall was so grotesque that any engineer would long since have said that failure had occurred.

I would like to give an example of a flexible wall driven into dense sand and retaining dense sand. One can dredge this wall which is purposely designed to yield, and while one is in the elastic range of the wall, the wall will, on a slight further dredge, start to move out. It will accelerate and there will

be catastrophic collapse. Why is this so? There are various factors which occur.

First of all the wall must bend before it can reach even the first yield point and that bending is not negligible. It is a quite considerable curvature of the wall. Consequently, there is a volume void behind that wall and the soil must move down into that void.

While doing so, it is subsiding at the top above the anchor level. And that means that if one imagines a passive state above the anchor as the wall deflects back into the soil, there is a negative angle of friction between the soil and the wall and this means that we do not get anything like the normal maximum passive resistance above the anchor. The fixity fails away.

Now, in Prof. Brinch Hansen's calculation, he computes the total force and where it acts, under his theoretical conditions; but he cannot determine the distribution of pressure and this is made with certain assumptions involving a pressure jump. But evidently changes take place, because one gets the passive resistance above the anchor, before this subsidence. It then disappears as the wall deforms and the soil moves down.

Secondly, the soil properties have nothing whatsoever to do with the wall properties : the soil is an entirely different material. And it so happens that, in the case of a dense sand, the strains in the backfill will result in the peak point being reached before the first yield point in the wall. Consequently, with further strain and deformation, the Φ value falls off and the active load increases. So, we have a case of increasing active load with decreasing tie-fixity all in the elastic range of the wall and as a result we reach this critical point where each movement produces a greater applied moment than the wall develops by bending further. And so, one has an accelerated displacement and, this, *long before* ultimate collapse.

Now, there is a second point — and I think it is a sound one : if one is going to include the kinematics that the soil should move with the wall — which Prof. Brinch Hansen considers and with which I agree — then we must take into account that in general the soil particles are moving in a direction other than along a 'mythical' slip line. I use the word 'mythical' because a slip line, certainly in drained cases with an element of sand is something that occurs beyond the peak while up to the peak there are no slip lines. But if we use the slip line for calculation, the direction of particle movement is not necessarily as assumed in the present theories.

I would say in closing on this point that I do not differentiate fundamentally between deformation and failure. I have not got two boxes, an elastic and a plastic box, and I do not have to put a problem in one or the other. Soil while it is being deformed is failing between particles in steps and *the whole process follows one single law*. I can well imagine the day may come when the work such as Prof. Brinch Hansen is pursuing can be fitted to deformation states as well as to failure.

Le Président :

Thank you very much Dr Rowe. I particularly appreciate the fact that you have spoken extemporaneously and I hope that this approach will be generally maintained to liven up our later discussion.

I am sure that Prof. Brinch Hansen will have some further comments to make later, but I think perhaps we will ask first the members of our Panel to express their general views. May I ask now Dr Biarez to proceed with his presentation?

M. BIAREZ (France)

Le Prof. Brinch Hensen cite dans l'un de ses livres plus

de quinze méthodes de calcul de poussée et de butée; mais je suis certain qu'il a voulu simplifier, car certains prétendent que chaque ingénieur a sa méthode. Cette diversité peut paraître mystérieuse et même inquiétante. Elle peut conduire l'ingénieur à utiliser une méthode trop ancienne parce que mieux connue ou à comparer inutilement des méthodes dont le but est différent. Pour simplifier, nous pourrions peut-être dire que la plupart des méthodes actuelles, dites « théoriques », ou « semi-empiriques », peuvent se séparer en deux groupes très différents selon leur hypothèse de départ et, en fait, leur but.

Dans le premier groupe, les calculs se font à la rupture, avec une loi mécanique du type Coulomb qui ne fait intervenir que des contraintes. Dans le second groupe, la loi mécanique lie les contraintes et les déformations; ce sont les calculs élastiques par exemple. Il n'est peut-être pas totalement sans intérêt de comparer les méthodes de calcul de mécanique des sols à celles de l'acier ou du béton. Il est aujourd'hui courant de calculer une poutre à la rupture, mais il est indispensable de contrôler que sa flèche est acceptable — et nous connaissons bien des accidents qui sont dus à l'oubli de cette deuxième partie. De même, nous calculons la force portante des fondations à la rupture, mais nous nous assurons que le tassement, calculé en élasticité, est compatible avec la construction envisagée. Ces deux types de calcul ne se contredisent absolument pas : ils se complètent.

Pour les calculs à la rupture de poussée et de butée, nous disposons actuellement de deux méthodes très complètes :

1. On peut supposer que la plasticité parfaite, c'est-à-dire la loi de Coulomb, est satisfaite dans tout le massif, en tous les points du massif;

2. On peut supposer que la plasticité parfaite, c'est-à-dire la loi de Coulomb, n'est pas satisfaite que dans une zone limitée, éventuellement réduite à une droite ou à une courbe. Dans ce cas le calcul peut se faire différemment mais les équations de base sont les mêmes. Cette méthode est aujourd'hui facilement utilisable grâce aux travaux de M. Brinch Hansen, elle a le grand avantage de tenir compte de conditions cinématiques dues, par exemple, aux liaisons mécaniques subies par le mur ou l'écran de palplanches. Il est regrettable que la méthode dite du « coin de Coulomb » soit encore souvent utilisée là où les tables de M. Brinch Hansen donnent des résultats plus rapides et plus courts.

La première méthode, qui suppose que le sol est complètement en plasticité en tous ses points, a été étudiée par Rankine il y a plus d'un siècle. Mais, là encore, il ne semble pas absolument indispensable aujourd'hui d'utiliser ces résultats alors qu'il existe depuis plus de dix ans des tables extrêmement complètes de MM. Caquot et Kérisel qui donnent les valeurs de poussée et de butée pour toutes les inclinaisons de contrainte possibles sur le mur, pour tous les cas d'inclinaison de sol et pour tous les cas d'inclinaison du mur.

A cet égard, nous venons de calculer à la machine électronique, à Grenoble, plus de 3 000 coefficients de butée qui viendront se joindre à ces tables de MM. Caquot et Kérisel. Nous avons utilisé la méthode proposée par M. Sokolovski et je voudrais rappeler l'immense travail fait par le Prof. Sokolovski pour toutes les questions où la plasticité parfaite est satisfaite dans tout le massif.

Certains objecteront peut-être que cette dernière méthode ne tient pas compte de considérations cinématiques. En fait, nous savons que MM. Prager et Drucker, au prix d'une hypothèse sur les accroissements de déformation et le déviateur des contraintes, ont calculé les déformations dans le cas où l'angle de frottement est nul (métal); le champ des vitesses est alors parfaitement connu; il est ensuite facile de comparer les solutions statiquement et cinématiquement possibles.

Evidemment, l'extrapolation de cette méthode au sol, c'est-à-dire à un milieu où l'angle de frottement n'est pas nul, est assez difficile. M. Prager a déjà suggéré une première méthode; mais elle ne semble pas compatible avec la non-variation de volume pendant les déformations en plasticité parfaite. Des recherches sont poursuivies dans ce sens à l'Université de Grenoble par M. Radenkovich, et nous croyons savoir que ce sujet est aussi examiné par MM. Mandel, Sokolovski et Olszak.

De toutes façons, il semble que pour les calculs à la rupture, nous disposions actuellement de deux méthodes complètes et très rapides à utiliser. Il reste évidemment à définir quand il faut choisir l'une ou l'autre de ces méthodes basées sur la plasticité parfaite. Il semble que celle de M. Brinch Hansen soit indispensable pour les écrans subissant des déplacements assez complexes. Toutefois, nous indiquerons ultérieurement, dans la troisième partie de cette discussion, quelques résultats que nous avons obtenus sur des rotations de murs, autour d'un point situé à l'intérieur de celui-ci et non pas autour d'un point très éloigné; ces résultats sont en bon accord avec l'utilisation directe des tables de MM. Caquot et Kérisel.

Ces deux méthodes permettent de calculer la sécurité de l'ouvrage par rapport à la rupture, par contre les contraintes obtenues correspondent à de très grandes déformations; il est donc souhaitable de calculer en outre les contraintes correspondant au déplacement et aux déformations que l'on peut raisonnablement admettre pour l'écran ainsi que les répartitions de contraintes les plus défavorables pour celui-ci; nous espérons que de tels calculs puissent être faits dans un proche avenir avec des tables aussi complètes que celles qui existent actuellement pour les calculs à la rupture.

Le Président :

Merci, M. Biarez. Je vais prier M. Roisin de prendre la parole.

M. V. ROISIN (Belgique)

A l'occasion des recherches entreprises au Laboratoire de l'Université de Bruxelles sur les effets des surcharges concentrées, appliquées à un massif pulvérulent soutenu par un écran souple, on a pu se livrer à certaines observations intéressantes sur le développement des contraintes de poussée suscitées par le massif pesant.

Rappelons que l'appareil à rouleaux utilisé, est conçu de manière à pouvoir reproduire une mise en charge de l'écran par dégagement progressif jusqu'au plafond de la fouille.

L'examen de la rupture d'équilibre dans le massif soutenu par un écran anormalement souple, caractérisé par un facteur de flexibilité $\rho = 349 \text{ m}^2/\text{kg}$ par mct d'écran, dans la définition donnée par Rowe, un appui indéformable lui étant offert à hauteur du Terre-Plein, et l'appui dans le sol étant du type « a encastrement partiel » (Fixed Earth Support), appelle les commentaires suivants :

1. Au début de la mise en charge de l'écran (test 44/3) (Fig. 1) une portion du sol soutenu, se met en état d'équilibre plastique le long de l'écran. La surface le séparant du massif non perturbé s'écarte assez peu de la spirale logarithmique.

On constate que, au voisinage de cette surface de séparation, les trajectoires des particules sont orientées suivant des directions sensiblement parallèles aux tangentes respectives à la dite surface à des hauteurs correspondantes. Par contre, à la base du volume mis en plasticité, les déplacements tendent progressivement vers zéro et les trajectoires se rapprochent de plus en plus de la normale à l'écran,

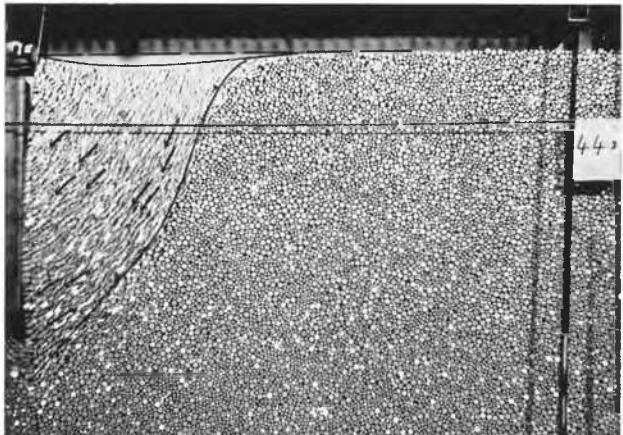


Fig. 1

soit de l'horizontale, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'écran.

Il est aussi de règle générale que les trajectoires des particules situées au même niveau, soient d'autant moins inclinées sur l'horizontale que les particules sont plus proches de l'écran.

On notera aussi avec intérêt que l'affaissement en surface n'est pas maximum à proximité de l'écran, mais bien croissant à partir de celui-ci jusqu'à mi-distance de la surface affectée par le phénomène, puis décroissant pour rejoindre le Terre-Plein primitif au point d'aboutissement de la surface limite des deux équilibres.

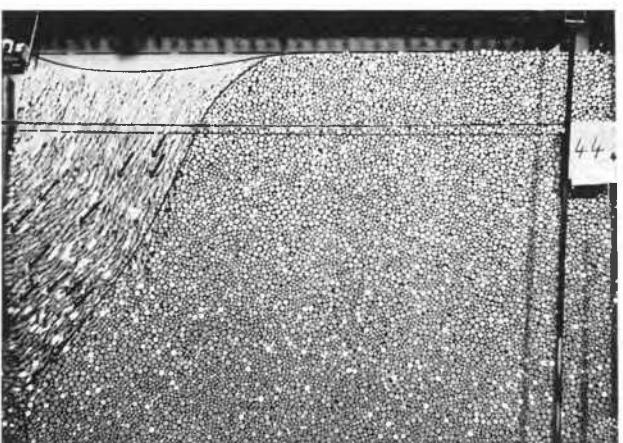


Fig. 2

2. Lorsque la déformation de l'écran s'amplifie, mais sans pour cela qu'une nouvelle surface limite apparaisse, les particularités qui viennent d'être mises en évidence continuent à être observées (test 44/4) (Fig. 2). Toutefois, on note une tendance au parallélisme des trajectoires des particules situées dans la moitié supérieure du massif mis en plasticité.

3. Si les grandes déformations de l'écran sont autorisées (test 44/5) (Fig. 3) la surface limite des deux équilibres se déplace vers l'intérieur du massif, le rayon de courbure en augmente très sensiblement. Elle tend nettement vers un plan incliné de 3 à 4° seulement sur le plan de Rankine

faisant un angle $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$ avec l'horizontale.

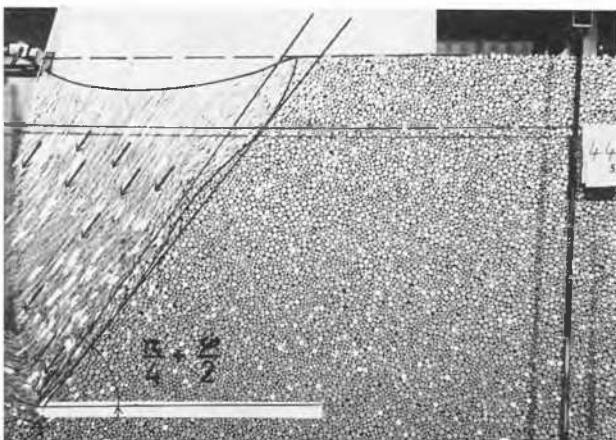


Fig. 3

Quant aux trajectoires des particules, elles sont pratiquement parallèles entre elles, et qui plus est, leur direction est parallèle au plan de Rankine. Ceci se vérifie même au pied par suite d'un effet de bêche consécutif à une insuffisance de fiche.

Des observations de même genre ont été faites lors d'essais conduits sur un écran caractérisé par un facteur de flexibilité $\rho = 76,3 \text{ cm}^2/\text{kg}$ (test 33/2) soit 4,5 fois plus rigide que celui dont il vient d'être question. Les mêmes phénomènes que ceux observés dans la première étape de la mise en charge du rideau très flexible, ont encore été constatés, c'est-à-dire : inclinaison variable des trajectoires des particules, surface limite à caractère de surface de glissement, sauf à la base lorsqu'elle se rapproche du pied de l'écran.

La conclusion de toutes les observations se rapproche très fort du point de vue exposé par le Dr Brinch Hansen, à savoir :

— que la cinématique du phénomène est déterminante pour le développement des phénomènes de poussée,

— que dans le cas du rideau de palplanches, le déplacement d'ensemble des appuis du rideau (appui en tête et appui dans le sol) et les déformations propres du rideau (fonction de la flexibilité de ce dernier) doivent être prises simultanément en considération, lorsqu'il s'agit d'évaluer les contraintes appliquées à ce même rideau.

On conçoit nettement qu'à des états de déformations différentes d'un même rideau, états qui accusent des comportements cinématiques différents du massif, ainsi qu'on vient

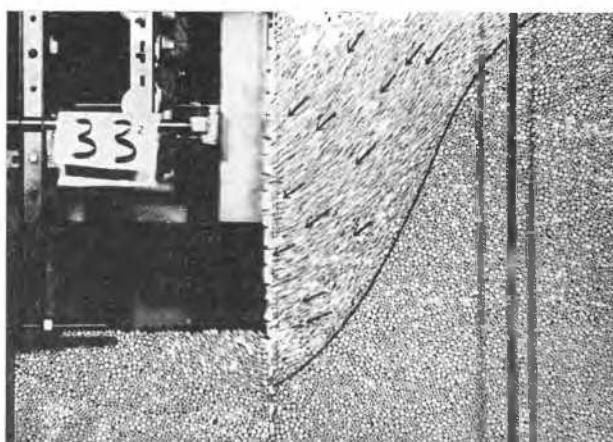


Fig. 4

de le montrer, soient associées des lois de pression différentes.

Les principes mêmes qui président à l'étude de ces lois doivent donc être différents.

Ainsi, dans le cas du rideau fixement appuyé en tête, à flexibilité moyenne, on considère le massif actif comme en équilibre curviligne et on prend en considération l'effet de voûte qui opère un transfert de forces vers les points fixes. On se trouve ici en face d'une rupture composite, telle que définie par le Dr Brinch Hansen (Fig. 4).

Si le rideau est très flexible et si un certain effet de bêche peut se manifester à l'appui dans le sol, on considère que le massif actif est déformé suivant une famille de plans parallèles, ce qui signifie que le principe de Saint-Venant y est applicable, et que la valeur qui sert de critère, est la plus grande tension tangentielle caractéristique du sol mis en action.

Le Président :

Merci beaucoup, Dr Roisin.

Avant de procéder à la discussion, je voudrais vous poser une question. Vous avez dit qu'il s'agissait de sable ? C'étaient des tiges ? Alors, en somme, c'est un exemple de l'application de la méthode Taylor-Schneebeli ? Merci bien.

M. L. BJERRUM (Norvège)

If I understood Dr Brinch Hansen correctly, he was somewhat upset about the lack of interest shown in the use of the limit design method for evaluating the earth pressures on retaining structures. I certainly agree with him in the point of view that the limit design is the only rational approach for a determination of the safety factor of a retaining structure, provided the mode of failure can be predicted.

I have been trying to find out why, since the appearance of Brinch Hansen's book, there has been some hesitation to spontaneously "jumping out into the deep blue water". There are probably several reasons of which I would like to mention two.

The first reason is that most civil engineers in practice would like their design method to indicate the earth pressures to which the structure will actually be subjected. Thus the engineer always has the possibility of making field measurements of strut loads, deflections, etc. and thereby providing a check on his computations and also on the design method. A design based on a prediction of the actual pressures is therefore more satisfying than the limit design method where the responsible engineer knows only, that if the retaining structure should fail, at the very moment this happens, the earth pressures will be exactly as predicted.

There is a second reason which I think causes some hesitation about the use of the limit design method. I believe that most civil engineers — and I certainly belong to this group — have a lack of confidence in their evaluation of the assumptions on which the method is based. I have recently had the opportunity to explore one of these assumptions, and this concerns the effect of volume change due to shear strain.

It is a well-known fact that a dense soil will dilate when subjected to shear distortion and that the work required to expand the volume causes an increase in the angle of shearing resistance. A part of the angle of shearing resistance observed in shear tests on dense soils is thus due to this dilatancy effect, and this might very well amount to 10°.

Recently we found that for loose sand and soft clays there is a corresponding negative dilatancy — a contractancy — effect. When a loosely deposited soil is subjected to shear stresses, consolidation will occur leading to a reduction in the angle of shearing resistance. From measurements on uniform-

ly stressed samples we have been able to estimate this factor and it proved to amount to as much as 10° to 15° .

We might therefore now draw the conclusion that the volume change component is an important factor, as it may influence the angle of shearing resistance with $\pm 10^{\circ}$.

This find means of course also that in a rupture zone the direction of the principal strains will deviate considerably from the direction of the principal stresses. In other words the particles will move on planes which form an angle with the general direction of the slip surface.

As far as I know it is a basic assumption of all plasticity theories that the direction of the principal stresses and strains coincide. I am personally unable to evaluate to what degree the computed earth pressures depend on the correctness of this assumption, which we now know is fulfilled only for a limited range of soils. I would appreciate having Dr Brinch Hansen's comment on this factor.

Just to start discussion now, may I ask you a question on something that has always slightly puzzled me. Namely, I do not for a moment question the very necessary emphasis on the kinematic compatibility of all our assumptions at any moment, but I believe you start with a Kötter's equation and you predict exactly the distribution of stresses along the surface of failure. But then you end up when you contradict what the distribution is on the wall, which is really the most interesting thing for an engineer. He only gets a result. Now is there any way of improving this situation?

Le Président :

Thank you very much Dr Bjerrum. I believe that Prof. Brinch Hansen wanted to make some remarks?

M. BRINCH HANSEN

Well, I would first like to say a few words to my friend Dr Rowe. First, the concept of slip lines and slip surfaces is one that I personally never use, because I think it has no clear meaning. I talk about rupture lines or rupture surfaces only because this is something quite definite, namely the characteristics of the stresses in the plastic state. If you should mean anything specific by a slip line, it would probably mean the direction of the movement vector. But, as I said, these are two quite different things.

Then as to the so-called grotesque deformations that, according to Dr Rowe, will appear before we reach the actual state of failure, I do not doubt that this will be the case, but Dr Rowe seems to be forgetting that when we design we have a factor of safety which is often greater than 1! And I admit it would be very nice if we could calculate the stresses at every point of the process. But I think our means to do that are insufficient at the moment. The only thing we can do — and it is certainly difficult enough — is to calculate the stresses in the real state of failure. So, I am afraid we will have to be content with that for the time being.

Of course, we have to ensure that we do not get too much deformation in the actual state of use. But the best means we have to do that now is to apply an appropriate safety factor.

I should also point out that regarding the earth pressure distribution I have assumed — and I was fully aware that it would at best be an approximation — that a very similar distribution has been found in a couple of instances in Norway where the actual pressures have been measured. I was certainly pleased but, I admit, also a little surprised, to see that my assumptions were so close to the truth. I think that is all I have to comment on Dr Rowe's statements.

As to Dr Bjerrum's question, I admit that it would be very nice if we knew the stresses existing at every time in the soil and on the wall, but I believe it is completely impossible to

do this with our present knowledge. I hope you will admit that. So, there again, I have to say that, if we can predict the stresses in the state of failure, we should really be satisfied for the time being.

You brought up a very important point about the effect of dilatancy on the constants of the soils. I have certainly had that problem in mind myself and I think it might have an important effect not only on earth pressures, but also on bearing capacity and stability. I believe we should work on that; but I hope you will forgive me: I cannot give you an answer today.

And finally, as to the question of Prof. Tschebotarioff, and it was something that Dr Rowe mentioned too, when I make a calculation I can definitively establish the magnitude of the earth pressure and its point of application; but when I have to find the distribution, I must make somewhat of a guess. Nevertheless that applies really only to a wall that moves as one rigid body. If you have a wall in which a yield hinge develops, it turns out that the distribution of the stresses on the part above the yield hinge — and also below — is of no consequence in the calculation. In that case you need only the things I know, namely: the magnitude and the point of application. I cannot explain it here but it is actually so. I think that concludes my remarks.

Le Président :

Thank you very much Dr Brinch Hansen. Dr Rowe would like to say a few words about rods. And if you like to comment on Mr Brinch Hansen's statement, — we are running over time a little so, if possible, make it short.

M. P. W. ROWE

There is an increasing use of rods in model investigations and that is useful in order to make the problem of investigation easier. But I would just mention that the rods do not behave in many important ways exactly as a sand mass. They are not so compressible, the peak is reached with smaller strains and only after larger strains in soils will one reach the conditions that one more readily reaches with rods. It is easier to confirm plasticity theories with no volume change states with rods, but that does not necessarily imply that for the same flexibility you would have a similar result with the sand. With rods you get in the first place the results for rods. And if you wish to build your sheet pile wall with rods, well then you have a direct application of the results.

Just one word in reply now to Prof. Brinch Hansen because his remarks on factors of safety have to be discussed in the second topic. I was perhaps a little surprised to learn that he was so pleased to find agreement between the results of his theory which applies at the failure state with measurements on a wall in Norway which was not failing.

Le Président :

Thank you very much Dr Rowe. We are now coming to the second topic of discussion concerning the factors of safety for design. Now, we had originally 10 minutes for that, but I wonder if we cannot even cut that a little further because we will not have enough time for the discussion which, I am sure, will come at the end of item 3. It also seems to me that this is a matter which can best be handled by a special committee since there are lots of different aspects to it.

Will you please start off with it, Dr Rowe?

M. P. W. ROWE

I agree in the first place on the general approach that Prof. Brinch Hansen has used in his book — the factor on the

external loads, the wall strength itself and the soil separately. The loads are not often necessary to factor. The factor on the steel strength : well, I think that my friend Brinch Hansen still pretends that he does not know the point that I have been making, namely that there is a difference between the state of failure at the ultimate when you go past the peak and beyond the residual, and the failure at the peak ; and the same with a wall which passes first yield, and then deforms considerably to reach the ultimate.

I believe that after a wall has passed first yield in the steel and the peak in the soil, from then onwards to the engineer, that is failure. If we can agree that that is failure, then I would apply a factor to that first yield point in the steel, giving a working stress.

Now, if we come to the soil, I am afraid my views there broaden out beyond those in this session and I would simply say briefly that while we should factor the soil in order to put in lower strength values, the way we do it would differ from the current trend in Soil Mechanics today where you put a factor divided into $\tan \varphi$ and c . The reason is that if you put a factor on the empirical Coulomb's shear strength you will get in the undrained condition, a factor on the deviator stress. This is sound and in agreement with the procedure with engineers in other works in steel and concrete. But if you put it in the drained state on $\tan \varphi'$ you are not applying a factor on the deviator stress on the sample. It seems to me that the only thing that we really measure and should be factored in the triaxial test is the deviator stress.

Le Président :

Thank you Dr Rowe. Dr Brinch Hansen ?

M. BRINCH HANSEN

Generally speaking the factor of safety is applied to the load in bearing capacity problems, to the shear strength in slope stability problems, and to the passive pressure — but not the active — in earth pressure problems. Considering that all these problems are essentially alike, this is illogical to say the least.

A logical and unified system of safety factors can be arrived at in the following way : let us start by accepting from slope analysis that dead loads should not be changed, but that the shear strength components c and $\tan \varphi$ should be divided by coefficients which we might call f_c and f_φ . These coefficients may be assumed to be equal, but quite good arguments can actually be indicated for making them different.

Then, of course, earth pressures ought to be calculated also on the basis of the reduced values of c and φ , which means that we should reckon with reduced passive pressures and increased active pressures. The latter implies that for instance in an anchored sheet wall greater nominal moments and anchor forces will be found than in the usual calculation. Consequently when these structures should be designed for the calculated nominal moments and forces, this must be done with nominal stresses which are higher than the usual allowable stresses for the materials in question. We can find the nominal stress by dividing the actual strength of the material by a coefficient f_m and, in this connection, I might add that I quite agree with Dr Rowe that we should use for steel the first yield point as its strength.

Now, such a sheet wall may also be subjected to axial loads for instance from a travelling crane. Considering that we have found it necessary to design this wall with increased allowable stresses, it will evidently be necessary in the case of crane loads, to counteract this by increasing these live loads correspondingly. In this way, we are led to multiply live loads by a coefficient f_p .

As regards dead loads for instance from the weight of a

superstructure resting upon the sheet wall, it seems permissible not to multiply these by any coefficient. This is due to the fact that dead loads are always known with a far greater exactitude than live loads.

After this, it is evident how bearing capacity problems should be treated. The nominal foundation load is found by multiplying live load by a coefficient f_p , whereas the dead loads are left unchanged. This should equal the nominal bearing capacity of the foundation which is calculated on the basis of the reduced values of c and φ . The foundation proper should finally be designed with nominal stresses in the steel and concrete.

You will see that logical considerations almost automatically lead to the so-called system of partial coefficients of safety. The numerical values of these coefficients must, of course, be fixed in such a way that the system leads to reasonable dimensions of the most usual structures. I can mention that the latest Danish specifications for foundations are based upon this system.

Le Président :

Thank you very much Dr Brinch Hansen. I will require now Professor Biarez to make his comments on this subject.

M. BIAREZ

Nous pensons évidemment qu'il faut définir un coefficient ou des coefficients de sécurité tant pour un calcul en plasticité que pour d'éventuels calculs tenant compte des déformations. Toutefois, nous voudrions attirer l'attention sur le fait suivant, c'est qu'un matériau n'est pas seulement défini par des paramètres comme la densité, l'angle de frottement ou la cohésion, mais aussi par la dispersion de ces valeurs dans l'ouvrage que nous étudions. Il faut donc associer au coefficient de sécurité une étude statistique.

Cette idée a été proposée il y a déjà longtemps par M. Robert Lévi et par M. Lazard; j'espère que, tout à l'heure, ils pourront présenter ici ce point de vue.

Le Président :

Thank you very much M. Biarez. I believe that there are no further comments on this section of the panel discussion and therefore now we pass to the third and last section, namely to experimental verifications of the various theories, to observations on construction jobs and to model tests. Dr Bjerrum will start the discussion.

M. L. BJERRUM

In this morning's discussion I find myself in a very unfortunate position, because of the deplorable fact that, very possibly, I am the only member of the panel who has never produced an earth pressure theory. This is of course a serious draw-back in my scientific career, but — on the other hand — it makes my life easy and pleasant as I have nothing to defend or promote.

In order to escape the fire from the heavy guns on the theoretical front I think it will be preferable if I speak about a subject I know something about. And that will immediately limit the subject to the problem : What earth pressures actually exist in a struttured excavation in soft clay ?

Since 1952 the Norwegian Geotechnical Institute has assisted the Municipality of Oslo with the construction of a new subway through the central part of Oslo. This subway crosses a system of canyons cut down in the bedrock which are filled with soft marine clay. Where possible, the subway is constructed in open excavations between sheet piles. One of the problems to be solved was therefore to

predict the earth pressure against the sides of excavations 9-11 m deep in clay with shear strengths of $2-4 \text{ t/m}^2$. At some sections the depth to rock was so great that it could not be reached with the sheet piles; at other sections the piles were driven to rock.

The construction of the subway provided the Institute with a unique opportunity to carry out a series of field measurements on the excavations. The measurements included deflection of sheet piles, observation of strut loads and measurement of unit earth pressures by specially constructed earth pressure cells which were attached to the sheet piles. The pore pressure against the sheet piles was also measured and so were the pore pressures in the clay.

A set of measurements is illustrated in Fig. 5.

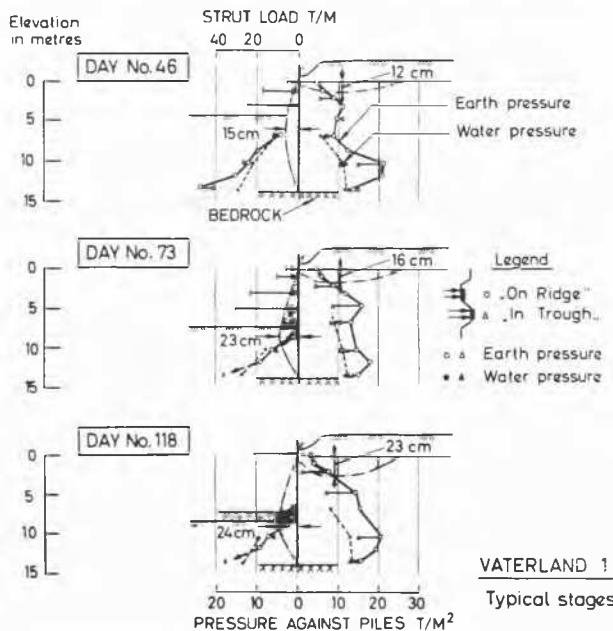


Fig. 5 Results of measurements for three stages of the construction of the subway of Oslo (C. Kenney : N.G.I. Internal report).

Complete sets of observations like this have now been made at five different sections of the subway, representing various subsoil conditions and procedures of construction. To our knowledge these are the first series of field measurements which also include earth pressure observations, and we have therefore decided to have them made available in reports in which all data are presented directly in tables and graphs without attempting any interpretation. We hope these reports will be useful to those working on theoretical approaches to predicting the actual earth pressures for struttured excavations in clay.

Some of the results have already been published in papers by Mr B. Kjærnsli and Mr E. DiBiagio, and there is also a paper included in the Proceedings of this conference. It might be of some interest to try to summarize some of our findings.

1. Strut loads

From measurements of the loads in the struts we have learned that the total sum of the strut loads is in general considerably greater than the total theoretically calculated classical earth pressure of the clay above excavation level. To give the order of magnitude of the difference it can be

mentioned that strut loads exceeding the classical values by 50-100 per cent have frequently been observed.

This finding is certainly significant as it shows that the existing design rules — such as Peck's rule — may lead to an unsafe design under our conditions. An obvious explanation of the observed high strut loads would be that the deformation of the sheet pile was insufficient to allow a complete mobilization of the shear strength of the clay. This does, however, not hold good as in general we had relatively large movements of the sheet piles, i.e., of the order of 1-2 per cent of the depth of excavation.

2. Earth pressure distribution

The loads on the struts showed in general a trapezoidal distribution, similar to what was observed by Peck at the Chicago subway. It has been discussed whether this is a result of a redistribution of the loads on the struts due to the stiffness of the sheet piles. The measurements of the earth pressures by pressure cells demonstrated, as shown in Fig. 5, that this is not the case. The earth pressure against the sheet piles is thus much greater than the classical values on the upper part of the wall, but they approach the classical values at a certain depth below the excavation level.

3. Effect of deflection of the sheet pile

A comparison of the deflection of the sheet piles and the distribution of the earth pressure indicates clearly that the earth pressures are controlled by the relative movements of the pile. In all the considered cases the excavation showed a sufficient safety factor against a bottom heave failure. The sheet piles consequently showed a parabolic deflection with maximum lateral movement located at or below excavation level.

Down to the depth of maximum deflection of the sheet piles the lateral movement of the clay behind the piles will increase with depth. Relative to the lower supporting clay masses, the clay above the point of maximum deflection of the sheet pile will move inward towards the excavation. The shear stresses in the upper clay wedge is therefore reversed, corresponding to a passive earth pressure condition. Obviously the earth pressure above the point of maximum lateral movement must be greater than the classical active value. Below the point of maximum deflection of the piles the shear stresses in the clay have the direction corresponding to an active case.

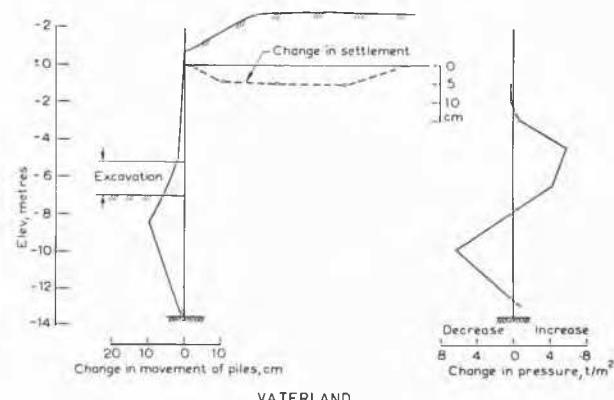


Fig. 6 Changes in flexion of sheet pile and earth pressures during excavation (C. Kenney : N.G.I. Internal report).

The effect of the deflection of the sheet pile may be illustrated by some of our observations from which we can determine the change in earth pressure for a certain increase in the depth of the excavation. As shown in Fig. 6, the observations from two different stages of an excavation where the piles were driven to rock show clearly that the reduction of the passive pressure resulting from the excavation leads to a change in deflection of the piles, and the maximum movement is — as mentioned previously — located somewhat below the bottom of the excavation. The consequent movement of the clay behind the sheeting will increase the "passive" shear stresses in the clay above the point of maximum deflection and therefore cause an increase in earth pressure. A corresponding change in earth pressure on the lower parts of piles is also observed, but here the

direction of the shear stresses corresponds to an active case and an increased mobilization of the shear strength therefore leads to a reduction of the earth pressure.

Qualitatively the deflection of the sheet pile thus explains the observed distribution of the earth pressure. But in spite of the relatively large deformations of the piles, the shear strength of the clay was only fully mobilized at great depth and in a few special cases. It might, however, be of interest to mention that at one section, where the excavation was carried down to a depth of about five metres with only one row of struts placed at half depth, we observed earth pressures just below strut level which approached passive values. The earth pressure distribution is thus, for this special stage, very similar to Brinch Hansen's theoretical distribution for an anchored sheet pile, as shown in Fig. 7.

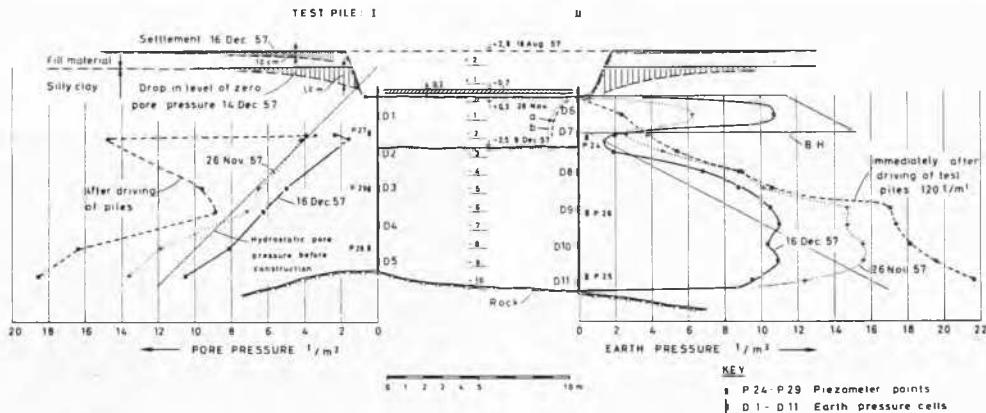


Fig. 7 Distribution of earth pressure and pore pressure for a single struttted (anchored) sheet pile, Oslo subway, Grønland test section (B. Vjørnsli : Test results, Oslo subway, N.G.I. Publication No. 33).

A "classical" distribution of earth pressure is only observed on unsupported sheet piles, as demonstrated in Fig. 8.

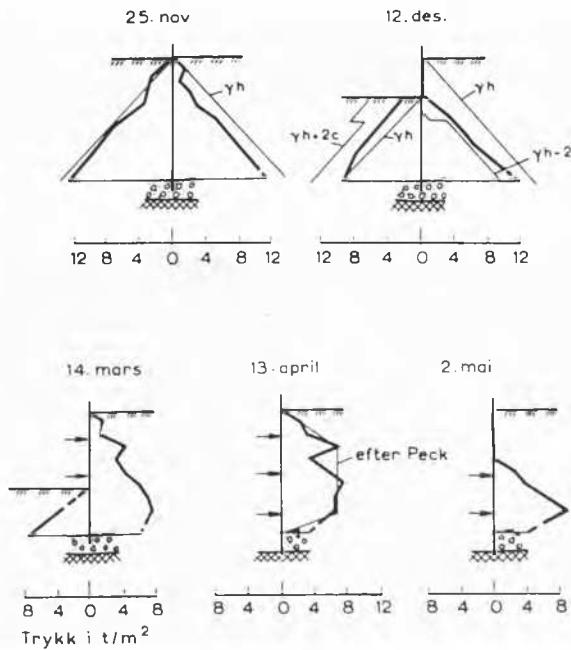


Fig. 8 Results of earth pressure measurements for live stages during excavation for new telegraph building in Oslo (F. Di Biagio, N.G.I. publication No. 40).

If a conclusion can be drawn from our observations, it certainly emphasizes the effect of the deflection of the sheet pile on the resulting earth pressure. The actual strut loads and the bending movements which will exist in the sheet pile seem thus to a higher degree to be controlled by the stress-strain properties than by the failure strength of the clay.

Our present knowledge of the stress-strain properties of soils is unfortunately very limited. There are thus good reasons to pay more attention to this problem than has been done hitherto. Unfortunately, the triaxial apparatus is not well suited to study stress-strain properties due to the non-uniform stress and strain distribution in the sample. We have recently tried to develop an apparatus, similar to the one constructed by the late Mr Kjellman, where a thin sample is subjected to simple shear.

The conclusions are thus rather negative, as our measurements have primarily shown the invalidity of the existing design methods based on plastic theory and indicated that a solution of the problem very likely requires knowledge within a field we have still not explored. Consequently I do not think there are reasons to feel too intoxicated about the success of the new science of soil mechanics in the field of earth pressures.

I firmly believe that further progress requires fundamental research on the stress-strain properties of soils, theoretical studies of the problem and, in addition, full-scale performance research on a variety of soil conditions.

Le Président :

Thank you Dr Bjerrum. Dr Rowe ?

I agree with Dr Bjerrum's remarks except to say that starting from now, even if we agree exactly on what test and how it should be made on a simple element, we have a very long way to go before we get to the point where a practising engineer could try to solve a 4th order non-linear differential equation, because that's what it will mean if we agree that deformations matter, to solve this equation on a given site with variable soil conditions and unknown rates of corrosion. In the end one has to choose the nearest section that the manufacturer can supply.

Now, Dr Bjerrum switched from that extreme to field measurements. I think field measurements are extremely valuable. I have no personal means of carrying them out, otherwise I would be very glad to participate in this. Dr Bjerrum has a team and he has very good apparatus and we will look forward to some advance in this field. But when you think of the number of independent variables in this problem — they are probably well over twenty, and think of the combinations and permutations of those — I believe it was Mr Caquot who suggested we should proceed by controlling one variable at a time; that's perfectly sound, but in how many years with field measurements can we unravel and produce the solutions? I think we must have controlling model tests and come back simply to what I have tried to do.

May I just mention that in the first direct field measurements made by Prof. Tchobatarioff, he has 5 cases which are sufficiently documented to be suitable for re-analysis and I was surprised to find how very closely the observed maximum bending moments that he found agree with the simple design rules which I have suggested, based upon the model test. There need not be from the designer's point of view all that confusion. It is said so often that there are as many design rules as there are designers. In point of fact, whether you use Prof. Brinch Hansen's theory, or whether you use my reduction curve method, or whether you use Prof. Tschebotarioff's even simpler working rule, I do not think that there is a very great difference in the resulting sheet pile wall. Prof. Hansen's method and mine would, on limit design, yield a slightly thinner wall, but whether a designer will take very much advantage of that, as yet, I would not like to say.

Le Président :

Thank you Dr Rowe. Now, Dr Biarez, please.

M. BIAREZ

Je voudrais faire une simple remarque sur l'application des méthodes de calcul en plasticité parfaite à des écrans subissant une rotation et, pour l'illustrer, je vais vous montrer quelques photographies.

Il s'agit dans la Fig. 9 d'expériences de rotation d'écran dans l'appareil dont il a été parlé tout à l'heure (rouleaux). Le sol est à un niveau différent de chaque côté de cet écran. Vous voyez des phénomènes qui sont très analogues à ceux que M. Brinch Hansen a montrés il y a déjà très longtemps. On observe à la partie inférieure, une zone en rotation et, à la partie supérieure, une zone en butée et en poussée.

La Fig. 10 est la même que la précédente, mais l'appareil de prise de vue, cette fois-ci, est solidaire de l'écran en cours de rotation. Vous voyez qu'il existe une zone rigide autour de l'écran, comme nous l'avons montré dans notre communication où le sol était de même niveau de chaque côté de l'écran.

Il est évident que de tels exemples semblent confirmer tout à fait l'utilisation de la méthode de M. Brinch Hansen.



Fig. 9 Appareil photographique fixe. Déplacement vers la droite de la partie supérieure de l'écran ($\lambda < 0$).

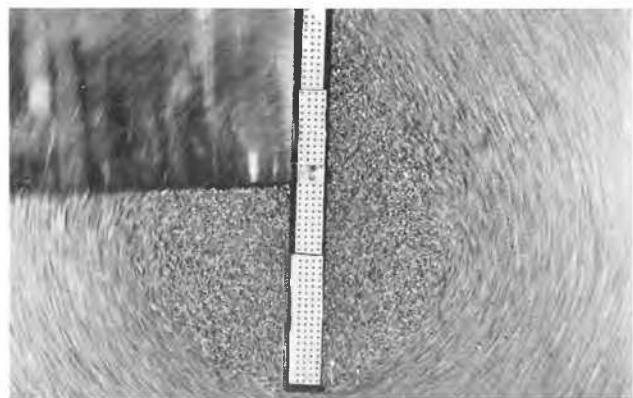


Fig. 10 Appareil photographique solidaire de la fondation. Déplacement vers la droite de la partie supérieure de l'écran ($\lambda < 0$).

Ces expériences nous ont conduit à une formule simplifiée pour calculer le moment maximum de rotation de ce type de fondation; mais nous avons remarqué qu'un résultat satisfaisant était obtenu en utilisant la méthode la plus simple qui consiste à supposer la poussée d'un côté de l'écran jusqu'au centre de rotation puis la butée en-dessous



Fig. 11 Appareil photographique fixe. Déplacement vers la droite de la partie supérieure de l'écran ($\lambda > 0$).



Fig. 12 Appareil photographique solidaire de l'écran vertical. Déplacement vers la droite de la partie supérieure de l'écran ($\lambda > 0$).



Fig. 13 Rotation d'un modèle de mur de soutènement.

et l'inverse de l'autre côté de l'écran; ces valeurs étant calculées avec les tables de MM. Caquot et Kérisel.

Ceci n'est pas destiné à confirmer ou infirmer une méthode, mais à rappeler que des calculs très simples et très rapides peuvent être parfois satisfaisants malgré l'utilisation d'hypothèses apparemment fausses.

La Fig. 11 vous montre le même phénomène, mais la rotation de l'écran est dans l'autre sens.

Enfin, dans la Fig. 12 il reste une petite zone rigide. Celle-ci est beaucoup plus petite parce que la rotation de l'écran se fait dans le sens inverse du premier cas.

D'autres expériences analogues sont actuellement en cours pour étudier la stabilité des murs de soutènement comme un cas particulier de rotation de massifs de fondation.

Le Président :

Merci beaucoup, M. Biarez.

Dr Roisin, vous avez la parole.

M. ROISIN

Je dirai très brièvement l'intérêt incontestable de la méthode expérimentale dans l'étude de cas complexes tels que celui du rideau de palplanches souple et plus particulièrement lorsque des surcharges concentrées sont appliquées sur de faibles parties du terre-plein. Dans ce cas, la rupture est complexe et appartient la plupart du temps au type « composite », suivant la terminologie du Prof. Brinch Hansen, et est tributaire non seulement du degré de liberté accordé à l'écran et de sa flexibilité, mais aussi de la position de la

surcharge extérieure par rapport à l'écran et de l'importance de la surface d'appui sur le terre-plein.

Ainsi que l'ont montré les essais effectués à l'Université de Bruxelles, on constate que le transfert vers l'écran des composantes des forces massiques est perturbé suivant les coordonnées de la surcharge (position, surface de répartition, intensité).

On a, par exemple, mis en évidence comment l'application d'une surcharge, à une distance bien choisie, pouvait ne pas affecter le massif mis en rupture d'équilibre sous l'action des forces massiques et comment une déformation alors autorisée à l'appui de tête, pouvait étendre la rupture plus profondément vers l'intérieur. C'est aussi le transfert des contraintes dues à la surcharge qui s'en trouve affecté. Ainsi, par exemple, pour une surcharge concentrée à une distance de la crête égale à la hauteur libre de l'écran, on a constaté que pour un déplacement important de l'appui de tête, le transfert de ces contraintes s'effectue vers une zone plus proche de la crête de l'écran.

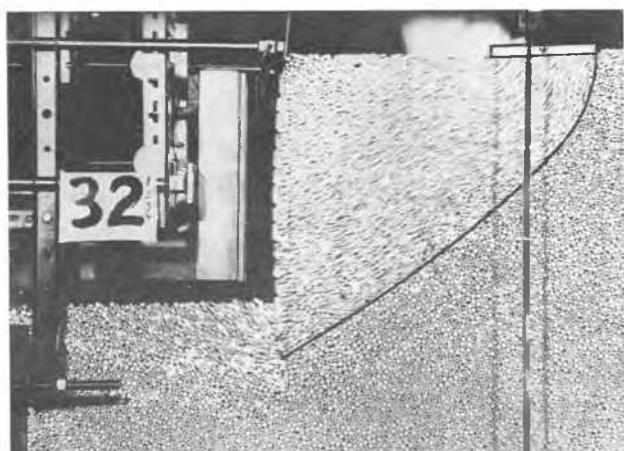


Fig. 14

Vous voyez la plaque appliquée sur le terre-plein et qui sert au transfert des forces et la surface de séparation entre le massif mis en plasticité et le massif non perturbé. Ceci est un essai qui a été effectué dans le cas d'un appui fixe en tête. On a constaté que lorsque cet appui était rendu mobile, cette surface de séparation subissait des variations assez profondes et qu'en conséquence le transfert des forces s'effectuait suivant un processus entièrement différent de celui-ci. On constate d'ailleurs — en cours d'expérimentation — que si la charge se déplace vers l'intérieur du massif le transfert des forces s'effectue de plus en plus vers la partie supérieure du massif, sauf dans le cas d'un déplacement de l'appui de tête.

Je voudrais aussi dire un mot au sujet de certains essais que nous avons effectués à Bruxelles il y a déjà quelques années sur un rideau et qui confirment ce que vient de dire le Dr Bjerrum au sujet de l'influence de la nature des liaisons extérieures des rideaux.

Pour un rideau de palplanches d'une certaine longueur et développé dans un terrain homogène, on a posé une première série d'étaillons avec un certain jeu, et, pour une série voisine, on a calé les étaillons de manière à leur donner une précontrainte initiale, avant tout dégagement du rideau, donc avant mise en charge, ou encore avant tout transfert des contraintes vers le rideau. Nous avons constaté un phénomène tout à fait analogue à celui rapporté par le Dr Bjerrum, c'est-à-dire que les efforts, dans les étaillons qui avaient été calés, ont atteint des valeurs très notablement supérieures, qui ne

pouvaient être dues ni à une hétérogénéité ignorée du terrain, ni à d'autres phénomènes. Nous avons atteint des surtensions, dans ces étançons, qui pouvaient se chiffrer à 30 ou 35 %.

Le Président :

Merci beaucoup, Dr Roisin.
La parole est à M. Fauconnier.

Le Vice-Président :

A propos des essais en vraie grandeur, je voudrais apporter ma modeste contribution aux savantes études qui viennent d'être présentées sous la forme d'une anecdote vécue.

Il m'a été donné de suivre le comportement, depuis plus de trente ans, des souterrains du métropolitain de Paris. Ce sont des tunnels en forme de fer à cheval, exécutés en souterrain, dans un sol de sable et gravier, sur une longueur de près de 160 km. Je ne m'étendrai pas sur les détails d'exécution de ces tunnels qui sont bien connus. Je vous dirai simplement que j'ai eu souvent l'occasion de réclamer pour les besoins de l'exploitation des surlageurs par rapport au type courant de voie qui, comme vous le savez, fait 7,10 m. M. Suquet, que beaucoup d'entre vous ont connu, se rendait le plus souvent à mes raisons, assez facilement pour le type « 3 voies », qui fait 9 mètres, avec beaucoup plus de réticence pour le type « 4 voies », qui fait 12 mètres.

La plupart de ces tunnels se sont bien comportés ; mais les rares ennuis que nous avons éprouvés se rapportent tous au type « 4 voies ». Or, nous savons tous que, suivant la formule consacrée, une voûte pérît par ses piédroits ou, en d'autre termes plus simples, lorsque le terrain n'offre pas une butée suffisante. Alors apparaissent, signe précurseur, des fissures aux reins de la voûte et aussi en clé de voûte. Ce n'est pas la catastrophe, bien sûr, mais c'est un avertissement de procéder à quelques travaux confortatifs.

Ainsi, une expérience, longue, dans ce cas particulier, a démontré, sous une forme non équivoque, la limite à ne pas dépasser sans précautions spéciales. Je n'entends pas par là sous-estimer l'intérêt des théories et des calculs, je dis simplement que ce serait une chose heureuse que d'obtenir la même approximation dans tous les cas de construction prévisibles. Je crois sincèrement que des hypothèses ne s'éloignant pas trop de la réalité, et des calculs conduits avec discernement permettraient d'éviter bien des tâtonnements.

Le Président :

Merci beaucoup, M. le Vice-Président.

I have been asked by Prof. Hueckel, our General Reporter to state that he will give a summary of the discussion that took place, if time permits, at the end of the session, that means in about an hour and a half, after the discussion from the floor has taken place. If time does not permit, he will give the summary at the general meeting on Saturday.

Now, if I may add a few words on the subject of measurements, I must say that I certainly want to compliment Dr Bjerrum on the very interesting measurements he has reported. But I would also like to compliment the Authorities in Oslo who, have permitted what I believe is in effect a design-as-you-go procedure. It seems to me this is the only rational method of approaching such a complex situation as exists in Oslo, due to the particular characteristics of the clay there, of these quick clays. There are many other cases where this method would be desirable but, unfortunately any such approach is usually anathema to the administrators of projects, who in most cases want to have everything decided in advance. I would like to use this opportunity to urge, if any administrators are here present, a reconsideration

of their attitudes, if we really are to have notable progress in this field.

Second, I would like to say a word or two about limit design. I am certainly in full agreement with Dr Rowe that the first yield point is a very rational point to base a design on, because the very interesting model tests which have been carried out by Dr Rowe have clearly shown that an additional hidden factor of safety is present if we base our design on customarily permissible loads.

I certainly feel that model tests, by eliminating some of the variables, can give a very appreciable contribution towards our understanding of many phenomena. Speaking of model tests, I think that Dr Rowe has selected just about the most rational size for these experiments. The ones I have made at Princeton finally turned out to be too big to run a sufficient number of them, even though they permitted establishing the validity of the findings for saturated sands and solved other more complex problems not possible with smaller models.

Now, the limit design is certainly a very important tool for the engineer; but I would feel very strongly that it is essential to combine it with consideration of the elastic deformations of our structures as they occur in nature, not because of the desire to bring the family round and tell them how wisely predicted the pressures were, as Dr Bjerrum suggested, but because it seems to me a good designer must have a feeling for the deformations of his structure and for the inter-play of the forces involved in relation to the deformations.

And it seems to me that especially now in our schools we should not neglect this aspect of soil mechanics and structural training on a point where they probably come closer together than in any other branch of soil engineering.

I would like to have one more word about unyielding anchors. It may be economical to design them that way but personally I am rather wary of unyielding anchors. I know altogether too many cases of failures of anchors, although I have not yet heard of a case of failure in bending of a sheet pile wall. Maybe there are such incidents which have not been publicized and we all would be interested to know if that is the case?

I heard of one case which almost happened where a designer forgot to multiply his foot-pound bending moments by 12 and was under the impression that he was working with inch-pounds. But fortunately an experienced engineer caught him in time! Fortunately for this structure, but unfortunately for the opportunity to check on a full scale structure Dr Brinch Hansen's theories.

Now, is there anything, Gentlemen of the Panel, on which you would like to make any further remarks? All right?

I have here only three announcements of discussion, namely from Prof. Tsitovitch, from M. Buisson, and from Mr Wikramaratna. All three refer to silos and to pressure cells, in other words are not directly related to the main three topics we discussed today. It will be possible of course to present these three contributions, but it will also be possible to have time for other contributions on the topics of this discussion. If anybody would like to speak for about five minutes on that, please send up now a slip of paper giving your name and what you want to speak about.

We will now have a break until 11.30. In 17 minutes we will be here for the discussion from the floor. Thank you Gentlemen.

La Séance levée à 11 h. 13, fut reprise 11 h. 30

Le Président :

Gentlemen, I will now start the second part of our session. Mr Trollope will be given the floor first because he has a meeting in ten minutes which he has to attend, so I will request him to come and ask the question which he wanted to put. Please be brief and, in general, I would ask everyone to try and hold their remarks to three or four minutes at the maximum.

M. TROLLOPE (Australie)

Thank you Mr Chairman. I would like to ask two brief questions of Prof. Brinch Hansen which, I think, might bring some light on the points Dr Rowe has brought up this morning.

The first of these questions is : whether in the passage of a flexible bulkhead from stability to failure, the overall geometry, in particular the shape of the upper (generally horizontal) surface, changes so much that it invalidates the calculations of the ultimate conditions as carried out by Prof. Brinch Hansen ? It seems to me that some of these overall geometrical changes are quite serious.

The second point concerns the use of Kötter's equation. In the laboratory and in some isolated practical cases the model of dry sand is applicable. However, it has become increasingly obvious, I think to a number of people, that a most important variable rarely considered in safety, except indirectly, is that of pore pressures, both positive and negative.

I would like to know whether Prof. Brinch Hansen regards the general omission of pore pressure as an independent variable in Kötter's equation, as serious ?

M. BRINCH HANSEN

It is evident that changes in geometry can have a very pronounced effect on the earth pressures and, I can safely state that the deformations occurring in Dr Rowe's experiment with flexible walls until complete failure should definitely be considered if we want to investigate the agreement between theory and experiment. Actually the geometry in the state of failure should be the basis for such calculations.

As to the next question, Kötter's equation can only take regard of gradients which are constant in magnitude and in direction. Therefore, it is applicable to cases first, of course, of hydro-statical pressures and also to the simpler cases of hydro-dynamical pressures such as an upwards or downwards flow of water. In more complicated cases of pressure gradients it cannot be applied.

Le Président :

Thank you Prof. Brinch Hansen.

I would now like to read a note which I got from Mr SPENCER of Manchester College of Science and Technology, addressed to me : "I would like to point out that Prof. Jenkins of the British Building Research Station was using rods in model retaining walls at the beginning of the 1930's. In addition to noting the movements of these rods, he also marked their ends so that he was able to follow their rotations.

"I do not think that this is sufficiently important for me to ask to speak — as this statement would take no more than a few seconds — but in view of the fact that you have raised the question of who was the first to carry out this kind of test, you might be prepared to mention Prof. Jenkins' work in your opening remarks.

"Prof. Jenkins' work has been published in the proceedings of the Royal Society in the early 1930's."

I am very glad to comply with the suggestion of Mr Spencer and to read his note into the record.

May I now call on M. Lazard for his contribution ?

M. LAZARD (France)

Il m'a été demandé de vous faire une très courte communication sur l'application du calcul des probabilités dans les problèmes de mécanique des sols, compte tenu de la dispersion des qualités des matériaux.

Je ne veux pas vous faire la théorie complète. J'en serais d'ailleurs bien incapable. Je me référerai simplement aux travaux de mon ancien Directeur, M. Robert Lévi, dont les applications en ce qui concerne l'acier, le béton, le béton armé, le béton précontraint, sont bien connues (voir bibliographie 1).

Je vais, pour aller vite, me contenter de donner un petit exemple d'application de ce qu'il est possible de faire. Je prendrai un cas simple où n'interviendront que deux paramètres, par exemple : la cohésion et l'angle de frottement, et je prendrai le cas des glissements de talus.

Soit L , dans les axes C et $\operatorname{tg} \varphi$, la courbe qui définit, d'après les méthodes en usage, les couples de valeurs correspondant aux équilibres limites du talus étudié (elle s'écarte peu d'une droite).

Comme les méthodes utilisées sont inexactes, qu'elles font appel à beaucoup d'hypothèses peut-être fausses, qu'elles simplifient le problème, il faut admettre une marge d'erreur ; la véritable courbe limite correspondant effectivement aux glissements possibles à définir serait représentée par une courbe L' que nous assimilerons à une droite. D'autre part, la terre dont est constitué le talus est représentée par une série de points formant un nuage autour d'une valeur centrale C_0 , $\operatorname{tg} \varphi_0$.

Si (Fig. 15) le nuage est situé loin de L' , on est sûr de la stabilité du talus : il paraît inutile d'aller plus loin dans la recherche de la sécurité et de définir des facteurs bizarre dits de sécurité avec un nombre de décimales important.

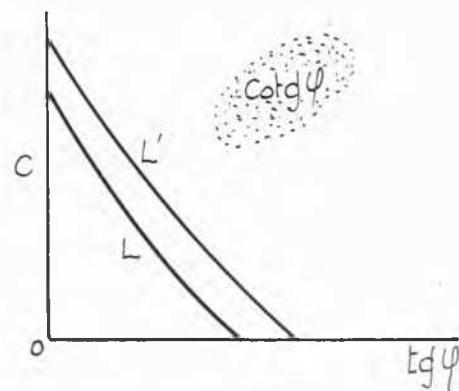


Fig. 15

Le problème se pose différemment si la valeur de la terre est plus basse et si quelques points du nuage approchent de L' ou même sont du côté de l'origine (Fig. 16).

Il s'agit alors de déterminer quelle est la probabilité de ruine du talus, car cette ruine est mathématiquement possible. Je ne dis pas qu'elle se produira, mais il est possible qu'elle se produise effectivement le jour où toutes les conditions défavorables se trouveront réunies.

Si cette probabilité de ruine est très faible (par exemple de l'ordre du $\frac{1}{1\,000\,000}$ ou du $\frac{1}{100\,000}$) on peut dire que, humainement, le talus est stable.

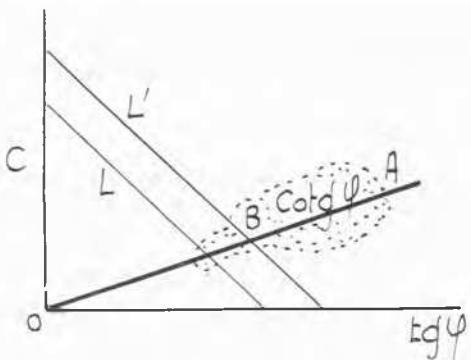


Fig. 16

Si elle est assez grande, par exemple de l'ordre du $\frac{1}{1000}$ ou plus, on peut dire que le talus est instable.

La question revient donc au calcul de cette probabilité.

Or ce calcul est possible, depuis quelques jours, si l'on admet que la dispersion de la cohésion et la dispersion du frottement suivent chacune une loi normale (de Laplace-Gauss). M. Robert Lévi vient, en effet, de démontrer que la probabilité de ruine est donnée par la *probabilité intégrale*¹ de l'expression (Fig. 17).

$$(A) \quad \frac{m C_0 + \operatorname{tg} \varphi_0}{\sqrt{m^2 \sigma_c^2 + \sigma_\varphi^2}} \times \frac{1 - F}{F}$$

— m est le coefficient angulaire de L' aux alentours du point B situé sur OA ;

$\frac{1 - F}{F}$, nombre négatif, représente $\frac{-BA}{OA}$ (Fig. 16) et définit la position de A par rapport à L' ($F = \frac{OA}{OB}$). C'est un

nombre plus grand que 1, que de nombreux auteurs prennent pour facteur de sécurité. C'est lui que dans un article [2] nous avons appelé Facteur de Sécurité Conventionnel à la Fellenius.

σ_c est l'écart quadratique de la dispersion des valeurs de la cohésion autour de C_0 .

σ_φ est l'écart quadratique de la dispersion des valeurs de $\operatorname{tg} \varphi$ autour de $\operatorname{tg} \varphi_0$.

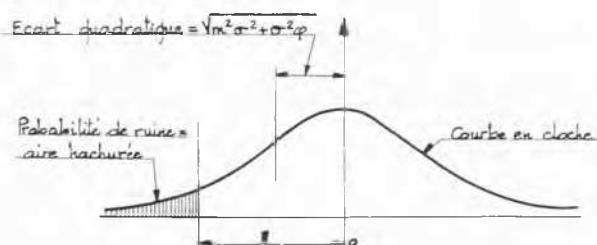


Fig. 17

Mais la réalité risque d'être moins simple parce qu'en général les dispersions des qualités des terres ne suivent pas des lois normales. Plus précisément, il est toujours possible et relativement facile d'ajuster sur une loi normale la plus grande partie des valeurs expérimentales. Seules les valeurs extrêmes (vers le bas et vers le haut) s'écartent de cette loi

normale (divergences avec les extrémités de la Droite de Henry). Comme je ne veux m'intéresser qu'aux valeurs basses qui risquent d'être au-delà de L' , c'est donc ces valeurs basses qu'il faut ajuster à leur tour. Les lois d'ajustement seront différentes des lois d'ajustement de l'ensemble et ce sont aux valeurs caractéristiques des lois d'ajustement extrêmes qu'il faudra appliquer le calcul (A) de M. Robert Lévi.

Ce calcul fait, on ne saura pas encore déterminer exactement la véritable sécurité du talus. Mais il s'agit là de considérations qui ne sont pas encore suffisamment muries et, pour le moment, sortent du cadre de l'application du calcul des probabilités à la Mécanique des Sols. Peut-être sera-t-il possible d'apporter du nouveau au prochain Congrès.

Références

- [1] LEVI, Robert (1949). « Calculs probabilistes de la sécurité des constructions ». *Annales des Ponts et Chaussées*. — (1952). « La sécurité du Béton Précontraint ». *Revue Travaux*. — (1952). Conclusions générales relatives à la sécurité des ouvrages. L'emploi des calculs probabilistes à la sécurité des constructions ». 4^e Congrès de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes. Cambridge. — (1953). L'application de la théorie des probabilités aux calculs de résistance. Raison d'être. Particularités. Principaux résultats ». *Annales des Travaux Publics de Belgique*. — (1956). « La sécurité dans les constructions ». *Revue Travaux*. — (1957). « Emploi de la théorie des probabilités aux calculs de résistance des constructions ». *Bulletin de l'Association Internationale du Congrès des Chemins de Fer*. — (1958). « Les calculs de sécurité en matière de fondations ». *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*.
- [2] LAZARD, M. (1955). « Nouvelles remarques sur le calcul de la stabilité des talus en terre ». *Revue Travaux*.

Le Président :

Merci beaucoup, M. Lazard. I will now call on Dr Sokolovski.

M. SOKOLOVSKI (U.R.S.S.)

Lors du Quatrième Congrès de la Société Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, j'ai eu l'occasion de parler sur le sujet de la stabilité limite du sol. Dans ma communication, j'ai surtout traité de la détermination de ce problème par l'équilibre statique. Aujourd'hui, comme j'ai pu le constater dans les rapports présentés à cette tribune, les orateurs s'intéressent à la solution cinématique de ce problème. En ce qui concerne la solution statique, mon livre a été édité en anglais il y a deux ans et je pense que l'assistance est déjà au courant des propositions que j'y ai faites. Il me paraît que le problème cinématique peut être résolu par des méthodes analogiques. Cet aspect ne vous est peut-être pas connu et je ne vous en parlerai pas aujourd'hui. Je pense que les méthodes mathématiques analogiques pourraient apporter une aide à la solution de ce problème. Les lignes de glissement dépendent des conditions cinématiques

M. DE JOSSELIN DE JONG (Hollande)

First remark : Treating the problem of kinematics Mr Biarez mentioned the important work of Prager for materials with φ , the angle of internal friction, equal to zero. One has, however, to be careful in applying these considerations because there are two concepts, valid for materials with $\varphi = 0$, whose application to $\varphi > 0$ is not justified.

1. On trouve des tables de probabilité intégrale dans tous les traités de probabilités ou de statistiques.

ad 1 The plastic potential extended by Drucker, Prager and others (1952, 1953) leads to unrealistic volume expansions, if φ is larger than zero. There seems to be no physical reason to require the existence of a plastic potential.

ad 2 The coincidence of the principal directions of the strainrate tensor and the stress tensor. This condition proposed by de Saint Venant (1870) is not necessarily valid for materials with $\varphi > 0$. If the movements of a soil in rupture is determined by a construction of a hodograph departing from boundary conditions, an incertitude is present, which is absent if $\varphi = 0$.

In his tests Prof. Brinch Hansen observed only tensors which conform to the de Saint Venant stress-strainrate relations. I admit this possibility, considering that under certain boundary conditions the deviation of the tensor directions according to my theory is produced in a statistic way, which averaged over many regions may lead to a preference of coincidence of directions.

There are however also boundary conditions which lead to a motion with deviating tensor directions.

Second remark : In contradistinction to a statement a few moments ago, it is very well possible to give the solutions of Kötter's equations if the gradients of porewater pressures are known. These gradients introduce a body force in every point of the interior. With my graphical method these forces can be taken into account.

Références

- [1] DRUCKER, D. C. (1953). « Limit Analysis of Two and Three Dimensional Soil Mechanics Problems », *Journ. Appl. Mech. and Phys. of Solids*, Vol. 1, p. 217-226.
- [2] DRUCKER, D. C., PRAGER, W. (1952). « Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design », *Quart. Appl. Math.*, Vol. X, n° 2, p. 157-165.
- [3] DE JOSELIN DE JONG G. (1959). « Statics and Kinematics in the Failable Zone of a Granular Material », *Doctors Thesis*, Waltman, Delft.

Le Président :

Merci beaucoup, M. de Josselin de Jong. M. Buisson, vous avez la parole.

M. BUISSON (France)

Dans la discussion qui vient d'avoir lieu, M. Bjerrum a mis l'accent sur l'impossibilité actuelle de déterminer les contraintes en un point et à un instant donnés, notamment sur un rideau de palplanches ou sur un blindage.

Cette difficulté se retrouve dans les problèmes relatifs aux silos du fait du très grand nombre de variables. Toutefois, comme l'ont indiqué M. Rowe et M. Fauconnier, l'Ingénieur n'a besoin que de disposer d'une méthode lui permettant de construire avec sécurité et, par conséquent, de connaître les efforts maximaux pouvant se produire.

C'est ce que nous nous sommes efforcés de faire dans nos essais sur les silos et notre communication reflète cette préoccupation.

En effet, les modèles réduits sont très utiles parce qu'ils permettent de faire varier indépendamment chacun des paramètres et, par conséquent, d'en connaître les influences respectives. On peut ainsi déterminer le maximum des grandeurs étudiées — ici les poussées — et se contenter d'un coefficient de sécurité très réduit pour le calcul des ouvrages, à condition bien entendu que les essais sur les ouvrages confirment les résultats des modèles réduits par voie d'homothétie par exemple. C'est le but que nous avons poursuivi en opérant sur des silos de sections différentes.

Il va sans dire en effet que ces deux genres d'essais se complètent; mais les essais sur les ouvrages doivent et ne peuvent servir que de moyens de contrôle et non de recherche,

sinon l'influence de paramètres importants échappe effectivement.

Passons maintenant en revue les résultats obtenus par nos essais en ce qui concerne uniquement l'influence de la rigidité des parois. Les premiers sont exposés dans notre communication 5/2. Les seconds ont été obtenus depuis, à l'aide de mesures de pression par quartz piezoélectrique en des points isolés (notamment en bas de silo, au tiers inférieur et au tiers supérieur). Les capteurs ont été placés en centre des parois, mais un capteur a été aussi placé au voisinage de l'angle d'un silo carré et au tiers inférieur.

Nous rappelons que les résultats obtenus antérieurement et qui se trouvent dans notre communication ne permettent que d'obtenir une pression moyenne le long d'une horizontale du modèle de forme carrée ou rectangulaire.

1. Le pourcentage de la charge totale absorbée par frottement sur les parois augmente, en *tôle lisse*, lorsque la rigidité de la paroi augmente. Par contre, en *tôle rugueuse*, ce pourcentage ne dépend pas de la rigidité de la paroi. Ce résultat nous paraît intéressant car nous ne connaissons pas de résultats d'essais ayant amené jusqu'à présent à de telles conclusions. Il est bon de préciser que le frottement de la paroi était très important puisqu'il était pratiquement impossible de procéder à des mesures de l'angle de frottement par une méthode analogue à celle de la boîte de Casagrande sans casser les grains de blé.

2. Ces résultats sont à rapprocher des observations suivantes que nous avons faites au moyen de capteurs de pression par quartz piezoélectriques.

(a) En *tôle lisse*, dans un silo carré, on constate que la pression *au centre* de la paroi — où la déformation est la plus grande — est nettement *inférieure* à la pression dans les angles.

Les résultats diffèrent suivant les matériaux ensilés. Avec le blé et une paroi flexible à faible frottement, la majoration de pression ne paraît être que de 10 pour cent aux angles lors du remplissage mais peut atteindre 30 et même 50 pour cent à la vidange. Les différences s'atténuent lorsque la rigidité augmente.

Avec le sable et une paroi flexible, la majoration de pression est bien supérieure dans les angles au remplissage (30 à 50 pour cent). Les différences s'atténuent ou même s'annulent à la vidange. Lorsque la tôle est plus rigide, la poussée dans les angles est plus basse qu'au milieu, au remplissage comme à la vidange.

Le blé semble donc se comporter d'une façon nettement différente du sable, du fait à la fois de son frottement interne inférieur à celui du sable mais surtout du fait de la diminution de ce frottement interne qui se produit à la vidange par suite de l'orientation que prennent les grains dans les zones en mouvement.

Les phénomènes qui se produisent pour ces deux matériaux sont donc entièrement différents du fait de ces propriétés essentiellement différentes.

(b) En *tôle rugueuse*, la pression est sensiblement uniforme sur toute la paroi avec probablement une légère surpression en son centre.

(c) En conclusion, en *tôle lisse*, les voûtes horizontales prennent donc appui sur les angles constituant les parties fixes des parois. En *tôle rugueuse*, la rigidité n'intervient que peu et les voûtes horizontales ne se forment pas. Ce phénomène nous paraît encore incomplètement expliqué, de sorte que nous ne ferons pas mention des hypothèses que nous avons faites qui sont néanmoins étayées sur quelques constatations expérimentales.

3. Tout mouvement relatif du fond et des parois modifie la répartition des charges entre le fond et les parois.

La pression sur le fond diminue lorsque le fond s'abaisse et inversement. Dans nos expériences, le minimum de charge sur le fond était réalisé par un abaissement du fond de 6 mm. Ce minimum étant réalisé, le poids sur le fond ne varie pas à l'ouverture de la vidange; contrairement au cas général, où ce poids subit une nette diminution.

Les surprises constatées à la vidange peuvent donc être obtenues par un abaissement suffisant du fond. Ce cas se présente notamment lorsque le fond du silo repose sur un sol compressible, alors que les parois fondées sur pieux par exemple sont fixes.

D'autre part, si le fond se déplace vers le haut par rapport aux parois, la pression sur le fond croît très rapidement, et cela dès que le déplacement atteint 1/10 mm ou moins.

Cela explique aussi les diminutions très rapides de pression sur les parois, constatées lors de la vidange dans le cas visé précédemment.

Le Président :

Merci beaucoup, M. Buisson. May I call on Prof. Peck ?

M. R. B. PECK (Etats-Unis)

There is an old saying that one picture is worth a thousand words. I would not want to take the position that one set of field observations is worth a thousand theories, or even a thousand model tests, but I believe that the importance of field observations has not been sufficiently brought out this morning by the panel. In particular, I wish to refer to strut load measurements and earth pressure measurements in connection with open cuts.

The measurements made by the Norwegian Geotechnical Institute are certainly the most complete and the most refined of their kind. If they have hastened the demise of Peck's rule, the loss is not to be mourned. Like all field observations in connection with open cut bracing, however, the Norwegian measurements have shown that the methods and sequence of construction and the capabilities of the contractor, as well as the homogeneity of the soil, are of considerable importance in determining the actual strut loads and even the actual total pressure against the bracing.

Under these circumstances we should ask ourselves the question : What then, is the function of theory in the attempt to determine, for purposes of design and construction, the loads exerted against the bracing of an open cut ? Some of these functions of theory have been well stated by the panel but one additional function should, I believe, be mentioned.

A very important function of theory is to delineate those cases that are truly similar to ones for which we have observational measurements and field data. In other words, one function of theory is to permit us to judge whether the project with which we are about to be concerned is essentially similar to those for which measurements have been made, so that we would be justified in using the results of the measurements. Conversely, theory may permit us to judge whether our project is so dissimilar from those to which the measurements pertain that we should not attempt to use the results of the measurements or rules derived from them.

Obviously, the more field observations of high quality we obtain, the more opportunity we will have to be guided by field observations that are relevant. Moreover, as we get more information of this kind, our procedures for design and construction will increasingly reflect the results of the empirical knowledge gained from our field observations.

It is not always necessary to carry out the observational procedure, in the manner described by Dr Bjerrum, by

designing one section of a project according to our best information, by making field observations, and on the basis of the results of the observations by improving the design of the next section of the project. This is a very useful approach where the project is sufficiently extensive, but the observational procedure can be used even for smaller projects. On one open cut in Chicago, for example, the local empirical rules were used to proportion the struts for the bracing. The contractor with the approval of the engineer chose to design the bracing on the basis of the average earth pressure as determined by the empirical rules. He knew that in at least some of the struts the calculated loads would be exceeded. However, nobody could say in advance which struts would be subjected to the excessive loads because this fact does not depend on theory but on the construction technique. The contractor, however, was prepared to insert extra struts where necessary and was capable of doing so because he continuously made observations of the strut loads. As soon as certain struts were found to carry loads great enough to indicate possible overstressing, the additional struts were put in place. The procedure actually required the addition of only two struts in the bracing of a large open cut and saved a considerable sum of money. It was, moreover, perfectly safe.

Le Président :

Thank you very much Dr Peck.

Now, I would like to call on Dr Osterman,

M. J. OSTERMAN (Suède)

From the previous discussion one might get the impression that the measured earth pressures without corrections should be the basis for designing sheetwalls. However, as Prof. Peck mentioned, the construction procedure influences the pressure values.

Moreover, the measured pressures give an incomplete solution of the failure conditions, as touched upon by Prof. Brinch Hansen, or the actual risks, which appears from the following example.

In fine weather trenches for drains etc. can often be cut without bracings. For the future works, a bracing system may be carried out. When placing the struts conditional stresses are applied. In the case of rainy weather the wall may be necessary. When the soil freezes, it will be so strong that no bracing is necessary, but the forces in the wall structure might nevertheless be very high. In the spring during the thaw the stresses might possibly decrease, but then the bracing might be necessary again.

Thus, for technical and economical reasons, a difference must be made between the measuring results and the designing rules.

Le Président :

Thank you Dr Osterman for your very pertinent remarks. I now call on Prof. Šuklje

M. ŠUKLJE (Yougoslavie)

Les résultats que MM. Bjerrum et Roisin ont présenté à la tribune montrent que les pressions mesurées dans les terres peuvent dépasser de beaucoup les valeurs théoriques bien que le déplacement du dispositif de soutènement soit suffisant pour conduire à une mise en action complète de la résistance au cisaillement.

A ce sujet, je voudrais attirer votre attention sur le fait qu'un déplacement, même considérable, n'est pas suffisant pour assurer une mise en action permanente de la résistance

au cisaillement totale. L'effet de la relaxation dû à la retenue du fluage peut causer une diminution nouvelle de la mise en action de la résistance effective, et un accroissement correspondant de la pression des terres. Les essais que M. Vidmar et moi-même avons présentés à la Conférence (Rapport 5/18) le montrent clairement. Nous serions donc très intéressés de savoir si MM. Bjerrum et Roisin disposent de données concernant le facteur temps, c'est-à-dire le développement successif des déplacements.

Le Président :

Dr Bjerrum would perhaps like to comment on that ? Dr Bjerrum has no comments. Dr. Roisin, avez-vous quelque remarque à présenter ?

M. ROISIN

Je voudrais simplement signaler au Prof. Šuklje que nous disposons de courbes qui donnent la progression des poussées dans le temps et je les lui communiquerai bien volontiers.

Le Président :

Thank you very much, Dr Roisin.

We have completed the discussion of contributions referring to the main three topics of our meeting. We have about seven more contributions, the first three of which are dealing with soil pressure cells. I first call on Prof. Tsitovitch.

M. N. A. TSITOVTCH (U.R.S.S.)

Engineer D.S. Baranov and myself have prepared a contribution on the accuracy of the method for direct pressure measurements in soils.

Pressure measurements in soils with the aid of conventional membrane pressure cells involve considerable errors which may reach 100 per cent in the case of pressure concentration, and 70 per cent in the case of scattering.

Experimental and theoretical investigations carried out in the U.S.S.R. have shown that errors in pressure measurements are mainly associated with the insufficient rigidity of pressure cells and the inefficient height to diameter ratio of the cells. The obtained theoretical dependence for the relative error of pressure cells makes it possible to make a sufficiently accurate prediction of cell errors. The study of the problem under review has indicated the possibility of direct measurements of soil pressures with an error not exceeding 7 per cent.

A paper on this subject will be presented for publication in volume III. (See page 337).

Le Président :

Thank you very much, Prof. Tsitovitch. I now call on Mr Wikramaratna.

M. WIKRAMARATNA (Ceylan)

I would like to speak about preliminary experiments carried out to measure the pressure distribution on the base of a silo, circular in plan, in which it was observed that the variation of the technique of filling alone (while all the other conditions were maintained unaltered) could produce at the center of the bin pressure variations in the ratio of 1 to 4. With even the slightest asymmetry on the method of filling a circular bin is subjected to non uniform radial pressure (at a given depth) thereby causing bending stresses, whereas conventional designs are based on the assumption of

uniform radial pressure causing hoop tension unaccompanied by bending stresses.

In batteries of silos (polygonal in plan) the effect of filling and emptying adjacent bins could induce large variations of pressure on the bin walls caused by structural deformations of the flexible walls. This process of emptying and filling is repeated thousands of times whilst effects of a similar nature occur once in the lifetime of a flexible retaining wall. Therefore a study of such effects in batteries of silos may be worth the effort.

Le Président :

Thank you very much, Prof. Wikramaratna. I will now call on Prof. Roscoe of Cambridge University.

M. K. H. ROSCOE (Grande-Bretagne)

I notice that all earth pressure cells described in Division 5 are designed to measure the total normal force across their active faces. Mr Arthur and I have developed a type of cell, which is designed to measure the boundary stresses on a soil mass undergoing plane strain, and which records simultaneously the magnitude and eccentricity of the normal load and also the shear load in one direction on its active face. The importance of measuring shear stresses on the contact faces of a foundation as the load increases can be seen by inspecting Fig. 8 of Dr Schofield's paper 5/17, which clearly shows that the value of the so-called "angle of wall friction" δ alters continuously with load and may even change sign.

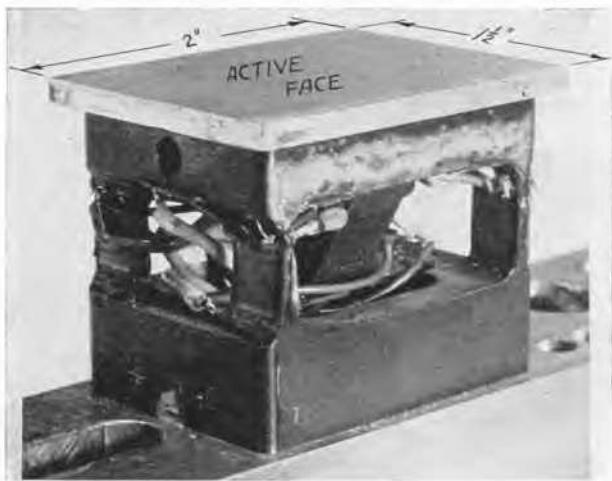


Fig. 18 Earth pressure cell for normal and shear forces One direction).

Fig. 18 is a photograph of a model of this type of cell and the electrical resistance foil strain gauges are connected in three separate circuits. The most sensitive cell yet made has a range of 25 psi and can record directly the normal stress to within 1 per cent, the shear stress to within 2 1/2 per cent and the eccentricity of the normal load to within 5 per cent of their maximum values under the worst conditions. After applying corrections these figures may be reduced to 0.5 per cent, 1 per cent and 3 per cent respectively, but under most conditions of test the errors are much less. After construction the cells are filled with Okerin wax and wrapped in Densotape. One such cell has been submerged under water for 12 months; the calibration curve has remained constant. Unfortunately it has not been possible to observe zero drift for longer than six weeks but during this period it was negligible.

The range of the cell can be as great as 1 000 psi but whatever the range of stress any such cell can be designed so that the maximum deflection of the active face is 8×10^{-4} inch in compression and 1×10^{-3} inch in shear. Further details of this type of cell will be found in a paper by Mr Arthur and myself in Civil Engineering and Public Works Review 56:765-770. June 1961.

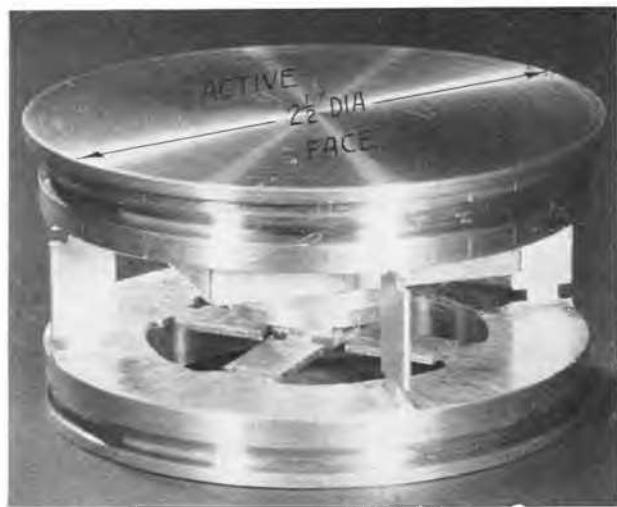


Fig. 19 Earth pressure cell for normal and shear forces (Any direction).

Yet a further development is shown in Fig. 19 which is a photograph of a cell capable of measuring the normal load in magnitude and eccentricity as well as the *direction* and magnitude of the shear force on the active face.

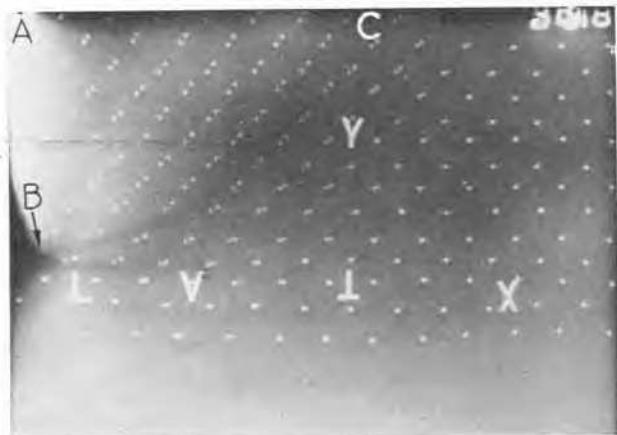


Fig. 20 Dilation and displacements of sand up to peak load on rotating wall as shown by X-rays.

The tests described in Paper 5/17 are merely the prelude to a more elaborate series on a larger scale in which the footing face is to be built up of cells of the type shown in Fig. 18. The changes of voids ratio and the strains within the soil mass are to be recorded throughout the whole of a loading process by an X-ray technique. In Figs 20 and 21 AB is a rigid wall which can be made to rotate counterclockwise about A towards a mass of dense sand constrained between two glass plates placed six inches apart. A regular pattern of lead shot is placed in the centre plane of the sand as shown in Fig. 20 which consists of two X-ray photographs superimposed. The left hand positions of the shot correspond

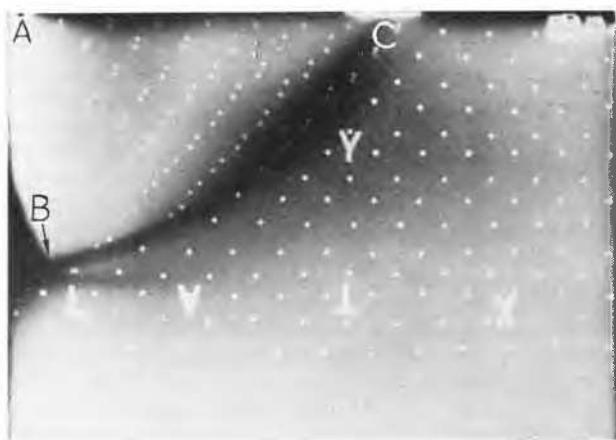


Fig. 21 Dilation and displacements of sand after peak load on rotating wall as shown by X-rays.

to zero rotation of AB while the right hand refer to conditions just prior to the force on AB attaining a maximum value. In Fig. 21 the left hand positions correspond to the maximum force on AB while the right hand refer to some time later. The dilated failure zone BC can be clearly seen and its development can be traced throughout the series of X-ray photographs.

In conclusion may I say how much I doubt the validity of any theory of earth pressure which ignores the dilatation of the soil or presumes that the angle of friction of the soil and the angle of wall friction are constants.

Le Président :

Thank you very much Mr Roscoe. I will now call on Prof. Jelinek.

M. R. JELINEK (Allemagne)

I would like to make some remarks on the safety of cofferdams.

At the German Conference of Soil Mechanics in Frankfurt in May 1960, we have demonstrated that, theoretically, at the beginning of failure of a cofferdam two families of failure surfaces appear.

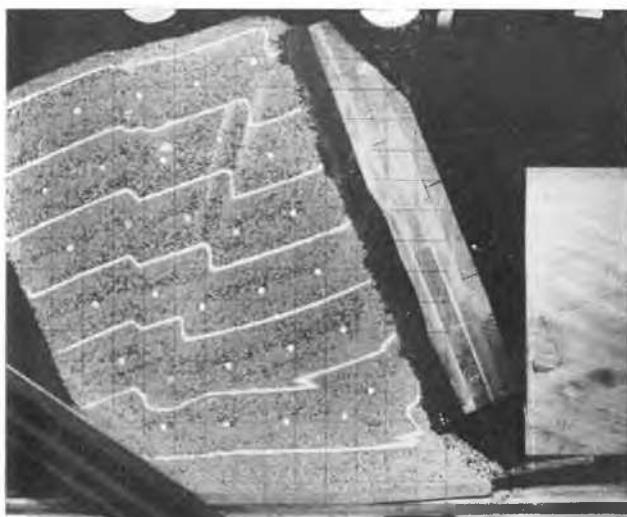


Fig. 22

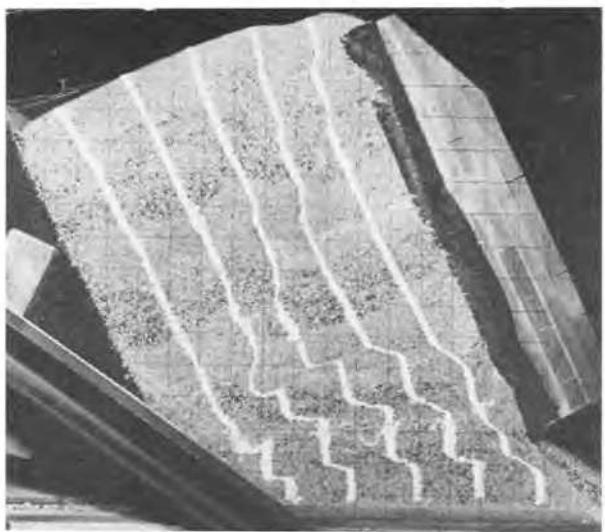


Fig. 23

Fig. 22 and 23 show some results of model tests on small models of cofferdams (scale 25 to 1) where we tried to get some experimental relationships.

Brinch Hansen has previously proposed the use of curved failure surfaces. Then, the smallest horizontal force which is possible can be easily found by a graphic construction. This force is considerably smaller than the friction against the base of the cell, Fig. 24.

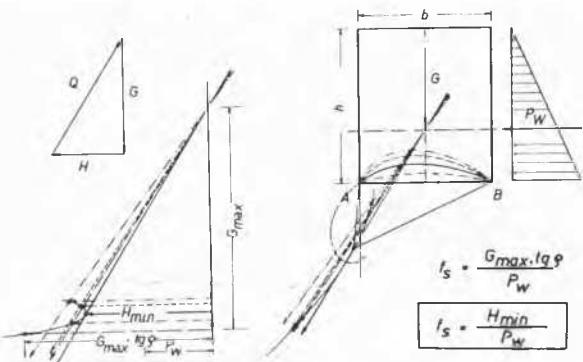


Fig. 24

Important for the calculation of cellular cofferdams is the tension between the sheets which is a function of the lateral pressure of the filling material. In plastic equilibrium superposition is not possible; therefore it is not possible to make the calculation by classical earth pressure theories.

Fig. 25 shows the situation at point A of a failure surface on the downstream side at the beginning of failure. The ratio λ_f between the horizontal stress σ_x and the vertical stress σ_z can be found by Mohr's circle. In point B no vertical and horizontal shearing stresses are possible. Therefore, theoretically, the failure surfaces should have an inclination of $\alpha = 45 - \frac{\phi}{2}$.

If we take a logarithmic spiral as trace of a failure surface through the points A and B, we find little change of the angle

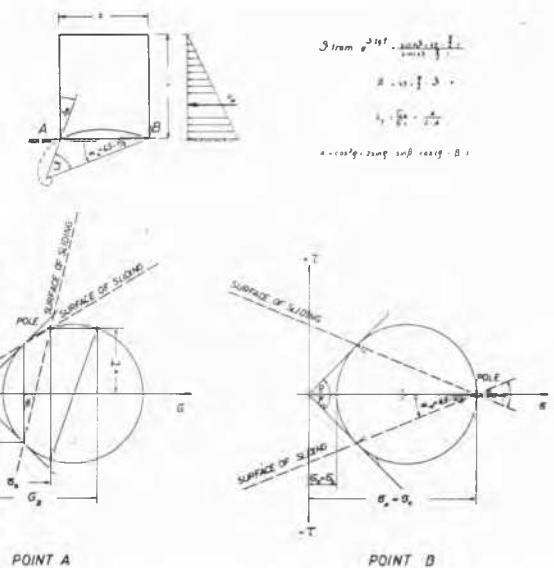


Fig. 25

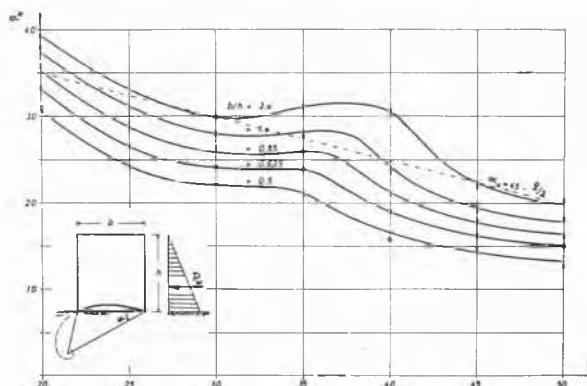


Fig. 26

$\alpha = 45 - \frac{\phi}{2}$, in point B, as a function of the width to height ratio $\frac{b}{h}$. In Fig. 26, you see for the ratios $\frac{b}{h}$ between 0.5 and 2.0 the value of the angle α_0 compared to $\alpha = 45 - \frac{\phi}{2}$.

In the usual cofferdam cells with the ratio $\frac{b}{h}$ about 0.9 the changes of α_0 for the angle ϕ between 30 and 40 degrees is only small.

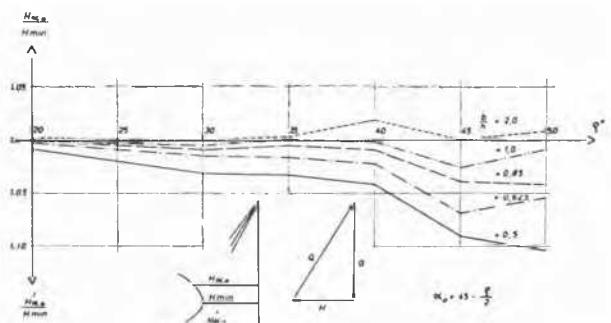


Fig. 27

On the other hand, if we take the theoretical failure surface in B to determine the possible horizontal force, then we find that the minimum horizontal force, "H" changes as shown in Fig. 27. For a ratio of $\frac{b}{h} = 0.9$ the change in the range of φ between 30 and 40 degrees is less than 1 per cent.

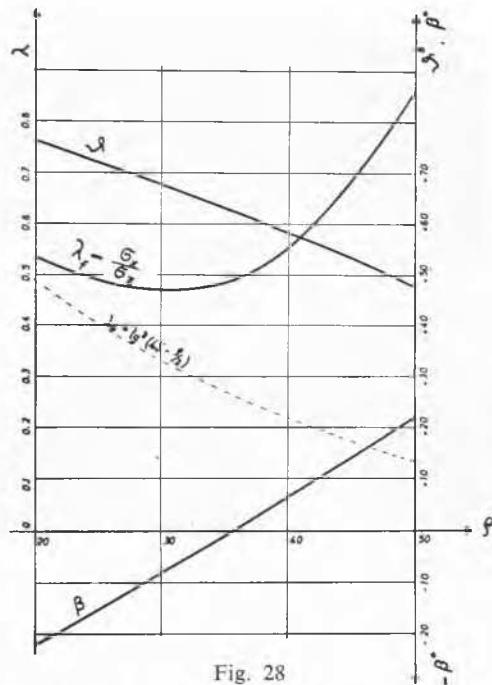


Fig. 28

The ratio $\lambda_f = \frac{\sigma_x}{\sigma_z}$ as a function of the angle of friction φ is shown in Fig. 28.

The auxiliary angles δ and β are also shown in this figure. In addition the coefficient of lateral earth pressure $\lambda_a = \tan(\delta)$ ($45 - \frac{\varphi}{2}$) is drawn in for comparison. The coefficient λ_f at failure has a minimum at $\varphi = 30$ degrees and increases rapidly with increasing friction angle.

The magnitude of σ_z should be computed not according to the simple beam theory but according to the theory of plates loaded in their own plane.

A logarithmic spiral failure surface should be used also for the investigation of sheetpile anchorages.

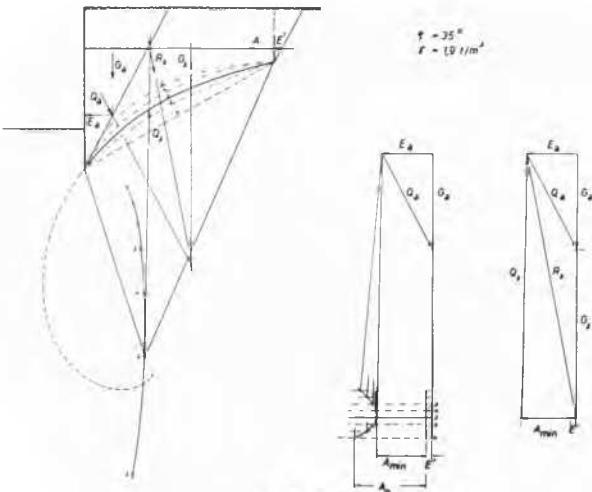


Fig. 29

Fig. 29 shows a graphic method for determining the minimum resistance.

For the case shown, the safety factor computed on the basis of plane failure surface is 50 per cent higher than the actual one which is obtained using a logarithmic spiral failure surface.

Le Président :

Thank you very much Dr Jelinek.

Ladies and Gentlemen, I would like to express my sincere thanks — and I am sure, of the entire audience — to my Colleagues on this Panel, especially to my esteemed Colleague Professor Hueckel, the General Reporter, who will give you, as stated earlier, a summary of the discussions which have taken place during the closing meeting on Saturday. I also thank everybody who has participated in this discussion from the floor and, I would like to thank the Vice President, M. Fauconnier, and through him all the French Organization Committee.

The meeting is closed, Gentlemen.

La séance fut levée à 13 h. 15

Interventions écrites / Written Contributions

M. J. BRINCH HANSEN (Danemark)

Dr Schofield has made tests with a rough, rigid wall rotating about its upper edge against the sand, and he has made comparative calculations by means of the methods of Sokołowski and the friction circle.

Dr Schofield is surprised to find that the wall friction angle δ' becomes negative at failure (at least for the dense sand), and he suggests that "dilatation pressures" in the soil may be responsible for this.

Actually the negative value of δ' is a simple consequence of the statical conditions in the figure of rupture.

I have investigated this matter theoretically already, in 1953 (1, p. 143-147). The figure of rupture may, with sufficient accuracy, be considered as a pure line-rupture, i.e. a single, concave rupture-line. Assuming $\delta' = \pm \varphi$, which would be the normal thing to do for a perfectly rough wall, is found to lead to kinematical contradictions in both cases. Consequently, the rupture-circle must have its centre situated in the upper edge of the wall, and δ' together with the earth pressure resultant P' and its depth d' , can then be found from the 3 statical conditions of equilibrium for the soil mass above the circle.

Such calculations give $\delta' = -0.22 - 0.25$ when φ varies between 30° and 45° , which agrees perfectly (for the dense sand) with Dr Schofield's experimental results in Fig. 8.

As to the location of the earth pressure resultant it may also be of interest to notice that, theoretically, d' should be 5.0 in. for $\varphi = 30^\circ$ and 5.5 in. for $\varphi = 45^\circ$. This should be compared with Fig. 7.

Références

- [1] BRINCH HANSEN J. (1953). *Earth pressure calculation*, Copenhagen.

M. J. BRINCH HANSEN

Messrs J. Verdelyen and V. Roisin (5/20) have made two-dimensional model tests with a line load at different distances from a flexible bulkhead. They have thereby found the interesting, but at first glance somewhat surprising, result that the resultant of the earth pressure due to the line load will rise when this load is moved away from the bulkhead.

When I developed my general earth pressure theory in 1953 [1], I also tried to apply it to the case described above, with the slight difference that I considered the wall as being

rigid and rotating about its upper edge. In this case the figure of rupture may be considered as a pure line-rupture, i.e. a single, concave rupture-line, going through the rear edge of the surface foundation.

The corresponding theoretical calculations presented no difficulty whatsoever, but as they consistently gave the — to me — implausible result, that the pressure resultant rose when the load was moved away from the wall, I came to the conclusion, that for some obscure reason my method was not suited for this case.

It seems now, however, that the method and the theory was right after all, at least qualitatively.

Références

- [1] BRINCH HANSEN J. (1953). *Earth pressure calculation*, Copenhagen.

M. R. CHADEISSON (France)

Influence des conditions aux limites sur la stabilité d'un ouvrage

D'infimes variations des conditions aux limites modifient parfois énormément la stabilité d'un ouvrage. C'est en tous cas ce que nous avons personnellement observé sur le modèle réduit que nous allons décrire.

Le principe de l'Etude

Nous devions étudier un mur de quai formé de deux rideaux de palplanches parallèles, réunis à intervalles réguliers par des cloisons transversales. Le terrain était constitué de sable très fin non argileux.

Un modèle réduit fut réalisé dans une caisse en planches non rabotées de 75 cm de largeur sur 73 cm de profondeur et 50 cm de hauteur. Le choix de l'échelle de réduction 1/80 permit de représenter une longueur de quai assez grande, comportant trois cloisons transversales.

La portion de mur de quai étudiée fut alors découpée en plusieurs panneaux juxtaposés, mais indépendants : le panneau central était destiné aux mesures des déplacements en fonction des efforts, les panneaux latéraux dits « de garde » étaient destinés à minimiser l'influence des parois latérales de la caisse. La densité du sable était de 1,545. Sa granulométrie était comprise entre 0,1 et 0,4 mm, son angle de frottement interne de 33°. Les panneaux mobiles représentant le mur de quai (panneau central et panneaux latéraux de garde) étaient tous recouverts de papier de verre.

Le mode d'exécution des essais

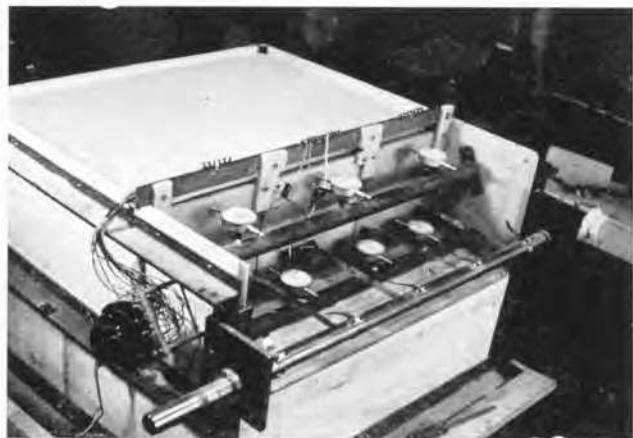


Fig. 30 Vue générale du modèle réduit.

Il s'agissait de déterminer le coefficient de sécurité de la construction réelle après montée du plan d'eau du côté des terres. Pour cela, sur chaque panneau du modèle, une traction fut exercée par un ruban d'acier dont l'autre extrémité était enroulée sur le tambour d'un treuil commun à tout le modèle.

Les essais consistèrent à faire tourner le treuil d'un angle donné (ce qui imposait un certain déplacement aux divers panneaux), et à mesurer la traction exercée sur le panneau central. On ne mesure pas les tractions exercées sur les panneaux « de garde », qui étaient *a priori* perturbées par l'influence des deux parois latérales de la caisse.

Les déplacements furent contrôlés au moyen de comparateurs au 1/100 de millimètre.

Les efforts furent mesurés au moyen de strain-gages collés sur des plaques d'acier travaillant à la flexion.

Les deux modèles réalisés

Dans un premier modèle, les deux panneaux latéraux de garde et le panneau central étaient rigoureusement identiques, chacun comprenant (Fig. 31 cas a) :

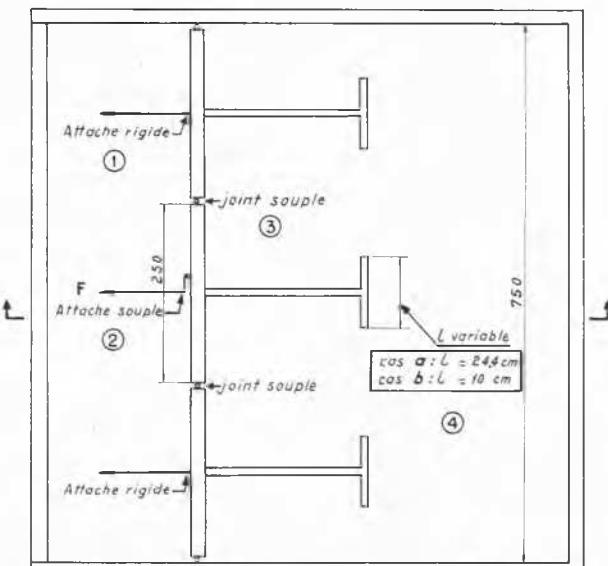
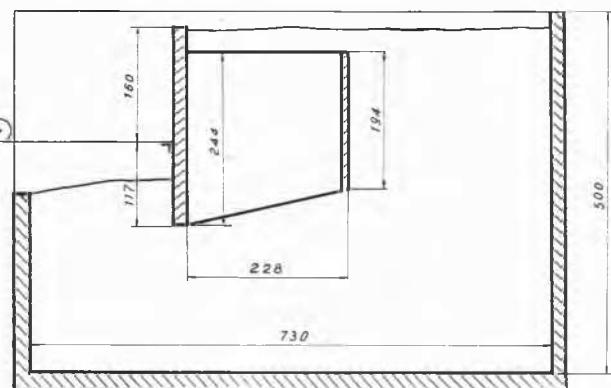


Fig. 31 Premier modèle (2 panneaux de garde, plan et coupe).

- une plaque avant verticale de 24,4 cm de largeur ;
- une plaque arrière verticale de 24,4 cm de largeur ;
- une cloison transversale perpendiculaire aux plaques.

Au cours des essais, on s'aperçut que les deux panneaux latéraux se déplaçaient plus que le panneau central. Le but

recherché en découplant le mur de quai en trois panneaux (qui était d'obtenir partout le même déplacement) n'était donc pas atteint.

C'est pourquoi on décida de construire un second modèle, dans lequel on chercha à mieux réduire l'influence des parois de la boîte.

Pour cela (Fig. 32 cas a) :

- chaque panneau latéral fut coupé en deux suivant un plan passant par la cloison transversale, et chacune des faces en regard fut enduite de bisulfite de molybdène ;
- une lame élastique fut introduite entre chaque panneau de garde et le ruban de traction correspondant ;
- les parois latérales de la caisse furent recouvertes d'une feuille de polychlorure de vinyle.

Les résultats obtenus

Quatre essais successifs furent réalisés avec le premier modèle, trois essais avec le second.

De grandes précautions furent prises pour assurer au sable des caractéristiques identiques d'un essai à l'autre. En particulier on utilisa le même matériau (la récupération de la totalité du sable étant faite à la fin de l'essai précédent), on sécha ce sable à l'étuve pour supprimer toute cohésion parasite due à l'humidité, et on vérifia que la densité moyenne était respectée.

Sur un graphique représentant la traction en fonction du déplacement du panneau central (Fig. 33), on peut constater que les résultats furent homogènes pour tous les essais d'un modèle donné, mais qu'ils varieraient énormément d'un modèle à l'autre, dans la proportion de 1 à 4...

On ne peut attribuer ces différences de stabilité aux déplacements relatifs des panneaux, car ces déplacements furent comparables pour les deux modèles, par suite d'un mauvais choix des attaches élastiques.

Etant donné les précautions prises pour la mise en place du matériau sableux, il semble donc que seules les variations des conditions aux limites (dédoublement des panneaux latéraux, polychlorure de vinyle sur les parois de la caisse) peuvent expliquer les grands écarts constatés dans la stabilité.

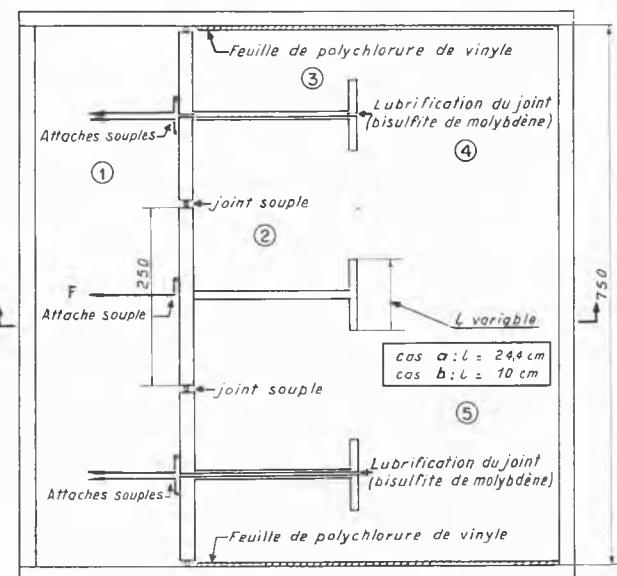
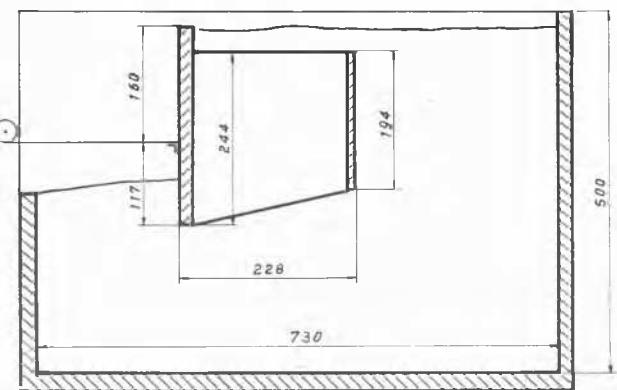


Fig. 32 Second modèle (4 panneaux de garde, plan et coupe).

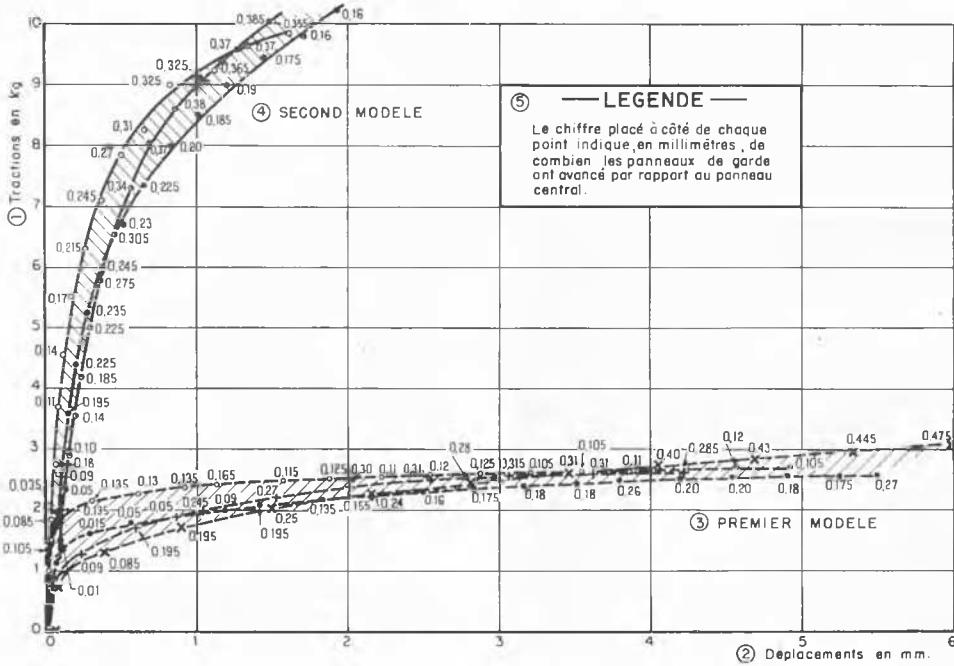


Fig. 33 Rideau arrière continu. Traction en fonction des déplacements.

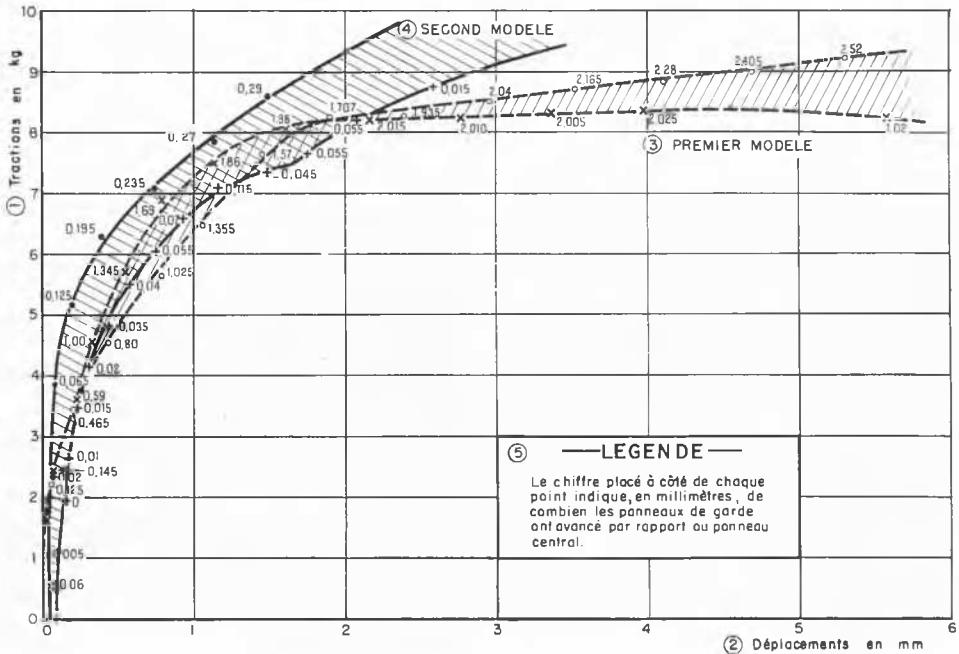


Fig. 34 Rideau arrière non continu. Traction en fonction des déplacements.

Remarque

Dans la suite de l'étude du mur de quai, nous avons été amenés à supprimer une partie du rideau arrière (Fig. 31 et 32, cas b), et à recommencer toutes les mesures dans ces conditions.

Les résultats obtenus, représentés sur la Fig. 34 furent cette fois comparables d'un modèle à l'autre mais seulement, pour des déplacements inférieurs à 2 mm.

Conclusion

L'exemple que nous venons de donner montre comment les conditions aux limites influent parfois sur la stabilité d'un ouvrage. On comprend bien ainsi à quelles difficultés on se heurte souvent pour avoir des conditions aux limites valables, lors de la réalisation de modèles réduits.

M. L. ROZSA (Hongrie)

Effects of the bedding on cylindrical tunnel lining.

A circular form of tunnel lining is often chosen. Tunnels under groundwater level, as well as tunnels of deeply located underground railways are mostly of circular cross section. The circular form is advantageous for construction work; it furthers the application of shield tunnelling and complex mechanization methods.

At present there exist various ideas as to tunnel dimensioning. In the proper method however not only the loading due to surrounding soil, but its supporting effect should be considered as well. Briefly, tunnel lining is correctly dimensioned as a ring, embedded in elastic medium.

According to existing dimensioning methods, regarding the cylindrical tunnel lining as an elastically embedded ring, the supporting effect of surrounding soil was characterized by the foundation modulus. But this modulus of Winkler's is not any physical constant value of soil; it depends on many factors being independent of the soil.

Research in recent years has tended to characterise the supporting effect of soil by actual physical constants — modulus of elasticity and Poisson's ratio — and to replace

Winkler's hypothesis with a calculation method in accordance with mathematical elasticity.

Research on the behaviour of tunnel lining has shown that the surrounding soil not only delivers the load to the lining, but also supports it on a certain part of its perimeter. Thus the perimeter of the circular tunnel may be divided into two parts : the diverging zone and the charging one (Fig. 35).

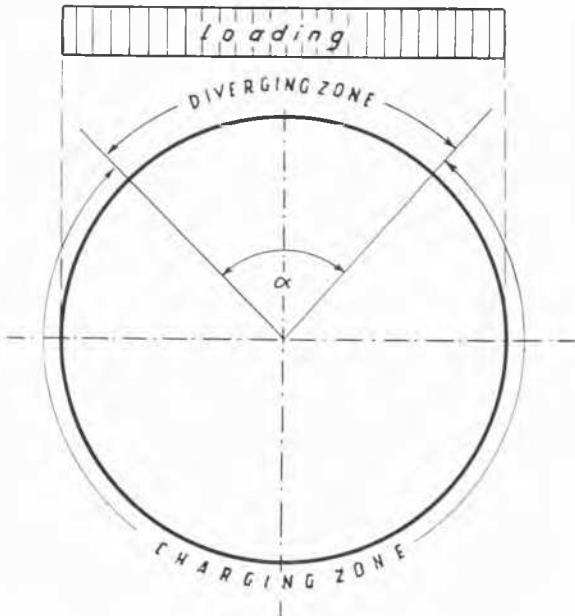


Fig. 35

The forces acting on the charging zone may be determined by the usual methods of statics as well, e.g. the tunnel ring may be substituted by a polygon and the surrounding medium by elastic supports on the tops of this polygon.

The seize of reactive forces is between the values of active and passive earth pressure. Stresses and deformations due to reactive forces may be determined on the basis of the theory of elasticity by the method of planar deformation (Fig. 36).

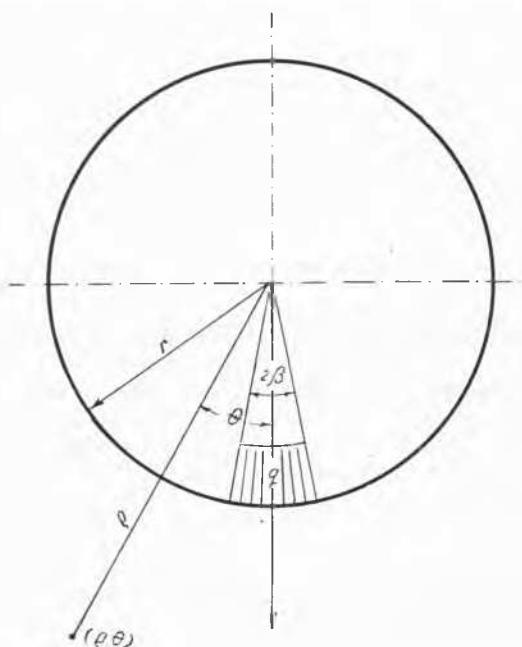


Fig. 36

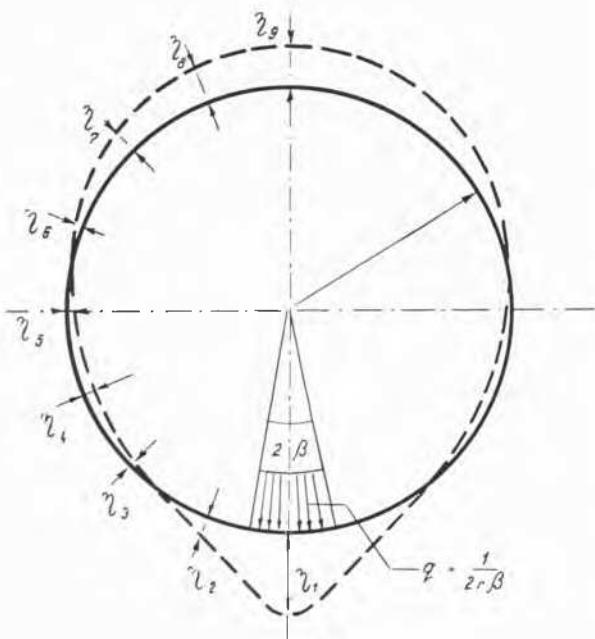


Fig. 37

After proper determination of the stress function, the radial displacement can be fixed. The displacement due to unit of load, acting on the $2r$ length of the tunnel ring i.e.

$$q = \frac{1}{2r\beta}$$
 will be as follows :

$$\eta = \frac{1+\mu}{2E\pi\beta} \left\{ \beta - 2(1-\mu) \left[\sin y \ln \left(2 \sin \frac{y}{2} \right) - \sin x \ln \left(2 \sin \frac{x}{2} \right) \right] + (1-2\mu) \left[(y-\pi) \sin^2 \frac{y}{2} - \varepsilon \sin^2 \frac{x}{2} \right] + \frac{5-8\mu}{4} [\sin y - \sin x] \right\}$$

Thus the diagram of displacement may be determined as follows : (Fig. 37).

The average displacement u_i occurring on the elementary part due to a system of forces, illustrated in Fig. 38, may be determined on the basis of the Maxwell-Betti theorem.

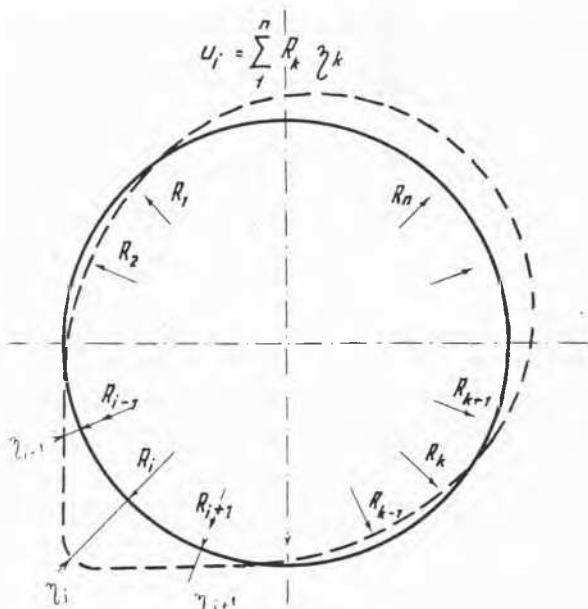


Fig. 38

The author prepared this study in the company of Gábor Kovács, and more detailed information about calculation may be obtained from a publication in the journal : *Acta Technica*, Budapest, 1961, No. XXXIV-3-4.

M. A. H. Toms (Grande-Bretagne)

A great deal of academic discussion has been read and heard on the idealised theories of the earth movement behind retaining walls and the corresponding pressures exerted on the walls, often with insufficient regard for the very great influence of practical conditions. These include :

The difference in properties of real soils and the clean sands or cylindrical rods used in model experiments.

The fact that, often, to safeguard property, retaining walls and tunnels have to be built in such a way that no appreciable soil yield is permitted and that, in consequence, the shear strength of the soil is not mobilised and the "at-rest" stresses are exerted on the structure.

This latter condition may, necessarily, have to obtain even in the case of temporary sheet piling which may have to be jacked against the soil to prevent yield.

In the writer's experience it is only when a retaining wall or tunnel lining is on the point of actual catastrophic failure due, for instance, to failure of the soil under the foundation, that the displacements become large enough to permit the soil or fill retained to mobilise its full shear strength.

In the case of a wall retaining fill the pressures on it may well be considerably in excess of the value calculated by the usual theories if modern compacting plant is used to ensure the least possible subsequent subsidence of the surface of the fill, such as in a railway embankment terminating behind a bridge abutment.

Where a wall is constructed or sheet piling driven to support, with the minimum of yield, a newly excavated face of clay, particularly of the over-consolidated type, the pressures on the retaining structure may subsequently attain the full swelling pressures, unless efficient drainage is provided to prevent the clay from absorbing, at any time, sufficient water to develop the full pressures.

In the case of bridge abutments supporting about 25 ft. depth of stiff fissured Weald Clay, the swelling pressures developed by carefully excavated bulk samples, when tested in the oedometer, in some cases exceeded the full overburden. It would have been impracticable to design the abutments and wing walls for such large pressures and, therefore, a complete vertical drainage blanket was installed behind them to draw down the water table in the clay and minimise any tendency to swell. This job was completed seven years ago and has behaved satisfactorily in spite of long periods of exceptional rain.

Even if initial wall yield can be permitted, of a magnitude sufficient to justify taking the full initial shear strength of the soil into account in estimating pressures on a wall, there is now considerable evidence that long-term creep of certain clay soils may tend to reduce the effective shear strength. It therefore appears unwise to allow for the full shear strength in calculating the potential pressures from such soils.

MM. N. A. TSITOVITCH et D. S. BARANOV (U.R.S.S.)

On the accuracy of the method for direct pressure measurements in soils.

Experimental investigations on the operation of pressure cells carried out in the U.S.S.R. [1,2] point to a close relationship between the measurement results and the correlation of cell mechanical parameters with the strain properties of the soil or loose medium which differ considerably from

the strain properties of solid media. For instance, the study of strain properties of sand has shown that its modulus of strain may vary from 50 kg/sq. cm to 1,000 kg/sq. cm or more during direct loading and from 6,000 kg/sq. cm to 100-200 kg/sq. cm during unloading [2]; during unloading, the above change in the modulus of strain elasticity takes place in all cases, independent of the magnitude of the load applied. The instability of the soil modulus of strain is the principal cause of errors in measuring pressures and, in particular, hysteresis observed during unloading.

At the same time it has been established that in evaluating the quality of measurement results obtained by the use of pressure cells, one can use methods of the theory of linearly deformed medium, taking into account, however, the variability of the modulus of strain. In order to derive a mathematical relation characterizing the relative error of measurements, an approximate method was applied which was based on the use of the well-known expression for the settlement of a rigid circular plate pressed into a linearly deformed medium, in the interpretation which it received in the equivalent layer method [3].

The relative error of the pressure cell in measuring contact pressures is expressed by the following relation :

$$\frac{P_e}{P} = \frac{\frac{E_g}{E_p} - 1}{\frac{\pi(1 - \mu_s^2)}{4} \cdot \frac{D}{fE_s} + 1}; \quad (1)$$

where P_e is the additional pressure recorded by the cell,

P = true pressure; E_p , E_g , E_s = moduli of strain of the plate (structure, cell and soil) respectively ($\pi = 3,14\dots$);

μ_s = soil Poisson coefficient, D = cell diameter, f cell buckling (shift of the sensitive part) at a pressure of 1 kg/sq. cm.

In measuring pressures inside the soil, the relative error is determined by a formula taking account of Eq. (1) and the one-sided pressure of the cell on the soil :

$$\frac{P_e}{P} = \frac{d/D - E_s/E_g}{\frac{\pi(1 - \mu_s^2)}{4} \cdot \frac{d}{h} + E_s/E_g}; \quad (2)$$

Experimenters	d/f	D/d_m	h/d	E_g kg/sq. cm	E_s kg/sq. cm	Relative error, percent.		Theoretical error at beginning of un- loading ($E_s = 5,000$ kg/sq. cm)
						Exper.	Theor.	
Dergachev P.V.	135	—	—	—	115	— 47	— 55	— 98
Plantema I.G.	16,000 * (4,000)	—	—	—	800	— 30	— 6·6 (— 22)	— 30 (— 64)
Dergachev P.V.	—	40	0·75	170	170	— 30	— 26	— 98
—	30	—	—	—	—	—	—	—
Plantema I.G.	—	300	0·06	1,120 * (280)	80	+ 5	+ 7·6 (+ 5·4)	— 25
—	250	—	—	—	800	— 15	—	—
Peattie K.R. and Sparrow R.W.	—	75	0·13	730	300	$C_A = 0·6$	$C_A = 0·59$	— 63
—	50	—	—	—	—	—	—	—
Baranov D.S.	—	45	0·18	890	80	+ 27	+ 20	(exper. — 65
—	25	—	—	—	800	— 19	— 17	— 70
—	45	—	—	—	80	+ 27	+ 24	(exper. — 25
—	38	—	0·18	2,000	800	+ 3	+ 11	— 27

(*). Assumed tentatively from the data published in [6]. In brackets are the values of mechanical characteristics of the pressure cell which the authors consider to be the most reliable. In calculation the effective membrane diameter is taken to be equal to 0.8 of their total diameter.

where d = diameter of the pressure-sensitive part of the cell, D , h = outside cell diameter and its full height, respectively.

If $d = D$ and $E_g/E_s \geq h/D$ which is almost always the case, Eq. (2) assumes a simpler form :

$$\frac{P_e}{P} = C_A \cdot \frac{h}{D} \quad \dots \quad (3)$$

where the theoretical value

$$C_A = \frac{4(1 - E_s/E_g)}{\pi(1 - \mu_s^2)} ;$$

A relation similar to (3) was obtained also experimentally [2,4].

A comparison of experimental and theoretical data on the error of measurements is given in the Table and in the calibration graphs (Fig. 40 (a)(b)).

It should be noted that only in Dergachev's experiments [5] the modulus of soil strain was determined experimentally. For other cases the values of the modulus of strain have been taken from literature data on loose and compacted sand.

The data presented demonstrate that the experimental and theoretical values of the error, with the exception of Plantema's experiments, are sufficiently similar. The design of the cell used in Plantema's experiments should, ideally, ensure a good enough quality of measurement, but, probably due to the unsatisfactory liquid filling, the cell readings proved to be strongly dependent on the variation in the soil modulus of strain.

The theoretical and experimental study of this problem has shown that sufficiently accurate measurement of soil pressures can be provided only with the aid of very rigid cells whose modulus of strain should be one order higher than the maximum soil modulus of strain encountered in

experiments¹. In addition to this, the cell height to diameter ratio should be minimal and should not exceed 0.1. If these requirements are met the total cell error will be equal to 12-14 per cent and will vary by 6-8 per cent in the course of measurement (due to the relaxation of additional pressures, p_e , in the vicinity of the cell).

The necessity of meeting the above-mentioned requirements is conveniently illustrated by the calibration graphs for a cell (Fig. 39) with a hydraulic transducer and without it (see calibration graphs of Fig. 40).

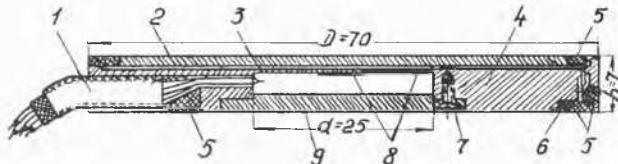


Fig. 39 Design of experimental pressure cell with hydraulic transducer.
1 - cable; 2 - rigid membrane; 3 - mercury; 4 - body;
5 - epoxy resin; 6 - filling tube; 7 - screw; 8 - resistance
strain gauges; 9 - cover.

Références

- [1] DORNII (1938). *Transactions*, issue 1.
- [2] BARANOV, D. S. (1959). *Measuring Instruments, Methods and Some Results of Investigation into Pressure Distribution in Sandy Soil*. TsNIISK, issue 7.
- [3] TSITOVICH N. A. (1951). *Soil Mechanics*, Stroyizdat.
- [4] PEATTIE, K. R., SPARROW, R. W. (1954). «The Fundamental Action of Earth Pressure Cells». *Journ. of Mech. and Phys. of Solids*, Vol. 2.
- [5] DERGACHEV P. A. (1957). On Soil Pressure Measurement, Vodgeo, Vol. 6, 1957.
- [6] PLANTEMA, I. G. (1953). «A Soil Pressure Cell and Calibration Equipment». *Proc. of the Third Intern. Congr. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Vol. 1.

1. When running tests with partial or full load and when studying dynamic processes in the soil the cell modulus of strain should be at least 15,000 kg/sq cm..

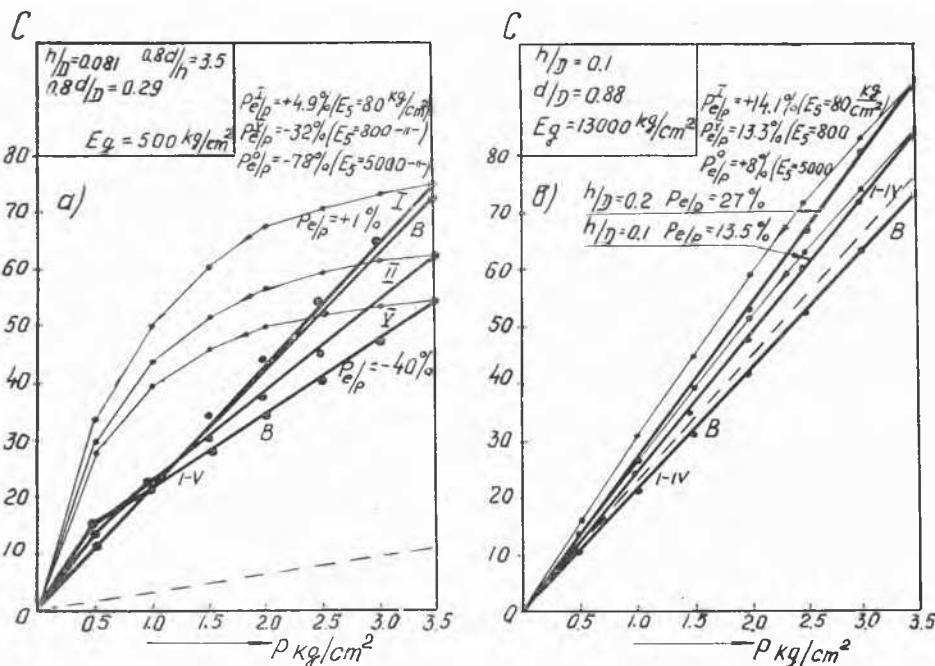


Fig. 40 Pressure cell calibration curves; a) without hydraulic transducer; b) with hydraulic transducer; c) instrument reading; I-V - loading cycles, B - water calibration, thin lines - unloading, thick lines - loading; broken line - line parallel to the beginning of unloading lines; P_e/P theoretical errors according to Eq. (2)