

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 sur les Ouvrages et Tunnels

Earth Pressure on Structures and Tunnels

RAPPORT GÉNÉRAL

Rapporteur Général: J. KÉRISEL, Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France

Introduction

Dans ce rapport, je classerai les communications présentées, sous les rubriques ci-après: théories et expériences à caractère général, palplanches, batardeaux, fouilles blindées, tunnels et silos. Je me référerai non seulement aux 13 communications reçues mais aussi aux plus importantes publications dont j'ai pu avoir connaissance depuis le congrès de Zurich.

Théories et Expériences à Caractère Général

C'est un lieu commun que d'écrire que les données expérimentales de base concernant la butée sont rares. Il est bien vrai que les essais de charge portante sont des expériences de butée, mais elles sont compliquées par bien des phénomènes et mettent en jeu des équilibres nettement différents de celui existant derrière un masque rigide buté contre un massif homogène, équilibre de base évoqué successivement au 18^e et 19^e siècle par Coulomb, Rankine et Boussinesq.

Ce sont les aspects expérimentaux même de cet équilibre de base qu'il convient d'abord d'approfondir avant de passer à tout autre problème.

Pour cette raison, il est très intéressant de parler en premier lieu de la contribution apportée par Johnson dont les travaux exécutés à Princeton University sous la direction de Tschebotariouff, concernent des essais pratiqués sur un mur vertical de 3.00 m de large et butant sur une hauteur de 0.60 m contre un massif de sable, de 0.90 m de haut, contenu dans une caisse de 3.00 m de large et de 1.80 m de longueur dans le sens de la butée (Fig. 1). Ces dimensions sont plus modestes que celles de la caisse utilisée par Terzaghi au Massachusetts Institute of Technology en 1934 pour ses essais de poussée, mais, en butée, les efforts principaux sont beaucoup plus importants et les phénomènes accessoires (frottement contre les joues latérales) moins à redouter par conséquent. Un dispositif de vérins horizontaux et verticaux permettait d'appliquer des forces de butée d'obliquité δ variable et de mesurer le coefficient correspondant de butée $K_{p(\delta)}$.

Lorsqu'on exerce une butée, la paroi tend à se soulever verticalement. Un dispositif permet de l'immobiliser en mesurant l'effort vertical de levée due à la composante élémentaire $K_{p(\delta)} \tan \delta$.

Inversement, des vérins permettent d'exercer des forces verticales de haut en bas sur la paroi, de façon à mobiliser plus complètement le frottement négatif ou encore de bas en haut pour mesurer la butée correspondant aux angles δ positifs.

Les expériences ont été faites avec un sable qui, essayé au triaxial par les auteurs, avec un déviateur positif, donne un angle variable de 43° 08' à 40° 20' suivant que la densité varie de 1.66 à 1.57. Les densités extrêmes dans les essais ont été de 1.75 et 1.55.

Pour $\delta = 0$, les valeurs de butée $K_{p(\delta=0)}$ derrière l'écran sont 4.5 et 3.5. Les valeurs correspondantes de ϕ calculées par

l'intermédiaire de la formule $K_{p(\delta=0)} = \tan^2[(\pi/4) + (\phi/2)]$, sont de 40° et 34°. Ces angles, qui donnent une valeur exacte du frottement dans l'expérience, sont plus faibles que ceux mesurés au triaxial. Une première conclusion à tirer de cette remarque, à notre sens, est que l'expérience au triaxial, avec déviateur positif, est impropre à rendre compte de l'angle de frottement qui se manifeste dans une expérience de butée. Aussi bien dans la butée sur la paroi de la caisse avec $\delta = 0$ que dans l'expérience au triaxial, on utilise la même formule.

$$K_{p(\delta=0)} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

Or, cette même formule conduit dans les deux cas à des valeurs différentes pour ϕ . C'est donc que le sable a dans les deux expériences des orientations de grains différentes. Il est anisotrope dans les deux cas mais avec un tropisme différent. Si les auteurs avaient fait l'expérience au triaxial avec déviateur

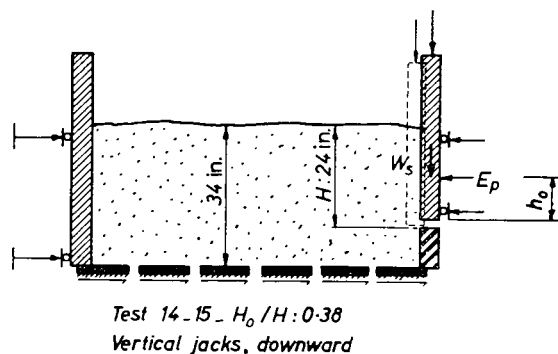


Fig. 1 Dispositif expérimental de Johnson pour les mesures de butée Johnson's apparatus for the measurement of passive earth pressure

négatif, ils auraient trouvé probablement les mêmes angles qu'avec la caisse.

Avec les angles variables de 40° à 34° suivant la densité et avec l'obliquité $\delta = 0$, les points expérimentaux se placent comme l'indique la Fig. 2.

Les valeurs expérimentales de $K_{p(\delta)}$, composante normale de la butée agissant à l'obliquité δ ont été portées en ordonnées, les valeurs de δ étant portées en abscisses. Sur cette même Fig. 2 ont été tracées les courbes théoriques tirées de nos tables pour la variation de $n(\delta)$ en fonction de δ pour $\phi = 40^\circ$, $\phi = 35^\circ$ et $\phi = 34^\circ$. On voit que l'accord est satisfaisant: les points expérimentaux se placent bien à l'intérieur du faisceau bordé par les lignes $\phi = 34^\circ$ et $\phi = 40^\circ$.

On notera en particulier que les auteurs ont obtenu un coefficient de butée horizontal égal à 12.5 dans l'essai n° 15 avec $-\delta/\phi = 30/40 = 0.75$ contre 4.5 avec $-\delta/\phi = 0$. Cette

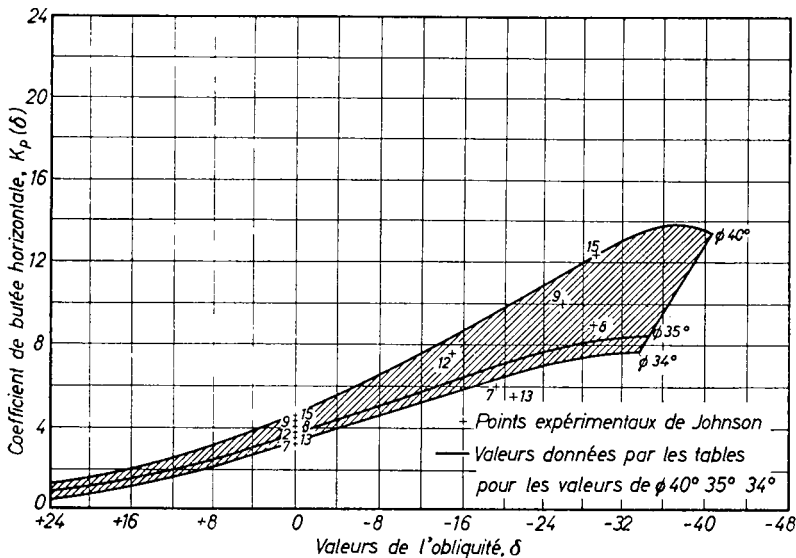


Fig. 2 Résultats expérimentaux de Johnson concernant la butée; comparaison avec les tables
Johnson's results of passive earth pressure; comparison with tabulated values

valeur de 12.5 est bien supérieure aux limites maxima de l'ordre de 3 indiquées par certains auteurs.

Les parois ne comportant aucune alvéole ni redans, les auteurs n'ont pu mobiliser un frottement $-\delta/\phi = 1$.

Les déplacements horizontaux de translation nécessaires pour mobiliser toute la butée sont de l'ordre de 0.05 à 0.10 de la hauteur h du sable en contact avec l'écran derrière celui-ci. Dans les expériences, cette hauteur était de 0.60 m; les déplacements variaient donc de 3 à 6 cm.

Une autre catégorie d'essais de butée, très importante par ses applications au génie civil, est celle concernant les ancrages des corps morts.

Le professeur Hueckel (5/3), dans le but de compléter les essais de Bucholz, nous rend compte d'expériences de traction exercées sur des plaques carrées ancrées verticalement dans un massif de sable.

Les diverses plaques essayées ont des côtés de 7.5, 10, 15 et 20 cm. Les plaques sont tirées au moyen d'un câble fixé au centre. L'effort de traction croît asymptotiquement au fur et à mesure du déplacement, vers une valeur limite qui, correction faite du frottement du sable sur le fil, est l'expression de la réaction de butée limite sur la plaque.

Toutes les plaques sont enterrées systématiquement de façon à ce que la hauteur de sable au-dessus du bord supérieur soit égal à la hauteur de la plaque.

En raison de la faible profondeur de la plaque, on pourrait penser que la contrainte de butée, en un point situé à une profondeur z , si la plaque avait une largeur indéfinie, ne serait pas différente de $K_{p(\delta=0)}\gamma z$.

Interprétées sous cet angle, les expériences du professeur Hueckel nous donnent des valeurs de K_p variables de 12 à 17 environ pour les 4 plaques utilisées, avec un angle ϕ égal à 34° . Pour une plaque rectangulaire de 10 cm de haut, sur 72 cm de large, le coefficient K_p , déduit dans les mêmes conditions, est de 9. La valeur de l'expression $\tan^2[(\pi/4) + (\phi/2)]$ pour l'angle ϕ de 36° , indiqué par l'auteur dans cette dernière expérience, est de 3.25. Il s'ensuit d'abord que les butées limites sont d'autant plus grandes qu'elles se rapportent à de plus faibles surfaces, cette majoration de poinçonnement étant facile à comprendre lorsqu'on examine la photo 10.

Les surfaces latérales de glissement, en effet, ont, par rapport au volume du sable détaché au moment de la rupture, une importance d'autant plus grande que la plaque est plus petite. Mais, d'autre part, il apparaît bien que l'équilibre limite de butée est plus favorable que l'équilibre hydrostatique de Rankine, comme on le voit en comparant les chiffres 9 et 3.25.

Il y a là une analogie évidente avec la croissance de N_q en fonction de la profondeur pour une fondation; il y a tendance au resserrement des couches de sable au-dessus et au-dessous de la plaque avec un commencement d'arc boutement sur celles-ci, comme le montre la photo 17 de l'auteur.

Le Pr. Hueckel a enfin répété ses expériences en groupant 3 plaques carrées de 10×10 cm enterrées comme précédemment.

Lorsque la distance entre bords des plaques n'est que $0.4b$ ($b = 10$ cm, côté du carré), le coefficient K_p , déduit comme précédemment, est de 10.5; pour $1.5b$ il est 15.56; pour $2.1b$, 16.1; et enfin $2.6b$, 16.3. Pour les plaques espacées d'au moins $1.5b$ on retrouve donc le résultat de la plaque isolée et ceci était assez évident à l'examen de Fig. 12, les cheminées de refoulement ne s'intersectant pas. Pour un espacement insuffisant, on tend au contraire vers le coefficient de la plaque indéfinie en largeur.

En résumé,

(1) En enterrant la plaque d'ancrage à une profondeur égale à sa hauteur seulement, il y a déjà équilibre plus favorable que celui de Rankine, le coefficient $K_{p(\delta=0)} = \tan^2[(\pi/4) + (\phi/2)]$ pour un milieu $\phi = 35^\circ$ environ, étant multiplié par 3 environ.

(2) Pour des plaques de faible dimension, isolées ou espacées de bord à bord d'au moins une largeur et demie, il y a par ailleurs un autre coefficient de majoration admissible, ce coefficient atteignant près de 2 dans le cas d'espèce et dans les meilleures conditions.

Cette dernière conclusion se dégagait déjà des travaux de BUCHOLZ et PETERMANN (1935) qui avaient aussi observé un rapport de l'ordre de 2 entre les résistances à la butée près de la surface pour une plaque carrée de 0.54 m de côté et une plaque rectangulaire indéfinie de 0.54 de haut. Des expériences de ces auteurs, on peut par ailleurs déduire une loi de croissance systématique de la butée sur un même corps mort en fonction de la profondeur un peu plus rapide que le carré de la profondeur du centre de la plaque, pour une plaque carrée de 0.54 m.

Le professeur Hueckel trouve une puissance 2.8 mais le paramètre largeur varie en même temps que la profondeur.

Toutes les expériences concernant la butée montrent à souhait que la distribution triangulaire de Rankine n'est réalisée que dans certaines conditions de mouvement du masque flexible ou non. Le professeur SKEMPTON (1953) au dernier congrès de Zurich, faisant la synthèse des travaux de Rowe sur les palplanches, montrait clairement comment la distribution triangulaire de Rankine était altérée par une rotation, suivant que le centre de rotation se situait en tête ou en pied, la résultante générale

située au tiers inférieur dans l'équilibre de Rankine, se déplaçant vers la zone des grands déplacements, c'est-à-dire à l'opposé du centre de rotation.

Il n'est donc pas sans intérêt de chercher à rendre compte, par une théorie générale, de la variation de la distribution, en fonction des déplacements.

C'est ce qu'a tenté Rowe, en proposant la notion de module de raideur du sol. Selon lui, derrière un masque de butée vertical, butant sur une profondeur D contre un sable et enterré de part et d'autre (Fig. 3), la pression élémentaire horizontale p_p de butée à la profondeur z pourrait s'écrire :

$$p_p = m \frac{x}{D} z$$

ce qui donne :

(a) dans le cas de translation x/D uniforme une répartition triangulaire comme dans la théorie de Rankine.

(b) dans le cas d'une rotation autour de A , une répartition parabolique avec max. entre A et B .

(c) dans le cas d'une rotation autour de B , une autre répartition parabolique avec tangente en A à AB .

Rowe trouve pour m des coefficients décroissants de 20,000 kg/dm³ à 2,000 kg/dm³ environ suivant qu'il s'agit d'un sable serré ou non.

Ces valeurs sont bien supérieures à celles que l'on peut déduire des observations de Johnson sur son mur rigide non enterré comportant des déplacements relatifs x/D finals de quelques centièmes.

Les expériences de Johnson mobilisent donc assez rapidement des équilibres plastiques à l'inverse de celles de Rowe. Une deuxième cause des différences constatées vient de ce que les valeurs expérimentales de m proposées par Rowe, se rapportent à des écrans fichés plus au moins; on bénéficie donc de la surcharge γD sur le plan horizontal inférieur du côté

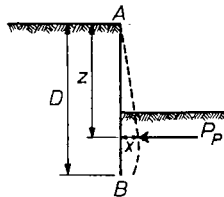


Fig. 3 Palplanche après déformation
Bulkhead after deformation

non soumis à la butée. Les coefficients m de Rowe peuvent rendre compte de la distribution des butées dans un domaine limité aux écrans enterrés, pour de faibles valeurs de x/D , et pour des valeurs de δ non négligeables.

En dehors de cet essai de théorie concernant la distribution générale de la butée, les modes de calcul concernant la stabilité des structures et masses de sols, consistent, comme par le passé, à se donner arbitrairement une ligne de glissement :

Ligne droite, cercle et spirale continuent à être utilisés. Pour COLLIN (1846), intrigué par la forme de cycloïde qu'il reconnaissait dans les nombreux glissements qu'il avait observés entre 1830 et 1840, il ne faisait pas de doute que l'on saurait dans l'avenir déterminer par le calcul la forme même des surfaces de glissement. Il faut reconnaître que la mécanique des sols a fait peu progressé dans ce domaine. Le cercle semble donner des résultats fort près de la réalité pour calculer la stabilité des structures soumises à des mouvements de rotation, comme l'a montré B. Hansen. On sait que la ligne droite donne des résultats souvent faux. Le choix de la courbe de glissement, en l'absence de théories valables, doit donc être précédé d'expériences telles que celles sur modèle réduit. A cet égard, est intéressant le procédé ingénieux proposé par Schneebeli (5/8), consistant à supprimer l'effet de paroi en remplaçant les grains de sable par des empilages de rouleaux.

Janbu (5/4) présente une méthode complète de calcul des poussées, butées et force portante des fondations par la méthode des tranches verticales.

Comme toutes les méthodes de l'espèce, elle est applicable à des surfaces de glissement quelconques et à des terrains non homogènes; elle appelle une hypothèse sur la répartition des efforts le long de la ligne de glissement ou ce qui revient au même, sur les contraintes de cisaillements verticaux entre tranches successives. L'application des 3 équations d'équilibre des milieux continus, et de la loi de Coulomb, sur la surface de glissement, laissent, en effet, le problème indéterminé au premier degré.

La condition supplémentaire que s'impose l'auteur est le point de passage de la résultante des efforts d'interaction d'une tranche sur la voisine, par exemple au 1/3 inférieur. Le calcul est mené par approximations successives en incluant un facteur de sécurité qui frappe la contrainte de cisaillement, dans des deux termes de cohésion et frottement. C'est bien cette conception du facteur de sécurité qu'avait adoptée la majorité ses participants au colloque de Stockholm sur la stabilité des terres, et c'est bien, pensons-nous, celle qu'il est souhaitable de généraliser: on aboutira ainsi à une plus grande clarté de langage et à une meilleure comparaison des résultats.

Sur le plan théorique, le professeur Sokolovsky (5/10) fait l'étude du massif semi-indéfini pesant et cohérent, à surface libre horizontale, avec bande indéfinie, chargée uniformément par une contrainte verticale.

Il suppose que la courbe intrinsèque du corps cohérent se compose de 2 droites et se déduit de celle du corps pulvérulent par translation égale à $H = C/\tan \phi$ et il résoud élégamment le problème mathématique de la détermination de la semi-arche stable passant par le bord de la surface chargée, c'est-à-dire le lieu des points où l'une des contraintes principales est nulle et l'autre tangente à la courbe cherchée (ce qui n'est possible qu'en milieu cohérent), problème qui peut avoir des applications pratiques dans le cas d'un contour curviligne.

Palplanches

Dans leur communication, Kyle et Kapp (5/6), n'hésitent pas à écrire qu'il y a autant de méthodes de calcul des palplanches que d'ingénieurs des sols et se montrent assez sceptiques sur la portée générale de ces méthodes.

Tschebotarioff et Ward (5/12) se sont proposés de déduire les moments réels qui s'exercent dans des murs de quai en palplanches construits assez récemment, au moyen de l'inclinomètre Wiegmann et de les comparer avec les moments qui résultent du calcul.

On est obligé de constater à propos de ces expériences, combien il y a loin entre les expériences de laboratoire en modèle réduit et les cas de la pratique. Ceux ci comportent généralement des matériaux différents en remblai et en fiche, et leur interprétation en est difficile. Mais néanmoins, les tentatives de l'espèce ne peuvent que contribuer à éclairer certaines faces d'un problème qui est encore loin d'être résolu surtout en ce qui concerne les matériaux cohérents.

Quatre des cinq cas rapportés par Tschebotarioff et Ward (B, C, D, E), sont relatifs à des palplanches fichées dans une argile raide, l'argile de Beaumont, et indépendamment de toute confirmation de méthode de calcul, les moments déduits des relevés à l'inclinomètre montrent qu'avec une fiche qui n'est pas très importante (B, C, D) le point de moment zéro est au niveau du fond de fouille dragué. Avec une fiche supérieure, ce point est au-dessus. Compte tenu de ce que les palplanches en cause sont flexibles (coefficient $\log \rho$ compris entre -2.26 et -2.517), il s'ensuit que les argiles raides agissent de la même façon que les sables serrés puisque Rowe a trouvé les mêmes résultats pour ceux-ci.

Les moments maximum enregistrés au-dessus de ligne de

dragage ont été trouvés par Tschebotarioff et Ward compris entre 47 et 61 pour cent, des moments calculés par la méthode des 'free earth support' (Le cas *A* où le coefficient de 25 pour cent semble à exclure, étant donné la présence d'installations anciennes derrière la palplanche empêchant la poussée de s'exercer).

Sur le plan du calcul, nous partageons l'opinion de Skempton concernant le grand intérêt de la méthode proposée par Rowe en 1952 et consistant à frapper d'un coefficient de réduction fonction de la flexibilité, le moment calculé par la méthode du 'free earth support' qui suppose un équilibre de Rankine de poussée et butée de part et d'autre. Ce coefficient de réduction a été déterminé expérimentalement par Rowe sur modèles réduits pour un taux de travail de 24 kg/mm². Or la palplanche est choisie pour supporter ce moment en travaillant à 14 kg/mm². Il s'ensuit alors que, ne travaillant pas à 24 kg/mm², sa déformation est moindre. Donc, le moment est plus fort et le taux de travail est intermédiaire entre 14 et 24 kg/mm², mais comme la fait remarquer Rowe le coefficient de sécurité à l'égard de la limite d'élasticité de 24 kg/mm² reste bien de 24/14.

Le principal apport expérimental depuis le dernier congrès est encore dû à Rowe, dont les belles expériences relatées dans 'Sheet pile walls at failure' montrent indiscutablement que tout au moins dans les sables, l'accident de la palplanche qui chasse du pied est fort improbable. Plus on drague devant une palplanche, et plus celle-ci tend à s'enfoncer et elle le fait à une vitesse égale à celle du dragage. De sorte que pratiquement on ne peut pas arriver à réduire la fiche enterrée à moins du dixième de la hauteur totale. Il s'ensuit bien que les coefficients de butée n'ont alors plus rien à voir avec $K_p(0)$ mais rejoignent les hautes valeurs de $K_{p(\delta=-2\phi/3)}$ (voir Fig. 1) mises en évidence expérimentalement par Johnson.

Il devient essentiel, à notre sens, d'écrire pour la palplanche la 3^e équation équilibre concernant les forces verticales. Elle permettrait de savoir comment s'équilibrent alors, d'une part le poids et la composante verticale de haut en bas de la poussée, et d'autre part la composante verticale de bas en haut de la butée et la réaction sous la base de la palplanche. Il y a, en effet, avant la ruine de la palplanche, mise en œuvre des forces verticales très importantes; d'un côté, comme le montrent les clichés de Rowe, il y a affaissement très important du remblai soutenu par la palplanche de l'ordre de quelques dixièmes de la hauteur, ce qui augmente $K_{p(\delta)}$ tan δ avec compensation d'une part par $K_{p(\delta)}$ tan δ (avec δ négatif) sur la face butée et d'autre part par le terme en Nq de la réaction sous la palplanche. On sait, à cet égard, que pour des sections d'appui très fines, le terme Nq peut atteindre des valeurs considérables (Kérisel, 3a/15).

Batardeaux

Schneebeli et Cavallé-Coll (5/9), à propos des batardeaux de l'usine marémotrice sur la Rance (France), a appliqué sa méthode de visualisation des courbes de glissement par le procédé des rouleaux (5-2). Sa Fig. 13 est remarquable et montre que la ligne de rupture n'est pas très éloignée d'être un cercle. Le petit écart constaté au pied aval s'explique comme l'indique l'auteur, par les faibles déplacements en ce point qui ne permettent pas une mobilisation de la poussée. La formule proposée par Schneebeli et Cavallé-Coll qui est conservatrice par rapport aux résultats expérimentaux, donnent des moments résistants au renversement plus importants que ceux proposés par Terzaghi.

Fouilles Coffrées

Une seule communication a été reçue sur ce sujet mais, à elle seule, elle est fort intéressante non seulement sur le plan expérimental, mais aussi sur le plan philosophique.

DiBiagio et Bjerrum (5/2), a noté en effet, avec beaucoup de soin, pendant 9 mois consécutifs, de Septembre 1955 à Juin 1956,

les efforts sur les étançons d'une fouille blindée de 4 m de profondeur effectuée dans une argile marine norvégienne; l'expérience se situe dans la croûte superficielle de cette argile, la cohésion C_u , décroissant avec la profondeur de 16 t/m² à 3 t/m².

On reste vraiment étonné des variations cycliques des efforts mesurés qui aux 3 étages inférieurs les plus bas des étançons (sur les 6 existants) ont sextuplé en quelques jours au cours du mois de décembre. P représentant le total des efforts sur les butons et D la profondeur de la fouille, le rapport $P/(\frac{1}{2}\gamma D^2)$ évolue suivant les mois de 0.29 et 0.91, avec un centre de poussée qui varie à partir du fond de fouille, entre 46 et 53 pour cent de D .

La méthode $\phi = 0$ est, bien entendu, impuissante à rendre compte de cette poussée si variable lorsqu'on introduit en chaque point du cercle supposé de rupture, la valeur C_u mesurée au mois de septembre. Dans ces conditions, DiBiagio et Bjerrum, emboîtant le pas à tous ceux (Skempton, Henkel) qui, récemment, ont noté l'impossibilité de rendre compte, par cette méthode $\phi = 0$, des problèmes de stabilité à long terme dans les argiles raides, fissurées, est contraint d'utiliser la seule méthode correcte, la méthode $C'\phi'$ avec prise en compte de la pression interstitielle u en chaque point. Mais cette méthode avec les valeurs de $C'\phi'$ de septembre donne encore des résultats inférieurs à la réalité et Bjerrum arrive à supposer que, au moment du maximum des pressions, C' avait évolué vers une valeur zéro. C'est une explication qui paraît en effet très valable et il arrive ainsi dans le cas extrême à troquer la méthode $\phi = 0$, pourtant recommandée par des codes de construction, contre la méthode $C' = 0$. C'est un retour à une vieille méthode qui a dominé tout les 17^e, 18^e et 19^e siècles et qui semblait surannée: on faisait abstraction de la cohésion pour attribuer aux argiles seulement un angle de frottement! Mais il y a évidemment cette différence essentielle, c'est qu'aujourd'hui, on sait mesurer ϕ' alors que le fameux angle de repos des argiles est toujours resté une conception confuse.

Tunnels

Dans sa communication (5/7), Lane met l'accent sur la diminution des efforts sur les revêtements des tunnels lorsque leur déformabilité augmente. C'est là une observation qui n'est pas nouvelle; mais le mérite de l'auteur est d'avoir systématisé la comparaison entre revêtements souples et rigides dans un même terrain qui est un clay-shale de Fort Union.

On peut schématiser ses résultats en disant qu'avec un revêtement flexible, l'effort vertical V à la clé et l'effort horizontal H aux retombées H sont l'un et l'autre égaux à 20 pour cent de la surcharge γD sur la clé, alors que pour un revêtement rigide V est égal à γD et H à la moitié de V .

Dans le revêtement flexible, les moments sont nuls; les déformations, qui sont de l'ordre de 1/200^e à 1/400^e du diamètre, en dedans à la clé, et de même valeur mais en dehors à la retombée, sont donc suffisantes pour que la poussée à la clé diminue et la butée à la retombée augmente, suffisamment toutes deux, pour que le funiculaire des charges agissant sur le revêtement circulaire coïncide avec le cercle de la fibre neutre.

La théorie plastique est alors applicable. Si nous nous référons à celle que nous avons donnée, dans le cas d'espèce, le rapport r_0/D du rayon à la profondeur du tunnel est de 0.25 environ; dans ces conditions, la théorie plastique (Caquot et Kérisel, 1948) indique que la contrainte à la clé est donnée par:

$$\gamma D \left(A - \frac{C}{\gamma D} B \right)$$

avec

$$A = \frac{1}{K_{p(\delta=0)}} - 2 \left[\frac{r_0}{D} - \left(\frac{r_0}{D} \right) K_{p(\delta=0)} \right]$$

$$B = \frac{1}{\tan \phi} \left[1 - \left(\frac{r_0}{D} \right) K_{p(\delta=0)} \right]$$

Le coefficient réducteur de γD théorique, est représenté par la Fig. 4 en fonction de ϕ et de $C/\gamma D$. Les expériences de SMITH et REDLINGER (1953) sur le clay-shale de Fort-Union donnent pour des cisaillements consolidés drainés un angle ϕ' de 29° . Ces auteurs indiquent que l'on utilise pour les calculs soit le couple $C' = 0$, $\phi' = 29^\circ$, soit le couple $C' = 0.770 \text{ kg/cm}^2$ et $\phi' = 20^\circ$. Ces deux valeurs coïncident assez bien avec le graphique. La droite $A - (C/\gamma D)B = 0.20$ passe en effet par les points M ($C' = 0$, $\phi' = 29^\circ$) et par N ($C'/\gamma D = 0.075$ d'où $C' = 8 \times 0.075 = 0.60 \text{ kg/cm}^2$ puisque $\gamma D = 8 \text{ kg/cm}^2$, et $\phi' = 20^\circ$). On retrouve donc à peu de choses près les valeurs de Redlinger et Smith.

Pour le revêtement rigide, les déformations du diamètre, de l'ordre de $1/2000^\circ$, ne sont plus suffisantes; V et H s'éloignent peu de la distribution 'au repos' et au funiculaire des forces normales $H = (1/2)V$ s'ajoutent des charges inégales à direction préférentielle verticale, qui sont absorbées en moments.

Les expériences de Ward et Chaplin (5/13) sont relatives à des revêtements de tunnel flexibles en partie courante mais comportant de solides raidisseurs assez rapprochés. Il n'est donc pas étonnant que les auteurs trouvent des valeurs de

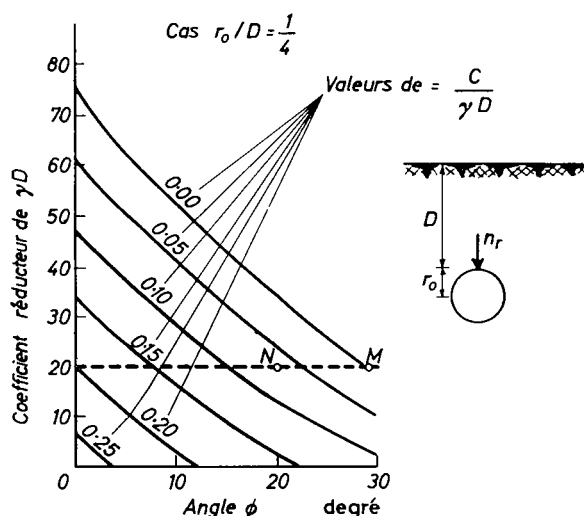


Fig. 4 Équilibre plastique dans les tunnels dans le cas $r_0/D = \frac{1}{4}$
Plastic equilibrium condition in tunnels for the case when $r_0/D = \frac{1}{4}$

contraintes en moyenne voisines du poids du terrain à la clé avec de forts moments dans les raidisseurs. Les déformations maximum sont inférieures au $1/1000$ du diamètre.

Que les tunnels à revêtements souples soient passibles de la théorie de la plasticité et les autres de la théorie de l'élasticité, cela est évident. Mais ce qui reste à préciser, c'est la limite des deux domaines en la chiffrant en fonction du module de compression du terrain rapporté à la déformation possible du revêtement.

Il restera par ailleurs à faire entrer en ligne de compte le facteur anisotropie. C'est ce qui a amené Kujundzic (5/5) à présenter une communication dans laquelle il représente en coordonnées polaires les variations de longueur des diamètres, dans des tunnels non revêtus percés dans la roche, sous l'influence de vérins plats diamétralement opposés. Les diagrammes obtenus sont assez inattendus: ce ne sont ni des cercles ni des ellipses, mais des courbes à points d'inflexion. L'auteur conclut avec raison que pour les tunnels rocheux passibles de la théorie de l'élasticité, la théorie du tube de Lamé, valable pour les milieux isotropes, doit être adaptée à l'anisotropie réelle.

Silos

Caquot (5/1), donne une théorie des contraintes dans les silos et met en relief les augmentations considérables de celle-ci au moment de la vidange. Les quelques résultats expérimentaux, trop rares, dont on dispose sont en bon agrément avec le calcul proposé.

Divers

Sowers, Robb, Mullis et Glenn (5/11), étudient les pressions latérales provoquées par le compactage d'un sol dont toute expansion latérale est pratiquement empêchée par la paroi d'un container en l'espèce un œdomètre de 10 cm de diamètre dont la dilatation latérale relative sous l'influence d'une contrainte, est de l'ordre de $1/50.000^\circ$. Ils ont montré notamment que pour une argile, la pression latérale résiduelle est beaucoup plus grande que celle préexistante. Elle croît avec la densité, et plus rapidement que celle-ci, mais décroît avec le temps; pour les sables, la pression résiduelle sous l'effet du compactage est également beaucoup plus grande que la préexistante. Elle est peu influencée par la teneur en eau, mais reste constante avec le temps dans la cellule relativement rigide dans laquelle on opérerait.

Conclusions

Les expériences de TSCHEBOTARIOFF et JOHNSON (1953) concernant les variations du coefficient $K_{p(\delta)}$ en fonction de δ/ϕ (vide Fig. 1) sont très intéressantes parce qu'elles éclairent et confirment les théories de base concernant la valeur globale de la butée dans l'équilibre fondamental du masque de butée. Hueckel confirme par ailleurs un certain nombre de résultats expérimentaux trouvés par BUCHOLZ et PETERMANN (1935) pour les plaques de butée enterrées; ses expériences montrent bien, tout comme pour la fonction enterrée, qu'il y a amélioration du coefficient de butée avec la profondeur.

Mais si aujourd'hui on commence à avoir des notions assez précises concernant la résultante de butée, il apparaît bien que le problème de la répartition locale des contraintes de butée derrière les structures, suivant leur flexibilité et leur déplacement, est moins avancé sauf en ce qui concerne les palplanches (Rowe).

Lane donne un excellent exemple de la diminution des contraintes agissant sur un tunnel lorsque la flexibilité fait place à la rigidité.

Au terme de ce rapport, il apparaît bien qu'il y a tout un chapitre de la mécanique des sols à peine élaboré; c'est celui de la distribution des contraintes en fonction des déformations derrière les structures. La mécanique des sols permet généralement d'atteindre l'intégrale de ces contraintes, mais non leur répartition. Problème difficile mais déjà éclairé par de nombreuses observations.

Rowe ouvre la voie. Il serait souhaitable cependant que de nouveaux coefficients ne viennent pas introduire de confusion. Qu'ils soient solides élastiques à coefficient d'élasticité variable ou solides de Bingham ou encore corps de Boltzman, comme le suggère Mandel, ils peuvent et ils doivent être caractérisés par des coefficients E , σ , τ_0 dont la signification soit bien connue des mécaniciens ou rhéologues.

Dire que pour de petites déformations, il faut appliquer les théories de l'élasticité, et pour de grandes déformations, celles de la plasticité n'est qu'une réponse partielle; il faut préciser quelles sont les valeurs des déformations en cause dans chaque domaine, et comment joue alors la déformabilité de la structure pour altérer la distribution des contraintes.

La contribution expérimentale apportée à ce Congrès sous la rubrique de la Division 5, marque un pas en avant dans ce domaine.

Propositions pour les Discussions

Je propose que les discussions portent sur les sujets suivants:

(1) Les fortes valeurs de $K_{p(\delta)}$ résultant des expériences de Johnson, Hueckel et Rowe, ne sont-elles pas de nature à faire réviser les coefficients de sécurité adoptés généralement dans les problèmes de butée, du moins partout où les déformations correspondantes le permettent?

(2) En dehors des expériences de Rowe sur les palplanches et de Lane sur les tunnels existent-ils beaucoup d'observations systématiques sur la variation de la répartition des contraintes agissant sur des structures en fonction de la déformabilité de celles-ci?

(3) Les observations de DiBiagio et Bjerrum sur les fouilles coffrées et les déductions que l'on peut tirer des mesures de Lane sur les tunnels montrent que, à long terme, les sols se comportent comme si C' était égal à zéro. Ces constatations sont-elles à rapprocher de celles de Skempton, Henkel, etc.

La méthode $\phi = 0$ utilisée fréquemment en raison de sa simplicité doit-elle céder le pas à la méthode C', ϕ', u et pour les calculs de stabilité à long terme doit-on pousser la prudence jusqu'à prendre systématiquement $C' = 0$?

Summary

The tests of TSCHBOTARIOFF and JOHNSON (1953) on the variation of the coefficient $K_{p(\delta)}$ as a function of δ/ϕ (see Fig. 1) are very interesting since they clarify and confirm the basic theories concerning the overall value of passive pressure in cases of fundamental equilibrium involving earth pressure. Hueckel confirms, among other things, a certain number of experimental results found by BUCHHOLZ and PETERMANN (1935) for buried anchor blocks; his tests show clearly that, as in the case of burying, the coefficient of passive pressure increases with depth.

Although it seems that we are now beginning to have some reasonably accurate ideas concerning the action of passive earth pressure, it appears that a knowledge of the local distribution of earth pressure behind structures because of their flexibility and their displacement is less advanced, except where sheet piling is concerned (Rowe).

Lane gives an excellent example of the reduction in the stresses acting on a tunnel when flexibility gives way to rigidity. To say that for small deformations one should apply elastic and for large deformations plastic theory is only a partial answer. It is necessary to determine the amount of deformation that occurs in each domain, and the part played by the deformation of the structure in altering the distribution of the stresses.

Proposals for Discussion

I suggest that discussion be held on the following subjects:

(1) Are not the high values of $K_{p(\delta)}$ resulting from the tests by Johnson, Hueckel and Rowe, of the kind that make it necessary to revise the factors of safety usually taken in earth pressure problems, at least wherever the corresponding deformations allow it?

(2) Apart from the tests of Rowe on sheet piling and of Lane on tunnels, are there many systematic observations in the variation of the distribution of stresses on structures as a function of the deformability of the latter?

(3) DiBiagio and Bjerrum's observations on strutted excavations and the deductions that one is able to make from Lane's measurements on tunnels show that, in the long run, soils behave as if C' was equal to zero. These statements are to be compared with those of Skempton, Henkel, etc. Should the $\phi = 0$ method, which is frequently used because of its simplicity, give place to the C', ϕ', u method, and for calculations of long-term stability should one go so far as to take systematically $C' = 0$?

References

- BUCHHOLZ, W. et PETERMANN, H. (1935). Berechnungsverfahren für Ankerplatten und-Wänder. *Der Bauingenieur*, 16, 227
- BRINCH HANSEN, J. (1953). *Earth pressure calculations*. Copenhagen; Inst. Dan. Civ. Engrs.
- CAQUOT, A. et KERISEL, J. (1948). Tables for the calculation of passive pressure and active pressure (English translation). Paris; Gauthier Villars
- COLLIN, A. (1846). *Recherches expérimentales sur les glissements spontanés de terrains argileux, accompagnées de considérations sur quelques principes de Mécanique terrestre*. Paris; Carilian-Gœury
- HENKEL, D. J. (1956). Discussion on earth pressures and movements. *Conference on the correlation between calculated and observed stresses and displacements in structures*, final volume, p. 491. London
- ROWE, P. D. (1952). Anchored sheet-pile walls. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, 1 (1), 27
- (1955). A theoretical and experimental analysis of sheet-pile walls. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, Part 1, 4 (1), 32
- (1956). Sheet-pile walls at failure. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, Part 1, 5 (3), 276
- SKEMPTON, A. W. (1953). *III^e congrès International de Mécanique des Sols*, Zurich, Rapport Général Division 7
- (1955). *Opening address at the European Conference on stability of earth slopes*. Stockholm
- SMITH, C. K. et REDLINGER, J. K. (1953). Soil properties of Ft. Union clay shale. *Proc. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, p. 62
- TERZAGHI, K. (1945). *Stability and stiffness of cellular cofferdams*. Trans. A.S.C.E. Paper—No. 2223. (1st Publication: *Proc. A.S.C.E.* 1944)
- TSCHBOTARIOFF, G. P. et JOHNSON, E. G. (1953). *Effects of restraining boundaries on the passive resistance of sand*. Report submitted to the office of Naval research, Department of the Navy, Princeton University