

Stabilité des talus

2 - DÉBLAIS ET REMBLAIS

Les documents illustrant la couverture et les pages de titre 7 et 81 de ce numéro sont extraits de COLLIN Alexandre, *Recherches expérimentales sur les glissements spontanés des terrains argileux*, Carilian-Gœury et Dalmont édit., Paris, 1846, et le document illustrant la page de titre 145 est extrait du *Magasin pittoresque*, t. 30, 1862, p. 22.

SOMMAIRE

Avant-propos	5
--------------	---

Les talus de déblais

Stabilité des talus de déblais	9
J.-C. Blivet	
Résistance au cisaillement des argiles raides	23
Influence des paramètres d'essais	
F. Blondeau, J.-C. Blivet et Ung Seng Y	
Classification des différentes textures de roches argileuses et marneuses en relation avec leur comportement	39
A. Le Roux	
Etude de la tranchée d'essai du Tronchon (sol raide) sur l'autoroute A 6	49
J.-P. Gosset et J.-P. Khizardjian	
Rupture de la tranchée expérimentale de la Bosse-Galin (argile molle)	59
F. Blondeau et D. Queyroi	
Les glissements de terrain sur l'autoroute A 7 à Rognac près de l'étang de Berre	70
G. Colas, A. Simon, M. Payani et G. Pilot	

Les remblais sur sols mous

La stabilité des remblais sur sols mous	83
G. Pilot	
Une nouvelle méthode pour la mesure en place de l'anisotropie des argiles	107
H. Lemasson	
Détermination de la loi de comportement des argiles molles en laboratoire	117
H. Josseume et Y. Meimon	
Remblai expérimental de Lanester	129
J.-P. Magnan et G. Pilot	

Rupture du remblai d'essai à Saint-André-de-Cubzac J.-P. Bru et A. Devaux	145
------------------------------------------------------------------------------	-----

Les dispositifs de confortation

Drainages M. Rat	151
Stabilisation des sols stériles par enherbement G. Colas, J.-C. Mogier et P. Ursat	161

Les talus rocheux

Stabilité des talus rocheux M. Panet et J.-P. Rotheval	171
Traduction du résumé de chacune des quatre parties en anglais, allemand, espagnol et russe	187



Avant-propos

Ce second tome du bulletin spécial, consacré à la stabilité des talus, est relatif aux talus de déblais, aux remblais sur sols mous et aux talus rocheux. Ces derniers, bien que faisant appel à une mécanique sensiblement différente de la mécanique des sols, constituent, en effet, un domaine d'action suffisamment important pour qu'il en soit traité ici.

Ainsi que dans le premier tome paru en mars 1976 (cf. sommaire p. 6), qui portait sur les versants naturels, l'état de nos connaissances dans chacun des domaines traités fait l'objet d'un rapport général illustré par des articles spécifiques portant sur l'étude des propriétés des sols en laboratoire et en place ou relatant des observations faites sur ouvrages réels.

Un chapitre est spécialement consacré à certains dispositifs importants de confortation, soit en profondeur – les drainages – soit en surface – la protection superficielle des talus par enherbement.

Les deux tomes de ce numéro spécial font ainsi le bilan de l'expérience acquise par le Groupe d'Etude des Talus (GET) des Laboratoires des Ponts et Chaussées au cours de dix ans d'activité.

Sommaire du tome I : Versants naturels

Représentation des glissements. Analyse de la stabilité

Aspect juridiques des problèmes de glissements de terrain, M. Liochon

Description et classification des glissements de terrain, G. Colas et G. Pilot

Enseignements tirés de deux essais de cartographie systématiques de glissements de terrain, P. Antoine et A. Pachoud

Essai de cartographie des risques liés à des mouvements de terrain dans la région de Saint-Martin-de-Belleville (Savoie), G. Olivier et J.-P. Renet

Les méthodes d'analyse de stabilité, F. Blondeau

Versants naturels

Rapport général, F. Blondeau

Influence des héritages périglaciaires sur l'instabilité des pentes naturelles. Application à la Normandie, M. Masson

Mesure de la résistance au cisaillement résiduelle au laboratoire, F. Blondeau et H. Josseaume

Le versant expérimental de Ville-au-Val (Meurthe-et-Moselle), F. Blondeau et A. Perrot

Le glissement de Roquebillière (Alpes-Maritimes), J.-P. Méneroud

Glissement d'un remblai sur versant à Monnetier-Mornex, F. Blondeau et J.-P. Khizardjian

Le versant naturel instable de Corny-sur-Moselle (Moselle), F. Blondeau et A. Perrot

Sécurité des ouvrages en sites instables

Comportement des murs de soutènement en zone instable, F. Blondeau et M. Virollet

Les fondations sur versant, P. Pouget

Appareils et méthodes de surveillance des glissements de terrain, J. Lenglet

Les lecteurs n'ayant pas eu connaissance du premier tome peuvent en faire la demande au Service des publications du LCPC.



Stabilité des talus de déblais

J.-C. BLIVET
Ingénieur
Laboratoire régional de Rouen

Une rupture de talus de déblais peut « peser » plus lourd dans une balance économique qu'un ouvrage d'art. Ainsi en témoignent les quelques exemples reportés dans le tableau I. Les enquêtes du groupe d'étude des talus (GET), couvrant les périodes 1963-67 et 1968-73 et concernant uniquement les talus routiers, donnent, entre autres, les résultats suivants :

- les dommages les plus importants sont observés pour les talus de déblais (plus de 40% des ruptures observées);
- les ruptures de déblais, dont le coût a pu être précisé,

conduisent à une moyenne supérieure à 400 000 F pour les interventions après glissement.

L'observation d'un grand nombre de glissements de déblais permet de préciser quelques règles générales :

- l'eau joue un rôle important dans la rupture;
- dans la plupart des cas, un *délai* de quelques mois à plusieurs années s'écoule entre la fin des travaux et le glissement;
- souvent, les glissements sont liés à des *pent*es raides (supérieures à 1/2 dans les argiles).

TABLEAU I

Quelques exemples de rupture de talus de déblais (enquêtes GET 1963-67 et 1968-73)

Sites	Type du matériau	Dimensions ou volume	Coûts des réparations et observations
La tranchée Colas, autoroute Est de Marseille	Marnes du Stampien	30 m de hauteur, pente de 1/2	250 000 F
Le col du Clauvin, autoroute de l'Estérel	Calcaire et marne de l'Hettangien et argile du Trias	20 m de hauteur, taillé à 1/1	1 000 000 F
Le talus du Piccolaret, autoroute de l'Estérel	Marnes du Trias	40 m de hauteur, taillé à 1/1	plusieurs millions
Le talus de Grand-Croix autoroute A 47 (Loire)	Grès, schistes et poudingues	40 m de hauteur sur 130 m de long	1 200 000 F
La bretelle de Bassens autoroute 62 (Bordeaux)	Argiles et sables argileux	9 m de hauteur, 360 m de long, pente 2/3	719 000 F (63 F/m ³ de talus traités)
CD 37 à Joué-les-Tours (Indre-et-Loire)	Calcaires marneux et argiles lacustres du Sannoisien	9 m de hauteur	500 000 F
La Galaure, autoroute A 7 entre Vienne et Valence (Drôme)	« Sables » de Lens-Lestang, argiles à galets et marnes altérées	23 et 28 m de hauteur, 1,8 km de long, pentes 1/2 et 2/5	2 800 000 F
Échangeur de Belleville, autoroute A 31 (Meurthe-et-Moselle)	Argiles et marnes du Toarcien	6 à 9 m de hauteur, 150 m de long, pente 2/3	204 000 F
Bessey-en-Chaumes, autoroute A 6	Marnes et argile d'altération	18 m de hauteur, 150 m de long, pente 1/2	présence probable d'anciens glissements

L'exemple de la figure 1 illustre un cas typique : le déblai a une hauteur de 14 m, il est taillé avec une pente de 2/3 dans une argile raide surconsolidée et fissurée du Callovo-Oxfordien, une nappe phréatique est présente avec des circulations privilégiées dans les fissures. La rupture, avec un cercle de pied et une épaisseur maximale de l'ordre de 3 à 4 m, s'est produite 20 mois après les terrassements, juste après une courte période de gel intense à la fin du mois de novembre.



Fig. 1. — Rupture d'un talus de déblai en Normandie vingt mois après les terrassements. La hauteur est de 14 m, la pente 2/3, le matériau est une argile raide surconsolidée et fissurée, une nappe phréatique existe dans le terrain. On remarque que la rupture s'est produite avec un cercle de pied (une partie des matériaux ayant glissé a été enlevée pour rétablir le passage).

Outre les tranchées routières, de nombreux accidents surviennent dans les fouilles pour immeubles et dans les tranchées provisoires pour canalisation; c'est une des causes importantes d'accidents graves sur les chantiers. Souvent, aucune étude n'a été faite et de grands risques sont acceptés plus ou moins consciemment du fait du caractère souvent provisoire de ces fouilles. Pourtant, certaines précautions pourraient être prises, par exemple, des cages de protection pour tranchées que l'on ne rencontre que trop rarement; certains systèmes de sécurité ou d'alarme pourraient être développés à partir de l'observation des fissures, de la mesure des déplacements, etc.

L'étude de la stabilité des déblais, comme celle de la plupart des pentes, utilise des méthodes de calcul faisant intervenir une analyse hydraulique et une analyse rhéologique du phénomène physique. Les méthodes de calcul, qu'elles soient classiques (équilibre limite le long d'une surface) ou plus sophistiquées comme les méthodes proches de la mécanique des milieux continus, ont été abordées dans le tome 1 du présent ouvrage (« les méthodes d'analyse de stabilité », F. Blondeau). Dans le domaine hydraulique, nous nous intéressons, d'abord aux pressions interstitielles pour rappeler les notions de « court terme » et de « long terme », et pour prévoir l'évolution du coefficient de sécurité après les travaux. En ce qui concerne la rhéologie des sols, c'est-à-dire les lois de comportement ou d'une façon plus simple la résistance au cisaillement, de nombreux efforts ont été réalisés tant en France qu'à l'étranger et, en particulier, au sein des Laboratoires des Pont et Chaussées; on trouvera dans l'article intitulé « La résistance au cisaillement des argiles raides : influence des paramètres d'essais » de F. Blondeau, J.-C. Blivet et Ung Seng Y un résumé de nos observations expérimentales. Après avoir situé la résistance au cisaillement comme la traduction dans un langage

mécanique simple de phénomènes physiques complexes, pour terminer, nous aborderons les mécanismes de la rupture par les paramètres à utiliser dans l'analyse de la stabilité.

STABILITÉ A COURT TERME ET A LONG TERME

Évolution théorique des pressions interstitielles

L'ouverture d'une tranchée diminue les contraintes totales dans le voisinage du talus d'où une tendance au gonflement du sol et, par conséquent, pour les matériaux peu perméables, une diminution de la pression interstitielle; cette variation de pression obtenue lors d'un essai au triaxial, peut s'exprimer très schématiquement par la relation linéaire de A. W. Skempton :

$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (1)$$

ou par la relation de D. J. Henkel :

$$\Delta u = \alpha \Delta \sigma_1 + \beta \Delta \sigma_d \quad (2)$$

où σ_1 et σ_d sont respectivement les composantes isotropes et déviatoires du tenseur des contraintes. Dans le cas d'un essai classique au triaxial, pour un sol saturé, la correspondance entre les coefficients s'établit ainsi :

$$B = \alpha = 1$$

A	-0,5	0	0,5	1
β	-0,59	-0,24	0,12	0,47

L'état à « court terme » ou de « fin de chantier » est défini comme le moment où la variation de la pression interstitielle, due au creusement et exprimée par l'équation (1) ou (2), a atteint sa valeur maximale. Suit alors une période de régime transitoire où les pressions interstitielles se rééquilibrent et tendent vers le nouveau régime permanent imposé par les nouvelles conditions aux limites; le stade final ainsi atteint définit l'état à « long terme ». A « court terme », la valeur de la diminution de la pression interstitielle, pour des variations données des contraintes totales, dépend du coefficient A (ou de β) donc de la nature de l'argile. On sait que pour une argile normalement consolidée, A varie en général de +1/2 à +1, et pour une argile surconsolidée, A varie de -1/2 à +1/2, et parfois, dans ce cas, la pression interstitielle peut devenir négative lors d'un déchargement ou d'un cisaillement.



Accotements et talus instables! Déblai avec une pente voisine de 1/1 dans de la craie contenant de nombreuses poches d'argile. Toutes les poches se sont vidées.

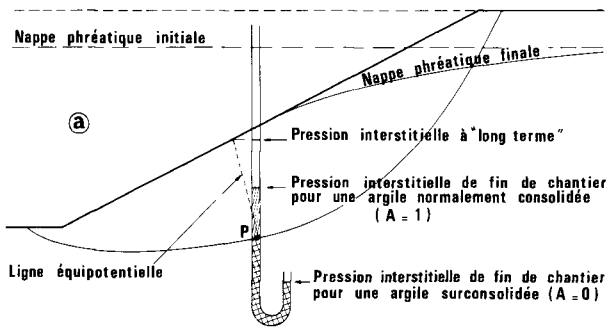
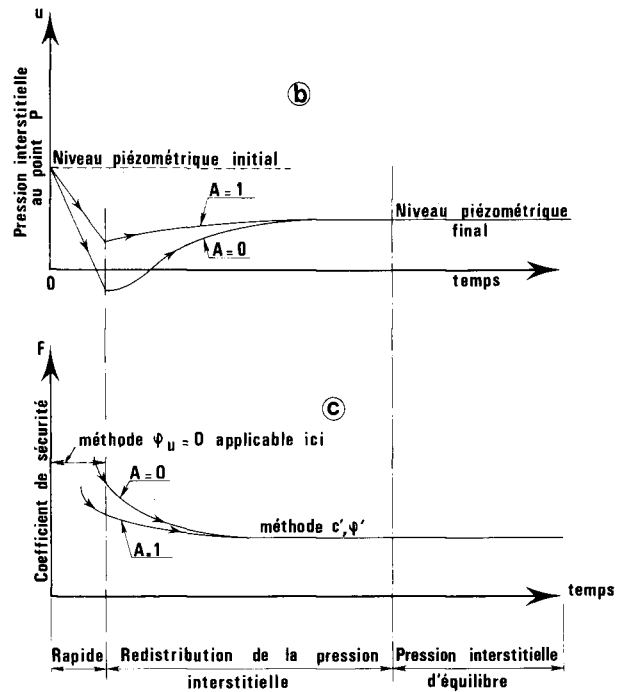


Fig. 2.

- a) Variations de la pression interstitielle dans un talus de déblai.
- b) Évolution de la pression interstitielle en fonction du temps.
- c) Modifications du coefficient de sécurité pendant et après les travaux (d'après A. W. Bishop et L. Bjerrum, 1960).



D'après cela, A. W. Bishop et L. Bjerrum formulaient, en 1960, le premier mécanisme expliquant les ruptures différées dans les argiles. Le piézomètre fictif de la figure 2a donne les valeurs de la pression interstitielle u au point P pour les trois états différents : avant travaux (nappe phréatique initiale), fin de chantier dans le cas d'une argile normalement consolidée ($A = 1$) et dans le cas d'une argile surconsolidée ($A = 0$) et pour le régime permanent à long terme. La pression interstitielle, immédiatement après les travaux, est plus faible que celle qui règne lors de l'équilibre ultime, le rééquilibrage de u dans le temps (fig. 2b) conduit à une réduction de la résistance au cisaillement due à la diminution des contraintes effectives. Ainsi, le « long terme » correspond à un coefficient de sécurité plus faible qu'à « court terme » (fig. 2c). Le délai couvrant le régime transitoire est lié à la vitesse de gonflement du matériau et à sa perméabilité.

Dans la mesure où, pour un programme de type éléments finis, par exemple, on calcule, en tout point, les variations des contraintes $\Delta\sigma_1$ et $\Delta\sigma_3$ (ou $\Delta\sigma_1$ et $\Delta\sigma_2$) il est théoriquement possible, connaissant A (ou β) de calculer en chaque point la variation de pression Δu correspondante. Cela autoriserait à effectuer un calcul en contraintes effectives, pour un sol peu perméable dans l'état de « fin de chantier ». En réalité, cela n'est pas possible actuellement car, lors du creusement et pendant le régime transitoire, le

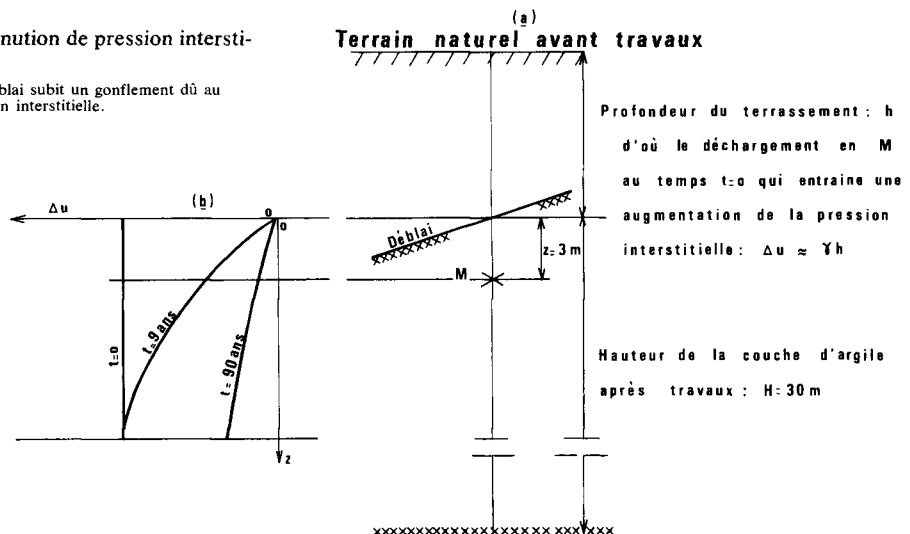
mécanisme est plus complexe : ces coefficients A ou β varient avec l'état de contraintes, l'orientation des contraintes est modifiée (ce qui est impossible à simuler au triaxial), de plus, il faudrait pouvoir tenir compte des variations des conditions hydrauliques aux limites pendant et après les travaux. Les programmes disponibles ne permettent pas, pour le moment, ce genre de calculs.

Pour les matériaux perméables, la question du « court terme » ne se pose pas, les pressions interstitielles s'adaptent immédiatement aux conditions aux limites. Pour un sol peu perméable, il convient de choisir si tel problème doit être traité à « court terme » ou à « long terme »; il importe donc de pouvoir estimer le temps de réajustement des pressions interstitielles entre la fin de chantier et le régime permanent. Eu égard aux très faibles perméabilités des sols fins, théoriquement cette période peut durer très longtemps. Ainsi, en supposant que la variation de pression interstitielle suit une loi identique à la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi, pour une couche d'argile uniforme ayant un coefficient de gonflement $c_v^* = 1 \text{ m}^2/\text{an}$ (environ $3 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$), la figure 3 donne les variations de Δu dans le temps. Le point M situé à 3 m de

* Le coefficient de gonflement c_v est analogue au coefficient de consolidation c_v , mais pour le cas d'un déchargement.

Fig. 3. — Dissipation théorique de la diminution de pression interstitielle.

- a) Le point M situé à 3 m de profondeur sous le déblai subit un gonflement dû au déchargement h et une diminution Δu de pression interstitielle.
- b) Isochrones théoriques de la variation de pression interstitielle Δu , pour une loi de dissipation identique à la loi de consolidation de Terzaghi avec un coefficient de gonflement c_v^* (analogue au coefficient de consolidation c_v) de $3 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$. On remarque que pour $t = 9 \text{ ans}$, au point M subsiste encore 50% de la variation initiale Δu .



profondeur par rapport à la surface n'a libéré au bout de 9 ans que 50 % de la variation de pression due au déchargement; plus de 10 % de la valeur initiale de cette variation subsistent 90 ans après les travaux. Ces valeurs sont toutes théoriques mais donnent une idée de l'importance de la durée du régime transitoire. En place, le temps de rééquilibrage des pressions interstitielles peut se trouver considérablement réduit à cause, entre autres, de la fissuration préexistante et de l'ouverture de cette fissuration consécutive au déchargement, la perméabilité de masse devenant beaucoup plus grande que la perméabilité de la matrice; de plus, l'évolution vers le nouveau régime permanent commence pendant l'exécution des travaux.

Observations en place

Les résultats expérimentaux sont très peu nombreux: certains tendraient à conclure que l'état à « court terme » est plus éphémère que ce que l'on peut envisager a priori, canal de Kimola (E. Kankare, 1969), d'autres, en revanche, que le délai est très long, tranchée d'Edgwarebury (P. R. Vaughan et H. Walbancke, 1973).

La tranchée de la Bosse-Galin

La description de cette expérimentation figure dans l'article de F. Blondeau et D. Queyroi de cette première partie. La tranchée se situe principalement dans de la vase argileuse (O't) ayant une cohésion non drainée C_u de l'ordre de 20 kN/m², une perméabilité mesurée en place voisine de 10⁻⁹ m/s pour un indice des vides compris entre 1,50 et 1,90. Les ruptures surviennent quelques heures après la fin des terrassements. Les mesures piézométriques tendent à prouver que l'écoulement permanent s'établit rapidement et qu'il suit le rythme des terrassements, cela étant corroboré par l'échec du calcul en contraintes totales et l'accord, a posteriori, du calcul en contraintes effectives.

Le canal de Kimola (E. Kankare, 1969)

Le canal de Kimola, en Finlande, a été construit dans une argile sensible, d'origine glaciaire, légèrement surconsolidée et peu consistante ($C_u = 24$ à 40 kN/m², $w = 53\%$,

$w_L = 53$, $w_p = 26$, sensibilité $S_i = 16$, fraction argileuse 58%). Une dizaine de piézomètres, dont la localisation est indiquée sur la figure 4, ont donné l'évolution des pressions interstitielles sur une période de 17 mois couvrant l'exécution des derniers terrassements du canal. Sur la figure 5, on remarque nettement les variations saisonnières des pressions interstitielles, en particulier sur les piézomètres situés près de la surface du terrain et en amont, les valeurs les plus fortes sont obtenues au printemps à la fonte des neiges et à l'automne pendant les fortes pluies. L'excavation rapide, d'une durée de six jours et d'une profondeur de 5 m, exécutée à la dragline en maintenant le canal hors d'eau a conduit à une chute rapide des pressions interstitielles dans la zone de la tranchée; cette chute est due à la fois au déchargement du terrain et aux modifications des conditions hydrauliques aux limites. La durée du régime transitoire est courte, de l'ordre de 20 à 30 j; elle est visible, en particulier sur les

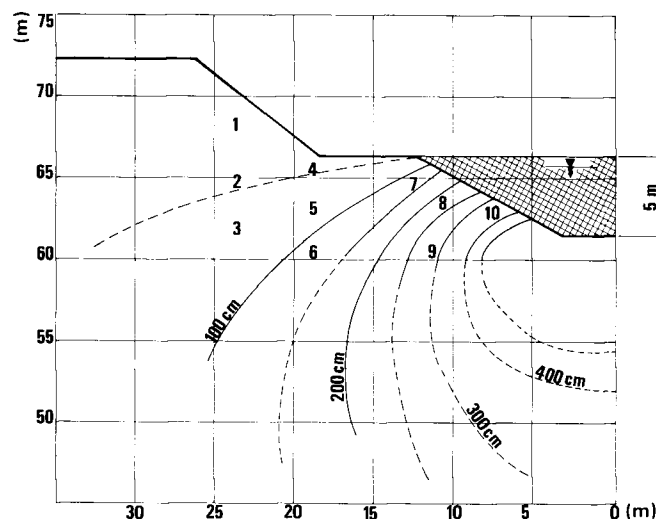
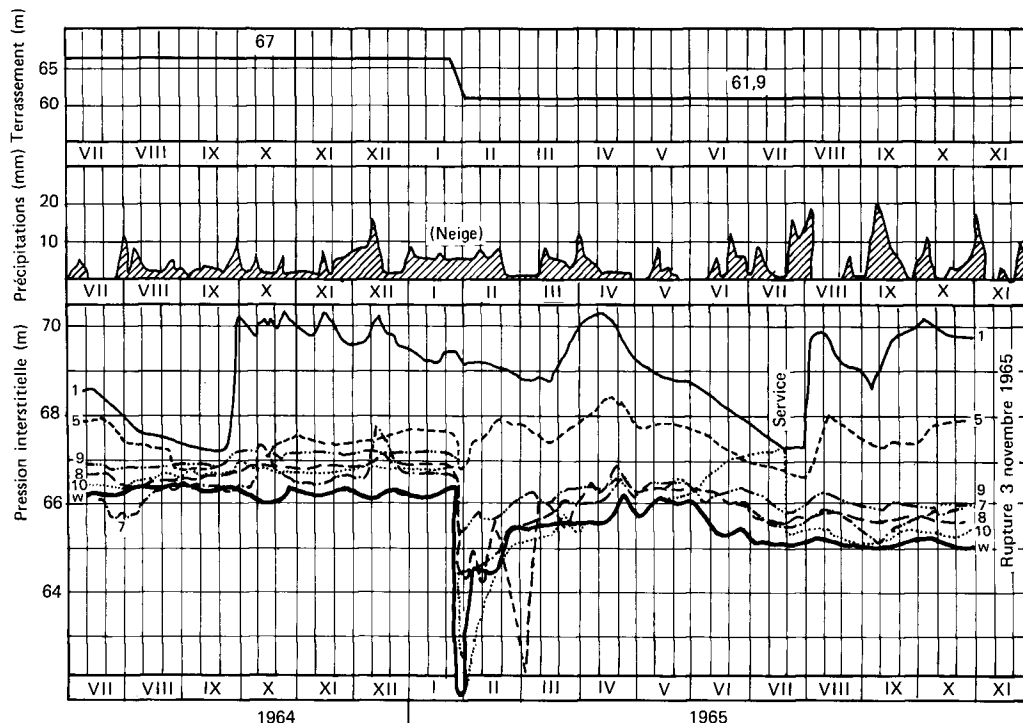


Fig. 4. — Lignes d'équi-diminution, exprimée en centimètres d'eau, de la pression interstitielle lors de l'excavation des cinq derniers mètres du déblai. Les chiffres de 1 à 10 correspondent aux numéros et à la position des piézomètres. La nappe, qui se trouvait près de la cote 67 avant travaux est descendue pendant les terrassements à la cote 62 du fond de fouille (canal de Kimola, d'après E. Kankare).

Fig. 5. — Evolution de la pression interstitielle en fonction du temps pour le déblai de la figure 4. Les chiffres 1, 5, 7, 8, 9 et 10 sont les numéros des piézomètres (cf. positionnement sur la figure 4), w est le niveau de la nappe extérieure au talus (canal de Kimola, d'après E. Kankare).



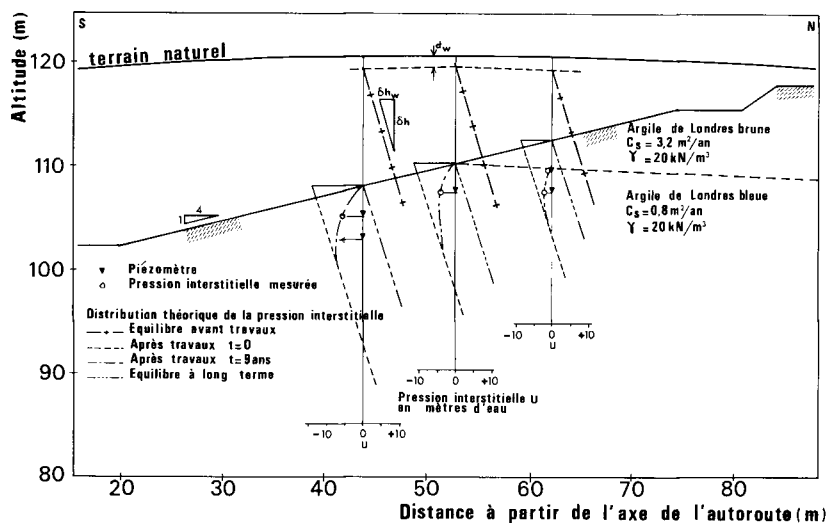


Fig. 6. — Coupe du déblai d'Edgwarebury indiquant les pressions interstitielles. On remarque que les mesures des piézomètres accusent des valeurs négatives jusqu'à -6 m (-60 kN/m^2) à une époque située neuf ans après la fin du chantier. Le matériau, l'argile de Londres, est surconsolidé et fissuré (d'après P. R. Vaughan et H. J. Walbancke).

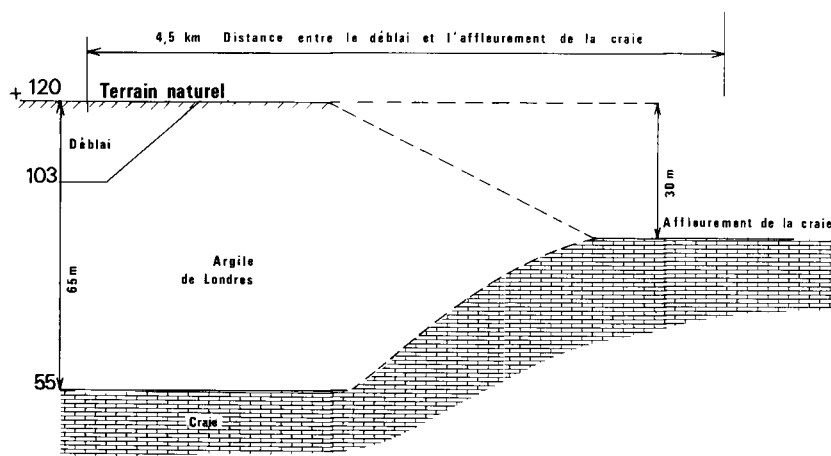


Fig. 7. — Situation géologique du déblai d'Edgwarebury. Le schéma correspond à une interprétation de la description fournie par P. R. Vaughan et H. J. Walbancke.

piézomètres 7 à 10, mais elle est liée essentiellement au rétablissement du niveau d'eau dans le canal (ligne repérée w sur la figure 5). Dans ce cas, comme pour l'expérimentation de la Bosse-Galin, l'analyse en contraintes totales est en défaut (coefficient de sécurité à la rupture de l'ordre de 1,5 à 1,7). L'analyse en contraintes effectives avec les valeurs mesurées de la pression interstitielle conduit à un coefficient de sécurité voisin de 1.

La tranchée d'Edgwarebury

(P. R. Vaughan et H. J. Walbancke, 1973)

Réalisée en 1964 dans l'argile de Londres, ce déblai d'une hauteur de 17 m intéresse, dans la partie haute, l'argile brune altérée sur environ 10 m, puis l'argile bleue de Londres non altérée. Cinq piézomètres furent installés en 1972; ils peuvent mesurer une pression négative voisine de -7 m d'eau (-70 kN/m^2). Ces mesures effectuées en 1973, soit 9 ans après la fin des terrassements, accusent toutes des pressions interstitielles négatives de -1 à $-6,50 \text{ m}$ d'eau (-10 à -65 kN/m^2). Les auteurs ont calculé les variations de pressions interstitielles suivant l'équation de la consolidation de Terzaghi, par la méthode des éléments finis. La figure 6 résume les hypothèses de ce calcul, le résultat théorique à un temps $t = 9$ ans après les travaux, ainsi que les mesures expérimentales. Après 9 années de vie, ce déblai semble se trouver encore bien loin de son état d'équilibre : pression interstitielle mesurée $u \approx -6 \text{ m}$ d'eau (-60 kN/m^2) en des points où l'hypothèse retenue pour l'état à long terme donne environ $u = +3 \text{ m}$ d'eau (30 kN/m^2). Cependant, nous pouvons regretter que ne soient pas fournies des mesures de la pression interstitielle avant la réalisation des travaux.

Apparemment, rien n'exclut la possibilité d'une pression négative importante préexistant dans le domaine où la tranchée a été réalisée. En effet, comme l'indique le contexte géologique interprété de la figure 7, l'argile dans sa partie supérieure peut être le siège d'une succion importante lors du régime permanent. Pour leur part les auteurs supposent que la pression interstitielle, nulle près du toit de l'argile (à la cote $+120$), croît linéairement en fonction de la profondeur avec une augmentation d'environ $0,50 \text{ m}$ d'eau (5 kN/m^2) par mètre de profondeur et atteint ainsi environ $+30 \text{ m}$ d'eau (300 kN/m^2) à la cote $+55$.

Si l'hypothèse des auteurs était confirmée (absence de succion dans l'argile lors de l'état d'équilibre), cette observation prouverait que pour une argile surconsolidée, le délai nécessaire pour le rééquilibrage des pressions interstitielles est très long et que ce phénomène constitue la motivation majeure des ruptures différées observées dans les argiles surconsolidées.

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT

La littérature est riche d'exemples de glissements qui, d'après les calculs habituels de stabilité, se sont rompus avec un coefficient de sécurité apparent supérieur à 1,5. Le tableau II illustre quelques ruptures de déblai mettant en évidence ce divorce. On remarque que l'analyse en contrainte totale $\phi_u = 0$ est souvent en défaut, que ce soit pour les ruptures dans les argiles surconsolidées fissurées où le coefficient de sécurité calculé à partir des résultats

TABLEAU II — Ruptures de talus de déblai

Sites	Hauteur (m)	Pente (tgβ)	Temps entre la fin de travaux et la rupture	Matériau			Coefficient de sécurité	Type d'analyse	Références	
				Nature	w _L	w _P				w
South Saskatchewan River Dam-Canal	13 à 20		pendant les travaux	Schiste argileux fracturé avec des miroirs de glissement	115	23	32	2,5 à 4	φ _u = 0	Peterson et al. (1957)
Bradwell	15	2/1 à 1/1	5 jours	Argile de Londres raide, surconsolidée, fissurée	95	30	33	1,8 à 2,6	φ _u = 0	Skempton et La Rochelle (1965)
Northolt	11	1/2,5	19 ans	Argile de Londres	79	28	30	1,35	contraintes effectives	Henkel (1957)
Kensal Green	7		29 ans	Argile de Londres	78	29	29	1,6	contraintes effectives	Henkel (1957) Skempton (1964)
Sudbury Hill	8		49 ans	Argile de Londres	82	28	31	2	contraintes effectives	Skempton (1964)
Wood Green	12		55 ans		78	30	31	1,32	contraintes effectives	Henkel (1957)
Massener (tranchée d'essai)	7,5	7,5/1	pendant les travaux	Argile fissurée légèrement surconsolidée, sensible	45	27	54	1,23 à 1,42	φ _u = 0	Bazett (1961)
Angleterre			2,8 jours	Argile de Londres				1,85 à 3,10	φ _u = 0	Simons (1967)
Congress Street Chicago	17	1/1,7	pendant les travaux	Principalement de l'argile molle intacte	32	18	25	1,1	φ _u = 0	Ireland (1954)
Kimola Canal (Finlande)	10	1/2	9 mois	Argile glaciaire molle, lég' surconsolidée	53	26	53	1,5 à 1,7 0,90	φ _u = 0 contraintes effectives	Kankare (1969)
Bosse-Galin (tranchée expérimentale)	4	45° et 60°	pendant les travaux	Argile molle organique	85	40	70	1,30 1,20	φ _u = 0** contraintes effectives	Blondeau et Queyroi (même ouvrage)
Huntspill			fin de travaux	Argile intacte molle	75	47	56	0,9	φ _u = 0	Skempton et Golder (1948)
Seattle Freeway	5 à 8	1/2 à 1	quelques jours	Argile raide, surconsolidée avec anciennes surfaces de glissement	52	27	22	F = 1 pour φ' = 12 à 13° c' = 0	contraintes effectives φ' = 35° φ' = 13°	Palladino et Peck (1972)

*Les coefficients de sécurité ont tous été calculés à partir des résultats non corrigés de la mesure de la résistance de « pic ».

**Compte tenu de la correction de C_u en fonction de la plasticité.

non corrigés de la résistance au cisaillement atteint parfois 3 ou 4, ou pour les argiles molles où le court terme est éphémère. Lors d'analyse en contraintes effectives, pour une stabilité à long terme (ruptures après plusieurs dizaines d'années) on observe également pour l'argile de Londres, raide et fissurée, des coefficients de sécurité de 1,6 à 2. Pour le déblai dans une argile contenant des anciennes surfaces de glissement (Seattle Freeway) les ruptures correspondent à la mobilisation de la résistance résiduelle. Les méthodes de calcul peuvent être mises en cause, mais elles fournissent toutes des résultats voisins (la dispersion étant de l'ordre de grandeur des erreurs de mesures) et pourquoi tradiraient-elles la réalité dans un certain nombre de cas et pas dans d'autres? Il convient plutôt de s'interroger sur les caractéristiques mécaniques utilisées dans les calculs. La résistance au cisaillement d'un sol en place dépend de nombreux facteurs. Nous pouvons nous reporter à l'analyse présentée par L. Bjerrum (1967) concernant les propriétés des argiles plastiques surconsolidées. Schématiquement, lors du processus de formation des dépôts argileux, les contraintes effectives augmentent jusqu'à une certaine valeur maximale caractérisant l'état de préconsolidation. Sous cet état de contrainte maximale des liaisons se créent aux points de contact entre les particules, rendant la structure plus résistante et moins élastique. Ces liaisons, dites de « diagénèse » confèrent au sol une certaine énergie qui aura tendance à se libérer lors du déchargement. Si l'énergie stockée est importante, le déchargement ne suffit pas à la libérer complètement et le sol, dans son état actuel, possède encore des liens de diagénèse. Leur libération progressive se traduit par une augmentation des contraintes horizontales (le sol ne peut se déplacer que dans la direction verticale) et par des mouvements de cisaillement qui peuvent créer des zones de ruptures locales, voire un réseau de fissuration. Ainsi apparaissent, à côté du rôle joué par la pression interstitielle, d'autres causes pouvant fournir une explication aux ruptures différées. Habituellement ces causes (libération d'énergie par gonflement ou par altération, diminution de la résistance avec l'accroissement du temps de chargement, etc.), qui ne dépendent pas de l'accroissement de la pression interstitielle, sont classées sous le vocable général d'effet rhéologique.

On conçoit donc que la résistance au cisaillement mobilisable en place pour un sol donné dépend :

- de son histoire géologique et mécanique (son mode de formation, les contraintes et les déplacements subis antérieurement);
- du chemin (valeur et vitesse de variation) des contraintes appliquées pendant et après les travaux;
- du degré de saturation, des conditions de drainage, de la température;
- des forces entre les particules, de la nature du fluide interstitiel, de la structure du matériau;
- de l'indice des vides lors de la rupture, etc.

Tous ces facteurs ne peuvent pas être retenus lors de la mesure de la résistance au cisaillement. Nous sommes capables de mesurer trois types de paramètres de résistance au cisaillement :

- C_u la résistance maximale non drainée (en place au scissomètre et au pressiomètre, au laboratoire en compression simple et à l'essai triaxial non drainé);
- c' et φ' , la résistance maximale drainée (essai triaxial drainé ou non drainé avec mesure de la pression interstitielle, boîte de cisaillement direct).
- c'_{res} et φ'_{res} , la résistance résiduelle ou ultime où la cohésion c'_{res} est très proche de zéro (à la boîte de



Ruptures de déblai d'environ trois mètres de hauteur sur plusieurs centaines de mètres dans les argiles altérées de l'Oxfordien. La partie supérieure qui n'a pas glissée, est du limon (autoroute A 13).

cisaillement alterné, à l'appareil de cisaillement annulaire, à l'appareil triaxial sur échantillons prédécoupés).

Pour prendre en compte certains facteurs déterminant la résistance au cisaillement mobilisable en place, il est possible de joindre aux paramètres mesurés ci-dessus des coefficients correctifs. Cette démarche proposée par A. W. Skempton et J. Hutchinson (1969) a été développée dans les LPC, les principaux résultats sont exposés dans l'article Résistance au cisaillement des argiles raides. Influence des paramètres d'essais de F. Blondeau, J.-C. Blivet, Ung Seng Y.

Outre les facteurs agissant sur la résistance au cisaillement en place, il convient de ne pas oublier que l'échantillonnage est le premier risque de modification des caractéristiques mécaniques d'un sol et que le prélèvement doit être aussi soigné que possible; ne pouvant éviter les variations de contraintes totales, il importe de diminuer le remaniement mécanique par le choix d'une technique adaptée au matériau (carottier à piston stationnaire pour sol mou, éventuellement prélèvement manuel de blocs dans les argiles raides fissurées, etc.).

MÉCANISME DE LA RUPTURE

Schématiquement, l'analyse de la rupture d'un sol peut être précisée par deux démarches différentes : d'une part, en approfondissant la nature physique du phénomène global appelé résistance au cisaillement, cela en se situant jusqu'au niveau de la particule microscopique, d'autre part, en affinant l'analyse mécanique utilisée par l'ingénieur dans les projets. Ces deux aspects sont parfois convergents comme nous le verrons dans la notion de cohésion mobilisable au paragraphe « paramètres de l'analyse de la stabilité ».

Aspects microscopiques

Dans l'analyse des éléments composant la résistance au cisaillement due à T. W. Lambe (1960), on distingue (fig. 8) :

- la *cohésion*, due aux liens de cimentation entre les particules. Elle est mobilisée pour de très faibles déformations puis elle est détruite (courbe 1);
- l'*interférence des particules non argileuses* provoquant une tendance à l'accroissement du volume (la dilatance)

produit ensuite une résistance supplémentaire. Au-delà des petites déformations il n'y a plus d'accroissement de volume et la composante due à la dilatance disparaît (courbe 2);

— le frottement et l'interférence des particules d'argile subsistent pour les grandes déformations, il y a alors une réorientation des plaquettes d'argiles parallèlement au cisaillement (courbe 3).

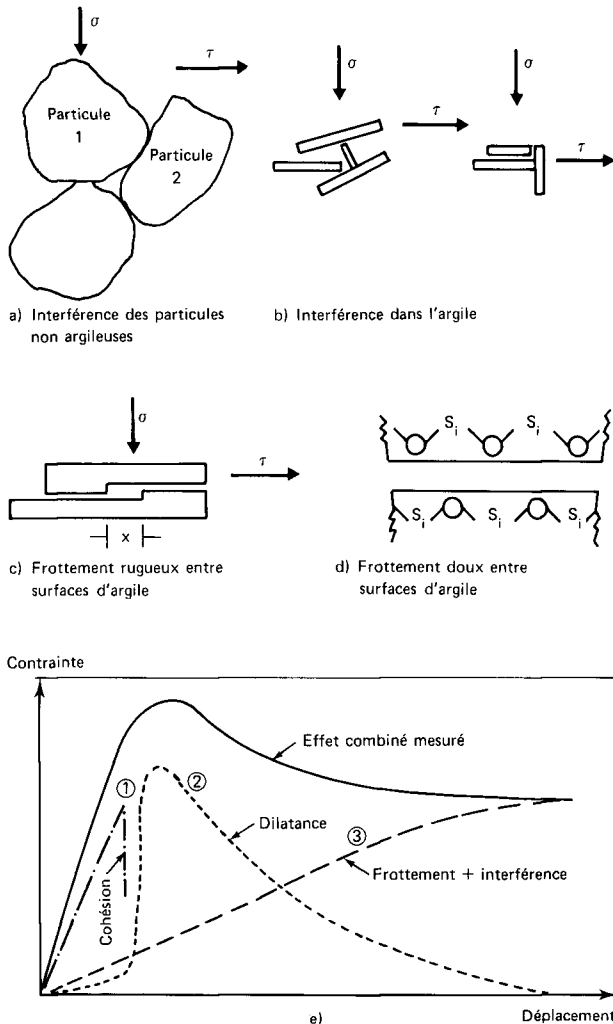


Fig. 8. — Composantes de la résistance au cisaillement (d'après T. W. Lambe).

De même L. Bjerrum et T. C. Kenney (1967) expliquent le comportement des argiles à partir de la structure du sol. Ils supposent que la résistance au cisaillement provient, d'une part des liaisons de « cimentation » entre les particules (c'est la résistance « structurale ») et, d'autre part, du frottement aux contacts des particules. Après de faibles déformations, la résistance tend à diminuer à cause de la rupture des liaisons de « cimentation », mais la multiplication consécutive des contacts entre particules entraîne une augmentation de la part de résistance due au frottement; l'importance respective de ces deux processus dépend de la nature et de l'état du matériau. Ainsi, pour les argiles sensibles de Scandinavie ou du Canada ayant une structure très ouverte, un cisaillement drainé, dans l'état initial de l'argile, produit, pour une petite déformation, la rupture des cimentations. La structure très ouverte de ces argiles provoque une tendance à une forte diminution de l'indice des vides, il se crée donc une surpression intersti-

tielle importante et l'argile se comporte alors comme un sol à l'état non drainé, ce qui conduit à une brusque rupture de la masse argileuse. Ce comportement est appelé « drainé - non drainé ».

Dans le même ordre d'idée, l'école soviétique (Maslov, 1973) distingue deux éléments dans la cohésion :

$$c = \Sigma_w + c_s \quad (3)$$

où c est la cohésion totale de l'argile telle qu'elle apparaît dans l'expression de la résistance au cisaillement de Coulomb;

Σ_w est la *cohérence*, c'est-à-dire la cohésion réversible qu'aurait, dans les mêmes conditions (densité, teneur en eau) un colloïde aqueux; c_s est la *cohésion structurale*, rigide et irréversible, due à la cimentation entre les particules. Cette cohésion structurale commence à être détruite dans la période de fluage précédant le glissement.

Ainsi, lorsque la contrainte de cisaillement τ est telle que :

$$\tau > \sigma \operatorname{tg} \varphi + c_s$$

il y a fluage et la résistance au cisaillement mobilisable tend vers la résistance à long terme :

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + \Sigma_w$$

Le processus physique de développement de la rupture par fluage a été étudié par S. S. Vyalov et R. V. Maksimyak (1971) et se trouve décrit dans le premier tome de cet ouvrage dans le rapport général sur les versants naturels de F. Blondeau.

Rupture progressive

Ce mécanisme de rupture du sol en place est décrit en détail selon le schéma de L. Bjerrum (1967), dans le rapport général sur les pentes naturelles. Le développement de la rupture nécessite simultanément les conditions suivantes :

1. le matériau doit être fragile, c'est-à-dire que sa résistance au cisaillement doit accuser une diminution de valeur pour des déformations au-delà du « pic » de rupture;
2. il doit apparaître des concentrations de contrainte, point de départ potentiel de la rupture progressive;
3. les conditions aux limites doivent permettre le développement de déplacements relatifs, conduisant, en certains points du massif, à un dépassement de la résistance de pic, qui, compte tenu de la loi contraintes-déformations, entraîne une redistribution des contraintes. Cela est l'aspect spatial du terme progressif qui comporte aussi un aspect temporel dû à l'évolution des caractéristiques mécaniques en fonction du temps.

La condition (1) se rencontre principalement dans les argiles plastiques surconsolidées telles que la glaise verte de la région parisienne, l'argile des Flandres, le Callovo-Oxfordien en Normandie, l'Aptien méditerranéen, etc.

Les concentrations de contraintes ont été chiffrées par J.-M. Duncan et P. Dunlop (1969) par des méthodes utilisant les éléments finis en supposant le sol homogène, isotrope avec une loi d'élasticité linéaire. L'état de contraintes horizontales avant exécution d'une tranchée est défini par le coefficient de contraintes totales au repos K tel que $\sigma_h = K\sigma_v$, la figure 9 chiffre la différence de concentration de contrainte due au terrassement d'une fouille entre un sol normalement consolidé ($K = 0,81$) et un sol surconsolidé ($K = 1,60$).

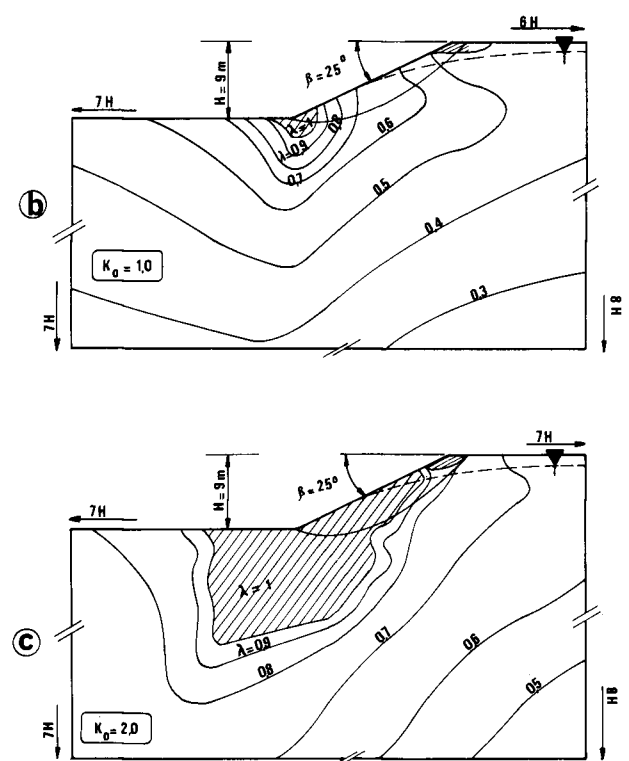
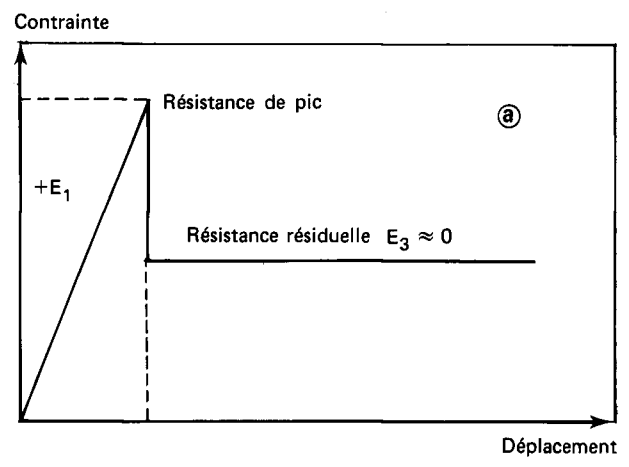
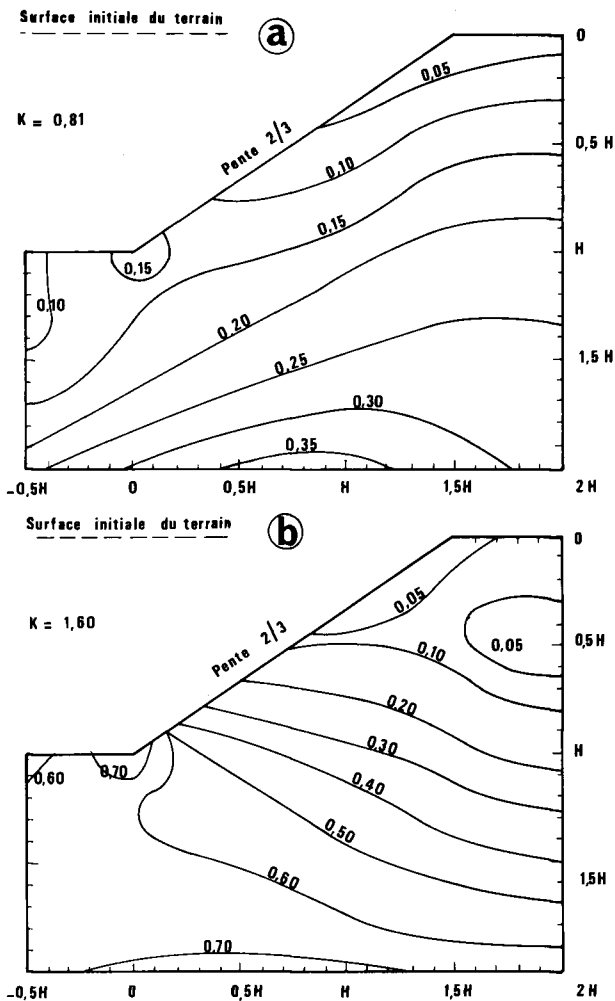


Fig. 9. — Concentration théorique de contrainte exprimée en $\tau_{\max}/\gamma \cdot H$ due à l'exécution d'une tranchée (a) pour un sol normalement consolidé ($K=0,81$), (b) pour un sol surconsolidé ($K=1,60$) [d'après J. M. Ducan et P. Dunlop].

La prise en compte du mécanisme de rupture progressive dans un calcul de stabilité n'est guère facile. Des tentatives intéressantes ont été effectuées par K. Y. Lo (1972), K. Y. Lo et C. F. Lee (1973). Par la méthode des éléments finis, ils déterminent les contraintes dans un massif à partir d'une relation contrainte-déformation schématisée par la figure 10 a. Le comportement du sol est élastique avec un module E_1 jusqu'à ce que les contraintes de cisaillement $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ aient atteint la valeur de pic de la résistance, au-delà un calcul itératif permet de redistribuer les contraintes en tenant compte des chutes locales de résistance au cisaillement de la valeur de « pic » à la valeur résiduelle. Les figures 10 b, c et d donnent les résultats théoriques pour trois déblais avec les hypothèses suivantes :

- $E_1 = 12\,800 \text{ kN/m}^2$
- $\gamma = 19,7 \text{ kN/m}^3$
- $K_0 = 1$ et $K_0 = 2$
- penne : $\beta = 25^\circ$
- hauteur : $H = 9 \text{ m}$ et $H = 21 \text{ m}$
- $\varphi' = 30^\circ$
- $c' = 15 \text{ kN/m}^2$
- $\varphi'_{\text{res}} = 15^\circ$
- $c_{\text{res}} = 0$
- $\nu = 0,35$, la nappe reste stationnaire.

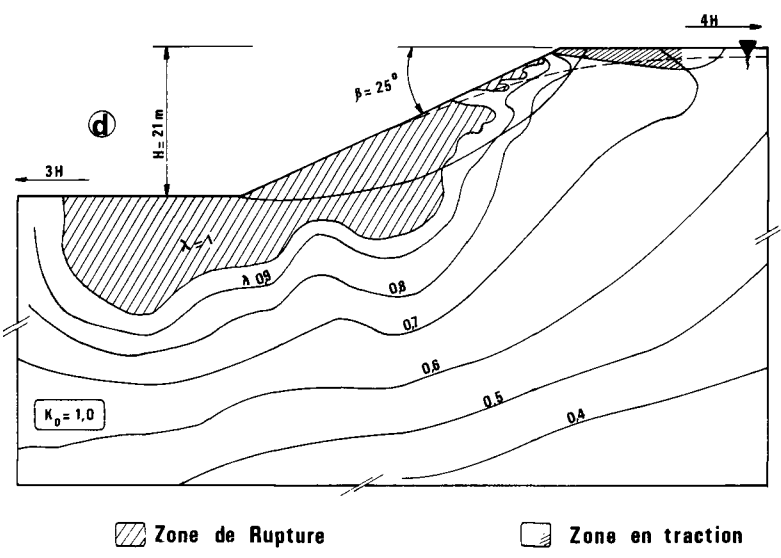


Fig. 10. — Analyses de rupture progressive dans des talus de déblai. (a) schéma de la résistance au cisaillement en fonction de la déformation (b), (c) et (d) zones de rupture et zones en traction (d'après K. Y. Lo et C. F. Lee, 1973).

Le niveau de contrainte de cisaillement λ est égal au rapport entre la contrainte de cisaillement et la résistance de pic pour les éléments où la valeur de pic n'a pas été atteinte, il vaut 1 pour les éléments rompus ne pouvant plus offrir que la résistance résiduelle. D'après les résultats de ces trois cas on remarque que pour des conditions hydrauliques et pour des résistances données, la zone de cisaillement (au-delà du pic) croît avec la hauteur du déblai et avec la valeur de K_0 , c'est-à-dire avec le degré de surconsolidation du sol. A partir de ces résultats un calcul de stabilité classique par surface de glissement peut être effectué. Soit R le facteur résiduel défini par A. W. Skempton (1964) comme étant le rapport entre la longueur de la ligne de glissement où la résistance a atteint la valeur résiduelle et la longueur totale de cette ligne. La figure 11 donne les valeurs du coefficient de sécurité F des talus des figures 10 b et c. On remarque que pour le sol ayant $K_0 = 1$, F vaut 1,45, pour le sol ayant $K_0 = 2$, F vaut 1,16, et que la résistance résiduelle dans tout le massif donnerait $F = 0,44$. De plus, il est possible de prendre en compte la chute des caractéristiques de cisaillement en fonction du temps. Le tableau III fournit les résultats de ce calcul appliqué à trois ruptures de déblai dans l'argile de Londres. Les caractéristiques du sol sont les suivantes : $c' = 15,3 \text{ kN/m}^2$, $\varphi' = 20^\circ$, $c'_{\text{res}} = 0,9 \text{ kN/m}^2$, $\varphi'_{\text{res}} = 13^\circ$, $K_0 = 2,5$, $E = 12\,800 \text{ kN/m}^2$, $\nu = 0,35$, la diminution de la résistance drainée est prise égale à 6% par unité logarithmique de temps. On remarque, en particulier, que la résistance résiduelle supposée être mobilisée sur toute la surface de glissement donne des coefficients de sécurité très faibles 0,54 à 0,74, que la rupture progressive avec ramollissement dans l'espace donne des coefficients élevés, de 1,38 à 1,95, que l'hypothèse de 6% de diminution dans le temps de la résistance drainée conduit à un coefficient voisin de 1 pour les trois ruptures analysées.

Dans une autre tentative J. M. Christian et R. V. Whitman (1969), avec des hypothèses analogues à celles de K. Y. Lo et C. F. Lee, mais ne faisant pas intervenir l'effet du temps, proposent un modèle mathématique et des abaques pour le développement d'une rupture progressive à une dimension, sur un substratum plan.

Autres démarches

Développé par K. H. Roscoe, A. Schofield et P. Wroth (1968) le concept de l'état critique est défini comme l'état ultime de remaniement complet d'un sol granulaire ou argileux. Cet état est caractérisé par deux équations, l'une pour la résistance, l'autre pour la déformation :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = M(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3 \quad (4)$$

$$e = (\Gamma - 1) + \lambda \ln[(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3] \quad (5)$$

où M est une constante de frottement, λ le coefficient de compressibilité, Γ une constante, et e l'indice des vides.

Coefficient de sécurité F

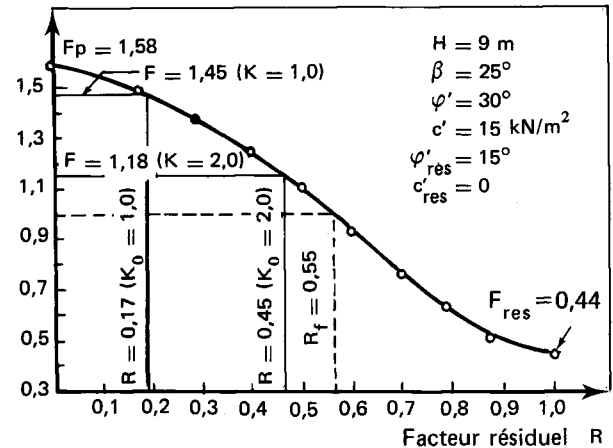


Fig. 11. — Coefficient de sécurité pour les talus de la figure 10 b et 10 c.

Le comportement d'un sol est représenté par une surface dans l'espace $(\sigma_1 - \sigma_3)$, $(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$, e .

Cette théorie, difficile à aborder, n'a encore connu que peu d'applications dans le domaine de la stabilité des pentes, au niveau de la conception de projets. Elle devrait cependant connaître un essor important du fait du développement actuel des méthodes de calcul en déformation.

L'étude du comportement de modèles réduits sur centrifugeuse permet des observations directes; cette technique est développée en Angleterre et en URSS, G. Pilot (1975). Des expériences sont en cours dans les Laboratoires des Ponts et Chaussées qui mettent en évidence le caractère délicat de cette technique, mais aussi les grandes possibilités qu'elle offre en complément des calculs et développements théoriques.

PARAMÈTRES DE L'ANALYSE DE LA STABILITÉ

Les méthodes courantes d'étude de la stabilité font intervenir un calcul à la rupture, soit en contraintes totales, soit en contraintes effectives. Les calculs prévisionnels en déplacements ne sont qu'au stade expérimental. Dans le mode de calcul à la rupture se pose le choix des paramètres de la résistance au cisaillement; nous examinerons ci-après les différents cas en introduisant, lorsque cela est possible, les facteurs correctifs nécessaires pour tenir compte des désaccords parfois enregistrés entre les résultats du calcul classique et les observations en place.

TABLEAU III

Résultats d'analyse en rupture progressive dans l'argile de Londres (d'après K. Y. Lo et C. F. Lee, 1973).

Sites	Coefficient de sécurité calculé			Temps entre la fin des travaux et la rupture		Coefficient de sécurité, avec « ramollissement » et effet de temps
	avec la résistance de pic	avec la résistance résiduelle	avec la résistance progressive	observé (années)	calculé (années)	
Northolt	1,63	0,54	1,38	19	14	0,96
Sudbury Hill	2,27	0,74	1,95	49	42	0,97
Upper Holloway	1,62	0,55	1,44	81	55	0,95

Déblais temporaires

C'est la traduction de l'état à « court terme » ou de « fin de chantier »; l'analyse est effectuée en contraintes totales ($\varphi_u = 0$). Le paramètre utilisé est la cohésion non drainée C_u sauf pour des glissements le long de surfaces de cisaillement préexistantes où on retient les paramètres résiduels φ'_{res} et c'_{res} .

Argiles molles

Comme pour les remblais sur argiles molles, L. Bjerrum (1973) a mis en évidence une corrélation entre le coefficient de stabilité à la rupture calculé avec la cohésion non drainée C_u mesurée au scissomètre ou au laboratoire et la plasticité du sol. De la figure 12 où sont portés des points expérimentaux de rupture de déblais ainsi que la droite de corrélation provenant des ruptures de remblais sur sols mous, il est clair que la même correction peut être employée. Ainsi, pour les argiles molles la cohésion mesurée doit être diminuée en fonction de la plasticité pour estimer au mieux la cohésion mobilisable en place. Pour le coefficient correcteur, on se reportera au graphique du rapport général de G. Pilot de la deuxième partie de cet ouvrage.

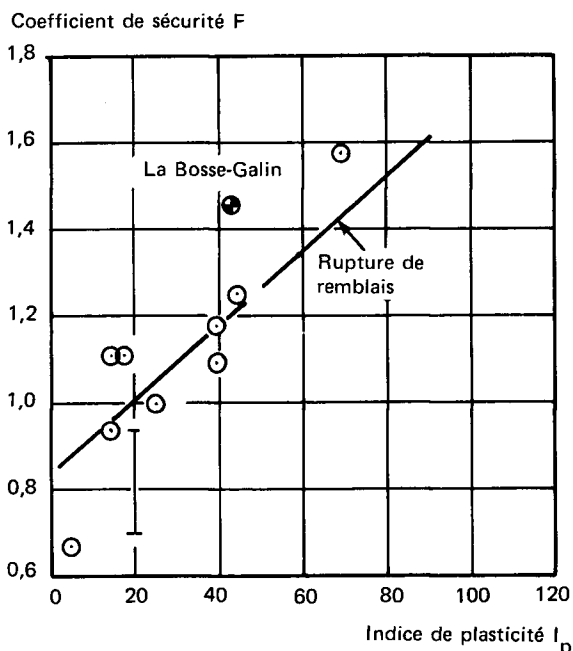


Fig. 12. — Coefficients de sécurité F en fonction de l'indice de plasticité I_p pour des ruptures de déblais dans des argiles molles (la droite représente la corrélation F, I_p obtenue pour les remblais sur sols mous).

Argiles raides

Le glissement de Bradwell dans l'argile de Londres (A. W. Skempton et P. La Rochelle, 1965) est un excellent exemple de rupture à court terme dans une argile raide et fissurée où l'analyse, à partir de la cohésion C_u mesurées sur échantillon de 38 mm de diamètre, est en défaut. Dans ce cas, la contrainte moyenne de cisaillement mobilisée lors de la rupture qui a eu lieu 5 jours après la fin des travaux était égale à 56% de la résistance au cisaillement conventionnelle (mesurée au triaxial lors d'un essai UU de 15 mn). Pour corriger la résistance au cisaillement mesurée, il convient d'examiner les trois facteurs suivants :

1. l'effet du temps (vitesse de l'essai et réduction de la résistance en fonction du temps),

2. l'effet d'échelle (réduction pour la fissuration),
3. l'effet de l'anisotropie.

Influence de la vitesse de cisaillement

Une rupture rapide se développe en place en quelques heures, quelques jours ou plus; un essai non consolidé non drainé au laboratoire dure 10 ou 15 mn. Il est évident que nous ne simulons pas au laboratoire le comportement du sol en place. Il en résulte donc une différence entre la résistance au cisaillement en place lors d'un glissement et la valeur mesurée au laboratoire, cela conduisant à une surestimation au laboratoire de la résistance au cisaillement des sols cohérents.

Le tableau IV résume les résultats publiés. On remarque que le facteur correctif X1, exprimant le rapport entre la résistance mesurée lors d'un essai UU de longue durée (t_2) et la résistance au cisaillement mesurée lors d'un essai de 10 à 15 mn, est loin d'être négligeable (parfois 0,65).

Influence de la dimension des éprouvettes

Dans une masse de sol cohérent fissuré, toute surface potentielle de glissement épouse un certain nombre de fissures le long desquelles la résistance au cisaillement est plus faible que dans le matériau intact; il en résulte un *affaiblissement* de ce sol dans son comportement de masse. De plus, et principalement dans les déblais, lorsque les travaux libèrent des contraintes horizontales importantes, les fissures ont tendance à s'ouvrir en absorbant de l'eau, ce qui entraîne un *ramollissement* du matériau (les changements de température peuvent produire un phénomène semblable). Au laboratoire la résistance moyenne mesurée sur un sol fissuré dépend alors de la dimension des éprouvettes par rapport à la distance entre les fissures, de l'orientation des fissures, de l'état des fissures, etc.

L'incidence de la fissuration sur les résultats de la résistance non drainée est illustrée, dans la littérature, essentiellement par le tableau V et par la figure 13 due à A. Marsland (1971). Si l'on admet que des grosses éprouvettes de 15 ou 30 cm de diamètre traduisent le comportement en place de la masse de sol fissuré, ce tableau conduit à des coefficients correctifs de l'ordre de 0,55. Des coefficients encore plus petits sont donnés par la figure 13 pour les petites valeurs du rapport : diamètre de l'échantillon sur distance entre les fissures. Sur cette même figure on remarque que le diamètre représentatif d'une éprouvette de sol fissuré doit être égal à plusieurs fois la distance entre fissures.

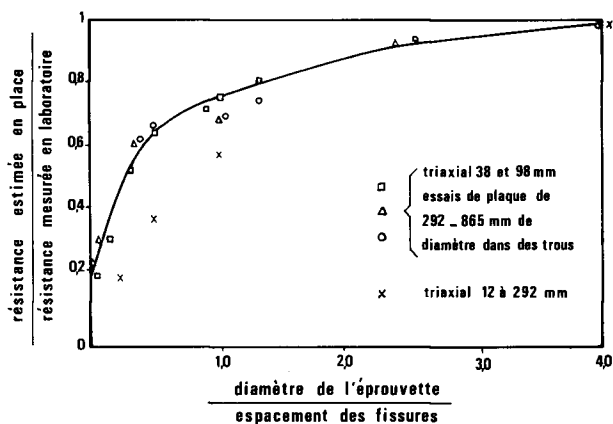


Fig. 13. — Effet d'échelles sur la résistance non drainée mesurée sur des argiles fissurées (d'après A. Marsland).

TABLEAU IV

Facteurs correctifs pour la vitesse de cisaillement d'essais UU

Matériau		Facteurs correctifs X_1 $X_1 = \frac{C_u(t_2)}{C_u(t_1)}$ $t_1 = 10 \text{ à } 15 \text{ mm}$	Référence
Origine	Nature		
Argile de Cambridge		0,91 ($t_2 = 1 \text{ j}$)	Skempton et Hutchinson (1969)
Argile de Londres	$w_L = 95$ $I_p = 65$ $w = 33$ $\% < 2 \mu = 55$	0,89 ($t_2 = 1 \text{ j}$)	
Argile plastique		0,75 à 0,78 ($t_2 = 500 \text{ mm}$)	Wilson et Casagrande (1950)
Sable argileux		0,98	
Argiles des Flandres	$w_L = 82$ $I_p = 48$ $w = 35$ $\% < 2 \mu = 60$	1,15* ($t_2 = 6 \text{ j}$)	Article de Blondeau, Blivet et Ung Seng. Résistance au cisaillement des argiles raides. Influence des paramètres d'essais.
Argiles de Dozulé	$w_L = 48$ $I_p = 17$ $w = 17$ $\% < 2 \mu = 97$	0,65 ($t_2 = 1 \text{ j}$)	
Argiles de Provins	$w_L = 89$ $I_p = 55$ $w = 28$ $\% < 2 \mu = 95$	0,88 ($t_2 = 5 \text{ j}$)	
Argile verte	$w_L = 93$ $I_p = 47$ $w = 32$ $\% < 2 \mu = 71$	1	

*Pour cette argile au-delà d'un temps de rupture de l'ordre d'une journée il y a rigidification de la texture.

TABLEAU V

Effet d'échelle sur la résistance non drainée. Ce coefficient exprime la résistance relative par rapport au résultat obtenu sur un échantillon de 38 mm de diamètre. Les résultats sur l'argile de Londres proviennent de Wraysbury (A. W. Skempton et J. N. Hutchinson, 1969), les autres valeurs sont tirées de l'article de F. Blondeau, J.-C. Blivet et Y. Ung Seng. Résistance au cisaillement des argiles raides. Influence des paramètres d'essais.

Diamètre de l'échantillon cisaillé (mm)	Argile de Londres	Argile verte	Argile des Flandres	Argile de Dozulé	Argile de Provins
16	1,9				
38	1	1	1	1	1
153	0,64	1			
306	0,66		0,86	0,52	0,56

Influence de l'anisotropie

L'anisotropie a pour origine, d'une part la sédimentation des sols fins (les argiles marines ont une structure flocculée, en « château de cartes » et donc de ce point de vue, une tendance à l'isotropie; les argiles lacustres ont une structure dispersée avec un parallélisme accentué entre les plaquettes, donc une tendance à l'anisotropie). D'autre part, la consolidation et les contraintes effectives parfois très importantes subies antérieurement par certaines argiles, conduisent à une orientation des particules parallèlement les unes aux autres et accentuent l'anisotropie.

Cette anisotropie peut avoir une influence sur la forme de la surface de rupture, et, dans un calcul classique, conduire à surestimer le coefficient de sécurité. Sur la surface potentielle de glissement de la figure 14 sont indiqués la rotation des directions des contraintes principales σ_1 et σ_3 et l'angle i , de l'inclinaison par rapport à la verticale, que

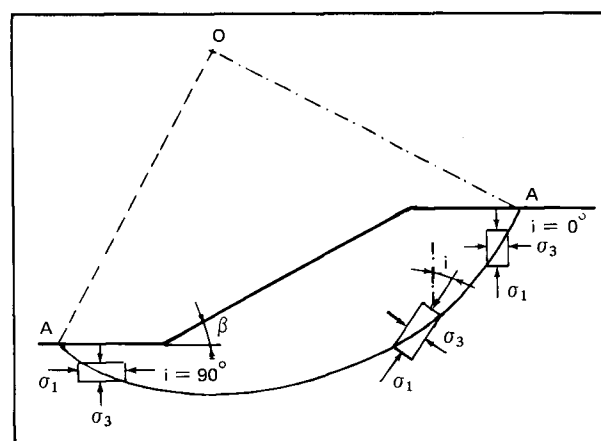


Fig. 14. — Orientation de l'état de contrainte le long d'une surface potentielle de glissement.

devrait avoir l'éprouvette correspondant à chaque point de la surface de rupture. Soient c_1 et c_2 les résistances au cisaillement mesurées respectivement sur des éprouvettes verticales et des éprouvettes horizontales. L'anisotropie peut se traduire soit par $c_2 > c_1$, ainsi W. H. Ward, A. Marsland, S. G. Samuels (1965), W. H. Ward, S. G. Samuels et M. E. Butler (1959) ont obtenu sur l'argile de Londres fortement surconsolidée c_2/c_1 de l'ordre de 1,3, soit par $c_2 < c_1$, K. Y. Lo (1965) donne un rapport c_2/c_1 égal à 0,74 pour une argile légèrement surconsolidée.

Pour les argiles (étudiées dans le cadre de nos recherches, l'anisotropie apporte un accroissement de résistance au cisaillement lorsqu'augmente l'inclinaison des éprouvettes (+35%, +24% et +17% respectivement pour les argiles des Flandres, de Dozulé et de Provins); en revanche, une diminution de 15% est enregistrée pour l'argile verte. Cependant, pour des essais de striction, probablement plus représentatifs de ce qui se passe au pied d'un déblai, la tendance exprimée ci-dessus est inversée. La prise en compte de l'anisotropie nécessite donc un examen approfondi de la cinématique du glissement et ne pourra réellement se faire à bon escient que par des calculs en déformation. K. Y. Lo (1965) donne des abaques pour calculer le coefficient de sécurité dans l'analyse à court terme ($\varphi_u = 0$) dans le cas où la cohésion c_1 est constante dans le massif ainsi que dans le cas où c_1 croît linéairement avec la profondeur. On y remarque que l'anisotropie ne modifie notablement le résultat que pour les talus de pente β faible (cela peut s'expliquer sur la figure 14). Ainsi, pour une anisotropie c_2/c_1 d'une valeur de 0,5 le calcul conventionnel surestime le coefficient de sécurité de 25 à 30%.

Déblais permanents

Pour l'état à « long terme », le calcul est effectué en contraintes effectives, les paramètres utilisés sont φ' , c' , φ'_{res} et c'_{res} . Principalement dans le processus de rupture progressive, la résistance au cisaillement mobilisable au-delà de pic semble être très proche de la valeur de ramollissement définie par A. W. Skempton (1964, 1970), comprise entre la valeur de pic et la valeur résiduelle. Schématiquement pour l'état complètement ramolli, les paramètres sont $\varphi' = \varphi'_{pic}$ et $c' = c'_{res} \approx 0$. Lors de glissements le long de surfaces de cisaillement préexistantes, seuls les paramètres résiduels φ'_{res} et c'_{res} sont mobilisés.

Comme pour la cohésion non drainée, C_u , l'influence de la vitesse d'essai, de la dimension de l'éprouvette et de l'anisotropie sur les paramètres effectifs c' et φ' peut être déterminée. Outre que les difficultés expérimentales sont alors beaucoup plus grandes, on se heurte à la notion de cohésion, dont la valeur estimée en laboratoire n'est certainement pas représentative des conditions in situ.

Pour l'effet du temps certains auteurs pensent que, dans un domaine à l'échelle de la durée des constructions de génie civil, la diminution de résistance est linéaire en fonction du logarithme du temps. Ainsi A. W. Skempton et J. N. Hutchinson (1969) donnent une diminution de 3,5% par unité logarithmique de temps pour une argile remaniée de Weald. Pour une argile remaniée de Weald, A. W. Bishop et H. T. Lovenbury (1969) donnent 4,8%, K. Y. Lo et C. F. Lee (1973) donnent 6% par unité logarithmique de temps (ce dernier résultat provient d'un calcul a posteriori de plusieurs ruptures progressives dans l'argile de Londres). Pour la résistance au cisaillement résiduelle l'influence du temps est insensible.

L'effet de la fissuration conduit à long terme à un état ramolli où l'angle de frottement est peu affecté : $\varphi' = \varphi'_{pic}$

mais où la cohésion mobilisable c' est nettement inférieure à la cohésion c'_{pic} mesurée en laboratoire. R. I. Chandler et A. W. Skempton (1974) ont analysé un grand nombre de ruptures de déblais dans trois argiles raides fissurées (argile brune de Londres, argile du Lias altérée et « bréchi-fiée », argile du Lias altérée et fissurée) et formulent les remarques suivantes concernant la *cohésion mobilisable* c' :

1. L'hypothèse $c' = 0$ signifie que la cohésion en place est très petite par rapport aux résultats d'essais classiques sur petits échantillons et ne constitue qu'une borne inférieure conservatrice. Ainsi, dans les exemples étudiés en place, la cohésion mobilisable est $c' = 1$ à $1,5 \text{ kN/m}^2$ tandis qu'un triaxial de 38 mm de diamètre ou une boîte de 60 mm donne $c' = 15 \text{ kN/m}^2$.
2. Mais la valeur de la cohésion est très importante pour le dimensionnement d'un projet; cela est bien connu des projeteurs.
3. La mesure de la résistance résiduelle, avec pour les exemples cités $c' = 1$ à $1,5 \text{ kN/m}^2$, tend à prouver que la cohésion mobilisable ne peut pas être nulle.
4. De plus, retenir l'hypothèse $c' = 0$ conduirait à dire que, pour une argile donnée, la stabilité serait indépendante de la hauteur, ce qui est contraire à l'expérience.
5. Une explication possible pour le désaccord entre la cohésion mesurée et la cohésion mobilisable provient de la rupture progressive qui, en place, dans ces sols fissurés, permet des déformations suffisamment importantes autorisant la dilatance avec augmentation de la teneur en eau dans la zone de cisaillement conduisant à un « état critique ».

Forts de cette analyse, R. I. Chandler et A. W. Skempton proposent de modifier le coefficient de sécurité F à retenir pour les projets dans ces trois matériaux. En utilisant l'angle φ' mesuré en laboratoire et la cohésion c' ainsi déduite de la résistance au cisaillement mobilisable lors des ruptures observées, ils conseillent de prendre, pour les projets courants, $F = 1$, les risques de rupture étant alors assez faibles. Cette démarche ne peut naturellement pas être extrapolée à d'autres argiles sans que la même analyse ait été faite sur un nombre important de ruptures dans chaque type de matériau.

CONCLUSION

L'expérience prouve qu'un talus doit être étudié au même titre qu'un ouvrage d'art. Mais contrairement à ce qui se produit pour un pont en béton armé ou une charpente métallique, le projeteur d'un talus de déblai ne détermine pas et ne contrôle pas la fabrication du matériau constituant l'ouvrage; et pourtant, il se contente d'un coefficient de sécurité, reflet de son ignorance, de l'ordre de 1,5! Le rapide aperçu des problèmes posés par l'analyse de la stabilité des déblais met en évidence deux domaines où des progrès doivent être réalisés.

Il s'agit d'abord de l'observation et de la mesure du comportement des talus. La littérature est extrêmement pauvre en observations complètes et bien documentées. Ces essais en vraie grandeur doivent être réalisés principalement dans des tranchées expérimentales mises en œuvre et équipées avec les soins nécessaires en dehors de toutes sujétions de chantier.

Le deuxième domaine concerne une meilleure connaissance de la loi de comportement du sol; elle passe, en

particulier, par la mesure de la résistance au cisaillement en prenant en compte les différents facteurs qui la déterminent tels que vitesse de cisaillement, fissuration, anisotropie.

Parallèlement à cet affinement du calcul à la rupture

s'ouvre une voie nouvelle avec l'étude des déplacements utilisant les calculs par éléments finis avec les lois complètes d'efforts-déformations. Mais avant de devenir opérationnelles ces méthodes demandent encore des recherches importantes en laboratoire et en place. D'ici là, les méthodes classiques seront encore longtemps d'actualité.

BIBLIOGRAPHIE

- BASSET D. J., ADAMS J. I., MATYAS E. L., *An investigation of slide in a test trench excavated in fissured sensitive marine clay*, 5^e Congrès international de mécanique des sols, Paris (1961), p. 431-435.
- BISHOP A. W., BJERRUM L., *The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems*, Research conference on shear strength of cohesive soils, Boulder (1960), p. 437-501.
- BISHOP A. W., LOVENBURY H. T., *Creep characteristics of undisturbed clays*, 7^e Congrès international de mécanique des sols, 1, Mexico (1969), p. 29-37.
- BJERRUM L., Mechanism of progressive failure in slopes of overconsolidated clays and clay shales, *Journal of the ASCE*, vol. 93 (1967).
- BJERRUM L., *Discussion, Séance plénière n° 5*, 7^e Congrès international de mécanique des sols, 3, Mexico (1969), p. 379-380.
- BJERRUM L., KENNEY T. C., *Effect of structure on the shear behaviour of normally consolidated quick clays*, Conférence géotechnique d'Oslo, 2 (1967), p. 19-27.
- BJERRUM L., *Rapport général session n° 4*, 8^e Congrès international de mécanique des sols, 3, Moscou (1973), p. 111-153.
- CHANDLER R. J., SKEMPTON A. W., The design of permanent cutting slopes in stiff fissured clays, *Geotechnique*, vol. XXIV, 4 (déc. 1974).
- CHRISTIAN J. M., WHITMAN R. V., *A one dimension model for progressive failure*, 7^e Congrès international de mécanique des sols, 2, Mexico (1969), p. 541-545.
- DUNCAN J. M., DUNLOP P., Slopes in stiff fissured clays and shales, ASCE, *Journal de mécanique des sols et des travaux de fondation*, SM2 (1969), p. 467-492.
- HENKEL D. J., *Investigation of two long-term failures in London clay slopes at Wood Green and Northolt*, 4^e Congrès international de mécanique des sols, 2, Londres (1957), p. 315-320.
- IRELAND N. O., Stability analysis of the Congress Street open cut in Chicago, *Geotechnique*, 4 (1954), p. 163-168.
- KANKARE E., *Failures at Kimola Floating canal in southern Finland*, 7^e Congrès international de mécanique des sols, 2, Mexico (1969), p. 609-616.
- LAMBE T. W., *A mechanistic picture of shear strength in clay*, Research conference on shear strength of cohesive soil, Boulder (1960), p. 555-580.
- LO K. Y., Stability of slopes in anisotropic soils, ASCE, *Journal de mécanique des sols et des travaux de fondation*, SM4 (1965), p. 85-106.
- LO K. Y., An approach of the problem of progressive failure, *Canadian geotechnical journal*, 9 (1972), p. 407-429.
- LO K. Y., LEE C. F., Stress analysis and slope stability in strain-softening material, *Geotechnique*, vol. XXIII, 1 (1973), p. 1-11.
- MARSLAND A., *The shear strength of stiff fissured clays, Stress-strain behaviour of soils* [Roscoe memorial symposium] (1971), p. 59-68.
- MASLOV, *Stability of slopes of deep excavations and natural slopes*, 8^e Congrès international de mécanique des sols, Moscou, 4, 3 (1973), p. 283-306, Speciality session 6.
- PALLADINO D. J., PECK R. B., Slope failures in an overconsolidated clay Seattle Washington, *Geotechnique*, vol. XXII, 4 (1972), p. 563-595.
- PETERSON R., IVERSON N. L., RIVARD P. J., *Study of several Dam Failures on clay foundations*, 4^e Congrès international de mécanique des sols, 2, Londres (1957), p. 348.
- PILOT G., Centrifugation de modèles réduits d'ouvrages en terre et de fondations, *Rapport de recherche LPC*, 48 (oct. 1975), 44 p.
- ROSCOE K. H., *Discussion*, 7^e Congrès international de mécanique des sols, 3, Mexico (1969), p. 193-195.
- SCHOFIELD A., WROTH P., *Critical State Soil Mechanics*, Mc Graw-Hill, Londres (1968).
- SIMONS N. E., Discussions dans *Geotechnical Conference of Oslo*, 2 (1967), p. 159-160.
- SKEMPTON A. W., Long-term stability of clay slopes, *Geotechnique*, vol. XIV, 2 (1964), p. 77-102.
- SKEMPTON A. W., GOLDR H. Q., *Practical examples of the $\phi = 0$ analysis of stability of clays*, 2^e Congrès international de mécanique des sols, 2, Rotterdam (1948), p. 63-70.
- SKEMPTON A. W., HUTCHINSON J. N., *Stability of natural slopes and embankment foundations*, 7^e Congrès international de mécanique des sols, The State of the art, Mexico (1969), p. 291-340 (traduction LCPC 70 T 17).
- SKEMPTON A. W., LA ROCHELLE P., The Bradwell Slip: A short-term failure in London clay, *Geotechnique*, vol. XV, 3 (1965), p. 221-242.
- VAUGHAN P. R., WALBANCKE H., Pore pressure changes and delayed failure of cutting slopes in over consolidated clay, *Geotechnique*, vol. XXIII, 4 (1973), p. 531-539.
- VYALOV S. S., ZARETSKY Y. K., MAXIMIAK R. V., PEKARSKAYA N. V., *Kinetics of structural deformations and failures of clays*, 8^e Congrès international de mécanique des sols, Moscou, 1, 2 (1973), p. 459.
- WARD W. H., MARSLAND A., SAMUELS S. G., Properties of the London Clay at Ashford common shaft; in situ and undrained strength tests, *Geotechnique*, vol. XV, 4 (1965), p. 321-344.
- WARD W. H., SAMUELS S. G., BUTLER M. E., Further studies of the properties of London clay, *Geotechnique*, vol. IX, 2 (1959).
- WILSON S. D., CASAGRANDE A., Effect of rate of loading on strength of clay and clay shales at constant water content, *Geotechnique*, vol. II (1950), p. 251-263.

Résistance au cisaillement des argiles raides

Influence des paramètres d'essais

F. BLONDEAU
Adjoint au chef de la section de mécanique des sols
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

J.-C. BLIVET
Ingénieur
Laboratoire régional de Rouen

UNG SENG Y*
Ingénieur civil des Ponts et Chaussées
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

La conception et le calcul d'un ouvrage, du point de vue de la mécanique des sols, dépendent, en théorie, de quatre paramètres :

- le type d'ouvrage, et plus précisément le type de sollicitation mécanique que cet ouvrage induit en place;
- la nature du sol, exprimée par ses paramètres (loi de comportement, critère de rupture);
- le mode de détermination de ces paramètres (essais en place, essais en laboratoire);
- la méthode de calcul utilisée (calcul à la rupture, calcul en déplacement).

La validité d'un calcul est directement fonction de la combinaison de ces quatre paramètres : à un ouvrage donné correspond une méthode de calcul dans laquelle il faut introduire un certain jeu de caractéristiques mécaniques déterminées par des essais adéquats reproduisant au mieux les chemins de contraintes et de déformations qu'aura à subir le sol en place.

Faute de pouvoir adopter en toutes circonstances la combinaison idéale correspondant au cas traité, on est amené à simplifier sensiblement l'analyse des problèmes. En particulier, la plupart des calculs sont effectués « à la rupture » à partir de paramètres de résistance au cisaillement déduits d'essais de laboratoire ou d'essais en place qui, bien souvent, ne reproduisent que de très loin les chemins de contraintes et de déformations induits en place.

L'expérience a, dans de nombreux cas, confirmé la validité des calculs, au degré de précision de la méthode d'investigation près. Cependant, on trouve dans la bibliographie, dans le domaine de la stabilité des pentes en particulier, quelques cas spécifiques pour lesquels les coefficients de sécurité calculés, dans les conditions habituelles, se sont trouvés mis en défaut par des ruptures d'ouvrages imprévues.

* actuellement à la Sté FONDASOL.

Il apparaît que la discordance ainsi mise en évidence tient en grande partie au fait que les essais réalisés de façon standard, ne rendent pas compte de deux paramètres importants :

- la structure du sol en place : fissuration, anisotropie. Un essai n'intéresse qu'un faible volume de sol, pour un chemin de contraintes donné;
- l'effet du temps d'application des sollicitations : un essai est toujours de durée limitée.

Pour tenter d'améliorer la validité des calculs ainsi effectués, A. W. Skempton et J. N. Hutchinson (1969) ont proposé un tableau de coefficients à introduire dans les calculs habituels pour corriger les paramètres mécaniques « classiques » en fonction des deux facteurs précédents (tableau I).

L'étude présentée ici visait à déterminer les coefficients x , f , r pour quatre argiles raides, surconsolidées :

- argile des Flandres [région de Lille (Yprésien)];
- argile du Callovo-Oxfordien (provenant du Calvados);
- argile de Provins (Eocène);
- argile verte du Sanoisien [région parisienne (Oligocène)].

Cet article est extrait d'un travail de thèse de docteur-ingénieur (Ung Seng Y., 1975).

ÉLÉMENTS DE L'ÉTUDE

Les sols testés ont été choisis en raison :

- de la relative homogénéité des formations auxquelles ils appartiennent;
- de leur possibilité de prélèvement en place;
- de leur aptitude aux essais de laboratoires.

TABLEAU I Paramètres pour la stabilité des talus argileux

Argile		Déblais		Talus naturel	
		Court terme	Long terme	Ordre de 100 ans	Ordre de 100 ans
Premier temps des glissements	Tendre, normalement consolidée	x, C_u		$c' \approx 0, \varphi'$	
	Légèrement surconsolidée, intacte		c', φ'	c', φ'	
	Raide, intacte			c', φ'	
	Raide, fissurée	f, x, C_u	r, c', φ'	$c' \approx 0, \varphi'$	$c' \approx 0, \varphi'_{res}$
	Argiles fracturées	$c' \approx 0, \varphi'$			
Glissement sur la surface de cisaillement préexistante		c'_{res}, φ'_{res}	c'_{res}, φ'_{res}	c'_{res}, φ'_{res}	

C_u = paramètre de résistance maximum non drainée.
 c', φ' = paramètres de résistance maximum, drainée.
 c'_{res}, φ'_{res} = paramètres de résistance résiduelle ($c'_{res}, 0$).
 x = facteur de réduction pour la vitesse d'essai, l'anisotropie, etc.
 f = facteur de réduction pour la fissuration.
 r = facteur de réduction, fonction du temps.

La figure 1 représente les zones d'affleurement de ces sols, dans les régions de prélèvement.

Ils ont été prélevés à l'aide de carottiers (150 ou 305 mm de diamètre) foncés verticalement.

Les échantillons ont été soumis aux essais suivants :

- identifications,
- analyse minéralogique,
- radiographie (rayon X) sur carottes en gros diamètre,
- microscope électronique à balayage (MEB) sur éprouvettes (cf. article de A. Le Roux, dans cet ouvrage),
- vitesse du son sur carottes,
- essais œdométriques avec et sans gonflement,
- essais triaxiaux non consolidés non drainés (UU),
- essais triaxiaux consolidés non drainés avec mesure de pression interstitielle (CU).

Les valeurs « de référence » pour la résistance au cisaillement ont été obtenues par essais triaxiaux avec les paramètres d'essais suivants (tableau II).

TABLEAU II

Type d'essai	UU	mesure de CU + u
Nature du paramètre mesuré	C_u	c', φ'
Diamètre des éprouvettes (mm)	38	
Hauteur (mm)	76	
Inclinaison spatiale (°)	0	
Pression dans la cellule (kN/m ²)	300	100
	300	200
Contrepression de saturation (kN/m ²)	300-400	
Vitesse d'essai (μ/mn)	508	20

L'influence de la structure du sol (paramètre f) a été testée, d'une part, en cisillant des éprouvettes de dimension variable allant de 38 à 300 mm de diamètre, découpées verticalement et, d'autre part, des éprouvettes de 38 mm de diamètre découpées avec des inclinaisons spatiales variant de 0 à 90°, ainsi que par des essais de striction sur éprouvettes verticales et horizontales.

L'inclinaison spatiale est définie comme étant l'angle que fait l'axe de l'éprouvette cisillée avec la verticale de prélèvement en place (fig. 2).

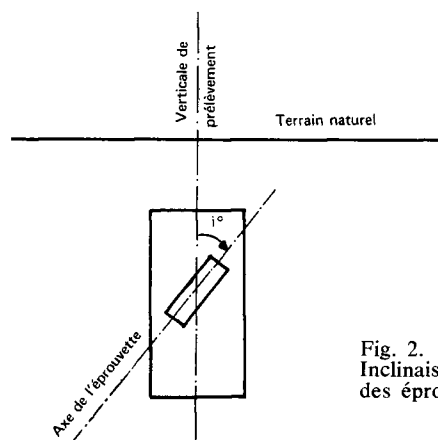


Fig. 2. Inclinaison spatiale des éprouvettes cisillées.

L'influence du temps d'essai (paramètre x) a été déterminée sur éprouvettes de petit diamètre ($\varnothing = 38$ mm) cisillées depuis 500 jusqu'à 0,5 μ/mn.

Les vitesses de cisaillement lors des essais UU pour les éprouvettes de différents diamètres ont été choisies en fonction du critère :

$$v \cdot \varnothing = Cte$$

qui assure une même redistribution, dans le temps, des pressions interstitielles à l'intérieur de l'échantillon (H. Josseume, 1971). Ce critère ne satisfait pas à la similitude des conditions de fluage qui imposerait :

$$\frac{v}{\varnothing} = Cte.$$

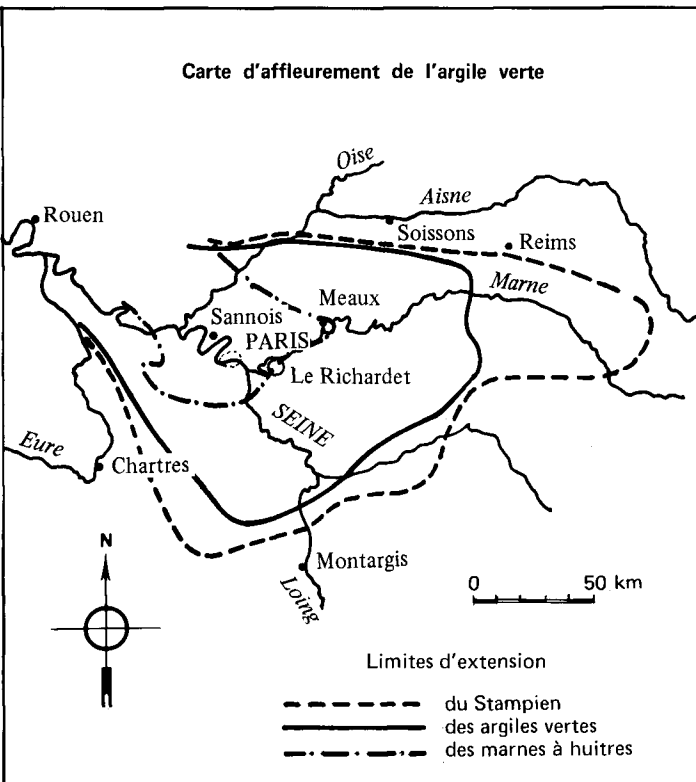
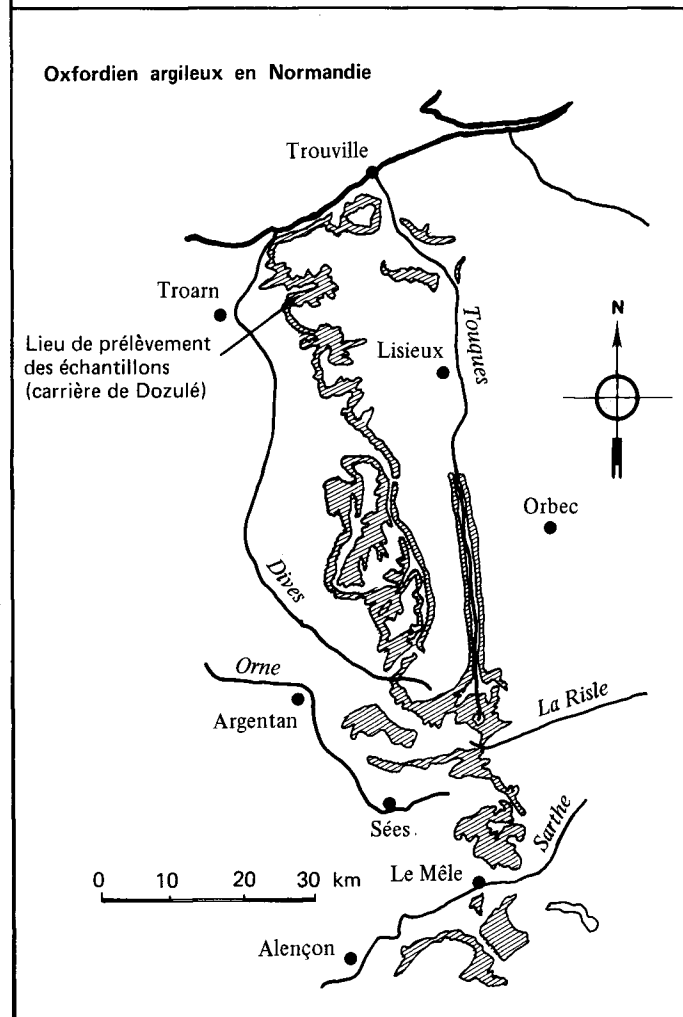
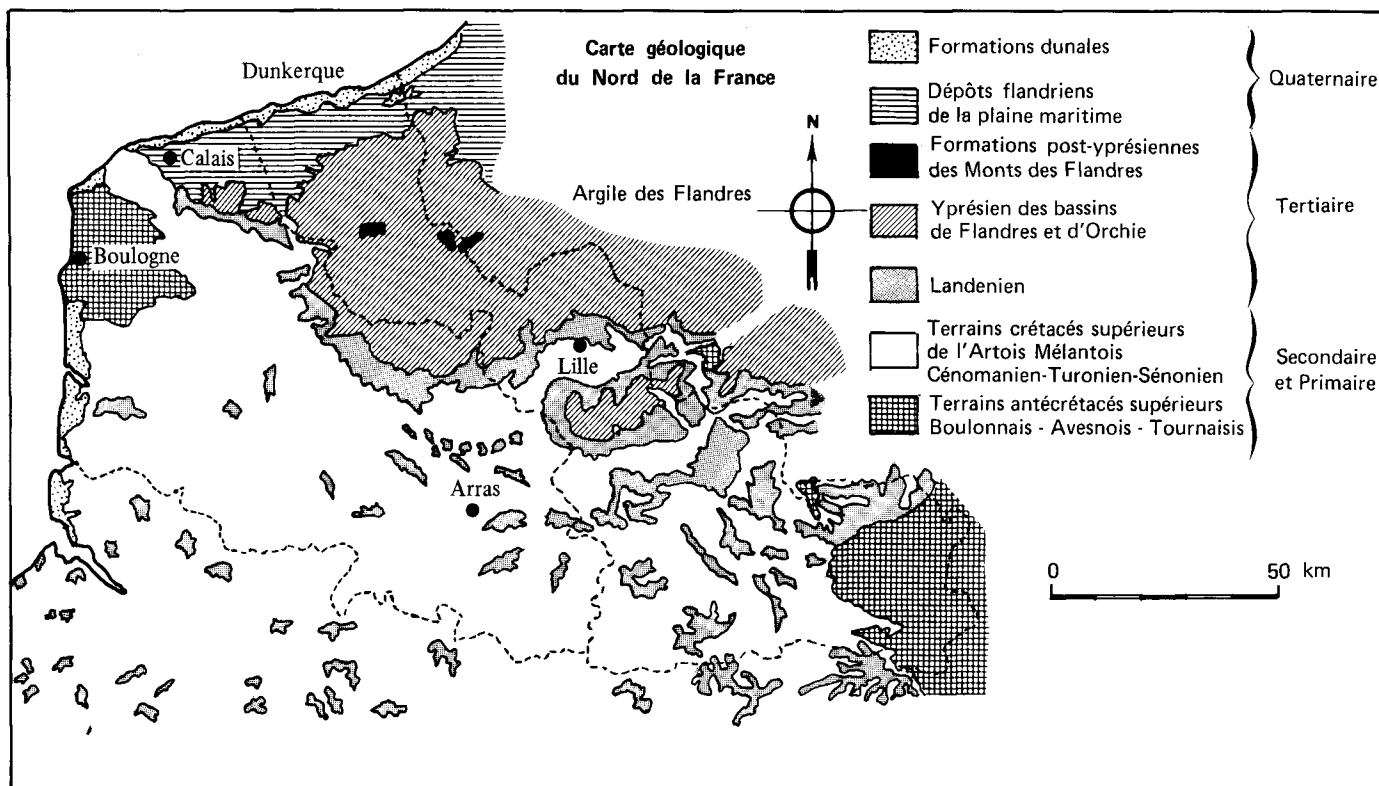


Fig. 1. — Carte d'affleurement des argiles testées.

Le premier phénomène semble a priori plus fondamental que le second et, de plus, permet de déterminer les caractéristiques minimales des éprouvettes de gros diamètre puisque ces dernières sont cisailées à faible vitesse.

SYNTHÈSE DES RÉSULTATS OBTENUS

Description des sols étudiés

Argiles des Flandres (Yprésien)

Dépôt marin éocène correspondant à l'argile de Londres en Angleterre, l'argile des Flandres se présente sous deux aspects :

- une argile bleue ou grise, feuilletée horizontalement, contenant des matériaux de gypse et des nodules de pyrite (argile d'Orchies) en partie inférieure;
- une argile bleuâtre de tendance sableuse en partie supérieure (argile de Roubaix).

Les carottes étudiées ont été prélevées entre 2 et 3 m de profondeur par rapport au terrain naturel, au contact des deux couches, et contiennent indistinctement l'un ou l'autre des faciès.

Les caractéristiques d'identification sont indiquées dans le tableau III.

Les caractéristiques de compressibilité à l'œdomètre sont les suivantes :

$$0,24 < C_c < 0,33 \quad (\text{moyenne } 0,28)$$

$$60 \text{ kN/m}^2 < \sigma'_c < 190 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{moyenne } 180)$$

$$\sigma'_g \approx 37 \text{ kN/m}^2 \quad (1 \text{ valeur})$$

$$\frac{\Delta h}{h} = 8\%$$

σ'_g est la pression nécessaire pour empêcher l'échantillon de gonfler lorsqu'il peut absorber de l'eau après sa mise en place dans l'œdomètre.

$\frac{\Delta h}{h}$ est le gonflement mesuré à l'œdomètre de l'échantillon non chargé mis en présence d'eau.

L'argile des Flandres étudiée est un sol peu compact ($e_o = 1,0$), très plastique, contenant une forte fraction argileuse. Cette fraction argileuse est elle-même composée de 75 % de montmorillonite qui représente ainsi 45 % du total.

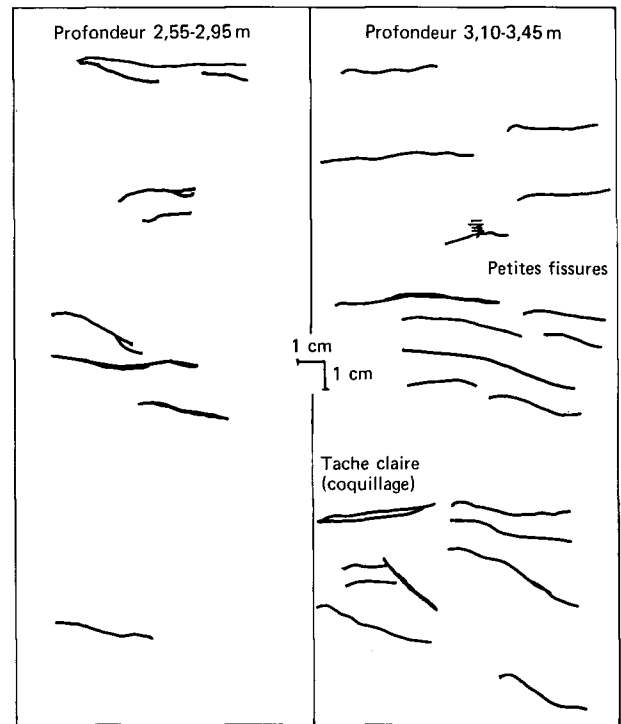


Fig. 3. — Radiographie des carottes d'argile des Flandres. Fissuration subhorizontale.

L'examen des carottes, tant visuel qu'aux rayons X, fait ressortir une succession de litages subhorizontaux de 2 à 3 cm d'épaisseur dont l'intensité n'est pas régulière avec la profondeur (fig. 3).

Le microscope électronique à balayage (MEB) indique une texture floconneuse en agrégats, lâche (fig. 4, 5, 6).

Argile du Callovo-Oxfordien

Dépôt marin jurassique, l'argile extraite de Dozulé se présente sous un aspect très raide, de couleur brune (due à l'oxydation des sels de fer). Elle a été prélevée entre 0,50 et 1,50 m de profondeur en fond de carrière découverte d'environ 15 m. En certains endroits, cette formation est encore recouverte par 70 m de crétacé inférieur.

Les caractéristiques d'identification sont indiquées dans le tableau IV.

TABLEAU III

	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w_L (%)	I_p	<2 μ (%)	e_o	Ca CO ₃ (%)	Montmorillonite	Illite	Kaolinite	Autres
Valeurs extrêmes	30 41	18,2 19,1	13,0 14,6	72 92	38 58	40 73	0,96 1,08	0,1 0,3	— —	— —	— —	Feldspath + Pyrite
Valeurs moyennes	35	18,6	13,7	82	48	60	1,01	0,2	45	11	4	Gypse

TABLEAU IV

	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w_L (%)	I_p	<2 μ (%)	e_o	Ca CO ₃ (%)	Chlorite	Illite	Kaolinite	Autres
Valeurs extrêmes	16,5 21,5	20,8 21,8	16,4 18,9	45 54	25 32	42 72	— —	14 17	— —	— —	— —	— —
Valeurs moyennes	19,1	21,3	17,8	48	27	57	0,51	15	10	29	19	Pyrite

Argile des Flandres (Yprésien)

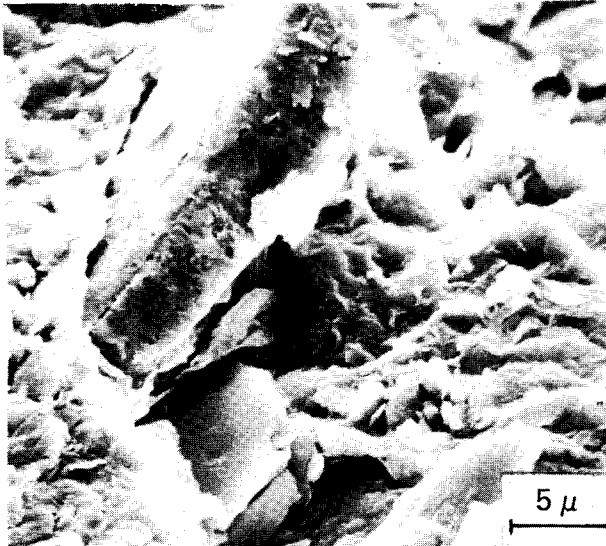


Fig. 4. — Pseudo-orientation liée aux grands minéraux. Ici il s'agit probablement d'un feldspath peu adhérent à la matrice argileuse.

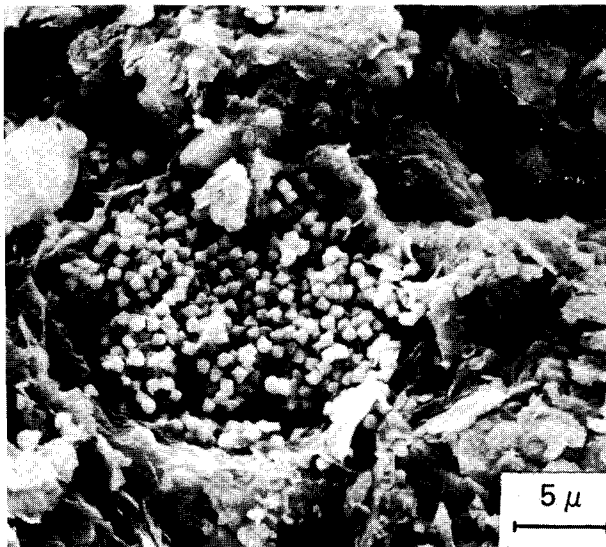


Fig. 5. — Nid de pyrite dans une alvéole de la texture.

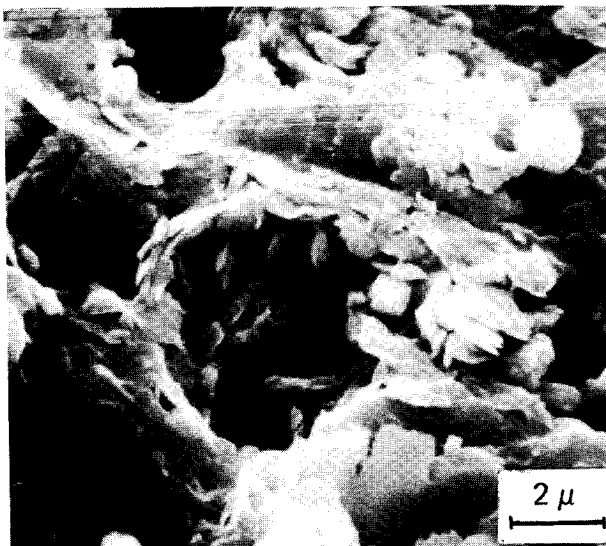


Fig. 6. — Alvéole caractéristique de la texture lâche de l'argile des Flandres.

Les essais de compressibilité ont donné :

$$\begin{aligned} \sigma'_c &= 40 \text{ kN/m}^2 \text{ (échantillon ayant gonflé avant essai),} \\ \sigma'_c &= 3000 \text{ kN/m}^2 \text{ (échantillon chargé avant tout gonflement),} \\ C_c &= 0,11, \\ \sigma'_v &= 233 \text{ kN/m}^2, \\ \frac{\Delta h}{h} &= 26\%. \end{aligned}$$

Cette argile est fortement surconsolidée, très compacte et peu plastique.

L'examen aux rayons X révèle la présence d'un réseau de fissures conchoïdales à tendance subhorizontale (fig. 7). Ces fissures d'espacement centimétriques, sont groupées en zones espacées d'une dizaine de centimètres environ. Ces fissures ne sont pas visibles à l'œil nu.

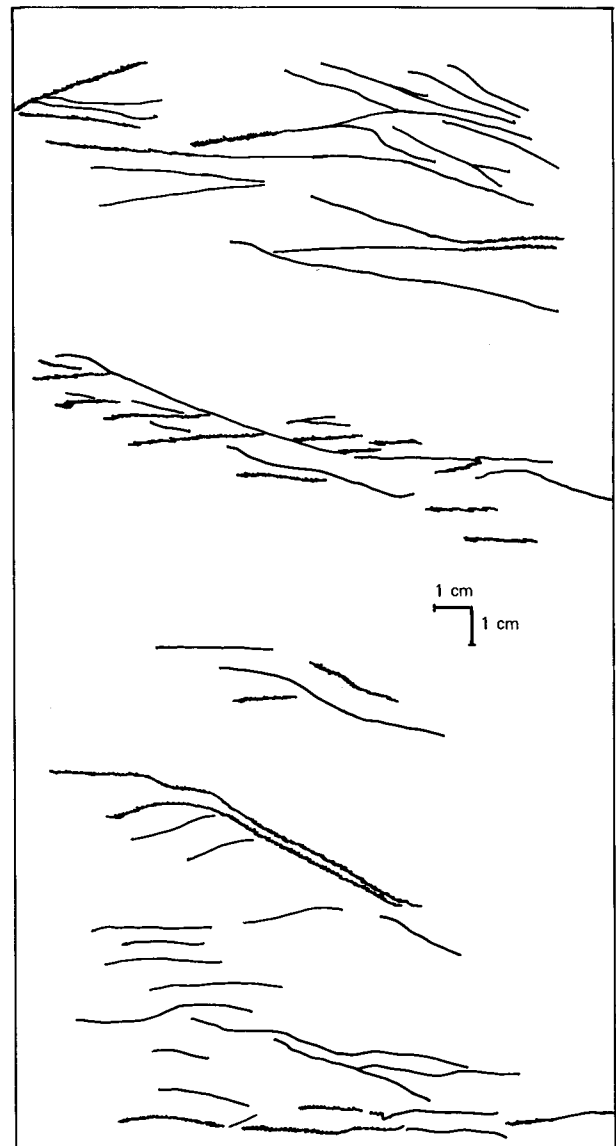


Fig. 7. — Radiographie des carottes d'argile de Dozulé. Groupes de fissures conchoïdales.

Le MEB confirme ces résultats en indiquant une texture isotrope (fig. 8) polyphasée, compacte, avec inclusion de cristaux de pyrite (fig. 9). La texture se disloque en microagrégats dans les zones de rupture par cisaillement (fig. 10).

Argile de Dozulé (Callovo-Oxfordien)

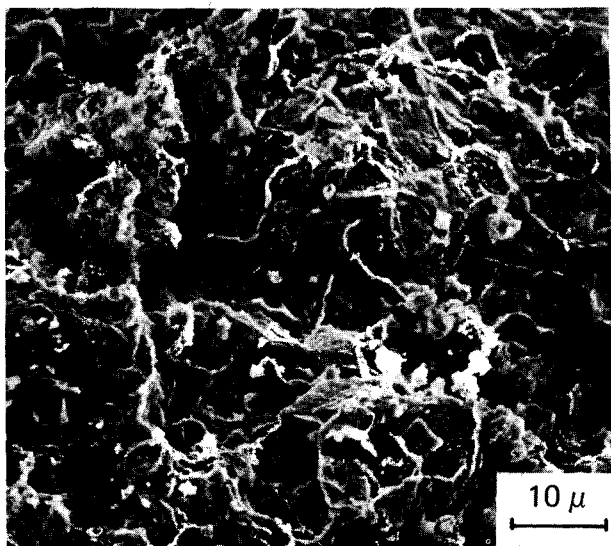


Fig. 8. — Texture isotrope compacte.

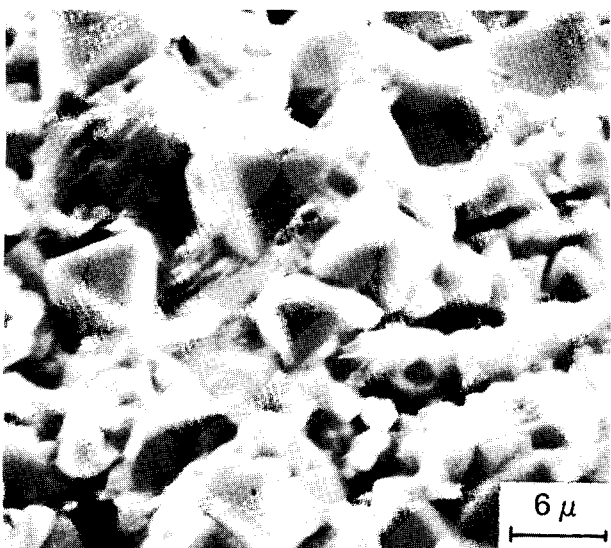


Fig. 9. — Cristaux de pyrite facilement altérable. Elle se transforme en limonite et sulfate.

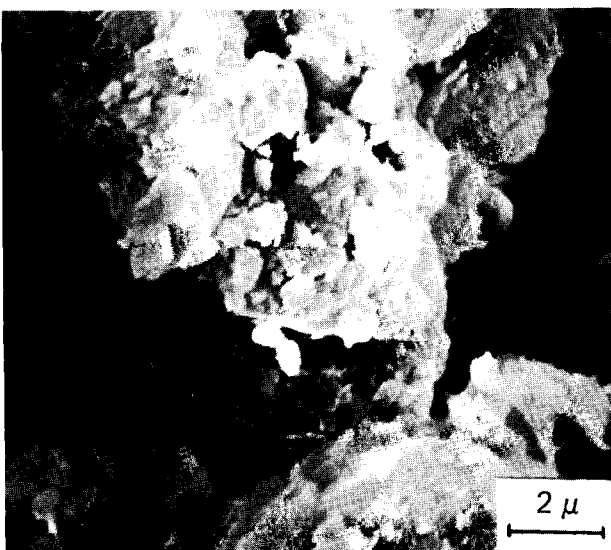


Fig. 10. — Dislocation de la texture, en micro-agrégats, dans la zone de rupture.

Argile de Provins (Sparnacien)

Sédimentée en eau douce à l'Éocène, l'argile de Provins se présente comme une argile homogène de couleur grise, compacte et contenant des fissures fermées remplies d'oxyde de manganèse noirâtres. Elle est généralement recouverte d'une vingtaine de mètres de sables et argiles sableuses du Cuisien. Les carottes ont été prélevées en carrière ouverte à environ 15 m de profondeur par rapport au terrain naturel.

Les caractéristiques d'identification sont indiquées dans le tableau V.

Les caractéristiques de compressibilité sont les suivantes :

$$\begin{aligned}\sigma'_c &= 47 \text{ kN/m}^2 \text{ (avec gonflement préalable),} \\ \sigma'_c &= 2000 \text{ kN/m}^2 \text{ (sans gonflement),} \\ \sigma'_s &= 550 \text{ kN/m}^2, \\ C_c &= 0,19, \\ \frac{\Delta h}{h} &= 33\%.\end{aligned}$$

L'argile de Provins est ici fortement surconsolidée et composée pratiquement de kaolinite pure. Malgré cela elle est très plastique et présente en présence d'eau à l'œdomètre un gonflement très important (33%) qui peut être dû aux oxydes de manganèse présents dans les fissures (gonflement textural).

La radiographie de carottes ne met pas de fissuration en évidence (fissures fermées). Le MEB indique une texture isotrope (fig. 11) monophasée compacte se disloquant en feuillets dans les zones de rupture (fig. 12). Certaines particules peuvent s'en détacher lors du cisaillement (fig. 13). On note la présence de microfissures (fig. 14) de 5 à 15 μ de largeur (invisibles à la radiographie), ainsi que d'un dépôt de manganèse de remplissage (fig. 15). Le contact entre particules est de type face-face.

Argile verte du Sanoisien (Oligocène)

Dépôt sédimentaire d'origine lagunaire, l'argile verte testée a été prélevée dans l'horizon de Romainville. Elle se présente en microblocs de dimension inférieure au millimètre qui peuvent être individualisés par écrasement de l'échantillon.

Les caractéristiques d'identification sont indiquées dans le tableau VI.

La fraction argileuse contient une forte proportion (53%) de montmorillonite que traduit une plasticité importante ($I_p = 47$).

Les caractéristiques de compressibilité sont les suivantes :

$$\begin{aligned}\sigma'_c &= 100 \text{ kN/m}^2 \text{ (avec gonflement préalable),} \\ \sigma'_c &= 200 \text{ kN/m}^2 \text{ (sans gonflement),} \\ \sigma'_s &= 80 \text{ kN/m}^2, \\ C_c &= 0,18, \\ \frac{\Delta h}{h} &= 18\%.\end{aligned}$$

La radiographie de carottes met en évidence un réseau de fissures subhorizontales espacées de 3 à 4 cm en moyenne avec fissuration verticale (fig. 16).

Le MEB indique une structure en microblocs [0,25 mm environ] (fig. 17). La texture à l'intérieur de ces microblocs est isotrope, compacte, monophasée (fig. 18).

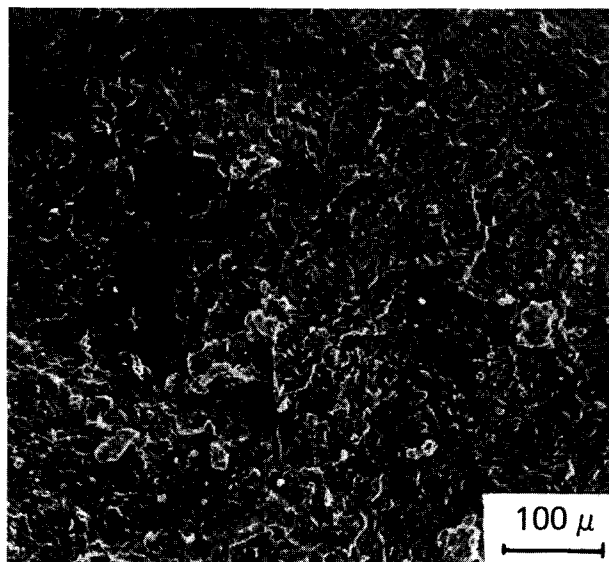


Fig. 11. — Texture isotrope compacte.

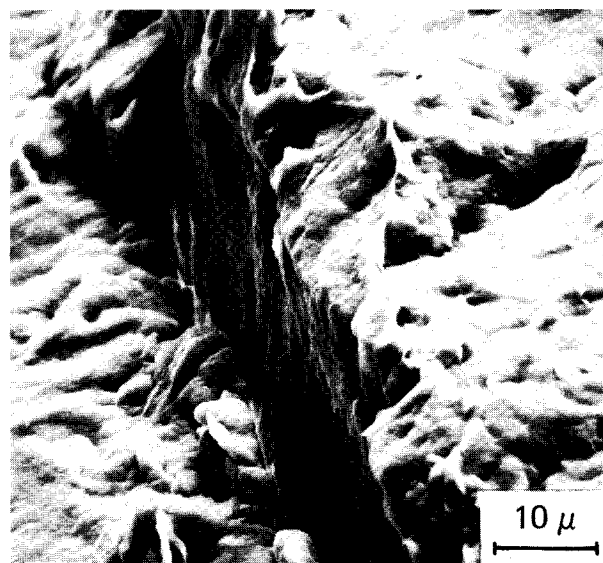


Fig. 14. — Microfissure caractéristique du sol étudié.

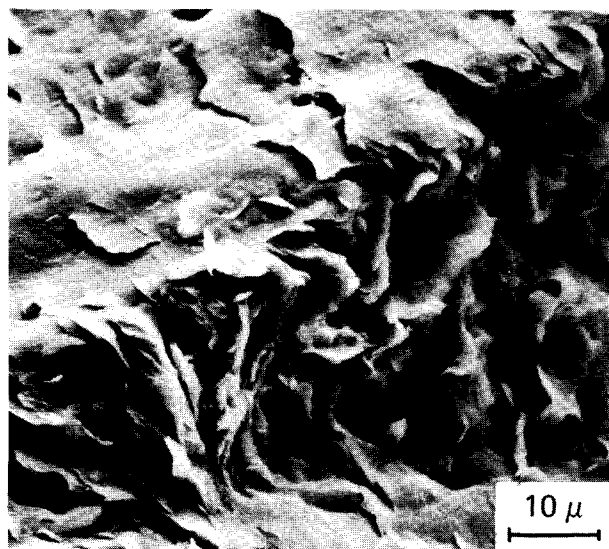


Fig. 12. — Réorientation des feuillettes dans la zone de rupture.

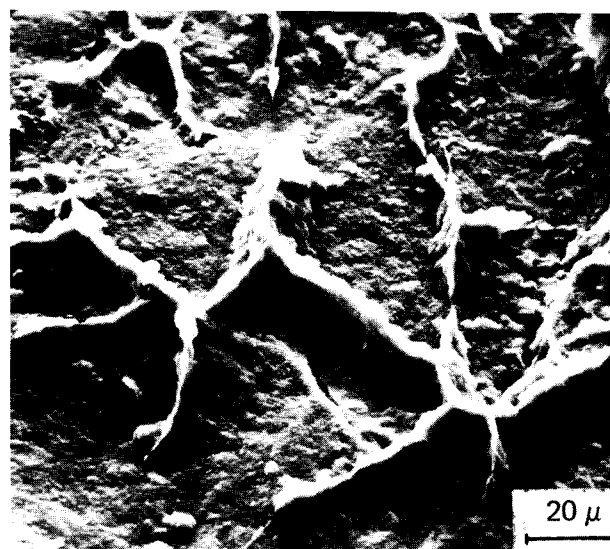


Fig. 15. — Fissuration micronucléique mise en évidence par ses joints constitués d'un mélange d'hydroxydes.

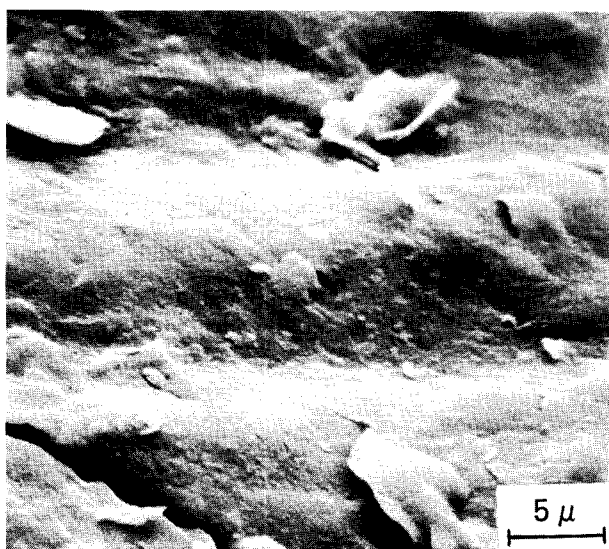


Fig. 13. — Arrachement de paquets de particules lors du cisaillement.

Résistance au cisaillement non drainée CU

Effet de la vitesse d'essai

La figure 19 donne CU en fonction du temps de rupture (de quelques minutes à une semaine environ).

On note tout d'abord que les valeurs mesurées peuvent être très dispersées du fait de la fissuration des sols testés : paradoxalement, l'argile de Provins, qui est la plus homogène (matrice de kaolin pur) présente la dispersion la plus grande ($\frac{\text{écart type}}{\text{moyenne}} = 60\%$). Cela est dû vraisemblablement à la nature des fissures, remplies d'oxydes de manganèse, que l'on trouve dans ce sol, dont la résistance au cisaillement est différente de celle de la matrice. Cette dispersion peut masquer l'influence du paramètre vitesse dans ce cas.

L'effet de la vitesse de cisaillement n'est pas le même pour tous les sols. Pour l'argile des Flandres, et pour l'argile verte, au-delà d'un temps de rupture de l'ordre de

TABLEAU V

	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w _L	I _p	< 2 μ (%)	e ₀	Ca CO ₃ (%)	Montmorillonite	Illite	Kaolinite	Autres
Valeurs extrêmes	24 30	18,7 20,2	14,1 16,0	87 90	40 59	94 96						
Valeurs moyennes	28	19,5	15,5	89	55	95	0,72	—	—	—	95	—

TABLEAU VI

	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w _L	I _p	< 2 μ (%)	e ₀	Ca CO ₃ (%)	Montmorillonite	Illite	Kaolinite	Autres
Valeurs extrêmes	28,5 35,0	16,5 19,0	13,5 14,7	— —	— —	65 77	0,76 0,82	8 17				
Valeurs moyennes	31,7	18,1	14,2	93	47	71	0,79	12	38	33	0	Gypse

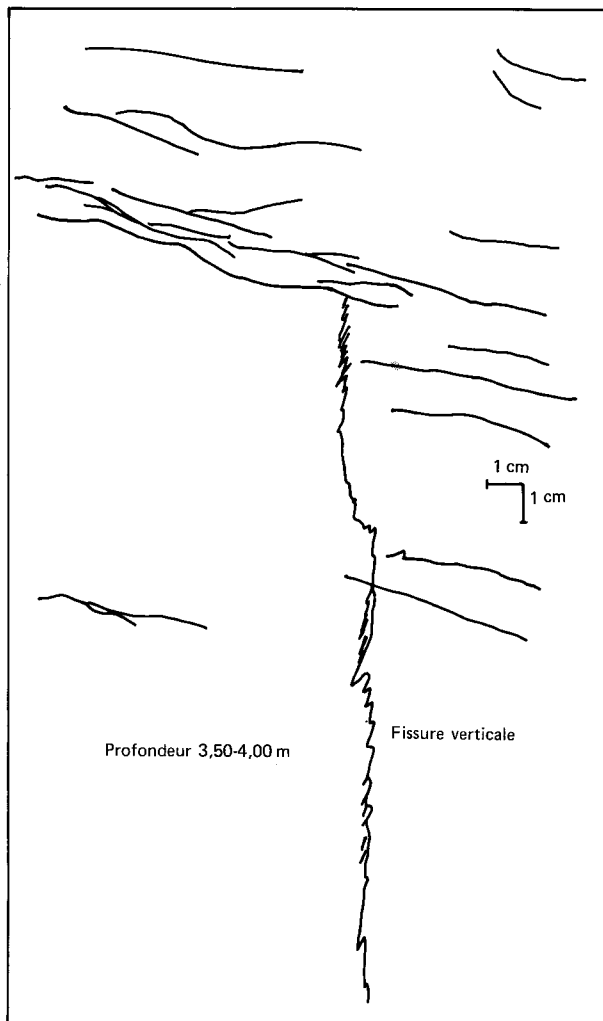


Fig. 16. — Radiographie de carottes d'argile verte. Fissurations horizontale et verticale.

la journée, il y a rigidification de la texture, induisant une augmentation de la résistance non drainée. Ces deux sols présentent généralement une rupture de type « rupture molle » (forte valeur de la déformation à la rupture, pouvant atteindre 10%). La rigidification constatée ici, déjà mise en évidence par ailleurs (A. Casagrande et S. D. Wilson, 1959) correspondrait à un réarrangement de

Argile verte du Sannoisien (Oligocène)

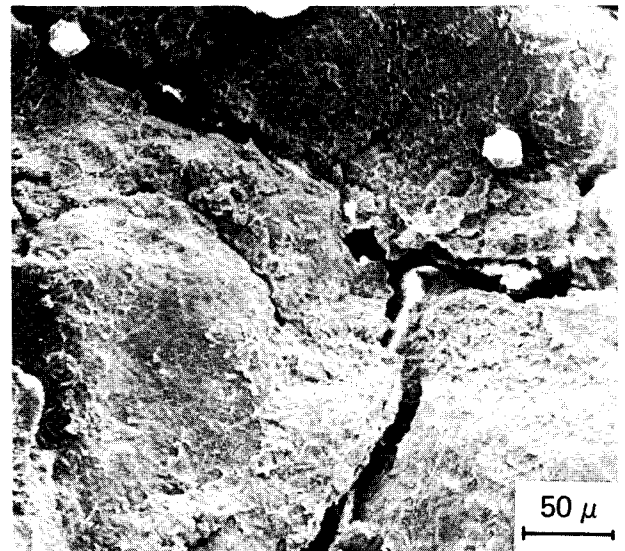


Fig. 17. — Texture compacte, disloquée en microblocs.

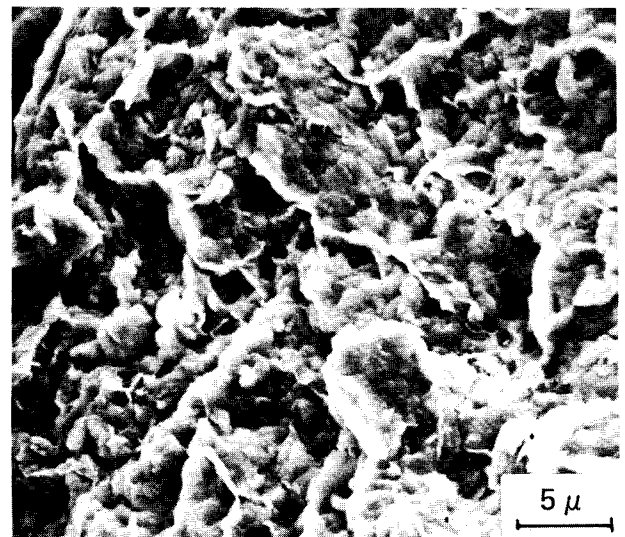


Fig. 18. — Texture monophasée, isotrope, des microblocs.

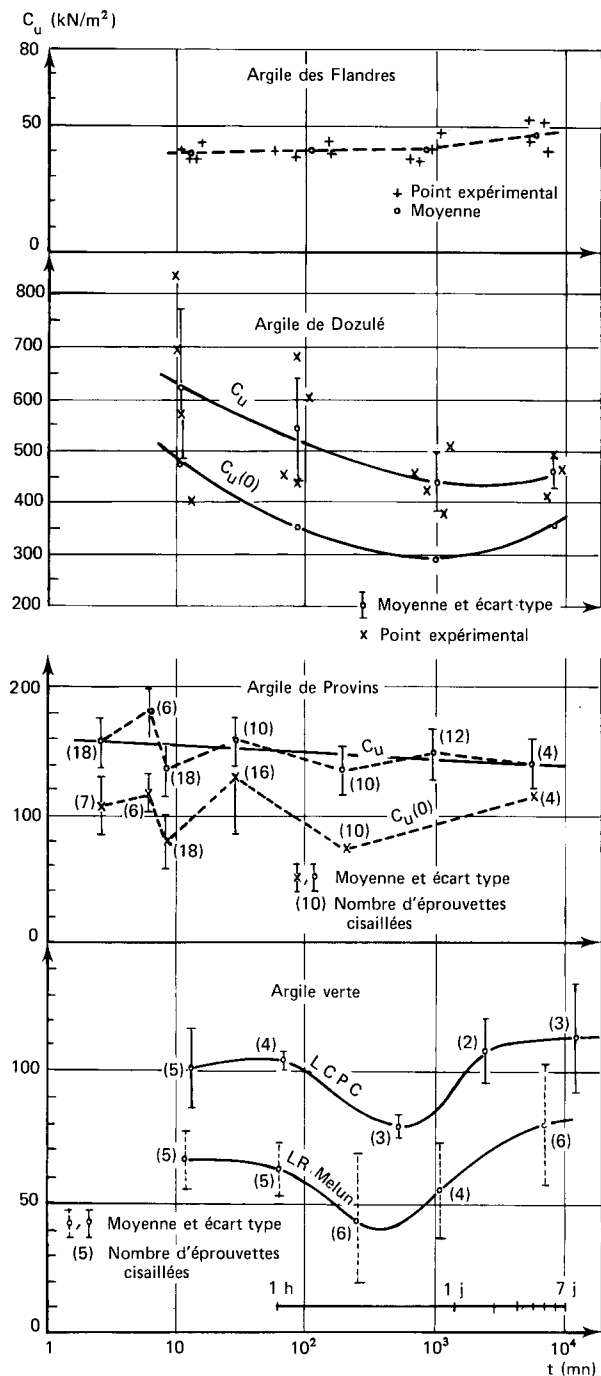


Fig. 19. — Effet de la vitesse d'essai, donc du temps de rupture, sur C_u mesurée (essais triaxiaux UU).

la texture, initialement lâche (en microagrégats pour l'argile des Flandres, en microblocs pour l'argile verte) vers un état plus compact dans la zone de rupture.

A l'inverse, lorsque la texture initiale est compacte (Dozulé, Provins) la rupture provoque une dissipation de l'énergie de diagenèse contenue dans le sol ce qui induit une modification de texture vers un état plus lâche dans la zone de cisaillement, avec migration d'eau vers cette zone et diminution de C_u .

L'énergie contenue dans le sol peut être caractérisée par le gonflement initial $\frac{\Delta h}{h}$ lorsque l'échantillon est mis en présence d'eau à l'œdomètre, ainsi que par la pression σ'_g nécessaire pour en empêcher le gonflement (fig. 20). Dans cet esprit, l'argile de Provins serait la plus susceptible de

libérer de l'énergie par rupture des liaisons internes en présence d'eau.

L'argile de Provins ne contenant pas de minéraux gonflants, il est vraisemblable que, dans ce cas, le gonflement est dû aux oxydes de manganèse contenus dans les fissures (le réseau centimétrique est tel qu'un échantillon œdométrique contient une ou plusieurs fissures). Le gonflement de l'argile des Flandres est dû, en revanche, à la forte proportion de montmorillonite (45%). Cependant, le sol étant lâche, la montmorillonite, en gonflant, commence par remplir les vides, sans augmenter le volume global, ce qui explique une valeur relativement faible de $\frac{\Delta h}{h}$ (8%). Pour Dozulé et l'argile verte, sols beaucoup plus compacts, le gonflement de chlorite ou de montmorillonite en proportion plus faible (10 et 33%) se traduit par une augmentation de volume plus importante.

Il faut ainsi faire la distinction entre gonflement de texture (dû à la disposition des minéraux) et gonflement de structure (dû à l'interaction minéral-eau).

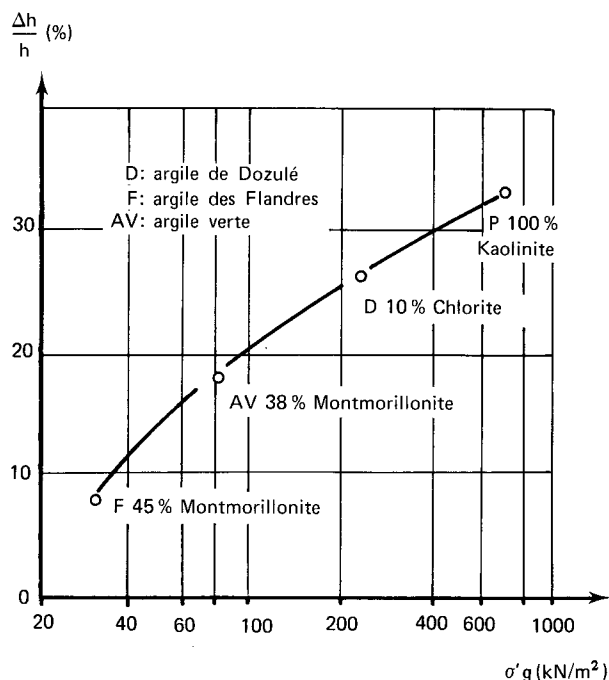


Fig. 20. — Gonflement relatif des argiles en fonction de leur pression de gonflement à l'œdomètre.

On est tenté de penser que plus il y a d'énergie récupérable, plus il y a augmentation de teneur en eau dans la zone de rupture lorsque les liens sont brisés et plus il y a affaiblissement de la résistance au cisaillement. Ce phénomène est doublé d'un réarrangement de la texture, vers un état plus dense lorsqu'elle est lâche initialement, vers un état plus lâche dans le cas contraire. Les figures 21 a et b indiquent l'évolution de $\frac{\Delta C_u}{C_u}$ en fonction de e_0 et σ'_c qui caractérisent la compacité initiale du sol.

L'argile des Flandres contient peu d'énergie récupérable, sa texture initiale est lâche, elle tend à se rigidifier par cisaillement.

L'énergie récupérable de l'argile de Provins est contenue essentiellement dans les fissures, sa résistance au cisaillement est moins affectée par les changements internes de texture que celle de Dozulé.

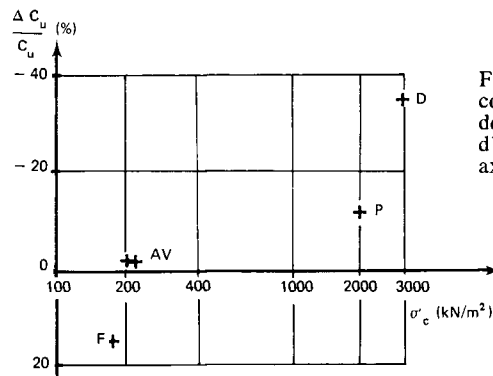
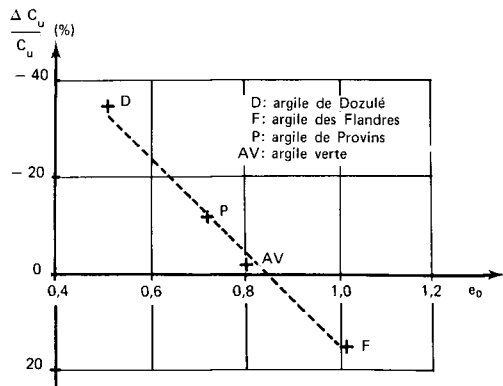


Fig. 21. — Influence de la compacité sur la variation de C_u mesurée à vitesse d'essai variable (essais triaxiaux UU).

La valeur $e_0=0,8$ semble ici représenter un indice des vides critiques.

L'argile de Dozulé qui est ainsi la plus affectée, présente cependant une résistance asymptotique pour un temps de rupture voisin d'une semaine. On peut penser qu'en place, la valeur de C_u mobilisable sera de cet ordre. On peut remarquer qu'à ce sol raide, on peut appliquer un critère relatif à la mécanique des roches (Bieniawski, 1967). En effet, la valeur $C_u(0)$ représentant le demi déviateur de la phase élastique de cisaillement est peu affectée par la vitesse d'essai, et représente une bonne approximation de la valeur de pic obtenue à faible vitesse.

La figure 22 indique enfin que l'effet de vitesse est d'autant plus important que la résistance mesurée est forte (ce qui est toujours en liaison avec la compacité de texture).

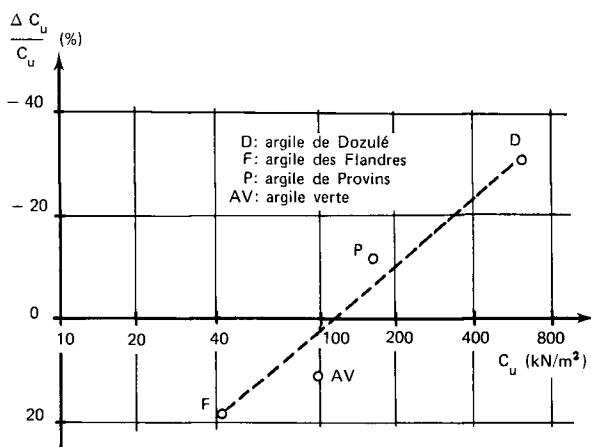


Fig. 22. — Chute relative de résistance au cisaillement due à la vitesse d'essai, en fonction de C_u instantanée.

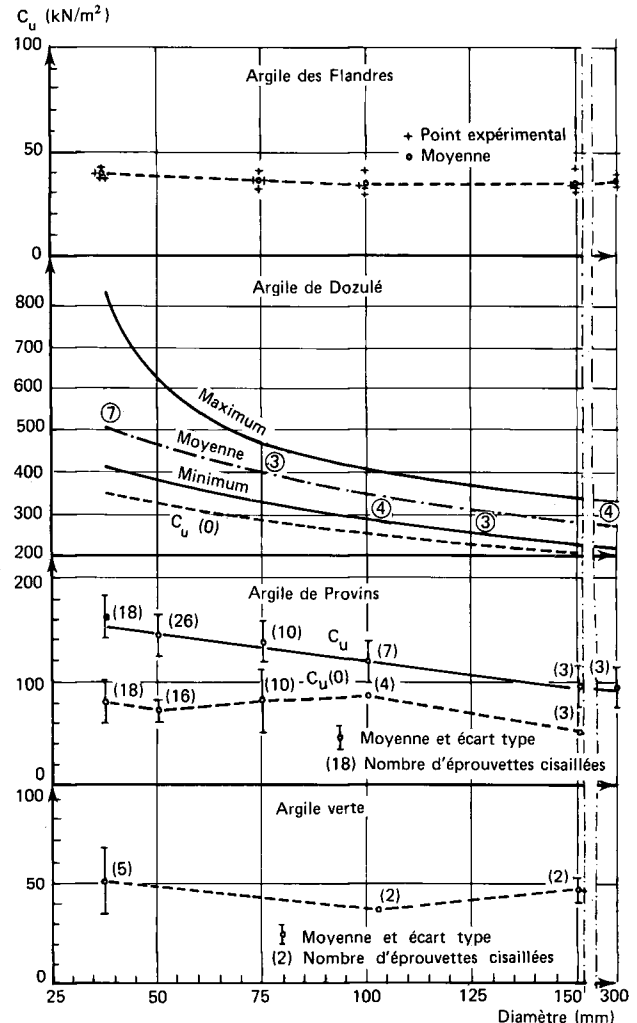


Fig. 23. — Effet du diamètre des éprouvettes sur la valeur de C_u .

Effet de la dimension des éprouvettes

La figure 23 synthétise l'ensemble des résultats obtenus sur éprouvettes de divers diamètres. La vitesse d'essai adoptée pour chaque diamètre satisfaisant à la règle $v\phi=Cte$ sauf pour l'argile de Provins, pour laquelle l'influence de la vitesse est faible et qui a été cisailée à vitesse plus forte que celle donnée par cette règle.

On remarquera ici l'influence notable de ce paramètre, en particulier pour l'argile de Dozulé pour laquelle C_u varie de 48% entre un diamètre de 38 et 150 mm.

La dispersion des valeurs obtenues pour un diamètre donné varie de façon apparemment aléatoire en fonction de la dimension de l'éprouvette (fig. 24). On pouvait penser, a priori, que plus l'éprouvette est grande, plus elle

contient un nombre représentatif de fissures, plus sa résistance au cisaillement tend vers la valeur moyenne mobilisable en place, moins il y a de dispersion sur les résultats (le nombre d'éprouvettes varie en fonction du diamètre).

De même, les valeurs minimales mesurées ne sont pas relatives aux éprouvettes de petit diamètre, alors qu'en principe, plus le diamètre est petit, plus la rupture a de chance de se produire uniquement dans une fissure dans la mesure où l'éprouvette en contient une. Cela tient au fait que les petites éprouvettes fissurées ne sont pas taillables et sont pratiquement éliminées systématiquement des essais.

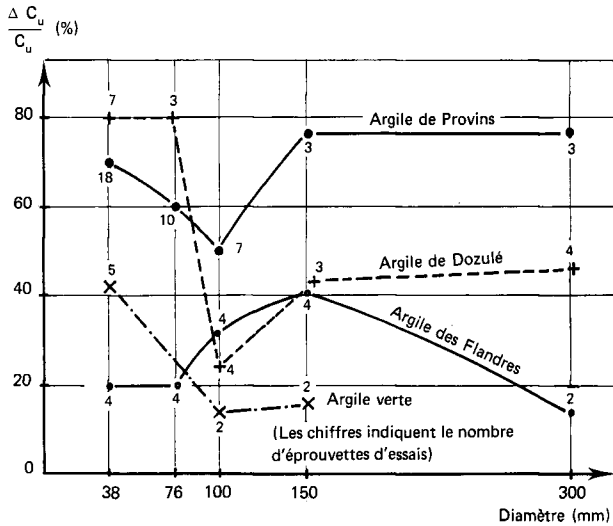


Fig. 24. — Dispersion relative des essais en fonction du diamètre des éprouvettes cisillées.

Mais, la variation de C_u est ici beaucoup plus difficile à rapprocher quantitativement d'un paramètre d'état quelconque du sol que dans le cas de la vitesse d'essai, car elle fait intervenir la nature du réseau de fissures : orientation, dimension, nature du matériau de remplissage. Or, ces fissures sont difficiles à mettre en évidence aux rayons X et, elles sont généralement peu visibles à l'œil nu, du fait de remaniement dû aux manipulations. De plus, il n'est pas toujours possible de déterminer si une éprouvette s'est rompue dans la masse où le long d'une fissure préexistante, ce qui exclut pratiquement de mettre en évidence une résistance propre aux surfaces de fissuration.

Faute de pouvoir quantifier la fissuration avec plus de précision que la description qui en a été faite au paragraphe «description des sols étudiés», on a cherché à l'approcher par un autre essai : la vitesse de propagation d'ondes longitudinales. Cet essai bien connu des mécaniciens des roches permet de mettre en évidence la présence de fissures ouvertes dans un milieu continu, mais ne permet pas non plus d'en déterminer avec précision la configuration. En analysant des éprouvettes de diverses dimensions, on englobe un nombre de fissures plus ou moins important. Ces essais ont l'avantage d'être rapides et non destructifs. La figure 25 donne l'ensemble des résultats obtenus pour ces quatre sols.

Hormis pour l'argile de Provins, les courbes $V_L(\emptyset)$ ont la même allure que les courbes $C_u(\emptyset)$, et les valeurs $\frac{\Delta V_L}{V_L}$ sont du même ordre de grandeur que les valeurs $\frac{\Delta C_u}{C_u}$.

L'exception de l'argile de Provins tient au fait que les fissures (non décelables à la radiographie) sont remplies d'oxyde de manganèse. Le fait d'introduire artificiellement une discontinuité, par prédécoupage d'une éprouvette de ce sol suivant une section plane d'orientation quelconque, fait chuter la vitesse de propagation au tiers de sa valeur initiale. La figure 26 indique les valeurs de V_L en fonction de l'indice des vides e_0 du sol correspondant. Elle met en évidence l'importance de la «porosité de fissure» (cas de l'argile de Provins) sur la «porosité de la masse» (indice des vides).

On peut en déduire la règle simple suivante :

- $V_L < 500$ m/s : fissuration dense,
- 500 m/s $< V_L < 1000$ m/s : fissuration lâche,
- 1500 m/s $< V_L$: pas de fissures ou fissures remplies.

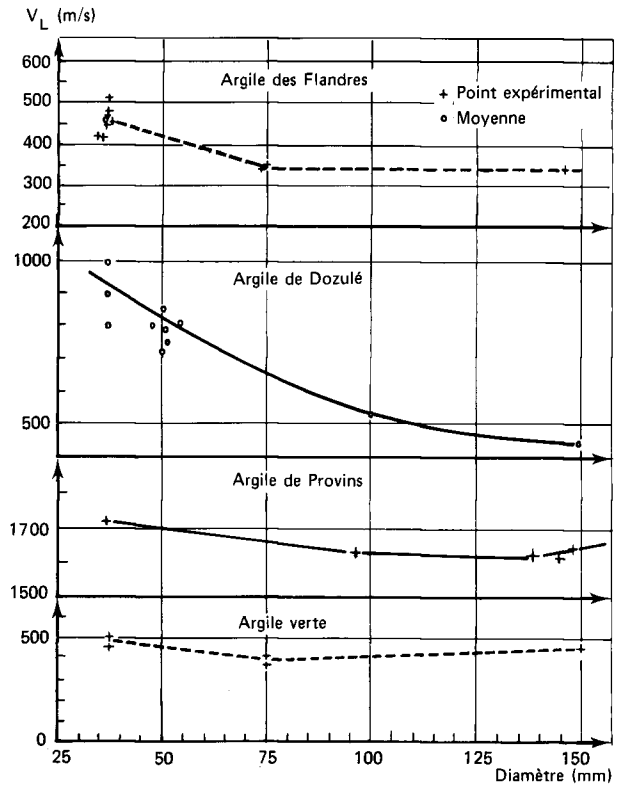


Fig. 25. — Vitesse de propagation d'ondes longitudinales, fonction de la taille des éprouvettes.

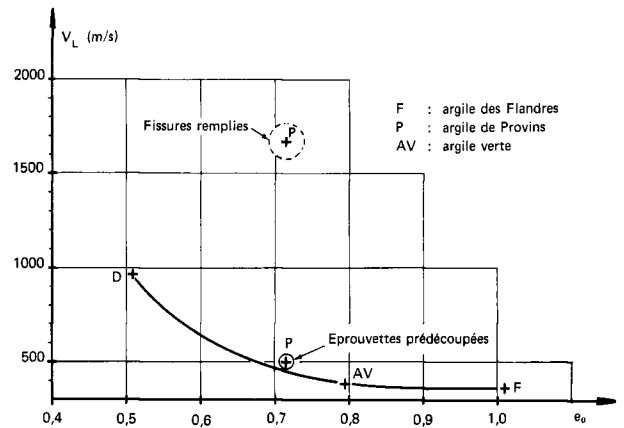


Fig. 26. — Effet de la compacité sur la vitesse de propagation d'ondes longitudinales.

Entre 1000 et 1500 m/s, nous n'avons aucun point expérimental qui permette de définir les caractéristiques de fissuration dans ce domaine.

Sur la figure 27, on a reporté les valeurs de $\frac{\Delta C_u}{C_u}$ en fonction de $\frac{\Delta V_L}{V_L}$ pour l'effet de la dimension ainsi que l'effet d'anisotropie (cf. § suivant).

Excepté pour le cas de l'argile de Provins, caractérisée par $V_L > 1500$ m/s, la variation relative de vitesse du son constitue une borne supérieure de la variation de résistance au cisaillement. On peut les rapprocher par la relation :

$$\frac{\Delta C_u}{C_u} = 0,76 \cdot \frac{\Delta V_L}{V_L}$$

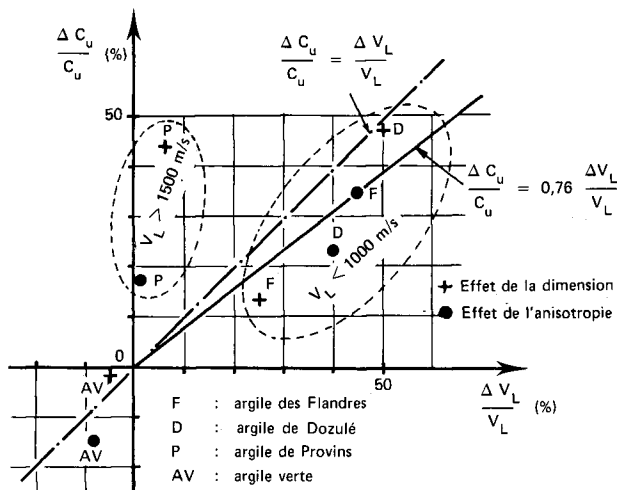


Fig. 27. — Corrélation entre la variation de résistance au cisaillement mesurée et la vitesse de propagation des ondes longitudinales.

Cela peut permettre d'accéder aisément aux variations de C_u dans le cas de sols à fissures ouvertes [lâches ou denses] ($V_L < 1000$ m/s).

Dans l'ensemble, on ne constate plus de variation appréciable de C_u au-delà de 150 mm de diamètre que l'on peut considérer comme une valeur représentative pour les sols étudiés.

Mesure de l'anisotropie du sol

Elle a été faite par cisaillement d'éprouvettes taillées dans les carottes en gros diamètres, avec diverses inclinaisons spatiales variant de $i = 0^\circ$ (éprouvettes verticales) à $i = 90^\circ$ (éprouvettes horizontales) dont certaines, $i = 0$ et $i = 0,90$, ont aussi été cisailées en striction. Les résultats sont présentés figure 28.

Dans l'ensemble, l'anisotropie apporte un accroissement de résistance au cisaillement lorsque l'inclinaison des éprouvettes augmente. Cela se conçoit dans la mesure où l'orientation générale de la texture étant subhorizontale, les mouvements relatifs des particules le long de la surface de rupture nécessitent une énergie plus importante dans le sens de la compression horizontale (tendance à l'enchevêtrement) que dans le sens de la compression verticale (fig. 29).

La tendance est contraire dans l'essai de striction puisque le sens relatif du mouvement des particules est inversé par rapport à l'essai de compression. Cependant les valeurs extrêmes (compression horizontale — striction verticale, compression verticale — striction horizontale) ne sont pas égales.

La dispersion des résultats rend très difficile la quantification de l'effet d'anisotropie. De plus, la tendance n'est pas systématique puisque l'argile verte voit sa cohésion décroître avec l'orientation des éprouvettes. Le fait qu'elle est constituée de microblocs, susceptibles de se fissurer verticalement, comme l'a indiqué la radiographie est peut-être un des facteurs de ce phénomène.

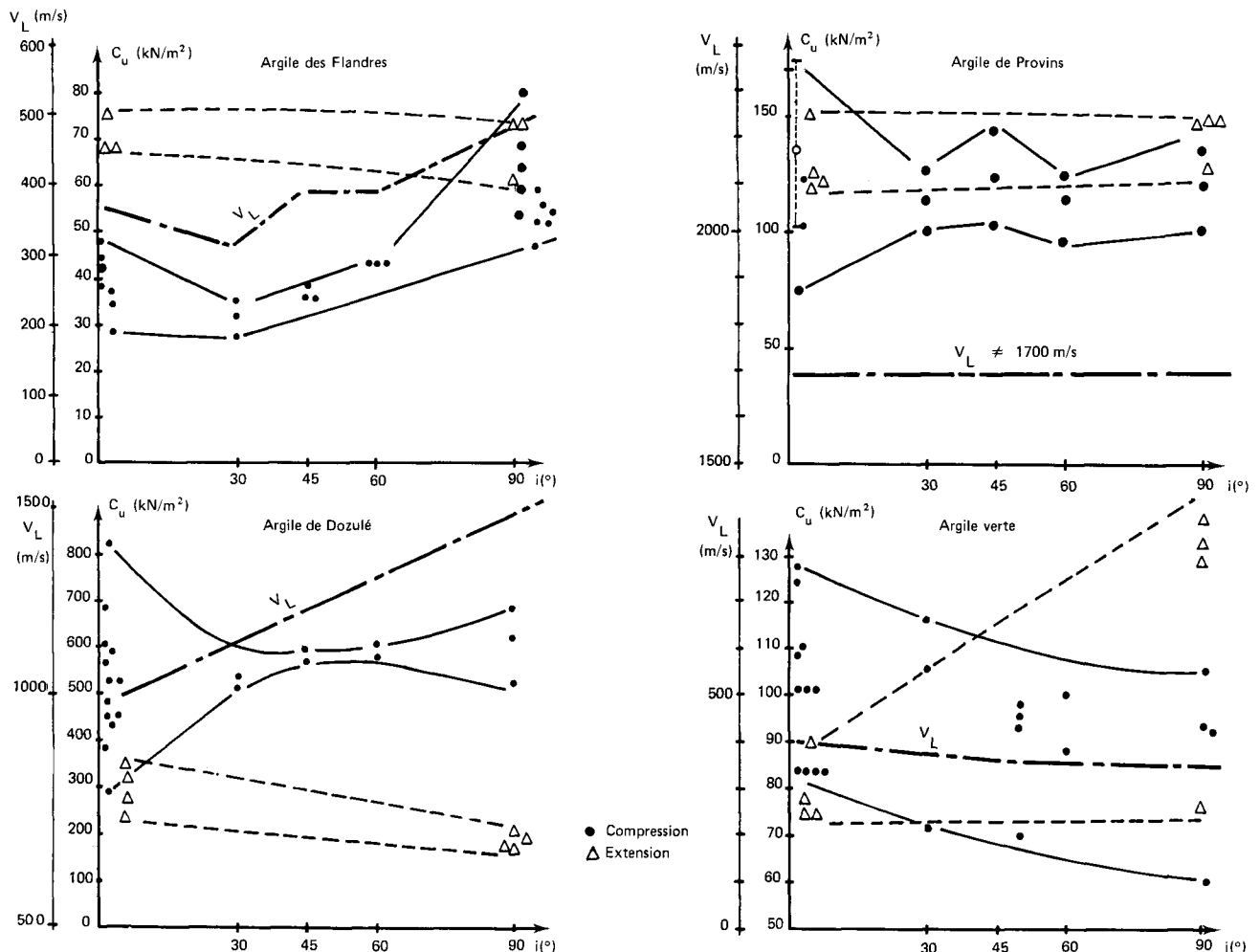


Fig. 28. — Effet de l'anisotropie sur la résistance au cisaillement non drainée.

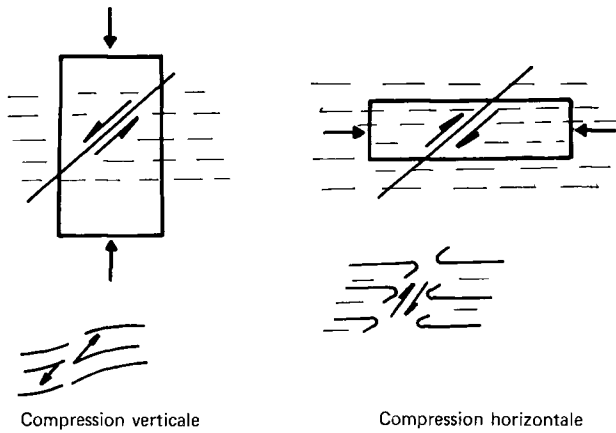


Fig. 29. — Mouvement relatif des particules selon le sens de cisaillement et l'orientation initiale des particules.

Compte tenu des remarques déjà faites sur l'application possible de cet essai, la mesure de la vitesse du son peut là encore compléter l'information puisque les variations sont semblables à celles de la résistance en compression (fig. 28). La corrélation $\frac{\Delta V_L}{V_L}, \frac{\Delta C_u}{C_u}$ a été reportée sur le graphique de la figure 27; elle est analogue à celle de l'effet de vitesse.

L'influence de la texture intervient vraisemblablement à deux niveaux :

- microscopique : orientation des particules,
- macroscopique : litage sédimentation-fissuration orientée.

En effet, l'argile des Flandres est litée, mais sa texture est alvéolaire, isotrope. Elle présente une anisotropie de C_u relativement importante (30% environ).

La fissuration de l'argile de Provins est aléatoire, mais sa texture est orientée. Elle présente aussi un effet d'anisotropie, mais moindre.

Les deux effets peuvent se compenser puisque l'argile de Dozulé orientée tant en fissures qu'en texture, ne présente pas une anisotropie particulièrement importante par rapport aux autres.

Il est très délicat par ailleurs de mettre en évidence le réseau de fissuration en place à partir des éprouvettes d'essai du fait de la difficulté de repérage géométrique, dans l'espace, de l'une par rapport à l'autre, après rupture.

Caractéristiques intrinsèques e' , φ'

Elles ont été mesurées par essais triaxiaux consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle à la base de l'éprouvette. Seuls l'effet de dimension et l'effet d'anisotropie ont été étudiés, car l'effet de vitesse d'essai se rapproche en fait plus d'un effet de fluage à long terme qui sortait du cadre de cette étude.

Les temps de consolidation nécessaires, deux mois environ pour les éprouvettes de 150 mm de diamètre, limitent le nombre de résultats de cette étude.

Il faut noter que le fait de « reconsolider » les éprouvettes, efface en partie l'histoire du sol dans la mesure où les gonflements importants constatés lors de la consolidation, provoquent la rupture partielle des liens de diagénèse. L'effet mesuré en laboratoire est donc a priori moindre qu'en place.

Effet de dimension

Les vitesses de cisaillement ont été choisies de façon à respecter la règle des gradients hydrauliques.

La figure 30 donne les diagrammes de Mohr pour différents diamètres.

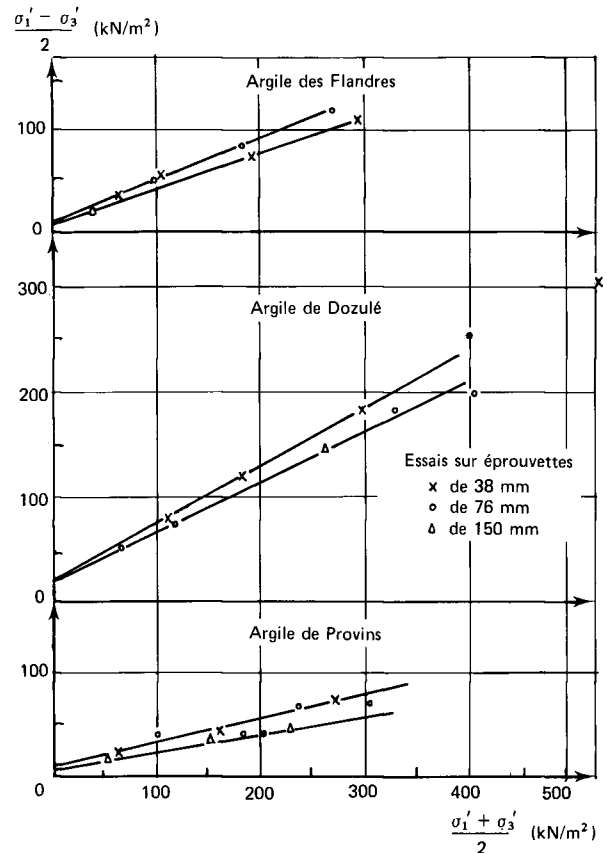


Fig. 30. — Diagramme p - q des essais CU + U sur éprouvettes d'inclinaison variable.

Quatre remarques sont à faire.

1. L'argile des Flandres, à texture lâche, montre peu de dispersion par série d'essai, mais présente une hétérogénéité importante en fonction de la profondeur de prélèvement, c'est-à-dire de sa plasticité.
2. Les deux argiles (Dozulé, Provins) présentent une forte hétérogénéité de résultats, qui masque complètement l'effet d'échelle.
3. La fraction argileuse est un paramètre fondamental de frottement. L'argile de Provins, 95% < 2 μ , possède la plus faible valeur de l'angle de frottement (10° environ), alors qu'elle ne contient que de la kaolinite. A fraction argileuse égale, Dozulé et Flandres (60% < 2 μ), la composition minéralogique intervient. La présence de montmorillonite est alors un élément défavorable (fig. 31).
4. Les cohésions mesurées sont relativement fortes (10 à 20 kN/m²), mais l'on sait qu'en place, la rupture progressive, ne permet pas de tenir compte de telles valeurs dans les calculs classiques à la rupture.

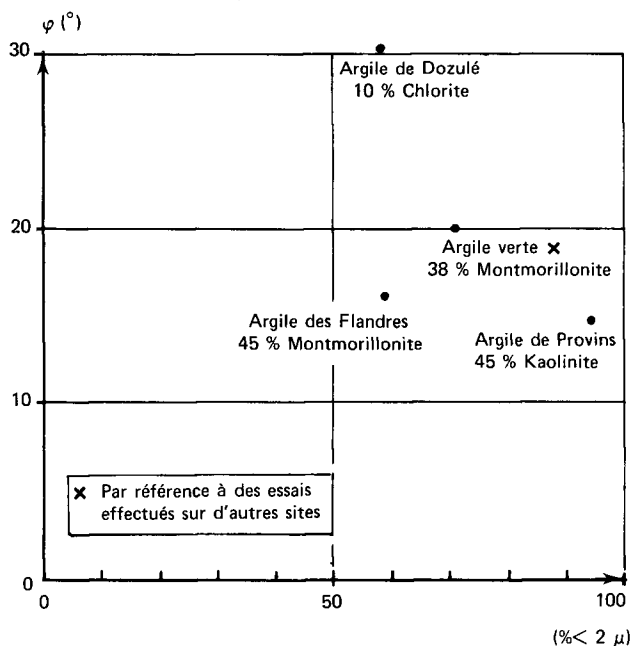


Fig. 31. — Influence de la fraction argileuse sur l'angle de frottement mesuré.

Effet de l'anisotropie

Le tableau VII présente les résultats obtenus pour c' , φ' en fonction de l'inclinaison des éprouvettes cisailées (4 éprouvettes par série).

TABLEAU VII

i (°)	Argile des Flandres		Argile de Dozulé		Argile de Provins	
	c' (kN/m ²)	φ' (°)	c' (kN/m ²)	φ' (°)	c' (kN/m ²)	φ' (°)
0	14	16	17	30	8	14
30	14	16	20	32	10	13
45	11	17	26	28	17	12
60	24	14	32	30	10	13
90	17	20	10	30	8	13

L'influence de l'orientation est faible pour les deux sols compacts, à forte énergie récupérable (Dozulé, Provins) ce qui confirmerait le fait que la consolidation en laboratoire efface l'histoire du sol. L'anisotropie de résistance au cisaillement non drainée était de 24 et 17% respectivement.

L'argile des Flandres en revanche montre une évolution discontinue de l'angle de frottement, qui laisse supposer que le sol est peu remanié par l'essai ($\frac{\Delta C_u}{C_u} = 35\%$ pour le sol) et que le litage joue un rôle vis-à-vis de la résistance au cisaillement intrinsèque.

De ce point de vue, l'essai consolidé non drainé tel qu'il a été pratiqué ne semble pas être adapté à la détermination de l'anisotropie mécanique intrinsèque. Il faudrait envisager une consolidation sans gonflement préalable ce qui poserait alors des problèmes de saturation des échantillons.

CONCLUSION

L'ambition initiale de ces essais était de déterminer des coefficients correcteurs en fonction de certains paramètres caractéristiques des sols rencontrés. On rappelle dans le tableau VIII les résultats obtenus sur les sols analysés. On peut retenir les valeurs suivantes relatives aux valeurs moyennes de la résistance au cisaillement non drainée (tableau IX).

TABLEAU IX

Sols	Effet de la vitesse (%)	Effet de la dimension (%)	Effet de l'anisotropie (%)
Argile des Flandres	+ 15	- 14	+ 35
Argile de Dozulé	- 35	- 48	+ 24
Argile de Provins	- 12	- 44	+ 17
Argile verte	0	0	- 15

On s'est en fait heurté à un certain nombre de problèmes inhérents aux essais de sols en laboratoire :

- forte dispersion des résultats,
- grande influence du mode opératoire sur les valeurs mesurées.

De plus, la quantification de l'état de texture du sol est encore très difficile, malgré l'utilisation de moyens d'investigation puissants tels que le microscope électronique à balayage.

Les deux éléments suivants sont cependant à retenir en conclusion :

1. La résistance au cisaillement non drainée est d'autant plus sensible à la vitesse d'essai que le sol est plus compact et contient plus d'énergie de déformation récupérable. Cette énergie peut être mise en évidence par des essais de gonflement à l'œdomètre. Il est rassurant de penser que, dans ce cas, une erreur d'appréciation en laboratoire n'est pas dramatique, dans la mesure où on a affaire alors à des sols résistants, ne posant pas de problèmes de stabilité à court terme.

Le mécanisme de rupture, dans l'échantillon, fait intervenir la nature de la texture, et l'on peut, dans certain cas de texture lâche, constater une rigidification du sol lorsqu'il est cisailé à faible vitesse.

Il semble, en tout état de cause, intéressant de contrôler cet effet en complétant les essais classiques, par des essais à temps de rupture de l'ordre de la journée. On peut envisager de chercher un test plus simple en réalisant des essais de fluage-relaxation à partir d'un état proche de la rupture. Ces essais développés par ailleurs (cf. article de H. Josseume, Y. Meimon et P. Lozac'h, dans cet ouvrage) ont donné satisfaction.

Les effets de dimension et d'anisotropie, font apparaître le rôle joué par le matériau de remplissage de fissures. L'essai de vitesse du sol est alors un test intéressant pour obtenir rapidement un ordre de grandeur de cet effet. Les diamètres représentatifs des matériaux étudiés sont de l'ordre de 150 mm.

2. La mise en évidence d'effet d'échelle ou d'anisotropie sur la résistance au cisaillement intrinsèque est beaucoup plus aléatoire, car la phase de « reconsolidation » du sol,

TABLEAU VIII

Synthèse des résultats obtenus

		Argile de Flandres (yprésien) Éocène	Argile de Dozulé (callovo-oxfordien) Malm	Argile de Provins (sparnacien) Éocène	Argile verte (sanoisien) Oligocène		
Identifications	w (%)	35	19	28	32		
	γ (kN/m ³)	18,6	21,3	19,5	18,1		
	γ_d (kN/m ³)	13,7	17,8	15,5	14,2		
	w _L (%)	82	48	89	93		
	I _P (%)	48	27	55	47		
	e _s	1,01	0,51	0,72	0,79		
	C _c	0,29	0,11	0,19	0,18		
	σ'_c (kN/m ²)	180	3 000	2 000	200		
	σ'_g (kN/m ²)	37	233	544	79		
	$\frac{\Delta h}{h}$ (%)	8	26	33	18		
	% < 2 μ (%)	60	57	95	71		
	CaCO ₃ (%)	0,2	15	0	12		
	Minéralogie	Montmorillonite (%)	75-45(*)	17-9,7 chlorite		53-38	
Illite (%)		18-10,8	0		47-33		
Kaolinite (%)		7-4,2	100-95		0-0		
(Quarto-feldspath) + divers (%)		feldspath + pyrite + gypse			gypse		
Essais triaxiaux UU C _u (kN/m ²)	Vitesse d'essai	C _u mesuré à 500 μ /mn sur \varnothing 38 mm	40	650	160	100	
		$\frac{\Delta C_u}{C_u}$ max	+15	-35	-12	ϵ	
		$\frac{C_u(10t) - C_u(t)}{C_u(t)}$	+5	-18	-4	ϵ	
	Diamètre des éprouvettes	C _u mesuré à 60 μ /mn sur \varnothing 300 mm	35	260	92	—	
		$\frac{C_u(150\text{ mm}) - C_u(38\text{ mm})}{C_u(38\text{ mm})}$	-14	-48	-44	ϵ	
		\varnothing représentatif (mm)	100	150	150	38	
	Anisotropie	C _u (v) sur éprouvettes verticales	34	480	100	100	
		C _u (h) sur éprouvettes horizontales	46	600	117	85	
		$\frac{C_u(h) - C_u(v)}{C_u(v)}$	+35	+24	+17	-15	
	Extension	C _u sur éprouvettes verticales	71	270	118	79	
		C _u sur éprouvettes horizontales	69	180	150	133	
		$\frac{C_u(h) + C_u(v)}{C_u(v)}$	ϵ	-33	+27	+68	
	Essais triaxiaux CU avec mesure de μ	Dimension	φ_0 sur ép. verticales (38 mm)	16	30	14	—
			$\frac{\varphi_{100\text{ mm}} - \varphi_{38\text{ mm}}}{\varphi_{38\text{ mm}}}$	ϵ	dispersion trop forte	ϵ	—
			\varnothing représentatif (mm)	76	76	76	—
Anisotropie		φ_{90}^0	20	30	13	—	
		$\frac{\varphi_{90} - \varphi_0}{\varphi_0}$	+28	ϵ	ϵ	—	
Vitesse du son	Dimension	V ₀ (m/s)	370	970	1700	390	
		$\frac{\Delta V}{V}$ (%)	-25	-40	-6	-5	
		\varnothing représentatif (mm)	75	150	38	38	
	Anisotropie	V ₉₀ (m/s)	520	1500	1700	360	
		$\frac{\Delta V}{V}$ (%)	+44	+50	0	-8	
Texture		Floconneuse agrégats, lâche	Isotrope, polyphasée compacte	Isotrope, monophasée compacte	Micro-blocs, isotropes compacts, monophasés		
Fissuration		Litages subhorizontaux	Conchoïdale centimétrique	Invisible Rx centimétrique remplie d'oxydes de Mn	Subhorizontale + verticale		

efface en fait l'histoire du matériau, donc une partie de ces paramètres d'état. De plus, les essais étant beaucoup plus longs leur nombre est fatalement limité. L'hétérogénéité des résultats obtenus masque en grande partie ces phénomènes que l'on cherche à mettre en évidence. On a cependant intérêt à travailler en « gros diamètre » (150 mm) lorsque l'on peut prélever des échantillons de cette taille. Le remaniement dû à la préparation est moindre, dans la mesure où l'échantillon peut être mis

dans la cellule sans calibrage important. Il semble alors plus intéressant d'avoir une bonne connaissance de la composition minéralogique du matériau pour en imaginer le comportement en place, que de multiplier des essais, parfois délicats à réaliser, dont les résultats risquent d'être trop dispersés pour pouvoir être exploités avec profit. De plus, la rupture progressive, phénomène essentiel dans le développement des ruptures à long terme, ne se développe pas dans ce type d'essai.

BIBLIOGRAPHIE

BIENIAWSKI, *Mechanism of brittle fracture of rock*, Conf. for Sc. and Ind. Research, Pretoria, South Africa (1967).

CASAGRANDE A., WILSON S. D., Effect of rate loading on strength of clays and clay shales at constant water content, *Geotechnique*, vol. II (1950), p. 251-253.

JOSSEAUME H., Étude de la pression interstitielle, *Rapport de recherche LPC*, 14 (1971), 88 p.

SKEMPTON A. W., HUTCHINSON J. N., *La stabilité des talus naturels et des fondations de remblai. Volume sur l'état actuel des connaissances*, 7^e Congrès international de mécanique des sols, Mexico (1969).

UNG SENG Y., *Influence des paramètres d'essai sur la mesure de la résistance au cisaillement des argiles raides*, Thèse de docteur-ingénieur, Université de Paris VI, Paris (1975).

Classification des différentes textures de roches argileuses et marneuses en relation avec leur comportement

A. LE ROUX
Docteur en géologie
Département de géotechnique
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

Une roche est généralement caractérisée d'une part, par la nature des minéraux qui la constituent (leur connaissance fait l'objet de l'analyse qualitative) d'autre part, par l'importance relative de chacune des espèces minérales présentes (ce volet constitue l'analyse minéralogique quantitative).

Dans le cas des roches sédimentaires et plus précisément des argiles et des marnes, la détermination des minéraux présents fait appel à des techniques déjà anciennes. Ces techniques ont été abondamment décrites dans divers ouvrages (S. Caillère et S. Hénin et A. Vatan, 1967) il n'est pas utile d'y revenir ici.

L'analyse qualitative, pour intéressante qu'elle soit, n'est cependant pas d'un grand secours pour le mécanicien des sols. Les matériaux naturels sont le plus généralement constitués d'un mélange où les principales espèces argileuses sont présentes. Avec l'analyse minéralogique quantitative, un nouveau pas en avant vers une meilleure connaissance des sols, était franchi [I. Voïnovitch (1972), S. Amar, A. Le Roux et G. Pilot (1969-70)]. Malgré son importance, ce travail ne pouvait constituer qu'une première étape. Au fil des études, il apparaissait de plus en plus nettement que, s'il existe bien une liaison étroite entre la composition minéralogique et les caractéristiques mécaniques, un autre paramètre influait sur le comportement des sols. A cet égard, l'exemple des marnes de Lodève (A. Le Roux, 1971) est significatif. Les formations marneuses de Lodève d'âge triasique apparaissent comme des couches raides, rouges et vertes. A l'occasion des travaux de terrassement de la déviation de la RN 109, un glissement important a affecté ces formations. L'analyse minéralogique a conclu à la présence de montmorillonites mais en quantité très faible (voisine de la limite de détection en diffraction des RX). Les observations en microscopie électronique (à transmission, à balayage) ont montré que la position privilégiée en amandes de ces montmorillonites expliquait le débit en esquilles du matériau. Ce paramètre, qui est un des éléments moteur du comportement, est la texture.

QUELQUES DÉFINITIONS

Une certaine ambiguïté existe entre les termes structure et texture. Dans une publication précédente, nous avons donné de la texture la définition suivante :

— on appelle texture l'arrangement spatial des minéraux d'une roche ou d'un sol (sol est pris ici au sens de la mécanique des sols; il s'agit en fait de roches sédimentaires meubles, argileuses ou marneuses, nous utiliserons indifféremment l'un ou l'autre des termes).

Cette définition apparaît un peu sommaire. Il est indispensable de la compléter (R. Brousse, 1967).

La texture : elle désigne la forme, la dimension et la disposition d'un certain nombre de minéraux naturellement groupés en une population au sein de la roche. Exemple, la texture feutrée des niveaux argileux du calcaire de Saint-Ouen (fig. 1).

L'habitus : il définit la forme et la disposition d'un « cristal » ou d'un représentant d'une espèce minérale, pris isolément et considéré pour lui-même dans ses rapports avec ses voisins immédiats. Exemples, la tridymite de basse température que l'on rencontre dans la gaize de l'Argonne a un habitus sphéro radié (fig. 2), la sépiolite du calcaire de Saint-Ouen a une structure aciculaire (fig. 3). On conservera au terme structure le sens qu'il a en cristallographie.

La texture se définit comme ci-dessus à partir des caractéristiques suivantes :

- le degré de cristallinité,
- la forme et la dimension des constituants,
- l'homogénéité de la taille des constituants,
- l'homogénéité du matériau (orienté ou non),
- la présence ou l'absence de liaison entre minéraux voisins,
- la présence et l'orientation des vides et des fissures (continuité du matériau).

Cette simple énumération montre l'importance du travail à effectuer pour pouvoir décrire et caractériser la texture.

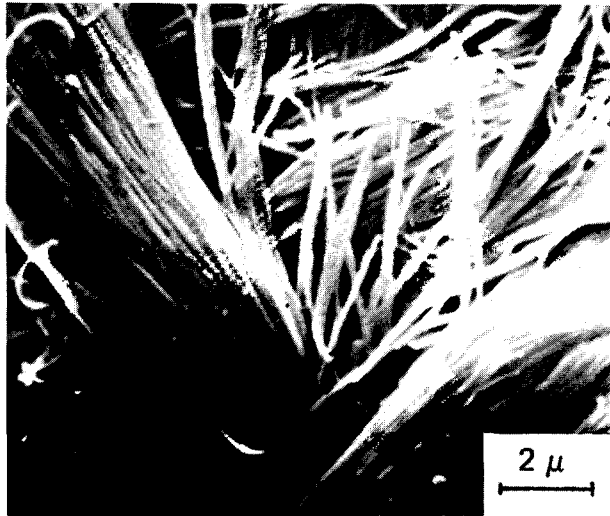


Fig. 1. — Exemple de texture « feutrée » des niveaux argileux de Saint-Ouen. Ce niveau a une épaisseur de 10 cm environ. Il est intercalé entre des bancs marneux.

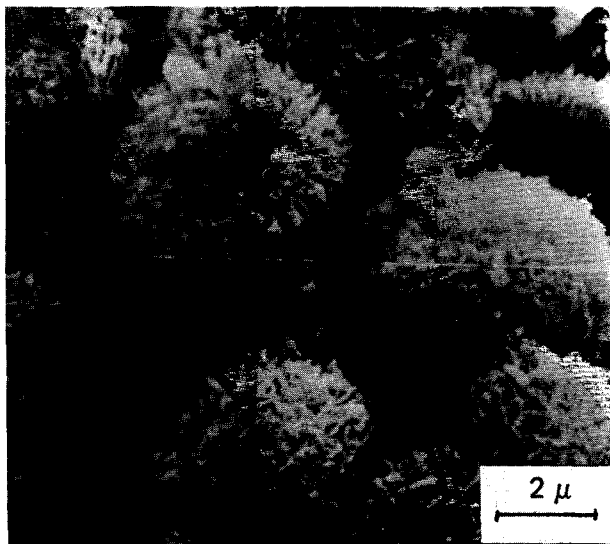


Fig. 2. — Formation de trydimite sphéro-radiée provenant des gaizes de l'Argonne. On rencontre les phérules disséminés dans le matériau et localement concentrés près des spicules de spongiaires.

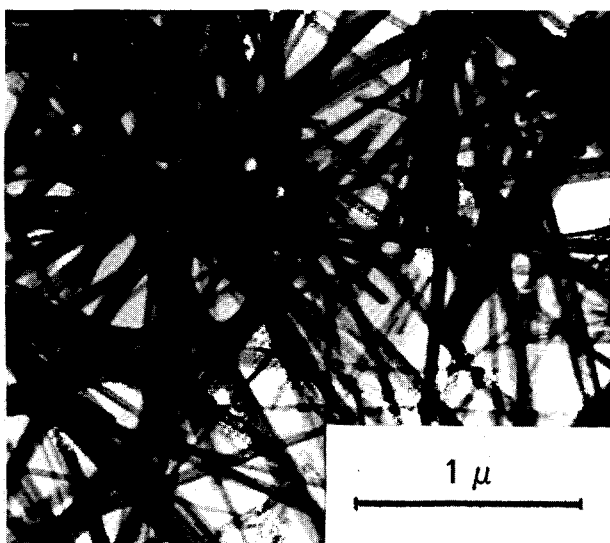


Fig. 3. — Sépiolite provenant du niveau argileux représenté à la figure 1. L'argile a été dispersée par agitation prolongée dans de l'eau (photo au microscope électronique à transmission).

MISE EN ÉVIDENCE DES TEXTURES MÉTHODES D'ÉTUDES ET IMPORTANCE DES TEXTURES

L'importance de la texture a été reconnue depuis longtemps pour les matériaux rocheux. La méthode d'étude de cette texture est le microscope optique polarisant ou non. On différencie ainsi les matériaux :

— *par la cristallinité*. Nous avons par exemple une roche holocristalline où tous les constituants sont cristallisés, et une roche hémicristalline dont une partie des constituants apparaît sous forme non cristallisée (vitreuse ou amorphe) ;

— *par la taille des éléments*. On distingue par exemple les pegmatites (texture pegmatitique), les granites (texture grenue) et les microgranites (texture microgrenue). Si quelques cristaux sont plus grands que les autres (phénocristaux), on parlera de texture porphyrique. Si tous ont la même taille, la texture sera aphyrique ;

— *par la disposition, l'arrangement spatial* : exemple le granite (texture grenue homogène) et le gneiss (texture grenue rubannée ou litée) ;

— *par l'abondance des liaisons entre minéraux*, exemple : grès (liaison des grains par un ciment intergranulaire) et quartzite (liaisons cristal-cristal sans phase intergranulaire) ;

— *par la continuité du milieu* : porosité, fissuration, masse volumique.

Ces textures ont une influence directe sur le comportement. Le tableau I montre les différences de propriétés mécaniques pour des compositions minéralogiques voisines.

Ces constatations faites sur les roches montrent l'importance du paramètre texture sur les propriétés mécaniques. Il apparaît tout à fait naturel de penser qu'il en est de même pour des matériaux comme les sols.

Les méthodes d'études ne sont pas intégralement transposables des roches aux sols. L'étude de la lame mince qui était l'outil de base pour les roches voit ses possibilités considérablement réduites, dans le cas des argiles et des marnes (l'association marnes-argiles qui est faite ici n'implique pas un classement des marnes dans les sols au sens des mécaniciens des sols). Du fait même de la taille des minéraux, la connaissance des textures ne pouvait être abordée efficacement qu'après l'apparition de la microscopie électronique.

MÉTHODES D'ÉTUDES

Nous distinguerons deux groupes de méthodes directes et indirectes. Les méthodes d'observation ou encore méthodes directes sont basées sur une visualisation des textures. L'image obtenue renferme de nombreux renseignements qu'il est souvent difficile d'exploiter pleinement. Aussi est-il nécessaire d'avoir recours à des méthodes indirectes qui permettent l'accès à chacun des termes de la texture.

Méthodes d'observation ou méthodes directes

MICROSCOPIE OPTIQUE (pour mémoire)

L'étude des sols au microscope optique nécessite une imprégnation préalable à la confection des lames minces.

TABLEAU I

Roches	Textures	Caractéristiques texturales				Caractéristiques mécaniques	
		d_{\max} des cristaux (mm)	Porosité n (%)	Masse volumique apparente γ_a (kN/m ³)	IQ (%) **	(10 ⁶ N/m ²) σ_c	(10 ⁶ N/m ²) σ_t
Granite* (Senones)	Grenue- grossier	12	0,8	26,7	85	160	12,8
Granite (Saulxures)	Grenue- moyen	6			≈ 85	210	≈ 20
Aplite (Senones)	Grenue - fin	2,5			≈ 85	300	≈ 30
Gneiss	Orientée		1,1	26,3	30 à 35 %	120	11,5
Calcaire (Givet)	Massif, grain fin	0,4	0,8	27,1	80	120	8,0
Calcaire (Mosset)	Massif, gros cristaux grenue	3	0,37	27,0	87	600	4,0

*Thèse de R. Houpert, Nancy (1973).

**C. TOURENQ ET D. FOURMAINTRAUX, Contribution de la pétrographie à l'étude des propriétés physiques et mécaniques des roches, *Bull. liaison Labo. P et Ch.*, 50 (janv.-févr. 1971), p. 157-163.

Cette imprégnation peut être réalisée soit au carbowax (Mitchell, 1956), soit avec de la collophane (Larionov) soit encore avec toutes autres substances capables de pénétrer facilement dans le matériau. Les échantillons sciés à sec sont imprégnés, collés sur une lame porte-objet et amenés à une épaisseur voisine de 30 μ . Encore que cette limite difficile à atteindre en l'absence de possibilité de contrôle (basée sur la teinte des sections de quartz en lumière polarisée, analysée) ne soit pas impérative.

Les figures 4, 5, 6 sont des vues prises au microscope photonique à partir d'une argile sableuse observée en lumière polarisée.

La figure 4 montre l'aspect général du matériau. Il se présente comme une alternance de lits à dominante argileuse intercalés entre les couches plus sableuses. L'épaisseur des lits est de l'ordre du millimètre.

Les grains de quartz (20 à 50 μ) apparaissent bien visibles sur les photographies. Certains montrent même une orientation soulignée par la présence de micacés. Quelques grains apparaissent entourés de phyllites, l'ensemble formant une sorte d'agrégat de grande taille.

La présence de fissures et leur orientation apparaît également très bien dans ce type de préparation (fig. 5).

Les informations que l'on obtient avec cette méthode permettent de faire la transition entre l'observation à l'œil nu et l'observation au microscope électronique à balayage.

Le rôle du microscope optique est d'assurer la transition entre l'observation à l'œil nu et l'observation au microscope électronique. C'est-à-dire entre la macrotexture et l'ultra microtexture. Il permet de mettre en évidence l'orientation des particules, l'existence de microfissures et leurs orientations, la présence de microagrégats (fig. 4).

MICROSCOPIE ÉLECTRONIQUE

Microscopie électronique à transmission (MET)

Le microscope électronique à transmission peut être uti-

lisé pour l'étude des textures. Toutefois, son utilisation implique une préparation de l'échantillon et le recours à des techniques annexes comme :

1. — la méthode des répliques (C. Cador, 1970, C. Tourenq, 1969) qui donne une idée de l'aspect de surface des matériaux et des rapports qui existent entre minéraux voisins;

2. — la méthode des coupes ultra-minces (J. P. Eberhart, 1973. A. Le Roux et D. Guignard, 1975). Cette méthode très prometteuse en est à ses débuts. Les difficultés pour obtenir dans une roche une coupe d'épaisseur voisine de 500 Å sont très nombreuses et loin d'être toutes résolues. Le manque de cohésion nécessite là aussi une imprégnation préalable de l'échantillon. Elle doit être réalisée avec une résine adaptée au matériau. La dureté de certains minéraux, quartz par exemple, nécessite l'utilisation de couteaux de diamant coûteux. Malgré les difficultés, il semble que cette méthode ouvre une voie d'accès intéressante à la compréhension de la texture des roches argileuses.

3. — la cryodessiccation qui permet l'observation de matériaux ayant conservé leur texture initiale (A. Le Roux et F. Ottmann, 1971).

Microscopie électronique à balayage (MEB)

C'est le moyen le plus facile d'accéder à la connaissance des textures. Il est largement utilisé par tous les laboratoires qui se préoccupent de sols.

Méthodes indirectes

Nous nous contenterons de les citer sans entrer dans le détail des manipulations. Certaines, comme la mesure de la susceptibilité magnétique, ne sont pas utilisées au LCPC.

La diffraction des rayons X

Cette méthode permet de déterminer le degré de cristallinité des minéraux qui, comme nous l'avons vu est un des



Fig. 4. — Au sein d'une texture litée se reconnaissent des microagrégats de taille variable, mais largement supérieure à $100\ \mu$.

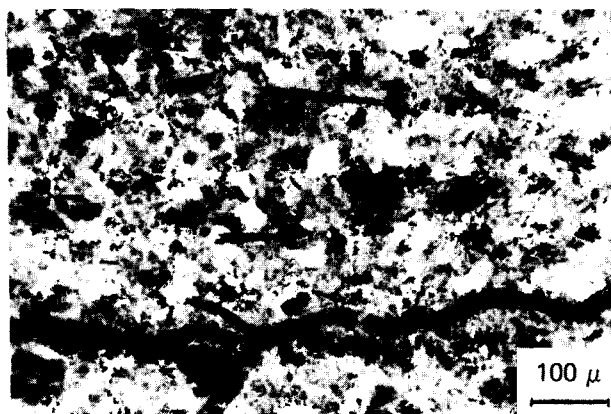


Fig. 5.

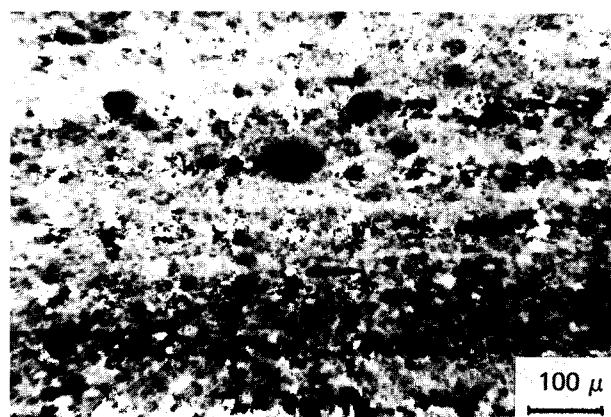


Fig. 6.

Fig. 5 et 6. — L'existence de fissures et de particules micacées de grande dimension confèrent à l'échantillon une orientation bien marquée. Cette orientation est cependant liée à l'échelle d'observation. Il est possible en effet qu'au sein des microagrégats les éléments argileux ne montrent aucune orientation.

facteurs de texture. Elle permet également de mettre en évidence l'orientation des particules argileuses et de chiffrer cette orientation (c'est une méthode intéressante mais elle nécessite un appareillage spécifique et une platine goniométrique).

Susceptibilité magnétique

C'est une méthode très intéressante utilisée par les chercheurs de l'Université de Moscou. Elle présente l'avantage de travailler sur des matériaux à leur teneur en eau naturelle. Elle renseigne sur le degré d'orientation des minéraux de la roche*.

Vitesse du son

Très facile à mettre en œuvre, cette méthode, par ailleurs très rapide, donne une idée de l'importance des contacts entre particules et de la continuité du matériau.

Pour mémoire, nous citerons l'analyse granulométrique, la mesure des surfaces spécifiques et l'indice des vides. Nous voyons que chacune de ces méthodes atteint et met en évidence un des paramètres de la texture. Les méthodes d'observation, qui permettent de visualiser les textures apparaissent de ce fait comme le support indispensable à toutes interprétations de leur rôle.

On doit distinguer schématiquement deux groupes au sein desquels l'influence de la texture n'aura pas la même importance.

Premier groupe : matériaux où domine la fraction argileuse, ce sont essentiellement les argiles, les vases.

Deuxième groupe : matériaux où la fraction argileuse, bien que présente, ne constitue pas la phase dominante. Dans cette catégorie, nous trouverons une grande partie des marnes au sens où nous les avons définies dans une publication précédente (D. Delahaye et A. Le Roux, 1975), les grès argileux et d'une façon générale toutes les roches susceptibles de voir leur comportement évoluer sous l'action des facteurs climatiques, hydrauliques et hydrogéologiques.

Pour les matériaux du premier groupe, il semble que le paramètre prépondérant du comportement soit la minéralogie, la texture n'ayant qu'un rôle de second ordre.

Les matériaux du deuxième groupe sont ceux dans lesquels les désordres sont le plus fréquent. Leur aspect les désigne comme de bons matériaux mais, hélas, leur comportement en remblais ou en talus se révèle bien souvent mauvais. L'analyse minéralogique ne met pas toujours en évidence la présence d'argiles nocives. Les textures apparaissent donc comme un élément déterminant du comportement.

DIFFÉRENTS TYPES DE TEXTURES

Nous avons vu que les textures se définissent à l'aide de six facteurs principaux. Mais, plus simplement, en combinant les facteurs accessibles au microscope, nous pouvons définir trois classes principales :

- texture homogène,
- texture orientée,
- texture floconneuse ou en micro-agrégat.

Dans chacune, il existe des variations de détail qui permettent de définir des sous-classes.

Texture homogène

On dit d'une roche qu'elle a une texture homogène lorsqu'il n'y a aucune ségrégation. Tous les minéraux sont

*Grâce aux échanges de chercheurs dans le cadre de la coopération franco-soviétique, il nous a été possible de manipuler cet appareillage.

intimement mélangés et aucune direction n'est privilégiée. Suivant que l'on peut y distinguer une ou plusieurs formes ou espèces cristallines, on parlera de texture monophasée ou polyphasée.

TEXTURE HOMOGÈNE MONOPHASÉE OU HOMOMORPHE

Lorsque l'une des formes est largement dominante, on considère alors que l'on a une seule espèce cristalline sous une seule forme. Exemple : quelques rares éléments carbonatés ou quartzeux dans une argile. A l'inverse, dans le cas d'une craie quelques argiles accolées sur les carbonates.

Forme est pris ici au sens géométrique : forme lamellaire ou forme fibreuse des argiles.

Texture homogène à dominante argileuse (fig. 7).

Les argiles se présentent en paquet de feuillets associés face à face. Les groupes de feuillets présentent toutes les orientations possibles.

Les particules argileuses sont orientées en tous sens (on remarque par ailleurs l'absence importante de vides).

Texture homogène à dominante carbonatée (fig. 8).

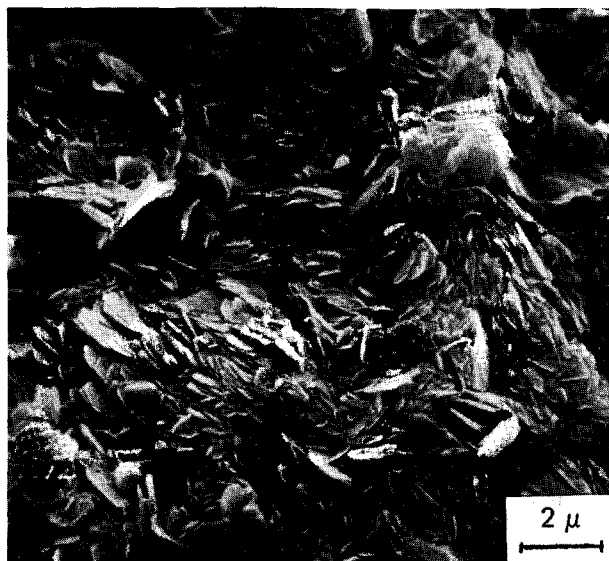


Fig. 7. — Niveau argileux surmontant les couches de houille Tondstein.

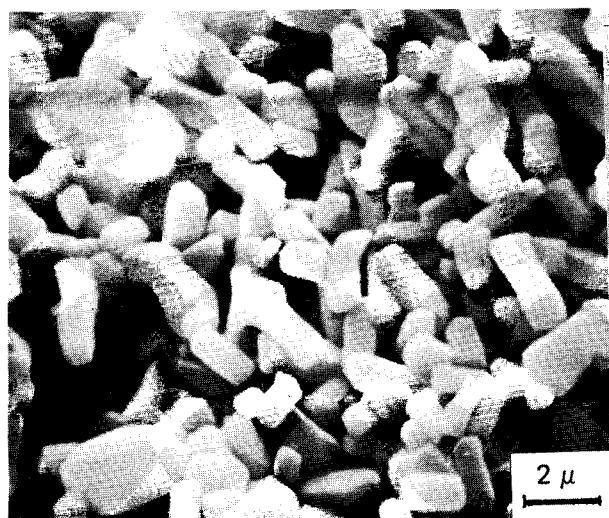


Fig. 8. — Craie franche : teneur en CaCO_3 voisine de 95 %. Elle est constituée par l'accumulation de débris de nanofossiles. Les vides de la taille des éléments minéraux apparaissent nombreux.

TEXTURE HOMOGÈNE POLYPHASÉE OU HÉTÉROMORPHE

C'est le cas de certaines marnes; aucune orientation n'apparaît, le matériau est constitué d'une phase carbonatée associée à une phase argileuse (fig. 9 et 10).

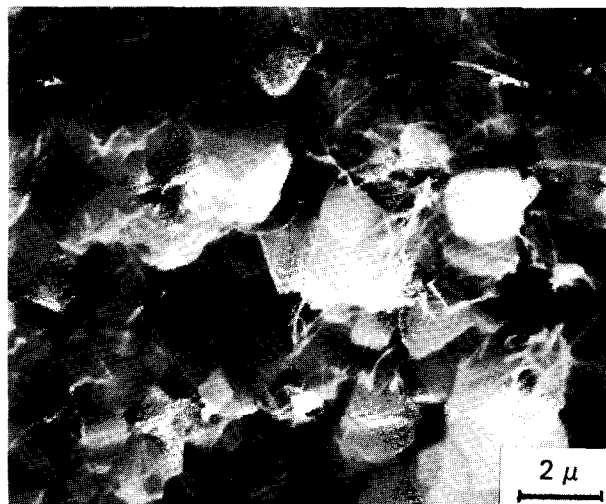


Fig. 9. — Niveaux marneux du tertiaire du Bassin parisien. La teneur en CaCO_3 est proche de 80 %. Les argiles fibreuses sont disséminées dans le matériau.

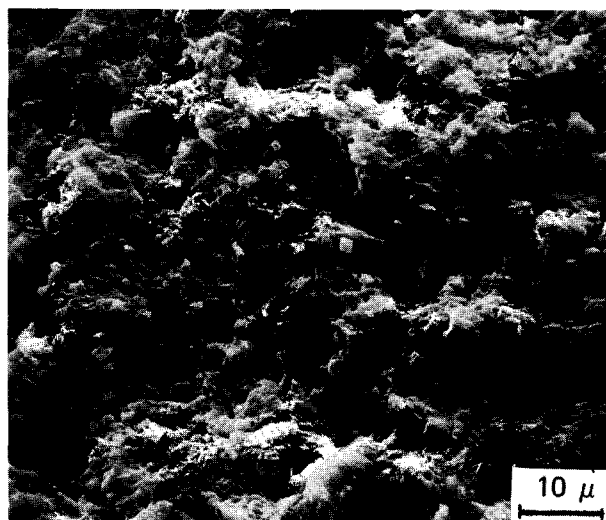


Fig. 10. — Marne provenant du banc « Aubry » (localisation précise inconnue) près de Grenoble. Très compact, ce matériau avec 70 % de CaCO_3 n'a jamais donné lieu à des désordres.

Suivant la *compacité* ou la *continuité*, on sera en présence d'un matériau à texture homogène compacte ou au contraire lâche (présence de vides nombreux).

En présence d'eau, le comportement de ces deux matériaux est très différent. Pour l'un (fig. 11) nous avons constaté une désagrégation rapide. Pour l'autre (fig. 12) au contraire aucune altération apparente.

Si la proportion de vides augmente encore on passe à la texture alvéolée. C'est la texture que l'on rencontre dans la majorité des vases normalement consolidées et dans certaines argiles très altérées (fig. 13 et 14).

Les vides très nombreux expliquent les très fortes teneurs en eau de ce type de matériau, la compressibilité importante et les faibles valeurs de l'angle de frottement.

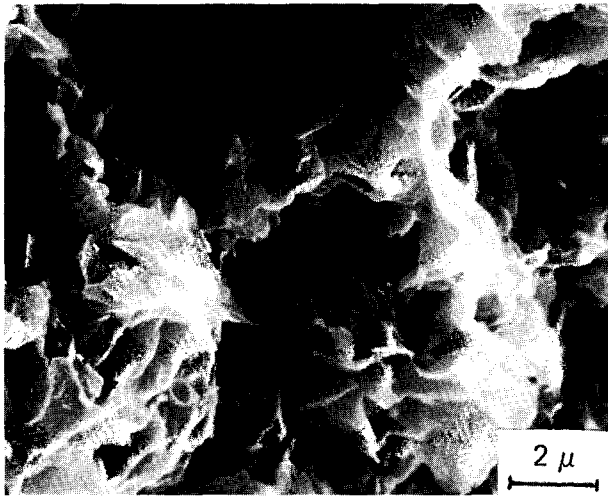


Fig. 11. — Zone « tendre » (texture homogène réticulée).

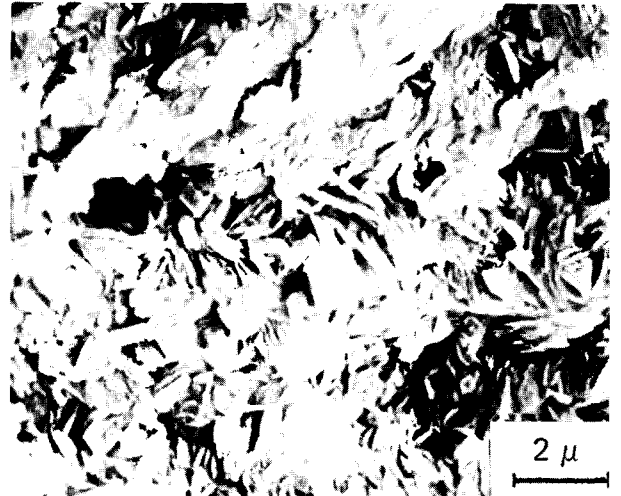


Fig. 12. — Matériau raide (texture homogène et compacte).

Fig. 11 et 12. — Roches de composition minéralogique identique.

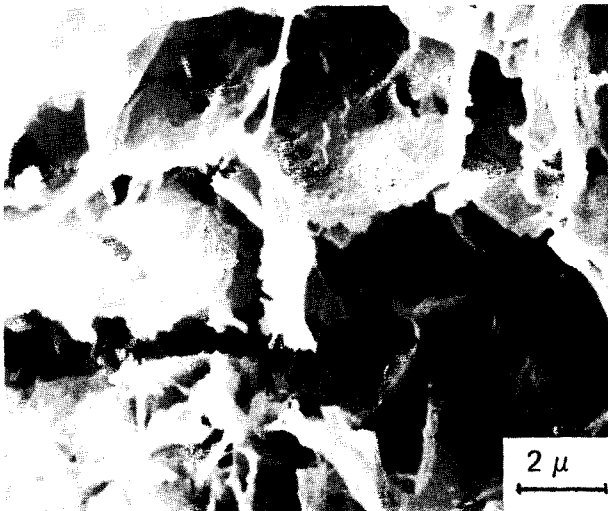


Fig. 13. — Une vase actuelle.



Fig. 14. — Une argile du Lias (altérée).

L'aspect est assez voisin, les particules argileuses présentent principalement des liaisons bord-bord ou bord-face.

Remarque : ce matériau (fig. 14) a été prélevé dans un trou de sondage abandonné puis repris après saturation en eau,

ce qui explique l'altération et l'aspect alvéolé de la texture. Les parois des alvéoles semblent constituées d'empilement de particules.

Suivant la cristallinité, on distinguera les textures homogènes bien cristallisées et mal cristallisées. Si la cristallinité peut être appréciée visuellement pour les carbonates, il est indispensable pour les argiles de compléter les informations visuelles par les données de la diffraction X.

Texture orientée

On dit d'un matériau qu'il a une texture orientée lorsque les minéraux, en particulier les minéraux phylliteux, possèdent une direction privilégiée. Les minéraux isodiamétriques comme le quartz ou les carbonates sont le plus souvent suffisamment petits pour ne pas modifier profondément l'orientation des minéraux lamellaires ou aciculaires.

Ce type de texture est en général celui de matériaux qui se sont déposés en l'absence de floculation importante. Les phyllites se disposent parallèlement à la stratification (fig. 15 et 16).

Les feuillets qui se forment sont constitués d'un très grand nombre de particules argileuses accolées les unes aux autres. Une vue dans le plan du dépôt montre une surface lisse où se dessine les limites entre particules voisines.

La texture orientée peut présenter des variantes suivant l'abondance et la taille des minéraux isodiamétriques.

Un exemple est donné par les marnes du Lias de Lorraine provenant du glissement de Corny-sur-Moselle (fig. 17).

Les amygdales sont constituées le plus souvent par des fossiles pour les plus grandes, et par des cristaux de carbonates, pour les plus petites. Lorsque l'épaisseur des lits augmente, on arrive progressivement à une texture en microbancs (fig. 18), la discontinuité ayant pour origine soit des argiles, soit des fossiles.

Les microbancs ont une épaisseur de 100 à 200 μ à l'intérieur de chaque banc, la texture peut être homogène, compacte ou lâche, ou au contraire présenter des micro-agrégats.

Une autre variante est représentée par la texture feutrée. Les argiles sont accolées formant des nappes qui se superposent et s'entrecroisent (fig. 19).

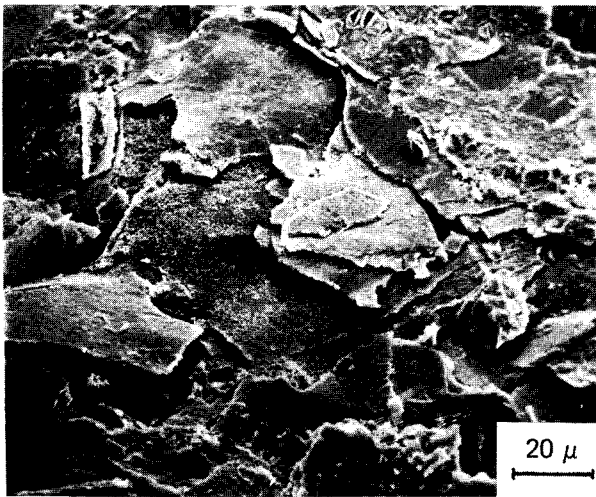


Fig. 15

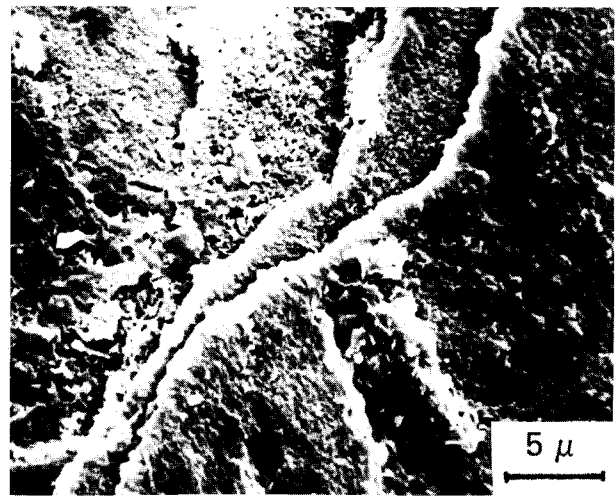


Fig. 16

Fig. 15 et 16. — Vues obliques par rapport au plan de dépôt des marnes de Limagne (Sallèdes, zone profonde).



Fig. 17. — Le matériau présente une texture orientée amygdalaire.

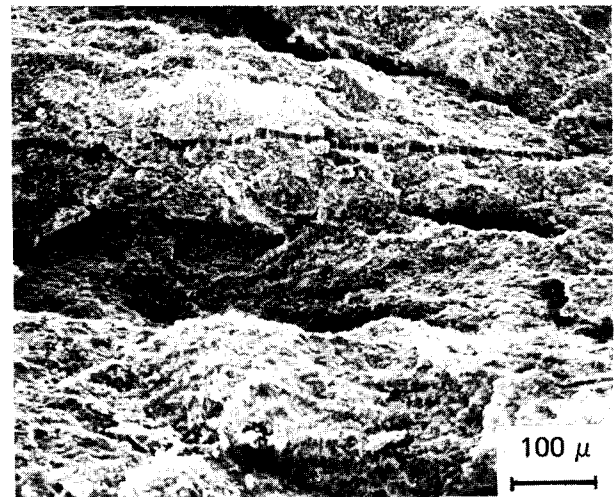


Fig. 18. — Marne du Lias lorrain.



Fig. 19

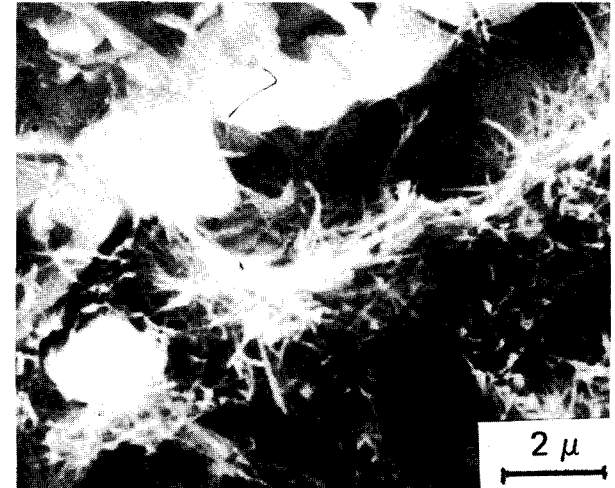


Fig. 20. — L'épaisseur des lits est voisine de 20 à 50 μ .

Ce type de texture se réalise avec les argiles fibreuses, beaucoup plus parfaitement qu'avec les argiles lamellaires. La présence d'éléments de grande taille, à condition qu'ils ne soient pas trop nombreux, ne modifie pas l'aspect feutré.

Nous avons vu que des textures pouvaient se former en microbanes, séparées par des interbanes très fins et de nature différente. Si l'épaisseur des banes décroît beaucoup et arrive à être égale à l'épaisseur des interbanes, la texture devient litée (fig. 20).

Avec les textures orientées, on retrouve également l'influence de la *compacité*.

Le cas des marnes du Lias de Lodève est un cas particulier. La texture se présente comme un intermédiaire entre les textures orientées et les textures floconneuses.

La texture dominante du matériau est orientée; par endroit, irrégulièrement répartis, sont visibles des flocons montmorillonitiques. Ces flocons sont à l'origine d'un débit en esquilles de quelques millimètres lorsque le matériau est mis en présence d'eau. Malgré l'aspect orienté, la caractéristique dominante de ces formations du point de vue du comportement, est la présence de flocons.

L'orientation apparaît bien visible sur la figure 21, les amandes de montmorillonite apparaissent «coincées» entre les lits à dominante illitique. La figure 22 montre un détail d'un flocon. Il apparaît avec une texture homogène lâche.

Texture floconneuse ou en micro-agrégat

La phase argileuse se présente sous forme de flocons grossièrement sphériques, soit seule, soit associée aux carbonates. Chaque flocon est entouré de phyllites qui lui sont accolées ou libres entre les flocons. Ce type de

texture se forme lorsque les conditions de milieu lors du dépôt deviennent floculantes. On distingue plusieurs variétés selon la compacité du matériau (fig. 23 et 24).

La taille des flocons est aussi un critère de différenciation (fig. 25 et 26).

Lorsque les dimensions des «flocons» deviennent importantes ($100\ \mu$) on passe à une texture en micro-agrégats. Le plus souvent, ce type de texture montre une compacité faible, due à de nombreux vides.

Les «flocons» peuvent présenter des textures diverses : alvéolées ou compactes (fig. 27 et 28).

IMPORTANCE DES TEXTURES

La mise en évidence de l'influence de la texture sur le comportement des matériaux n'est pas très aisée. Le plus souvent, on ne cerne pas immédiatement le paramètre textural déterminant du comportement. A cet égard, les marnes de Lodève apparaissent comme un cas favorable.

En l'absence d'une série complète d'essais mécaniques correspondant aux échantillons qui sont présentés, il est difficile de mettre en évidence les relations des textures observées avec les caractéristiques mécaniques mesurées.

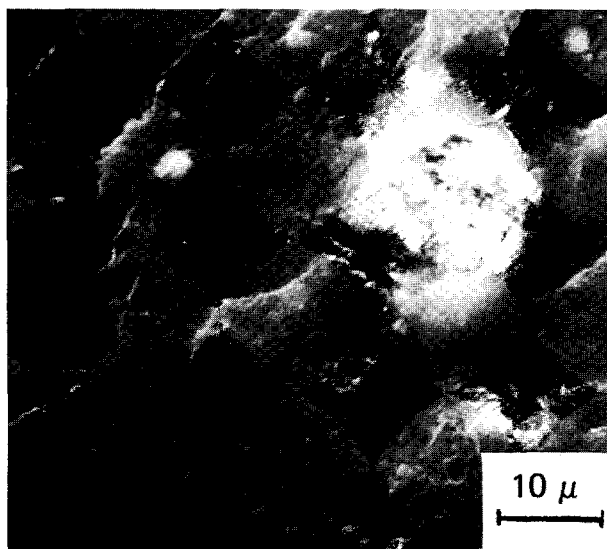


Fig. 21

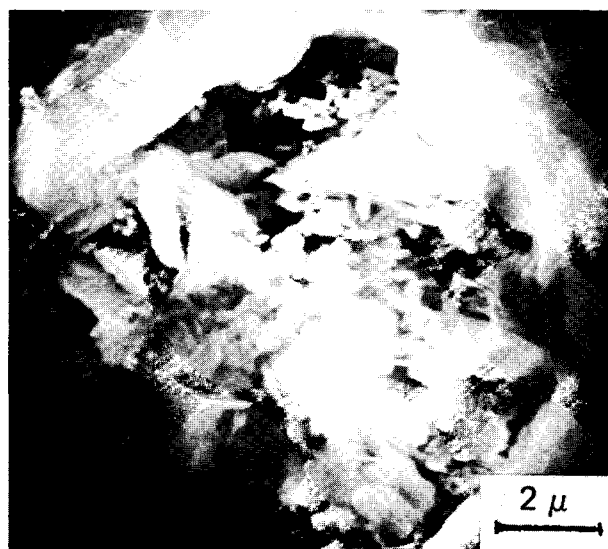


Fig. 22

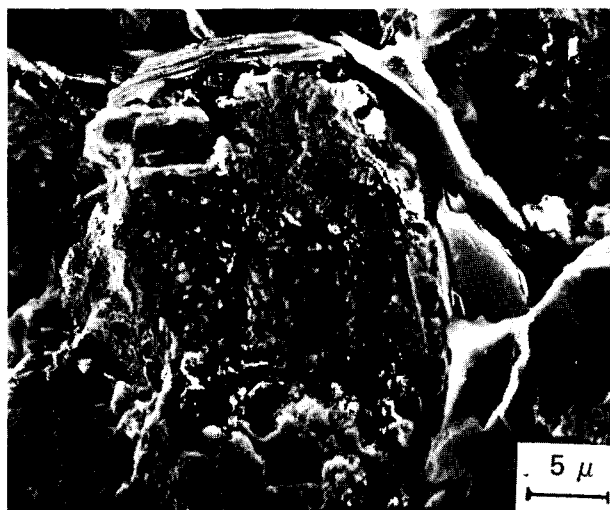


Fig. 23. — Marne de Menton. Les flocons d'apparence compacte sont entourés de phyllite associées assurant les liaisons.



Fig. 24. — Marne de Nice. Peu ou pas de phyllites extérieures associées au flocon.

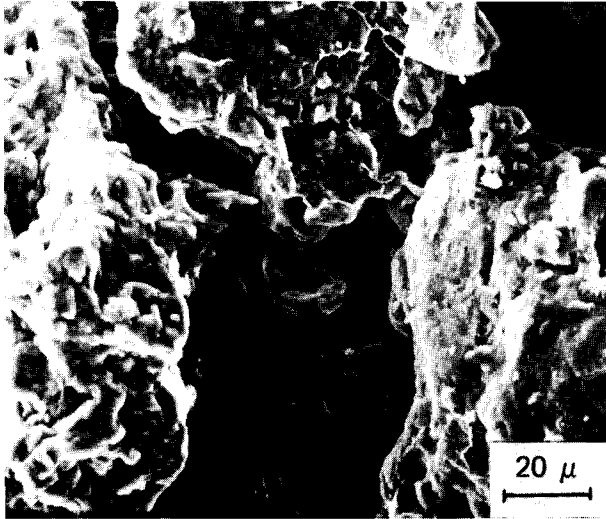


Fig. 25. — Marne de Nice. Cette photographie montre les agrégats de grandes dimensions laissant entre eux des vides importants (porosité interagrégats).



Fig. 26. — Marne de Nice. Sur cette photographie au contraire certains matériaux montrent des agrégats qui sont très voisins du micron en taille. Les vides laissés entre flocons sont alors très petits (voisins de la taille des agrégats) mais très nombreux.

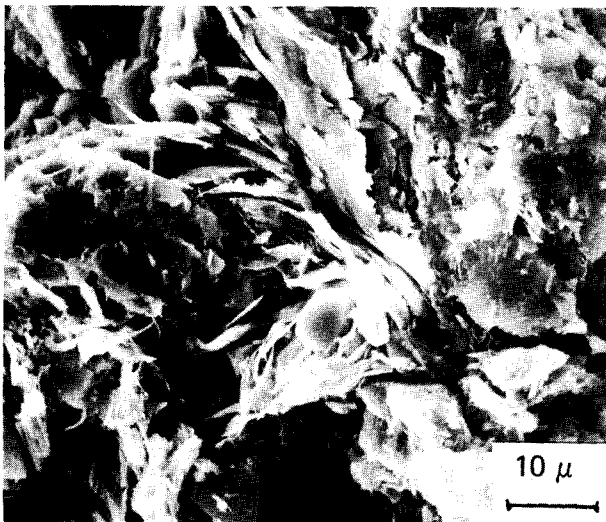


Fig. 27. — Marne de Nice. Flocon compact.

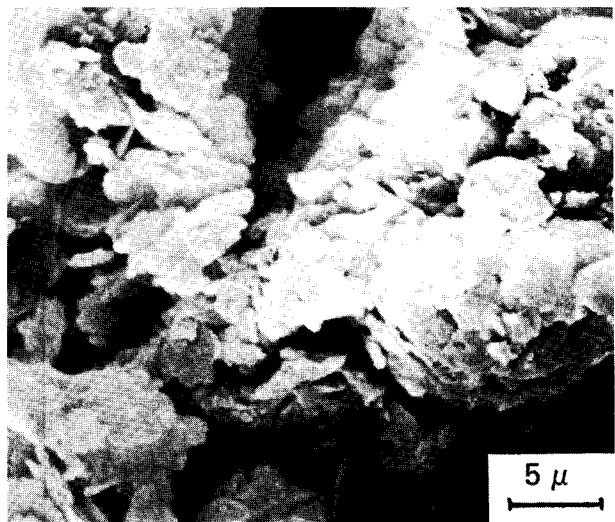


Fig. 28. — Argile de Dozulé dans une zone de cisaillement. Texture lâche d'un flocon.

On constate cependant que la présence de textures flocculeuses en micro-agrégat est à l'origine de désordres importants.

Suivant les cas, le matériau évolue passant d'un aspect rocheux à celui d'un sol :

- soit par désagrégation en petits fragments indépendants les uns des autres,
- soit par altération en masse donnant une boue saturée d'eau.

Les textures homogènes, surtout lorsqu'elles sont compactes, montrent en général un comportement convenable. C'est le cas des échantillons des figures 7 et 10. Les résistances au cisaillement de tels matériaux sont acceptables, en particulier dans les échantillons indemnes de fissures.

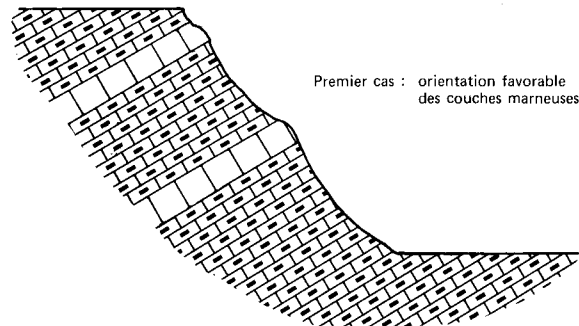
Lorsque l'analyse texturale révèle la présence de fissures, dans tous les cas, les résistances au cisaillement tombent à des valeurs faibles.

Les textures orientées sont d'interprétation plus délicate :

- Dans le plan des feuillettes, des liaisons faibles ou peu nombreuses déterminent des résistances au cisaillement

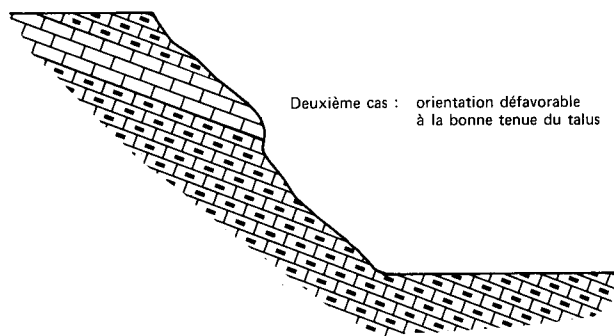
faibles. En revanche, dans le plan perpendiculaire, les valeurs de ϕ' sont plus élevées.

— Le comportement in situ dépendra des orientations respectives des caractéristiques directionnelles du matériau en place et des caractéristiques géométriques du déblai, en plus de la nature des liaisons entre feuillettes.



Dans le premier cas, les dispositions respectives sont favorables et il y a relativement peu de risques de voir se produire une rupture.

Dans le deuxième cas, celle-ci est favorisée par la disposition en lits ou en microbancs orientés.



En conclusion, l'étude des textures, sans apporter une solution, au moins dans l'immédiat, aux problèmes de mécanique des sols, devrait permettre d'appréhender plus intimement le comportement des matériaux. Elle apparaît comme une voie de recherche intéressante et nécessite

pour déboucher, une liaison étroite avec les mécaniciens des sols et des roches.

Il apparaît indispensable, dans l'étape suivante, d'associer aux essais classiques de mécanique (ϕ' et c') une étude texturale couplée à des essais simples d'altérabilité des marnes.

Cette seconde étape nécessairement longue, devrait éviter les déboires actuels ayant leur origine dans des conclusions erronées établies à partir d'essais insuffisants ou inadaptés. Ceux-ci amènent à considérer comme sûrs des matériaux évolutifs devenant ou pouvant devenir dangereux. Les reprises qui en découlent augmentent considérablement le coût des travaux. Une reconnaissance du type de texture présente dans un matériau pourrait alors permettre de prévoir des types de comportement, les désordres possibles, et les solutions à mettre en œuvre.

D'ores et déjà, il semble que l'existence d'une texture floconneuse dans un matériau marneux soit l'indice d'une évolution rapide.

BIBLIOGRAPHIE

AMAR S., LE ROUX A., PILOT G., Relations entre la composition minéralogique et les caractéristiques mécaniques de quelques sols argileux français, Colloque de géotechnique, Toulouse (mars 1969), *Bull. liaison Labo. routiers P. et Ch.*, **43** (janv.-fév. 1970), p. 69-80.

BROUSSE R., *Précis de géologie in Brousse*, Aubouin, Lehman, t. 1, Dunod (1967).

CADOR C., Techniques de préparation employées en microscopie électronique, *Bull. liaison Labo. routiers P. et Ch.*, **46** (juil.-août 1970), p. 93-100.

CAILLÈRE S., HÉNIN S., *Minéralogie des argiles*, Masson éd.

DELAHAYE D., LE ROUX A., Désordres sur des remblais en marne, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, **75** (janv.-fév. 1975), p. 113-124.

EBERHART J. P., Description d'une technique permettant d'obtenir des coupes minces des minéraux argileux par ultra microtomie, *Journal de microscopie*, **15** (1973).

LE ROUX A., Le microscope électronique à balayage, applications

à l'étude des marnes, Colloque de microscopie électronique, Caen (mai 1971), *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, **54** (août-sept. 1971), p. 6-13.

LE ROUX A., La lyophilisation technique d'étude des marnes et argiles, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, **55** (oct.-nov. 1970), p. 27-28.

LE ROUX A., GUIGNARD D., L'ultra-microtome. Technique complémentaire du microscope électronique, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, **75** (janv.-fév. 1975), p. 11-17.

OTTMANN F. ET AL., Quelques applications de la lyophilisation à l'étude des sédiments meubles ou en suspension, en lames minces ou en microscopie électronique, *Revue de géologie physique et géologie dynamique*, 2^e série, 13^e fascicule, **4** (sept.-oct. 1971).

TOURENQ C., Étude de la rupture des roches par la méthode des répliques, Colloque de géotechnique, Toulouse (mars 1969), *Bull. liaison Labo. routiers P. et Ch.*, **42** (déc. 1969), p. 47-56.

VATAN A., *Manuel de sédimentologie*, Technip éd. (1967).

VOINOVITCH I. ET AL., *L'analyse minéralogique des sols argileux*, Dunod (1972).

Étude de la tranchée d'essai du Tronchon (sol raide) sur l'autoroute A6

J.-P. GOSSET *
Ingénieur
Section de mécanique des sols
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

J.-P. KHIZARDJIAN
Ingénieur
Laboratoire régional de Lyon

A l'entrée de Lyon, l'autoroute A6 Paris-Lyon passe d'un plateau situé sensiblement à la cote 300, à un vallon emprunté par le ruisseau du Chalin à la cote 270 (fig. 1). La transition entre ces deux zones s'effectue au lieu-dit « Le Tronchon » à l'ouest de Champagne-au-Mont-d'Or, par l'intermédiaire d'une tranchée de 12 m de profondeur maximale et de 700 m de longueur, et d'un remblai lui faisant suite.

Compte tenu de ses dimensions, une étude spécifique de la stabilité de la tranchée s'est avérée nécessaire.

L'étude à long terme de la stabilité d'un talus de déblai, selon la méthode classique de Bishop, suppose la connaissance d'un certain nombre d'éléments ou de paramètres tels que :

- les dimensions de l'ouvrage;
- la géométrie et les caractéristiques physiques et mécaniques des diverses couches constituant le talus;
- la répartition de la charge hydraulique dans le massif, si ce dernier est soumis à un écoulement.

Bien souvent, la nature et l'hétérogénéité des sols sont telles que les valeurs des résistances au cisaillement et des pressions interstitielles prises en compte dans l'analyse de stabilité, ne résultent finalement que d'hypothèses, pouvant ainsi conduire à surdimensionner l'ouvrage.

L'exemple traité ici est l'étude sur une tranchée d'essai en vraie grandeur, destinée à pallier les imprécisions de l'étude préalable en laboratoire et à choisir dans les meilleures conditions la pente optimale des talus.

GÉOLOGIE DU SITE DU TRONCHON

Géologiquement, le site du Tronchon est caractérisé par un socle gneissique altéré sur une certaine épaisseur et

surmonté par le Pliocène supérieur fluviatile. Au nord de ce secteur, un placage de lehm recouvre le Pliocène (fig. 1).

Plus précisément, les sondages effectués lors de la reconnaissance du tracé ont permis de préciser la nature géotechnique des sols dans l'axe de la tranchée définitive. C'est ainsi que sous des graves argileuses ont été mises en évidence des formations sablo-argileuses représentant des altérations plus ou moins marquées du socle gneissique. On obtenait par exemple au droit d'un sondage caractéristique (sondage X 359) :

- de 0 à 5,50 m, grave argileuse très plastique,

$$w_L = 55 \%, \quad I_p = 39 \%;$$

- de 5,50 à 9 m, argile très plastique sableuse,

$$w_L = 63 \%, \quad I_p = 42 \%;$$

- au-delà de 9 m de profondeur, gneiss décomposé devenant très résistant à partir de 11 m.

Le niveau d'eau mesuré dans ce sondage équipé d'un tube crépiné entre 4 et 14,50 m de profondeur s'établissait entre 1,50 et 2 m sous le niveau du terrain naturel, soit à la cote approximative 297,50 NGF.

ÉTUDE PRÉLIMINAIRE

OBJECTIFS DE L'ESSAI EN VRAIE GRANDEUR

Un calcul de stabilité préliminaire a alors été effectué sur la base des trois hypothèses suivantes (fig. 2).

1. Les caractéristiques de la zone argileuse étaient supposées identiques à celles mesurées sur l'argile sableuse, à savoir :

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3, \quad c' = 10 \text{ kN/m}^2, \quad \varphi' = 25^\circ.$$

* actuellement adjoint au Directeur du Laboratoire régional de Rouen.

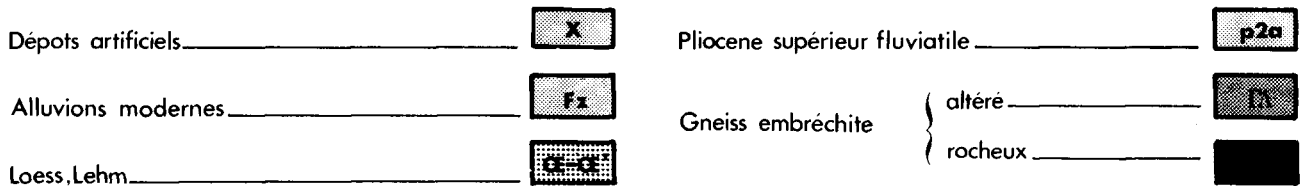


Fig. 1. — Situation et contexte géologique du Tronchon.

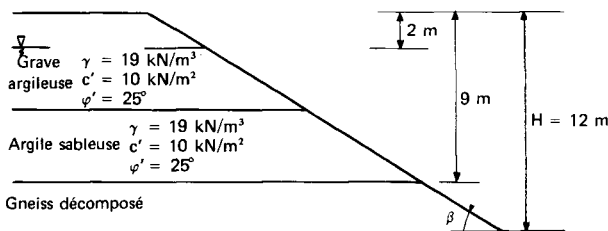


Fig. 2. — Coupe géotechnique du talus au niveau de l'étude préliminaire. Les caractéristiques mécaniques de la grave argileuse sont assimilées à celles de l'argile sableuse. La nappe est supposée horizontale.

Alors qu'on a trouvé après étude détaillée :

- grave argileuse
 $\gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3, \quad c' = 20 \text{ kN/m}^2, \quad \varphi' = 29^\circ,$
- argile sableuse
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3, \quad c' = 15 \text{ kN/m}^2, \quad \varphi' = 23^\circ.$

2. La nappe était supposée horizontale à 2 m sous le terrain naturel.

3. Le substratum résistant était situé à 9 m de profondeur.

On a ainsi trouvé que pour une pente comprise entre 2/3 et 2/5, le coefficient de sécurité F se situait dans la fourchette suivante :

$$0,9 < F < 1,3.$$

Compte tenu des incertitudes relatives à ces hypothèses, et des conséquences financières d'un choix prématuré des pentes à donner aux talus, une tranchée d'essai de largeur réduite, mais située sur l'axe du tracé, a été réalisée pour permettre au maître d'œuvre de choisir une pente de talus stable nécessitant une emprise minimale (fig. 3).

Parallèlement, sur le plan technique, les objectifs suivants ont été proposés :

- suivre l'évolution du régime hydraulique et, en particulier, définir les conditions à long terme;
- étudier, à l'aide de l'appareil triaxial de grandes dimensions du Laboratoire de Rouen, la résistance au cisaillement de la grave argileuse;
- caler la méthode de calcul sur les talus observés, particulièrement dans le cas d'une éventuelle rupture de l'un d'entre eux.

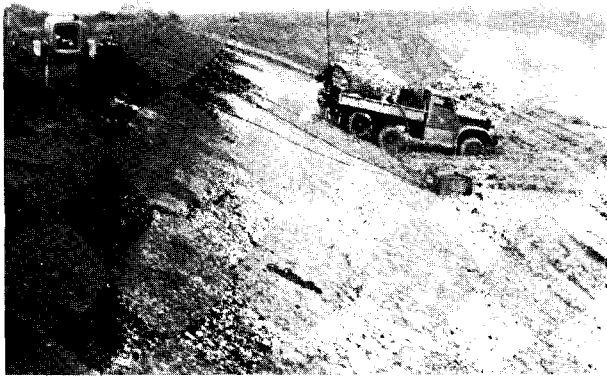


Fig. 5. — Conditions de mise en place des capteurs de pression interstitielle dans les talus, pendant les terrassements de la tranchée d'essai.

PRINCIPAUX RÉSULTATS

Caractéristiques mécaniques

Les paramètres de résistance au cisaillement à court terme ont été obtenus par interprétation des essais pressiométriques dans les forages P1 et P2 (tableau I).

TABLEAU I

Matériau	E/p_c	C_u (kN/m ²)
grave argileuse	13-15	130
argile sableuse	8	170
sable argileux	10	330

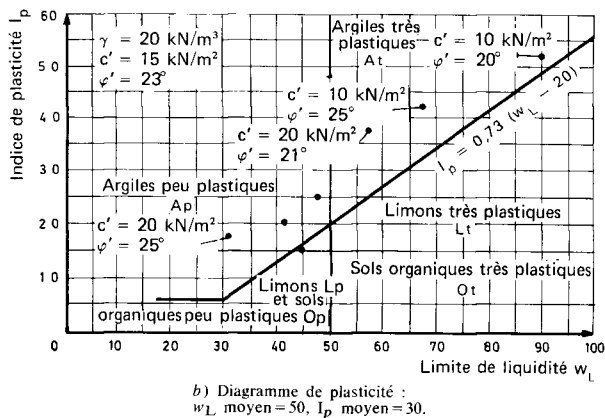
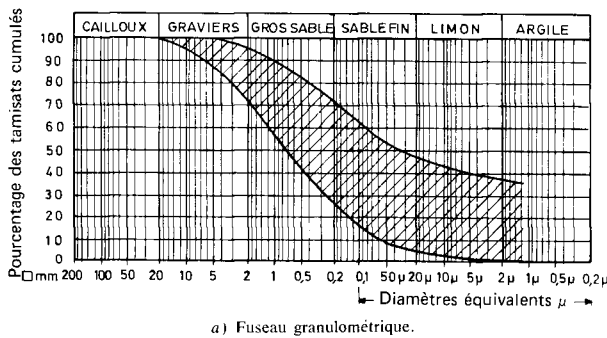


Fig. 6. — Résultat de l'essai triaxial de la grave argileuse avec des éprouvettes de 300 mm de diamètre. $c' = 15$ kN/m²; $\varphi' = 29^\circ$; $\gamma = 19,5$ kN/m³.

Les paramètres de résistance au cisaillement à long terme ont été principalement obtenus par des essais triaxiaux consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle. Pour les sables argileux et les argiles sableuses, on a effectué les essais sur éprouvettes classiques de 38 mm de diamètre, les résultats sont donnés figure 6, et l'on voit que les paramètres mécaniques sont tels que :

$$\begin{matrix} 10 \text{ kN/m}^2 & c' & 20 \text{ kN/m}^2 \\ 20^\circ & \varphi' & 25^\circ \end{matrix}$$

La grave argileuse (fig. 7) a été étudiée d'une part avec sa granulométrie complète sur éprouvettes de $\varnothing 300$ mm cisailée sur l'appareil triaxial du Laboratoire régional de Rouen (fig. 8) et d'autre part avec une granulométrie écrétée à 5 mm, sur échantillons de 10 cm \times 10 cm cisailés à la boîte de cisaillement directe. La comparaison des résultats obtenus :

Boîte de cisaillement (10 cm \times 10 cm)	Appareil triaxial ($\varnothing 300$ mm) du Laboratoire de Rouen
$c' = 10$ kN/m ² - $\varphi' = 27^\circ$	$c' = 20$ kN/m ² - $\varphi' = 29^\circ$
$c' = 20$ kN/m ² - $\varphi' = 26^\circ$	

indique une bonne concordance entre les deux types d'essais.

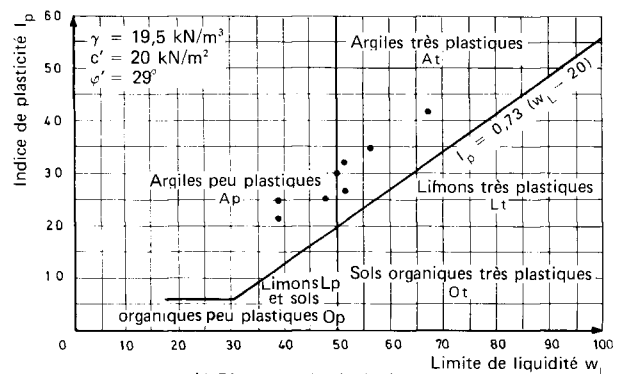
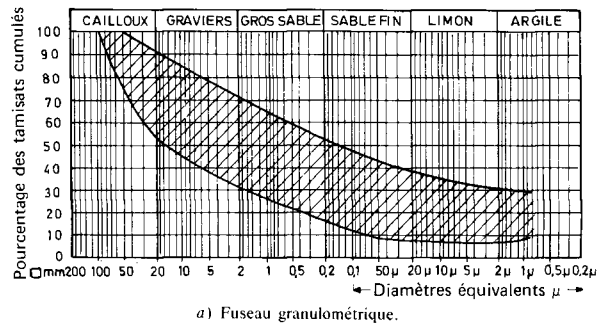


Fig. 7. — Grave argileuse.

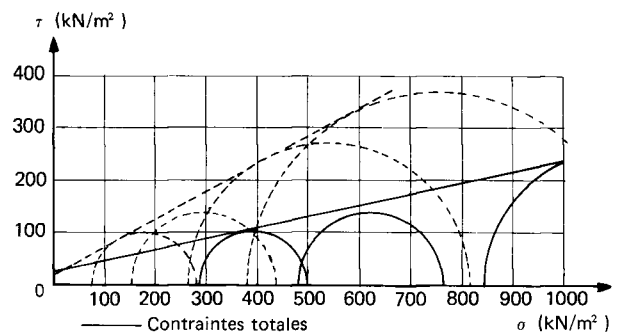


Fig. 8. — Sable argileux, argile sableuse. Identification.

**Résultats hydrauliques :
mesures piézométriques et analogie électrique**

On sait l'importance de l'eau dans les problèmes de mécanique des sols en général et plus spécialement dans les problèmes de stabilité pour lesquels les pressions interstitielles sont plus particulièrement importantes. Dans le cas de la tranchée du Tronchon on est peu sûr de l'hypothèse simplificatrice, retenue lors de l'étude préliminaire, selon laquelle la nappe était supposée horizontale à long terme, avec équipotentielles verticales.

L'un des intérêts de cette étude réside dans le fait que le régime hydraulique a pu être étudié et reconstitué avec succès à partir des mesures piézométriques effectuées entre le 15 octobre 1968 et le 15 avril 1969, soit pendant une période de 6 mois environ. Les résultats de ces mesures sont reportés sur la figure 9.

Cette figure appelle les remarques suivantes :

— le temps de réponse des tubes crépinés et capteurs de pression interstitielle sont très différents;

— les capteurs de pression interstitielle étant ponctuels réagissent plus ou moins fortement selon la perméabilité du sol dans lequel ils se trouvent.

Exemple : les capteurs 14 et 15 (fig. 9b).

— capteur 14 (grave argileuse) : réactions importantes, courbes sinueses;

— capteur 15 (argile sableuse) : peu de réaction, courbes aplaties;

— deux capteurs situés dans une même couche présentent des réactions différentes.

Exemple : les capteurs 10 et 14 (fig. 9b), tous deux dans la grave argileuse. Le capteur 10 réagit moins fortement que le capteur 14, et vers le 15 février 1969, alors que le capteur 10 accuse une légère augmentation de pression interstitielle, le capteur 14 indique une chute importante de celle-ci.

Ces remarques montrent combien il serait hasardeux de baser l'étude du régime hydraulique sur des mesures obtenues à une date donnée. En effet, les gradients de pression interstitielle en fonction du temps ne sont jamais nuls, ni ne varient dans le même sens. Il n'y a donc pas dans le cas du site du Tronchon un régime permanent au sens strict du terme. Dans la suite, on considère que la moyenne des mesures (pour un appareil), représente la pression interstitielle correspondant à un régime permanent fictif. Ces résultats moyens sont portés sur la figure 10.

EXPLOITATION DES MESURES. INTERPRÉTATION

L'exploitation des résultats portés sur la figure 10 (piézomètres profonds et superficiels) a comporté deux étapes :

— d'abord l'exploitation d'une partie des résultats a permis de déterminer les conditions aux limites et d'en déduire le réseau d'équipotentielles de l'écoulement;

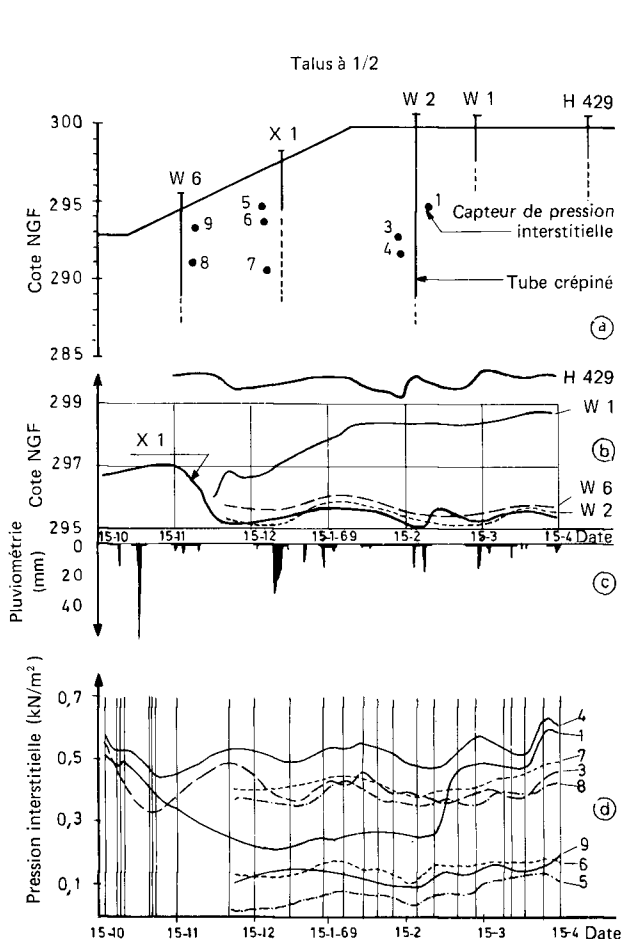
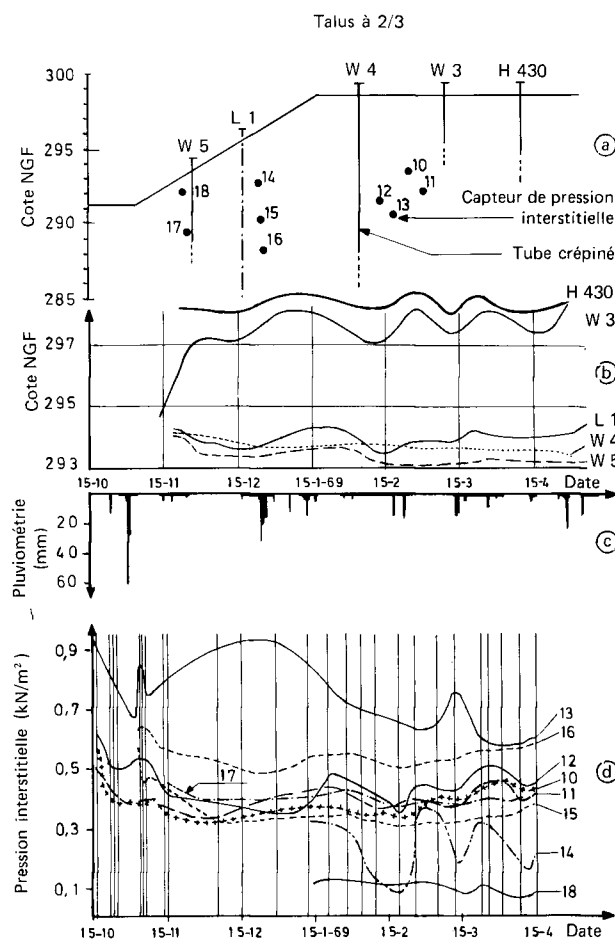


Fig. 9. — Talus à 1/2 et 2/3. Mesures concernant le régime hydraulique :

- a) position des appareils dans le profil de mesure;
- b) relevé des tubes crépinés;
- c) pluviométrie;
- d) mesures des pressions interstitielles.



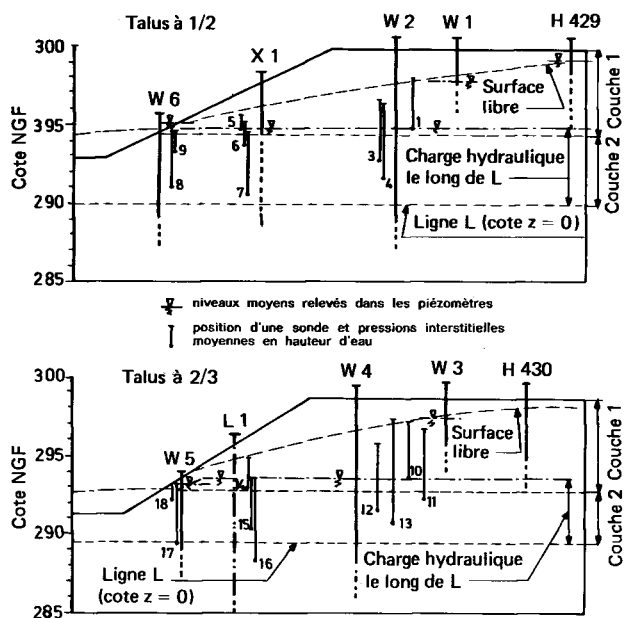


Fig. 10. — Moyenne des mesures des différents piézomètres caractérisant le « régime permanent fictif ».

On remarque :
 — les deux couches de perméabilité différentes,
 — la valeur de la charge hydraulique le long de la ligne L,
 — la position de la surface libre.

— puis les valeurs des pressions interstitielles déduites de ce réseau ont été comparées aux valeurs mesurées en place.

L'examen attentif de la figure 10 a permis, après certains tâtonnements :

— de mettre en évidence une ligne, notée L, le long de laquelle le niveau piézométrique est quasiment constant, sauf au niveau du pied de talus où il s'infléchit légèrement vers le bas;

— de déterminer de façon assez précise la position de la surface libre de l'écoulement, et de placer l'interface de deux couches de sol de perméabilités différentes. En effet, la pression moyenne, en mètres d'eau, relevée dans les appareils situés au-dessus de l'interface de ces deux couches correspond sensiblement à la position de la surface libre, alors que celle relevée dans les appareils situés sous l'interface correspond à un niveau situé entre la surface libre et le niveau piézométrique le long de la ligne L.

Cette interprétation repose donc sur les éléments suivants :

— qualitativement, c'est l'examen de l'ensemble des résultats hydrauliques qui a permis de préciser la position de l'interface des couches de perméabilités différentes. On notera que l'interface correspond à la limite des couches de grave argileuse et argile sableuse (fig. 11), ce

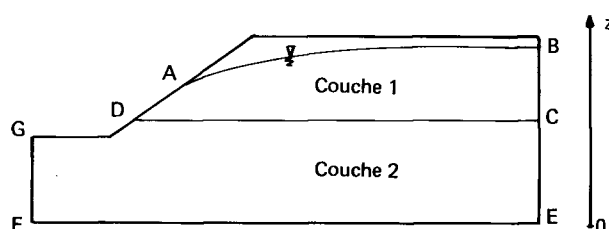


Fig. 11. — Schéma permettant de suivre l'étude du régime hydraulique au moyen de l'analogie électrique.

qui montre que les perméabilités de ces deux couches sont différentes (et même très contrastées comme on le verra par la suite);

— quantitativement, c'est une partie des relevés des tubes crépinés et cellules LPC qui ont permis de préciser, après quelques ajustements, la position de la ligne L et de la surface libre. Le tableau II indique, pour chaque talus, les appareils qui ont permis l'interprétation quantitative.

TABLEAU II

	Talus à 1/2	Talus à 2/3
Ligne L et niveau piézométrique le long de cette ligne	W6, X1, W2 S7, S8	W5, L1, W4 S16, S17
Surface libre	W1, H429 S5, S1	W3, H430 S14, S10

VÉRIFICATION DE L'INTERPRÉTATION ET RÉGIME HYDRAULIQUE

L'interprétation des résultats hydrauliques qui vient d'être exposée permet l'étude du régime hydraulique par la méthode de l'analogie électrique sur papier conducteur.

On détermine couramment par cette méthode le régime hydraulique dans un massif homogène, isotrope ou non. La surface libre est alors déterminée par approximations successives. L'application faite ici de l'analogie électrique pour un massif hétérogène (en n'utilisant qu'un seul type de papier conducteur) n'a été possible que parce que la surface libre, la surface de séparation des deux couches, et les conditions aux limites du massif étaient connues. On a considéré que chaque couche était isotrope ($K_v = K_H$), et la répartition des potentiels électriques (équivalente à la répartition des charges hydrauliques) dans les couches 1 (grave argileuse) et 2 (argile sableuse et sable argileux), a été déterminée successivement (fig. 11).

Régime hydraulique dans la couche 1

— La surface libre est imposée : AB.

— Le potentiel est constant le long de BC, proportionnel à la cote Z le long de la surface de suintement AD.

On cherche les potentiels à introduire le long de DC pour que la condition « AB surface libre » ($h = Z$), soit satisfaite. Il n'y a qu'une seule solution si les potentiels décroissent constamment de C vers D (partie la plus délicate de la manipulation).

Régime hydraulique dans la couche 2

— Le long de DC, sont introduits les potentiels obtenus lors de l'étude de la couche 1.

— Le long de EF, le potentiel est constant, sauf en pied de talus où il décroît (la charge hydraulique le long de la ligne L, décroît au niveau du pied de talus : fig. 10). Cela correspond à un aquifère dans les gneiss; aquifère qu'ont confirmé de très importantes venues d'eau lors des terrassements définitifs de la plate-forme d'autoroute, 3 m sous le niveau du fond de la tranchée.

— Le long de CE et GF, le potentiel varie linéairement.

— Le long de DG, surface de suintement, le potentiel est proportionnel à la cote Z.

Les résultats ainsi obtenus (fig. 12) représentent le régime hydraulique correspondant aux conditions imposées aux

modèles. Les équipotentiels sont déterminées avec précision et les lignes de courant ne sont qu'indicatives des directions d'écoulement (elles ne représentent en aucun cas des tubes équidébites).

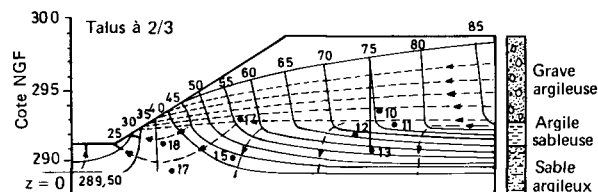
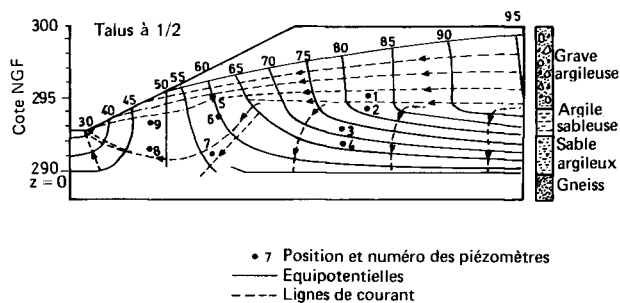


Fig. 12. — Réseaux d'équipotentiels obtenus par analogie électrique à partir des mesures des piézomètres. On remarque le fort contraste de perméabilité entre la grave argileuse et les couches argilo-sableuses, la grave argileuse étant beaucoup plus perméable. Les charges hydrauliques sont en dm par rapport à la cote $z = 0$.

Sur les tableaux III et IV est porté l'écart entre la moyenne des pressions interstitielles mesurées *in situ* et les pressions interstitielles obtenues par analogie électrique au droit de chaque cellule LPC.

On constate que pour les sondes suivies d'un astérisque dont les mesures ont été utilisées quantitativement lors de l'interprétation, l'écart $u_2 - u_1$ est naturellement faible,

$$\sum \frac{u_2 - u_1}{n^*} = 1,8 \text{ kN/m}^2$$

mais qu'il en est aussi de même pour les autres sondes à l'exception de S13. L'écart absolu (S13 non compris) est :

$$\sum \frac{|u_2 - u_1|}{n} = 2 \text{ kN/m}^2.$$

La pression indiquée par S13 (fig. 12) correspond à la hauteur d'eau située au-dessus; il semble donc qu'il y a eu un défaut d'étanchéité du bouchon.

TABLEAU III

Talus à 1/2

Cellule	S1*	S2	S3	S4	S5*	S6	S7*	S8*	S9
u_2 analogie (kN/m ²)	31,6	39,0	41,6	46,6	8,5	20,0	45,5	37,5	15,0
u_1 <i>in situ</i> (kN/m ²)	35,0	?	40,0	50,0	7,5	16,0	42,0	37,5	13,5
$u_2 - u_1$ (kN/m ²)	- 3,4	?	1,6	- 3,4	1,0	4,0	3,5	0	1,5

TABLEAU IV

Talus à 2/3

Cellule	S10*	S11	S12	S13	S14*	S15	S16*	S17*	S18
u_2 analogie (kN/m ²)	33,5	44,7	41,7	44,1	21,0	33,5	52,0	36,0	10,0
u_1 <i>in situ</i> (kN/m ²)	35,0	40,0	41,7	67,5	22,5	33,5	52,0	39,0	10,0
$u_2 - u_1$ (kN/m ²)	- 1,5	4,7	0	-23,4	- 1,5	0	0	- 3,0	0

On peut conclure de ce qui précède :

— que les réseaux d'écoulement obtenus sont une bonne image de l'écoulement réel puisque les valeurs des pressions interstitielles obtenues sont voisines de celles mesurées en place;

— que le fonctionnement des tubes crépinés et sondes de pression interstitielle a été tout à fait satisfaisant.

SYNTHÈSE DES RÉSULTATS PRÉCÉDENTS

Synthèse critique des résultats

L'ensemble des résultats géométriques, mécaniques et hydrauliques, est nécessaire pour déterminer la stabilité des talus à court terme et à long terme.

Les calculs de stabilité en rupture circulaire sont assez bien adaptés au problème à traiter : talus de déblai, sols ayant un comportement de sol fin sans forts contrastes de résistance au cisaillement (A.W. Skempton et J.N. Hutchinson, 1969). La fiabilité du résultat dépendra donc essentiellement de la représentativité des valeurs des paramètres introduits dans le calcul.

DONNÉES GÉOMÉTRIQUES

La figure 13 montre les profils réels des talus et ceux qui ont été retenus pour le calcul.

On constate que, sauf pour l'interface argile sableuse, sable argileux, qui ne présente d'importance qu'à court terme, le schéma théorique retenu est assez semblable à la configuration réelle.

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT

On a retenu, à court terme, les caractéristiques déduites des essais pressiométriques (tableau I). On verra que, la stabilité étant largement assurée (fig. 14), il n'y avait pas de problème à ce niveau. Pour l'étude de stabilité à long terme (fig. 15), on a pris les valeurs moyennes obtenues à l'appareil triaxial.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sable argileux} \\ \text{et argile sableuse} \\ \text{Grave argileuse} \end{array} \right\} \begin{array}{l} c' = 15 \text{ kN/m}^2 \quad \varphi' = 23^\circ \\ c' = 20 \text{ kN/m}^2 \quad \varphi' = 29^\circ \end{array}$$

RÉGIME HYDRAULIQUE

Comme il a été indiqué dans le paragraphe « Principaux résultats », on n'a pu exploiter que les moyennes des

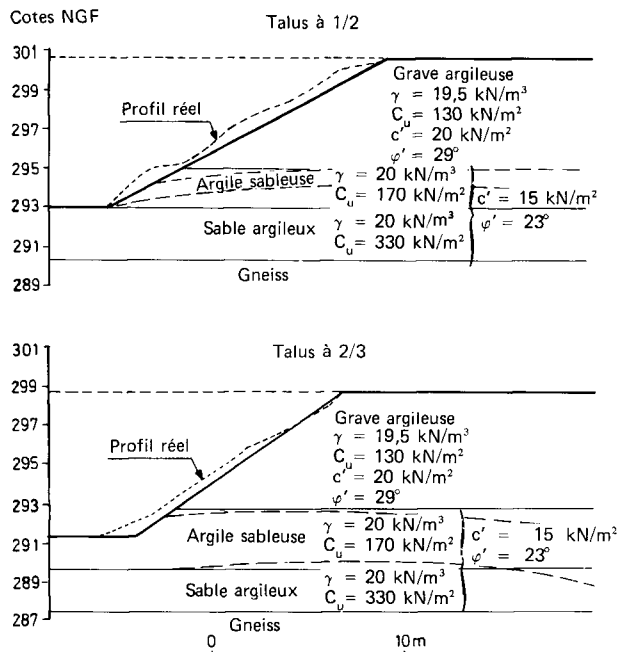


Fig. 13. —
 - - - - - Géométrie réelle.
 ——— Géométrie prise en compte dans les calculs.

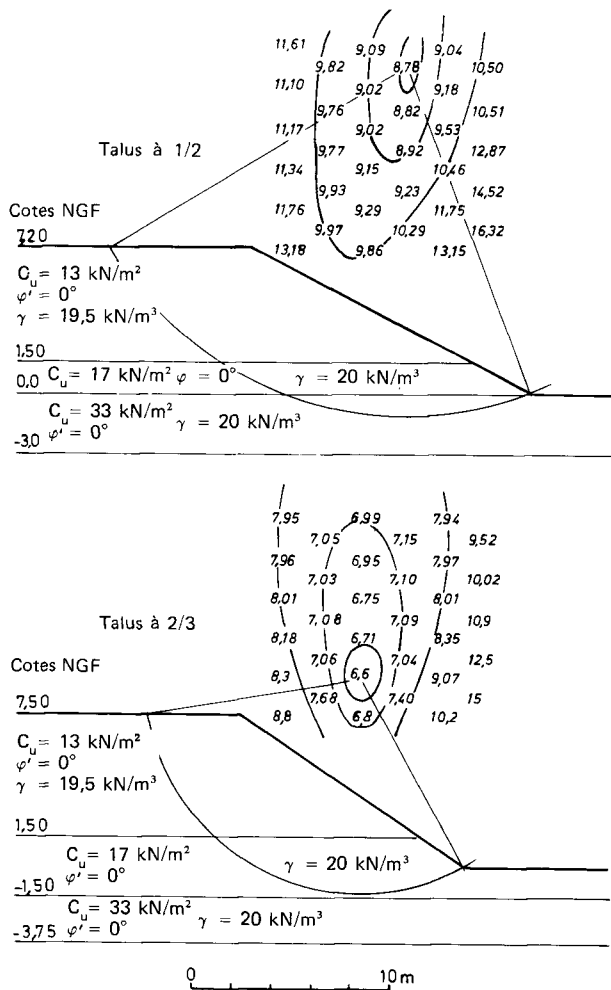


Fig. 14. — La stabilité à court terme est largement assurée.

mesures par appareil, et le régime hydraulique obtenu par analogie électrique est le « régime permanent fictif ». Donc, pendant certaines périodes, la pression interstitielle réelle peut avoir été plus forte ou plus faible, selon les endroits, que la pression résultant de l'étude par analogie.

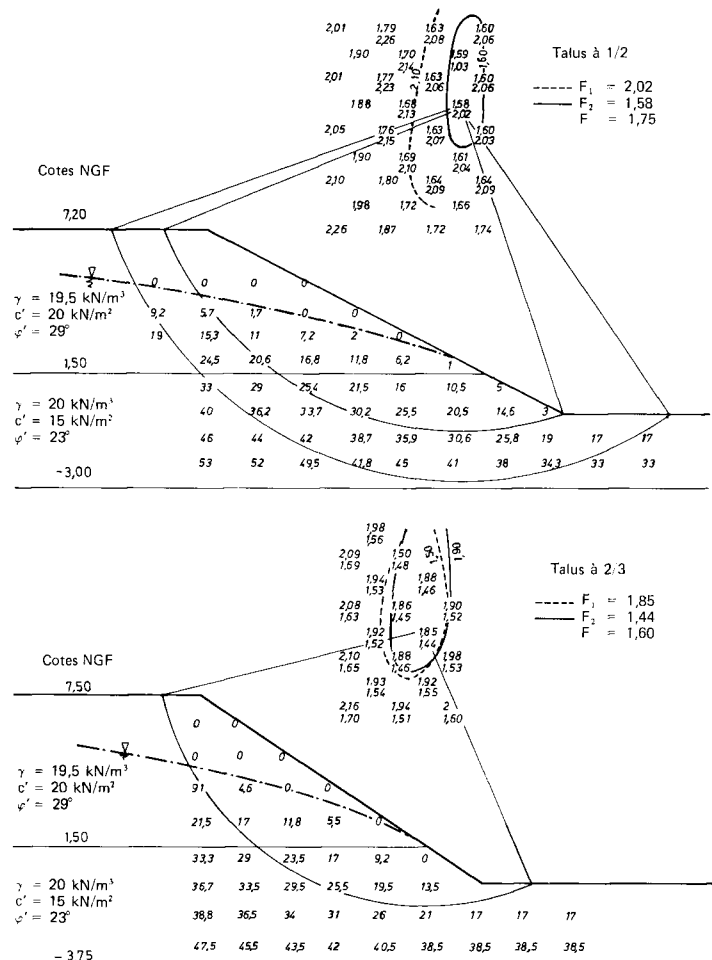


Fig. 15. — Stabilité à long terme des talus à 1/2 et 2/3 en tenant compte des pressions interstitielles déduites du régime hydraulique obtenu par analogie électrique.

F_1 sol homogène : grave argileuse
 F_2 sol homogène : argile sableuse
 F sol hétérogène : $F_2 < F < F_1$.

Le régime hydraulique réel peut être alors plus défavorable à la stabilité des talus que le régime permanent fictif; cependant, la comparaison exposée plus loin, entre les résultats des calculs de stabilité et les observations concernant la tenue des talus, semble montrer que l'erreur introduite n'est pas importante.

Calculs de stabilité

La stabilité des talus à 1/2 et 2/3 a été étudiée tant à court terme (C_u ($\phi_u = 0$)) qu'à long terme (c' , ϕ') au moyen de la méthode des tranches de Bishop.

La stabilité à court terme des talus est très largement assurée (fig. 14) : talus à 1/2, $F = 8,78$; talus à 2/3, $F = 6,60$.

Pendant les travaux et les semaines qui suivirent la fin des terrassements, aucun désordre n'a été observé.

La stabilité à long terme a été étudiée pour des hypothèses variées.

1. On a tout d'abord pris en compte les pressions interstitielles résultant des réseaux d'écoulements. Le programme de calcul ne pouvant traiter des sols hétérogènes, le calcul de stabilité a comporté trois étapes :

— talus homogène de grave argileuse. Coefficient de sécurité maximal F_1 ;

— talus homogène de sable argileux. Coefficient de sécurité minimal F_2 ;

— le résultat des deux calculs précédents montre que la zone de centre de cercle minimal est restreinte, ce qui permet de ne calculer qu'un seul cercle pour le talus hétérogène :

d'où

$$F_2 < F < F_1 \quad (\text{fig. 15})$$

$$\begin{aligned} \text{Talus à } 1/2 \quad F &= 1,75 \\ \text{Talus à } 2/3 \quad F &= 1,60. \end{aligned}$$

La stabilité à long terme est donc assurée de façon satisfaisante et, en fait, on n'a observé aucun désordre important.



Fig. 16. — Désordres en pied de talus.

2. Des désordres, localisés en pied de talus à 2/3 ont cependant été remarqués (fig. 16), cela pouvant être dû :

— aux pressions interstitielles relativement importantes dans cette zone comparativement au poids des terres;

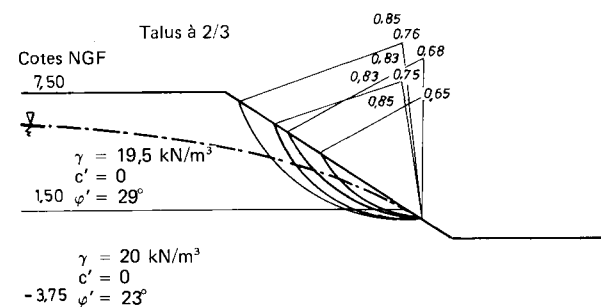
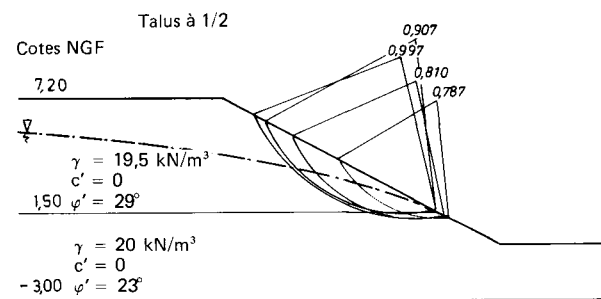


Fig. 17. — Stabilité à long terme des talus à 1/2 et 2/3 en supposant que la cohésion est très altérée à la surface du talus ($c' = 0$).

— à la perte de cohésion à la surface des talus, ceux-ci n'ayant pas été protégés pendant toute la durée de l'essai de la tranchée. Un calcul a donc été effectué pour les mêmes hypothèses que les précédentes, mais avec $c' = 0$ (fig. 17). Le coefficient de sécurité pour des cercles superficiels est effectivement inférieur à 1.

3. Enfin, pour connaître l'erreur introduite par l'hypothèse d'une surface libre horizontale à long terme sur le coefficient de sécurité, on a calculé la stabilité des talus pour les mêmes caractéristiques mécaniques qu'en 1, mais avec une nappe horizontale (fig. 18).

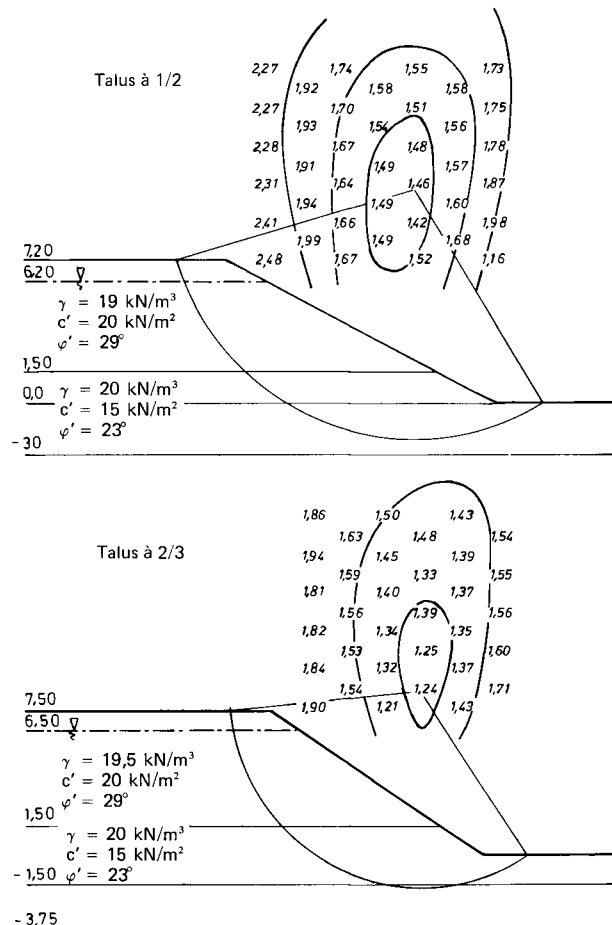


Fig. 18. — Stabilité à long terme des talus à 1/2 et 2/3 en supposant que la nappe est horizontale.

Les coefficients de sécurité sont alors plus faibles que ceux obtenus en 1; 1,46 pour le talus à 1/2 et 1,24 pour le talus à 2/3; soit 20 à 30% de moins qu'en 1.

Dans le tableau V sont résumés les résultats des calculs de stabilité.

Cas traité	Coefficient de sécurité minimal	
	Talus à 1/2	Talus à 2/3
court terme	> 8	> 6
long terme	1,75	1,60
long terme ($c' = 0$)	< 1	< 1
long terme (écoulement horizontal)	1,46	1,24

CONCLUSION

L'étude en vraie grandeur de la tranchée d'essai du Tronchon a présenté deux intérêts.

Sur le plan des études de stabilité

On a pu vérifier que :

- le comportement réel du talus était conforme aux prévisions du calcul;
- la stabilité à court terme était largement assurée;
- la stabilité à long terme était convenablement assurée;
- superficiellement, il y a eu des dégradations progressives ($c'=0$) qui, combinées aux pressions interstitielles fortes en pied de talus, ont conduit à un désordre localisé en pied de talus à 2/3;
- les pressions interstitielles mesurées formaient un ensemble cohérent, et la reconstitution analogique de l'écoulement montre que l'écart moyen entre ces mesures et les valeurs obtenues en laboratoire est de l'ordre de 2 kN/m²;
- la résistance au cisaillement de la grave argileuse a été déterminée avec l'appareil triaxial de Rouen (éprouvettes de 300 mm de diamètre) : les paramètres effectifs obtenus sont très proches de ceux fournis par les essais à la boîte 10×10 cm de matériau écrêté à 5 mm.

La validité des méthodes de calcul se trouve donc confirmée et on remarque que l'hypothèse d'une nappe horizontale conduit à sous-estimer le coefficient de sécurité de l'ordre de 20%.

Sur le plan du chantier

Les observations du comportement de la tranchée d'essai ont permis au maître d'œuvre de choisir une pente de talus stable nécessitant une emprise minimale, dans les terrains mal connus initialement du point de vue mécanique et hydraulique.

La tranchée a finalement été réalisée selon le profil type schématisé sur la figure 19. Une pente de 1/2 a été donnée

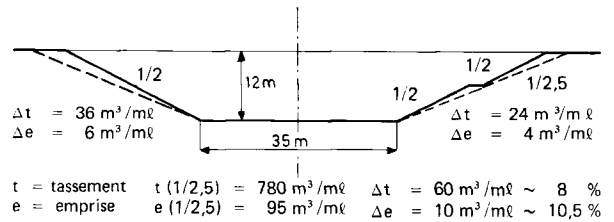


Fig. 19. — Coupe en travers schématique de la tranchée définitive.

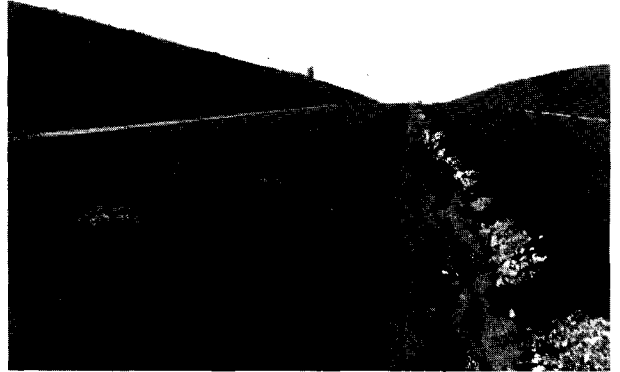


Fig. 20. — Vue de la tranchée exécutée.

aux talus avec, sur la partie la plus profonde de la tranchée et du côté où l'alimentation en eau était la plus forte, une risberme de 2 m de large (fig. 19 et 20).

Si la tranchée d'essai n'avait pas été réalisée, une pente de 1/2,5 aurait dû être retenue.

La tranchée d'essai a donc conduit à un gain de 10,5% sur l'emprise des terrassements et de 8% sur le volume des terrassements.

BIBLIOGRAPHIE

SKEMPTON A. W. et HUTCHINSON J. N., *La stabilité des talus naturels et des fondations de remblais. Volume sur l'état actuel des connaissances*, 7^e Congrès international de mécanique des sols, Mexico (1969).

Rupture de la tranchée expérimentale de la Bosse-Galin (argile molle)

F. BLONDEAU
Adjoint au chef de la section de mécanique des sols
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

D. QUEYROU
Ingénieur
Laboratoire régional de Bordeaux

MOTIVATIONS DE L'EXÉCUTION D'UNE FOUILLE EXPÉRIMENTALE

Présentation du projet

Dans le cadre de l'aménagement du boulevard nord à Bordeaux, on a prévu la construction d'un échangeur afin d'assurer une meilleure pénétration de la RN 136 (Bergerac-Bordeaux) qui jusqu'alors se faisait au passage à niveau de la « Benaugé », intersection routière et ferroviaire.

Cet échangeur est réalisé dans une ancienne zone de marais particulièrement délicate d'aménagement.

Le boulevard nord est, à cet endroit : site de Galin, en remblai de 4 m, par rapport au terrain naturel, remblai qui a subi en 1966 une rupture. Celle-ci a fait l'objet d'une étude de laboratoire conduisant au dimensionnement et à la mise en place de banquettes stabilisatrices.

Compte-tenu des emprises limitées (site urbain) et de points « obligés », les problèmes d'exécution sont les suivants :

- arrivée de la RN 136 en passage inférieur sous le boulevard nord : réalisation d'un déblai qui atteint par endroit 5 m de profondeur;
- exécution de bretelles de raccordement, en partie en déblai, qui, avec l'emprise limitée, entaillent les banquettes stabilisatrices du remblai du boulevard nord actuel;
- déviation de la voie SNCF actuelle afin de désenclaver des cités avoisinantes et d'améliorer le tracé par l'édification d'un remblai de 5,50 m de haut (réalisation confiée aux Ponts et Chaussées);
- exécution de deux ouvrages d'art : ouvrage routier et ouvrage SNCF.

Exécution d'une fouille expérimentale

L'étude préliminaire réalisée en 1968 a permis d'identifier les sols et de faire une première analyse des problèmes suivants :

- stabilité du remblai existant du boulevard nord (banquettes stabilisatrices entaillées);
- stabilité du remblai SNCF projeté;
- stabilité des talus du déblai de la RN 136;
- problème de rabattement de nappe et de pompage.

Cette première étude a proposé, compte-tenu des sols rencontrés et du niveau de la nappe situé sensiblement au terrain naturel, des solutions techniques de réalisation du déblai :

- cuvelage étanche;
- chaussée rigide avec pente de talus et masque drainant;
- chaussée souple sur remblai stabilisateur en fond de déblai.

La dernière solution a été retenue.

Dans ce cas, les problèmes de stabilité se posent surtout lors de l'exécution du déblai en phase provisoire (coefficient de sécurité à court terme voisin de 1 pour une pente à 1/1 à 5 m de profondeur, par les méthodes conventionnelles de ruptures circulaires) car la mise en place du remblai stabilisateur ramène la profondeur du déblai de 5 m à 2 m.

En 1972 le maître d'œuvre, en liaison avec le laboratoire, propose l'ouverture d'une fouille expérimentale, doublée d'une étude spécifique complète de l'ensemble du site afin de préciser les difficultés d'exécution.

Présentation des sols

Cette zone, dite des « marais de la Benaugé », a été creusée par la Garonne et colmatée lors de la transgression du Flandrien.

On peut distinguer, de haut en bas :

Les alluvions récentes de 10 à 12 m d'épaisseur

Constituées par des vases argileuses avec intercalations sporadiques de niveaux tourbeux, et une couche d'argile très plastique de surface, surconsolidée; classification : OT (sols organiques très plastiques).

Les alluvions anciennes de 6 à 7 m d'épaisseur

Elles correspondent à la terrasse inférieure de la Garonne, et sont constituées de matériaux sablo-graveleux généralement propres, et renfermant une nappe phréatique abondante.

Le substratum

Le substratum géologique du secteur est représenté par l'étage sannoisien constitué par des marnes plus ou moins argileuses et compactes, et formant l'horizon imperméable des nappes sus-jacentes.

Synthèse

Les sols, du point de vue caractéristiques physiques d'identification, et propriétés mécaniques sont représentés dans les tableaux I et II, synthèse des prélèvements d'échantillons intacts avec essais de laboratoire, des essais en place (profils scissométriques et mesure de perméabilité en place) réalisés dans la zone de la fouille expérimentale.

Le déblai intéresse donc principalement la couche de vase argileuse (Ot) sous-jacente à une couche d'environ 1,5 m d'argile très plastique de surface et de tourbe.

Ces couches se caractérisent par :

- une plasticité élevée : $30 < w_p < 45$;

— des indices de consistance faible : $0,2 < I_c < 0,45$;

mais également par un phénomène de surconsolidation important en surface ($\sigma'_c - \sigma'_0 = 100 \text{ kN/m}^2$) qui diminue au centre de la couche argileuse de faible perméabilité ($\sigma'_c - \sigma'_0 = 20 \text{ kN/m}^2$) pour tendre à augmenter à nouveau en base de couche au contact des sols sableux perméables ($\sigma'_c - \sigma'_0 = 40 \text{ kN/m}^2$).

Les valeurs des cohésions C_u mesurées en laboratoire et en place, suivent sensiblement la même allure de courbe — valeurs élevées en surface (C_u parfois supérieur à 60 kN/m^2) — qui passe très rapidement par un minimum entre 4 et 5 m de profondeur.

Ces observations nous ont incités à faire un découpage en tranches du sol afin de tenir compte des variations de cohésion en fonction de la profondeur, et de faire des corrections dues à la plasticité du sol pour les calculs de stabilité.

DESCRIPTION DE LA FOUILLE

Dimensionnement

Les premiers sondages avec essais de laboratoire, et essais en place réalisés début 1973 au droit de la fouille

TABLEAU I — Profil géotéchnique des sols de fondation : carottage réalisé au centre de la fouille

Profondeur (m)	Description	w_p . w_L . w (%) + — ● ○ 30 40 50 60 70 80 90 100	I_c	γ ○ (kN/m ³) γ_d ● (kN/m ³) 10 15 20	Cisaillement				Compressibilité										
					ΔC_u triaxial (kN/m ²)		ϕ' (°)	ϕ_{cu} (°)	e_0	$\sigma'_c - \sigma'_0$ (kN/m ²)	C_c								
					+ Scissomètre de laboratoire														
1	Argile très plastique (At)		0,25																
2	— Tourbe —		0,40																
3	Vase argileuse (Ot)		0,45																
4			0,35																
5			0,20																
6			0,20																
7	Sable limoneux (SL)																		
8																			
9																			
10																			
11																			
12																			

TABLEAU II
Profil des essais en place

Profondeur (m)	Description	Scissomètres en place C_u (kN/m ²) 4 profils					Mesure de perméabilité en place K (cm/s)			
		10	20	30	40	50	60	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}
1	Argile très plastique (At)									
2	— Tourbe —									
3	Vase argileuse (Ot)									
4										
5										
6										
7	Sable limoneux (SL)									
8										
9										
10										

projetée, et dont les résultats figurent tableaux I et II, permettent de fixer les caractéristiques mécaniques des sols introduites dans les calculs de stabilité à court terme qui sont utilisées pour le dimensionnement de celle-ci.

La position de la fouille, comme l'indique la figure 1, a été définie dans l'axe du futur déblai.

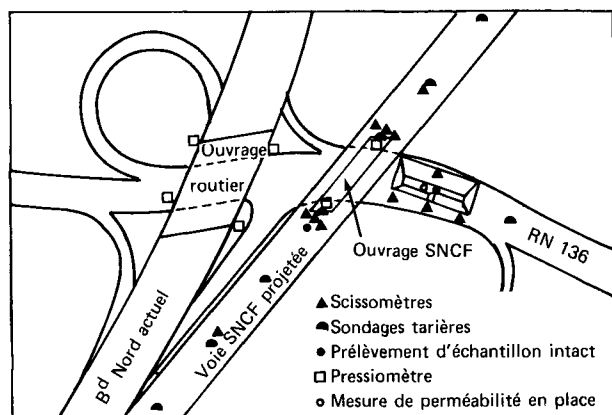


Fig. 1. — Situation de la fouille expérimentale de l'échangeur projeté de la Bosse-Galin.

La géométrie de la fouille est la suivante :

- longueur 45 m, largeur 20 m;
- profondeur (creusement estimé en fonction des calculs court terme exécutés) 5,50 m;
- pentes de talus :

- 1 talus incliné à 60° destiné à se rompre rapidement (en fin de travaux).
- 1 talus incliné à 45° destiné à se rompre peu après.
- 1 talus incliné à 27° destiné à l'étude des conditions de passage court terme-long terme du régime hydraulique et à l'étude du régime permanent.

Équipement de la fouille

Le plan général d'équipement de la fouille est représenté sur les figures 2 et 3.

Jalons

43 jalons repères ont été mis en place autour de la fouille suivant des axes parallèles et perpendiculaires à celle-ci.

Ces jalons ont été visés à partir de quatre stations fixes, en déplacements horizontaux et verticaux (qui ont permis de faire des mesures en continu d'une base à une autre, sans être interrompues par les engins de terrassement). Ces quatre stations repères ont été rattachées à deux autres stations fixes constituant une cinquième base située hors du chantier et permettant de corriger les déplacements éventuels des quatre premières stations, dus à un mouvement d'ensemble du sol, éventuellement plus important que celui prévisible.

La méthode de photogrammétrie avait été envisagée pour le repérage des jalons, mais son coût nous a amenés très vite à abandonner cette méthode pourtant intéressante. L'exploitation des mesures, relativement ardue, étant donné le nombre de mesures, a été faite par ordinateur. La qualité des résultats a donné toute satisfaction.

Sondes piézométriques

Quatre profils de sondes piézométriques en bronze fritté type LPC ont été mises en place (fig. 3). Les profils I, II et

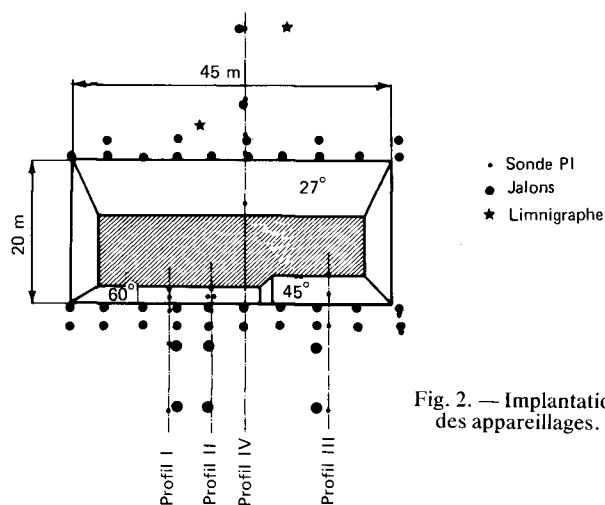


Fig. 2. — Implantation des appareillages.

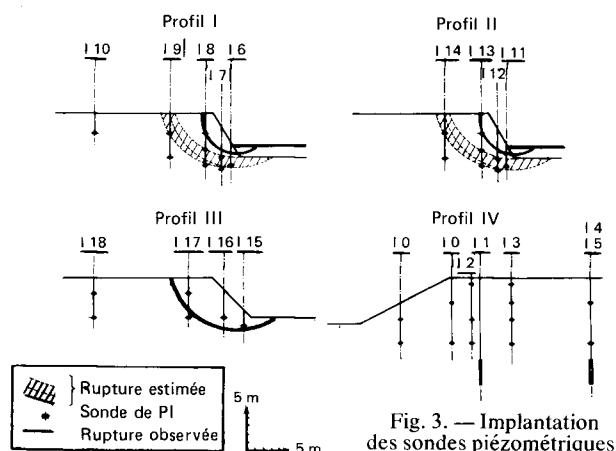


Fig. 3. — Implantation des sondes piézométriques.

Nota : les sondes piézométriques ont été affectées d'un coefficient relatif à leur ordre de profondeur pour leur numérotation sur le même profil vertical.

Exemple : I18-1, I18-2 pour le profil 18 et de haut en bas (notation utilisée dans la suite du texte).

III tiennent compte des ruptures estimées, et le profil IV est surtout destiné à l'étude hydraulique à long terme. Chaque sonde est reliée directement à un manomètre travaillant en dépression et permet une lecture rapide étant donné le nombre de mesure (36 sondes).

Un manomètre enregistreur travaillant en dépression a également été mis en place afin d'avoir des lectures en continu sur les sondes jugées les plus intéressantes.

Tubes piézométriques ouverts

Deux tubes piézométriques ont été mise en place, crépinés dans la zone sous-jacente aux alluvions fines et équipés de limnigraphe enregistreur type R 16 à flotteur, à vitesse de rotation variable (rotation journalière, hebdomadaire ou mensuelle) afin de suivre l'évolution du niveau piézométrique de celles-ci.

Inclinomètres

Trois tubes inclinométriques ont été foncés en bord de fouille :

- deux tubes inclinométriques avec sonde de mesure à cordes vibrantes type Télémak situés sur les profils I et II à 0,50 m du bord de fouille (pente à 60°);

— un tube inclinométrique souple à mesure par pendule et voltmètre (modèle prototype) situé également à 0,50 m du bord de fouille (pente à 60°) et à mi-distance des deux tubes type Télémak.

Ces tubes ont été foncés directement dans le sol entre 7 et 9 m de profondeur, les têtes de tube étant mesurées topographiquement selon le même principe que les jalons.

Déroulement de l'expérience

Exécution des terrassements

Le démarrage des travaux s'est effectué le mercredi 22 mars 1972.

Ils ont été exécutés avec une pelle mécanique travaillant en «retro», et deux grues à godets.

Une tentative d'utilisation de dragline pour l'exécution des pentes a été faite, mais se solda par un échec, compte tenu de la position en retrait par rapport au bord de fouille (minimum 6 m) demandé à l'entreprise vis-à-vis des risques de rupture.

Les pentes ont été réalisées en pelles «retro» au démarrage du chantier (faible profondeur) ensuite avec une grue à godet avec finition manuelle.

Les différentes étapes ont été les suivantes :

- le 22.03.1972 démarrage du chantier;
- réalisation d'une première tranche de 2,80 m de profondeur en moyenne sur toute la fouille, travaux terminés le 10.04.1972;
- le 11.04.1972 : exécution d'une seconde tranche à 4 m de profondeur en moyenne, finie le 15.04.1972 à 18 h;
- le 18.04.1972 : exécution d'une dernière tranche à 5 m de profondeur (après les ruptures) sur la demi-largeur de la fouille correspondant à la pente à 27°.

Les travaux ont duré pratiquement un mois, et cela pour plusieurs raisons :

- déplacement délicat des engins de terrassement compte-tenu de la densité des appareillages de mesure, et protection des sondes situées sur les pentes de talus;
- travail par tranches de profondeur;
- lancement difficile du chantier en raison du matériel spécial utilisé : grue à godet avec flèche de 24 m.

Pendant toute la durée des travaux, un pompage en continu en fond de fouille a été exécuté.

Ruptures observées

Elles sont classées chronologiquement selon leur évolution (fig. 4 et 5).

Nuit du 15 au 16 avril 1972

Après l'achèvement de la tranche à 4 m de profondeur le 15.04.1972, une première rupture intervient dans la nuit du 15 au 16.04.1972 (axe CD, fig. 4).

Elle intéresse sensiblement la moitié de la pente à 60°. La rapidité jouant, aucune observation pendant la rupture n'a pu être effectuée.

Nuit du 16 au 17 avril 1972

Après la première rupture, aucun mouvement ni fissuration n'ont été observés à l'œil pendant la journée du 16.04.1972. On observe toutefois un redémarrage de l'écoulement en base de tourbe avec un suintement géné-

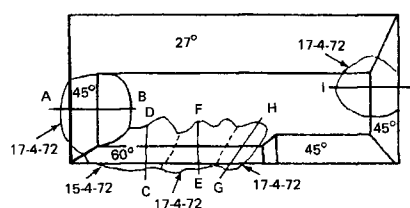


Fig. 4. Emplacement et date des ruptures.

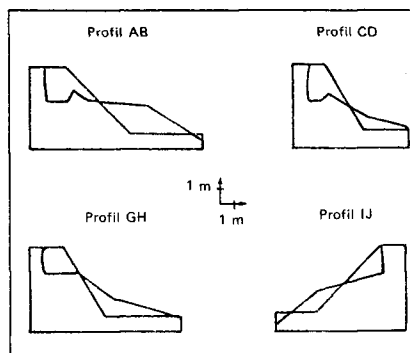


Fig. 5. Profil des ruptures.

ral sur les extrémités à 45° de la fouille (cet écoulement s'était arrêté après les premiers jours de pompage).

Le 17.04.1972 entre 2 h et 3 h 30 : rupture de la pente à 45° en extrémité de la fouille (axe AB, fig. 4) et réactivation de la rupture pour la pente à 60° (axe EF et GH, fig. 4).

Cet ensemble de ruptures a été très rapide : sensiblement 1 h 30. A 3 h 40, on observe une légère fissure qui se dessine sur la pente à 45° sur l'extrémité opposée de la fouille (axe IJ) située à mi-pente (≈ 1 cm). Cette fissure s'ouvre horizontalement et régulièrement pour atteindre 10 cm à 4 h 50. Elle correspond probablement à un gonflement en base de la pente.

Entre 4 h 50 et 8 h du matin, un glissement lenticulaire, de très faible épaisseur, se produit sur la pente avec son sommet à la fissure observée et provoquant par affaissement la fermeture de celle-ci.

A partir de 8 h, le 17.04.1972, aucun mouvement n'a pu être observé.

A 12 h on observe une reprise de cette rupture (axe IJ, fig. 4) par reprise du glissement en pied de talus, fissuration générale sur la pente et en crête, et suintement le long de la pente, enfin glissement, d'ensemble qui se stabilise à 15 h 10.

Des photographies de l'avancement de la rupture sont prises toutes les 10 mn afin d'essayer de reconstituer la cinématique du mouvement (fig. 6).

A 13 h 20 la fissure remarquée la nuit précédente s'est rouverte sous l'action de la reprise du glissement.

EXAMENS DES MESURES EFFECTUÉES

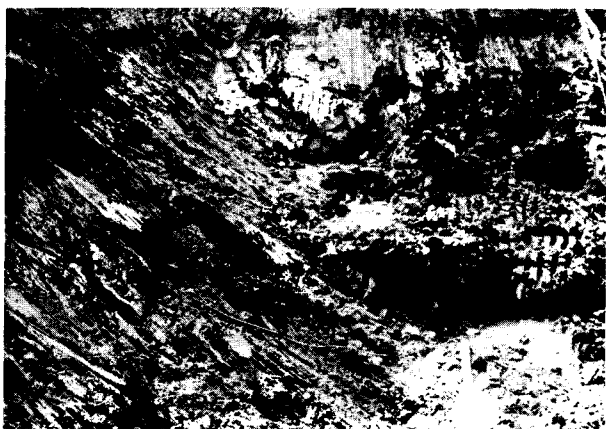
Déformations

Déplacements des jalons

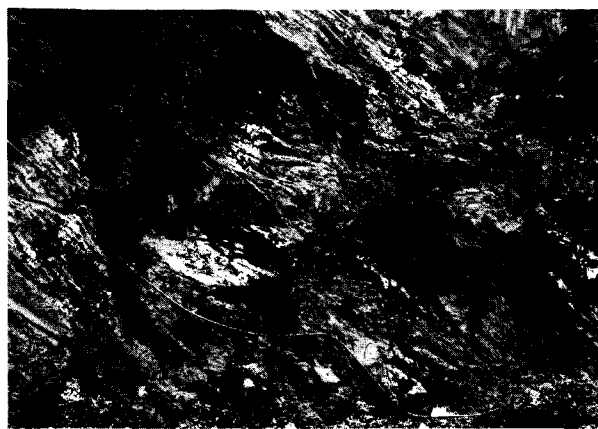
Le programme de calcul sur ordinateur utilisé permet d'obtenir les valeurs de X, Y, Z pour chaque repère, ainsi que les variations de ces valeurs par rapport à chacune des mesures précédentes.

D'un point de vue global, les déplacements maxima enregistrés ont été de 230 mm en plan, vers la fouille, et 87 mm

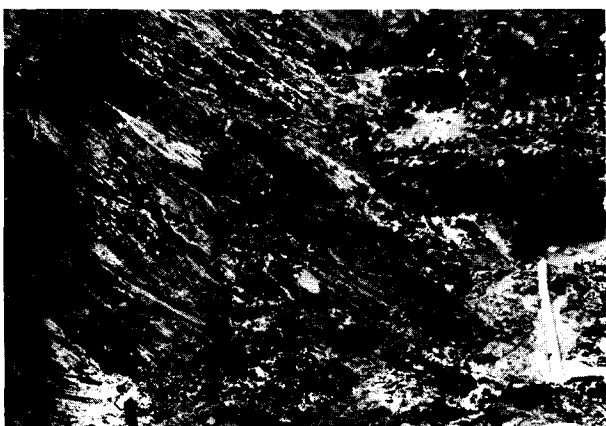
Fig. 6



12 h 10 (17-04-1972).



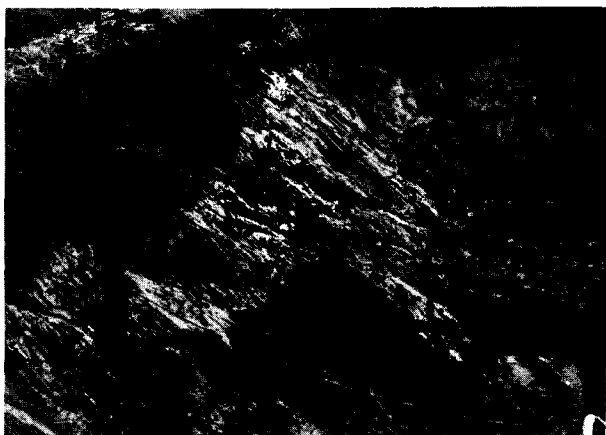
14 h 30. Le glissement se poursuit régulièrement par affaissement en tête de un mètre environ en 40 mn.



13 h 10. En une heure, le mouvement en pied est très lent et à peine perceptible : quelques centimètres.



15 h 10. Fin du glissement. L'affaissement total en tête est de l'ordre de 1,80 m.



13 h 50. Le mouvement s'accélère : fissuration de la pente avec ouverture en tête.



On peut voir sur cette photographie l'ensemble des ruptures selon la pente extrême à 45° (axe AB) et sur la pente à 60° (axes CD, EF, GH).

vers le bas (tassement) pour le jalon J 16 situé au bord de la fouille, et dans la zone centrale. Compte-tenu de la position relative des jalons et des bases, et de la précision des appareils de mesure, la précision sur la position des jalons est de l'ordre du centimètre.

La figure 7 donne le déplacement Δl , en plan, des jalons la veille de la rupture (14.04.72), le lendemain de la rupture (16.04.72) et un mois après (17.05.72), pour les jalons mesurés à ces diverses dates.

La figure 8 donne la valeur des tassements, Δz , au 28.04. et 17.05.1972 pour les seuls jalons qui ont été mesurés à ces dates.

On constate nettement l'effet de la troisième dimension (fouille non assimilable à un ouvrage infiniment long) puisque les mouvements sont d'autant plus accentués que l'on se rapproche de l'axe du déblai.

On donne (fig. 9 a) la coupe des déplacements Δl , vers la fouille, mesurés à la date du 17.05.72 sur les jalons J 26, J 16, J 56, J 53, J 71, J 81. Ils sont sur un profil situé approximativement dans l'axe transversal de la fouille.

La figure 9 b donne les tassements correspondants, on notera que, par extrapolation linéaire, la zone d'influence du déblai s'étend à environ 10 m du bord, côtés ruptures, et 30 m du côté pente à 1/2, soit 3 fois plus du côté de la pente la plus faible.

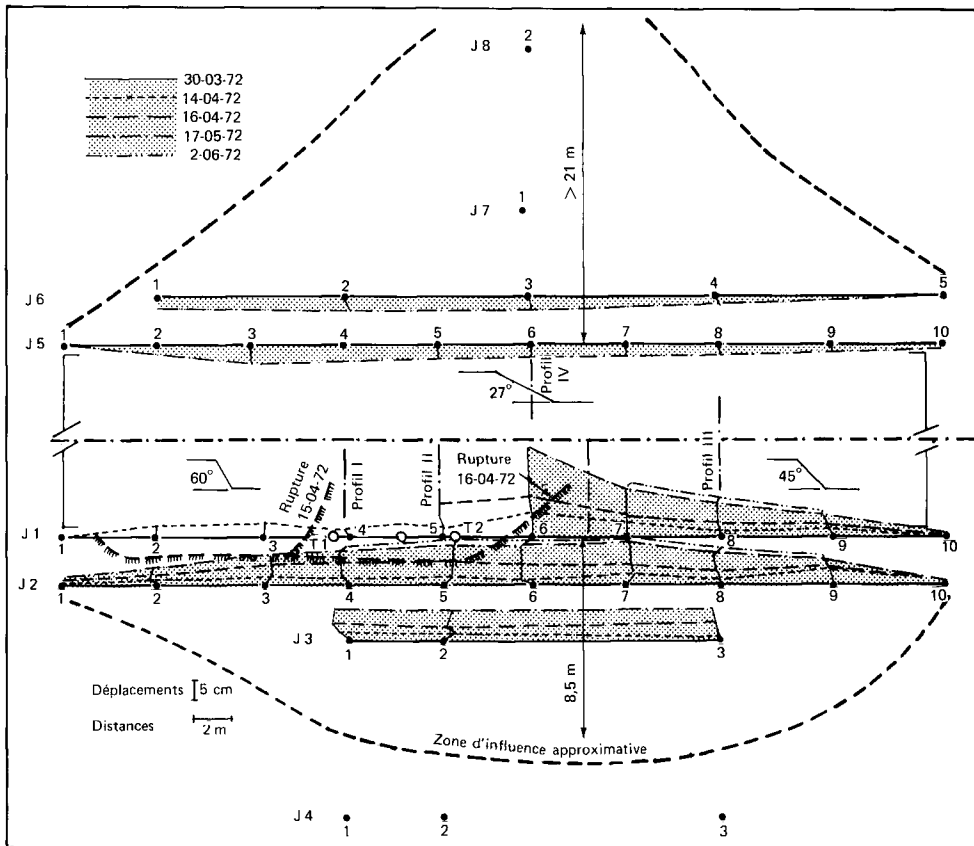


Fig. 7. — Déplacement des jalons pendant les terrassements.

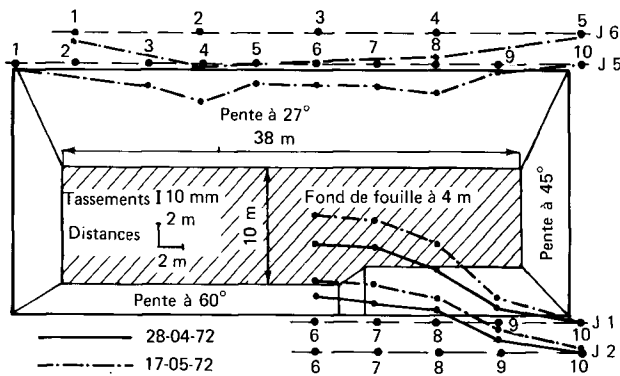


Fig. 8. — Tassement des jalons pendant les terrassements.

En effectuant des extrapolations analogues pour les autres profils, on peut déterminer la zone d'influence de la fouille indiquée par la figure 7. Notons cependant que certaines imprécisions de mesures, rendent difficile une extrapolation valable pour tous les profils.

Les déplacements enregistrés sont dans le rapport de 1 à 5,5 environ entre la zone des profils raides ($\Delta l J 16 = 23,5 \text{ cm}$ $\Delta z J 16 = 8 \text{ mm}$) et la zone à 1/2 ($\Delta l J 56 = 4 \text{ cm}$ $\Delta z J 56 = 16 \text{ mm}$).

La figure 10 représente, en fonction du temps, les pourcentages de déplacements des jalons rapportés, pour chacun d'eux, au déplacement mesuré le 17.05.1972 ($\Delta l = 100\%$).

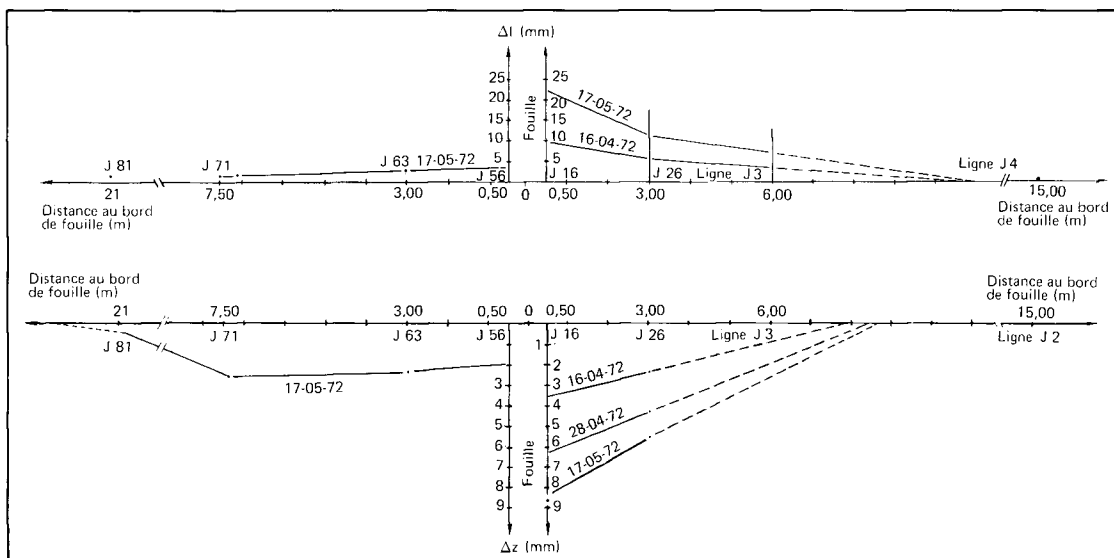


Fig. 9a. — Coupe des déplacements sur un profil situé dans l'axe de la fouille.

Fig. 9b. — Coupe des tassements sur le même profil.

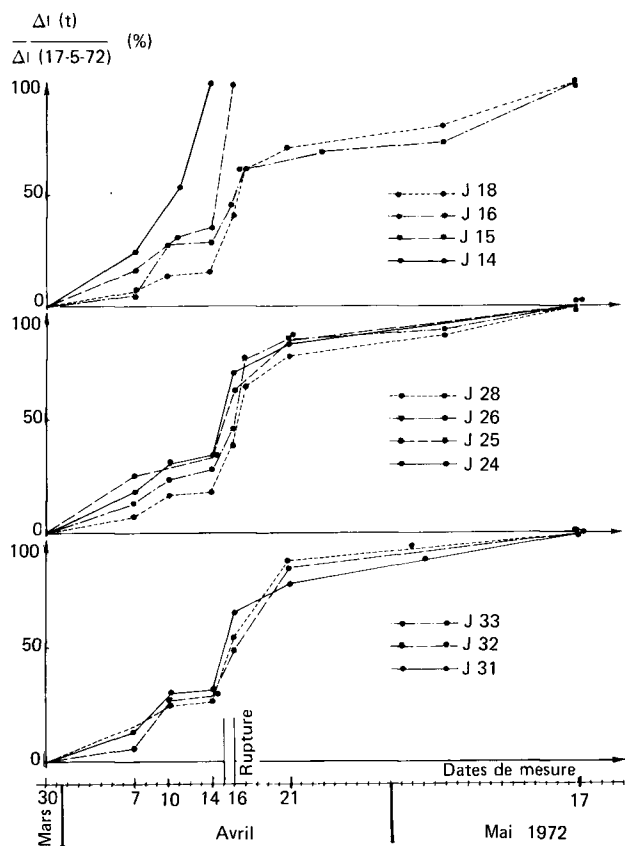


Fig. 10. — Pourcentages des déplacements rapportés aux déplacements mesurés le 17-05-72.

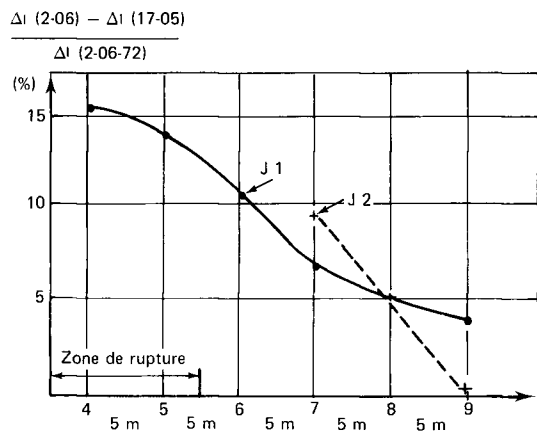


Fig. 11. — Déplacements résiduels mesurés entre le 17-05-72 et le 2-07-72, rapportés au déplacement final.

L'accélération du mouvement le 14.04.1972, veille de la rupture, est sensible pour tous les jalons mentionnés, qui sont situés dans la zone des profils P I, P II, P III. Ils ont subi en moyenne, pendant les 3 jours encadrant la rupture autant de déplacement que pendant les 15 jours précédents; en effet, le Δl moyen passe de 0,30 le 14.04.1972 à 0,60 le 17.05. Une semaine après la rupture (21.04), on observe un net ralentissement de la vitesse de déplacement qui a atteint un maximum de 2 cm/j pour les piquets J 15 et J 16 le jour de la rupture.

En règle générale, les déformations sont pratiquement arrêtées le 17.05.1972, soit un mois après la fin des terrassements. Les jalons proches des ruptures continuent cependant à subir des déplacements. La figure 11 donne pour ces jalons le pourcentage de déplacement subi entre le 17.05 et le 2.06 rapporté au déplacement total. On constate que plus on s'éloigne de la zone de rupture, plus le déplacement résiduel est faible.

Modèle d'éléments finis

On a tenté une modélisation par éléments finis. Il apparaît que les résultats de calculs de déformations, effectués sur la base d'un milieu élastique de coefficient de Poisson $\nu = 0,5$ (hypothèse de la déformation à volume constant pendant la phase de court terme), sont incompatibles avec les observations faites sur les déplacements des jalons. Il y a, en particulier, inversion du sens de la concavité de la déformée du terrain par rapport à la déformée calculée.

Deux facteurs peuvent expliquer ces discordances qu'il reste à lever par des études complémentaires : le sol n'était vraisemblablement pas saturé, et a pu varier de volume en cours du terrassement. De plus, il y a vraisemblablement eu début de consolidation, comme l'indiquent les résultats piézométriques développés plus loin.

Tubes inclinométriques

Les mesures inclinométriques dans leur ensemble confirment globalement le déplacement de la tête des tubes vers la fouille jusqu'au moment des ruptures.

Toutefois, ces mesures, bien que concordantes, restent dans le domaine de précision des appareillages de mesure car les déplacements ont été faibles jusqu'aux ruptures; et après celles-ci les mesures n'ont pu être effectuées (tubes déplacés et rompus).

Résultats piézométriques

Les 36 sondes de pressions interstitielles (type LPC) ont donné dans l'ensemble des résultats exploitables à de rares exceptions près. Il faut noter cependant que la présence de matières organiques a posé quelques problèmes, nécessitant la resaturation périodique de certaines sondes, et provoquant ainsi quelques perturbations dans les mesures.

De plus, certaines variations brutales de pressions interstitielles entre deux mesures consécutives pourraient être

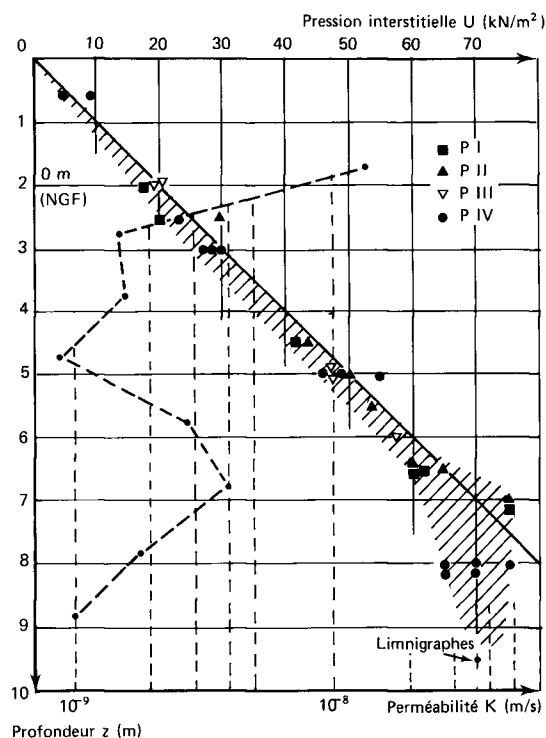


Fig. 12. — Régime hydraulique initial aux points de mesure.

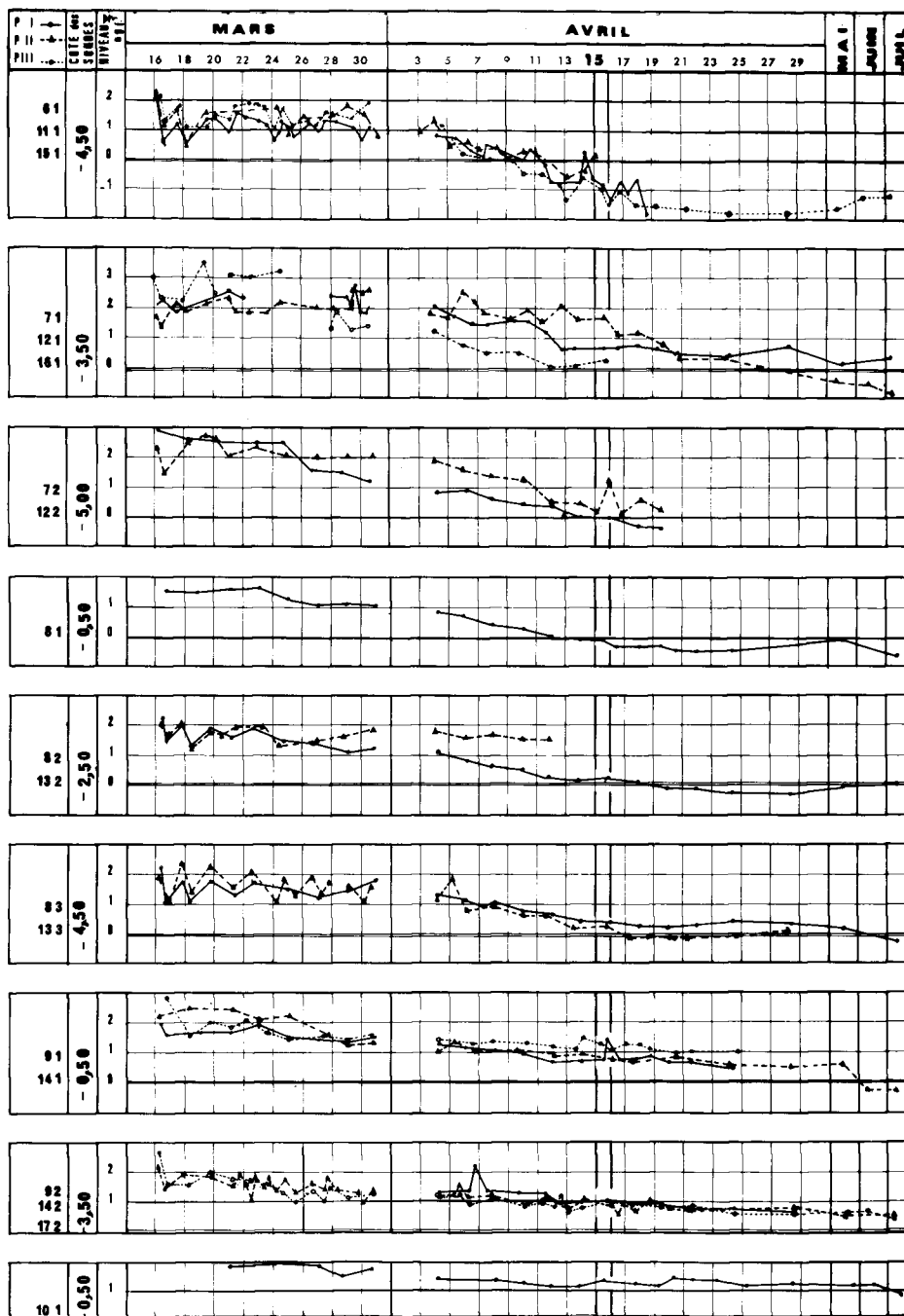


Fig. 13. — Résultats piézométriques des profils I, II, VI.

dues au passage des engins de chantier à proximité de la sonde.

La figure 13 rassemble, à titre d'exemple, les résultats obtenus sur l'ensemble des sondes des profils PI, PII et PIII, intéressé par la rupture du 15.04.72, et l'on peut y noter la présence de « dents de scie » de l'ordre de 0,50 m que l'on retrouve à peu près sur toutes les sondes.

Régime hydraulique initial

Dans l'ensemble, le temps de mise en condition des sondes a été de l'ordre de 3 jours, et nous avons pris comme conditions initiales les valeurs des pressions interstitielles moyennes entre le 19 et le 21 mars 1972.

On a reporté, figure 12, la valeur des pressions initiales pour chaque sonde en fonction de la profondeur par rapport au terrain naturel.

Le régime initial correspond sensiblement à un régime hydrostatique jusqu'à 6 m de profondeur. L'ensemble des

résultats se situe en effet au voisinage de la droite $u = z$, avec une légère tendance à l'écoulement descendant.

A 7 m de profondeur (-5 NGF) se situe une zone légèrement en charge (0,50 m pour I122; I72).

Cela correspond à un passage plus perméable ($K = 4,10^{-9}$ m/s)

comme le montre la figure 13 sur laquelle on a reporté la perméabilité mesurée en place.

Entre 7 et 9,50 m de profondeur, se produit une perte de charge importante donnant lieu à un écoulement descendant vers la grave dont le niveau piézométrique très stable se situe à 2,50 m sous le terrain naturel.

Le gradient hydraulique correspondant vaut :

$$i = \frac{H(-7) - H(-9,50)}{2,50}$$

$$i = 1,2.$$

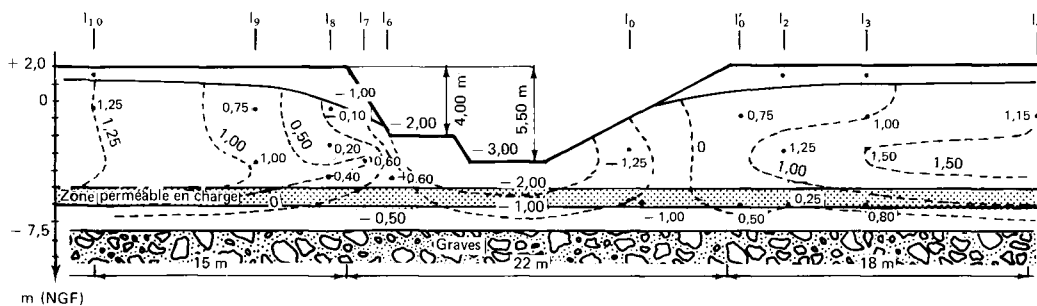


Fig. 14. — Réseau d'écoulement général au moment de la rupture.

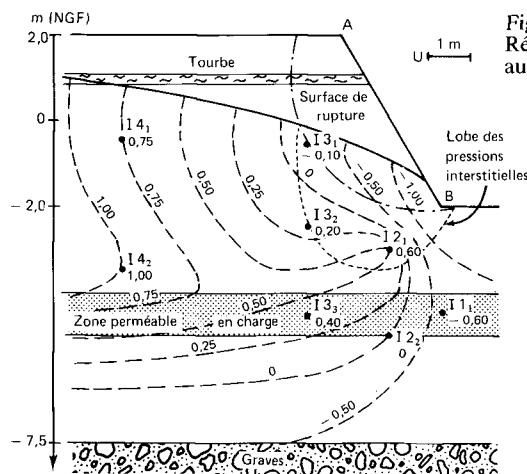


Fig. 15 a. Réseau d'écoulement aux profils I et II.

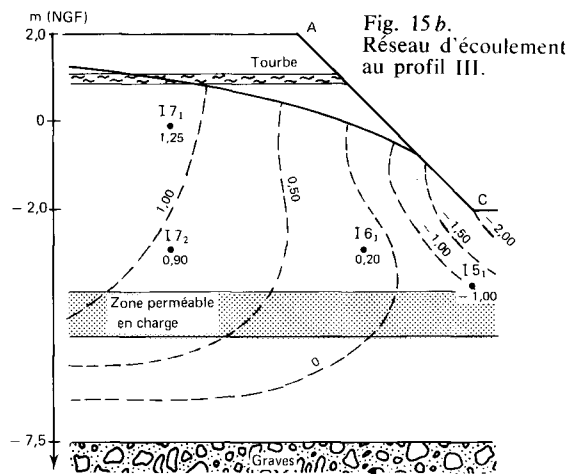


Fig. 15 b. Réseau d'écoulement au profil III.

Régime transitoire

L'ensemble des sondes accuse une baisse notable de pression interstitielle pendant les terrassements. On note en particulier le passage dans la tourbe, à un mètre de profondeur, aux environs du 25-26 mars, qui se traduit surtout sur les sondes supérieures par une chute brutale de la pression interstitielle, d'environ un mètre. Cela correspond au fait que la couche de tourbe, très perméable, constitue la zone d'alimentation supérieure du massif. Le pompage dans la fouille y ayant pratiquement annulé les pressions interstitielles, les conditions aux limites varient brusquement.

Il y a bon accord de comportement entre les sondes situées « à l'extérieur » de la zone de rupture (I 6-1 et I 11-1, I 8-3 et I 13-3, I 9-1, I 9-2 et I 14-1, I 14-2) (fig. 14). En revanche, on note une certaine discordance de mesures entre les sondes proches du parement du talus qui sont plus directement sensibles aux variations de la surface libre. Les mesures effectuées en juin et juillet ne font pas ressortir de modification sensible du régime de pressions interstitielles par rapport au régime de mi-avril, au moment de la rupture; hormis une légère remontée, de l'ordre de 0,50 m sur certaines sondes, sans que cela soit ni net, ni général. Cela laisserait entendre que le drainage suit immédiatement le rythme des terrassements et que le relâchement des contraintes totales dû à l'excavation, ne se traduit pas par une variation sensible de pression interstitielle par rapport à l'écoulement permanent.

La précision des mesures et l'intervalle séparant deux mesures consécutives ne permettent pas de constater de variation sensible de la pression interstitielle au moment de la rupture (nuit du 15 au 16 avril 1972). Il est fort possible que le cisaillement brutal qui se produit induise des surpressions importantes entre deux mesures, la dissipation se faisant dans la surface de rupture qui constitue une zone perméable.

On a représenté sur la figure 14 les charges hydrauliques mesurées au moment de la rupture ainsi que les équipotentielles correspondantes. Du fait de la perméabilité de la tourbe, le rabattement en surface est important et le « rayon d'action » de la fouille est de l'ordre de 40 m. La dissymétrie des équipotentielles apparaît nettement entre les deux côtés.

Deux modèles d'analogie électrique ont été exécutés en simulation de sol homogène, avec conditions aux limites respectivement à 10 et 30 m des bords de fouille. L'allure des équipotentielles est beaucoup moins distordue que d'après les mesures en place, ce qui laisse penser que la zone plus perméable comprise entre 6 et 7 m de profondeur (cote -4 à -5 NGF) joue un rôle non négligeable dans l'évolution des pressions interstitielles.

La figure 15 a présente le lobe des pressions interstitielles agissant le long de la surface de rupture observée, interpolées à partir du réseau d'équipotentielles. Vis-à-vis de la stabilité, ce lobe est équivalent à celui que donnerait une nappe fictive suintant à la cote -0,75 m NGF, c'est-à-dire plus haut que ce que donne la surface libre déduite des mesures. Cela vient du fort potentiel mesuré en I 7-1 ($H = +0,60$ NGF).

La figure 15 b donne le réseau similaire pour le profil III.

EXPLOITATION : ANALYSE DE STABILITÉ

Éléments géotechniques

Les essais d'identification et les essais scissométriques de chantier, font ressortir l'existence de trois couches aux caractéristiques légèrement différentes (tableau III).

La fouille étant à 4 m de profondeur au moment de la

TABLEAU III

Les angles φ' supérieurs à 30° correspondent aux I_p inférieurs à 45

Couche n°	Profondeur (m)	γ (kN/m ³)	w_n (%)	w_L (%)	I_p (%)	C_u moyen (kN/m ²)	C_u minimal (kN/m ²)	c' (kN/m ²)	φ' (°)
I	0-3	16,7	55	80	45	32	30	8-12	25-27
II	3-6	14,8	87	100	57	20	16	10-12	26-31
III	6-9,50	15,5	69	80	42	25	22	7-10	32-37

rupture, seule la couche I et la partie supérieure (1 m) de la couche II sont intéressées.

Calculs prévisionnels

Plusieurs séries de calculs avaient été effectuées, faisant intervenir diverses pentes, caractéristiques de sols et profondeurs de fouille. La méthode utilisée était la méthode de Bishop simplifiée, en contraintes totales. On avait de plus envisagé la possibilité d'apparition d'une fissure de traction en crête de talus, au-dessus de la zone de tourbe.

De plus, compte-tenu de l'expérience acquise sur la stabilité des remblais sur sols mous (G. Pilot, 1972), les valeurs de la cohésion non drainée avaient été corrigées de 25% ($C_u \text{ corrigé} = \frac{C_u \text{ mesuré}}{1,25}$) pour tenir compte de la plasticité des sols tassés.

L'ensemble des calculs effectués est synthétisé sur la figure 16 donnant le coefficient de sécurité F en fonction de la pente de talus β , pour diverses profondeurs (4, 5 et 5,50 m) de fouille et pour deux valeurs de caractéristiques C_u (C_u moyen corrigé et C_u minimal corrigé par couche).

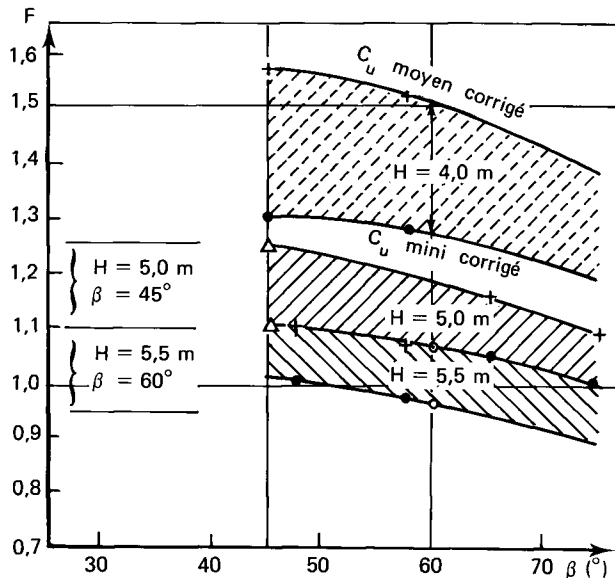


Fig. 16. — Coefficient de sécurité en fonction de β , H , C_u .

On notera l'influence relativement faible de la pente de talus, mais en revanche, la forte sensibilité à la profondeur de fouille. La profondeur retenue avait été de 5,50 m pour la pente à 60°, qui donnait $F = 1$ pour C_u compris entre C_u moyen et C_u minimal, et de 5 m pour la pente à 45° afin d'obtenir un coefficient de sécurité de l'ordre de 1,05-1,15 à court terme.

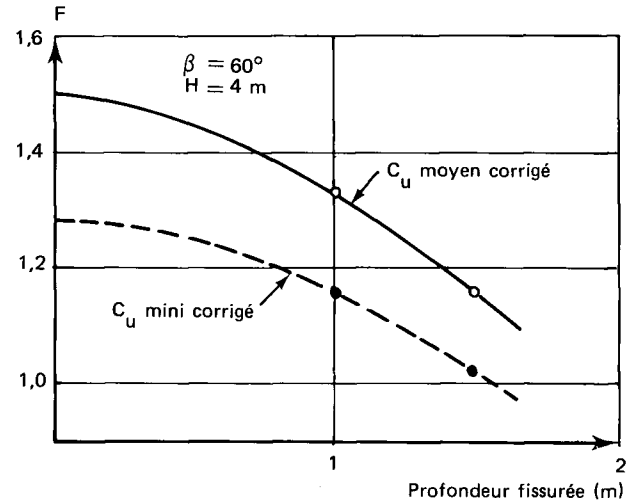


Fig. 17. — Influence de la fissure de traction sur F .

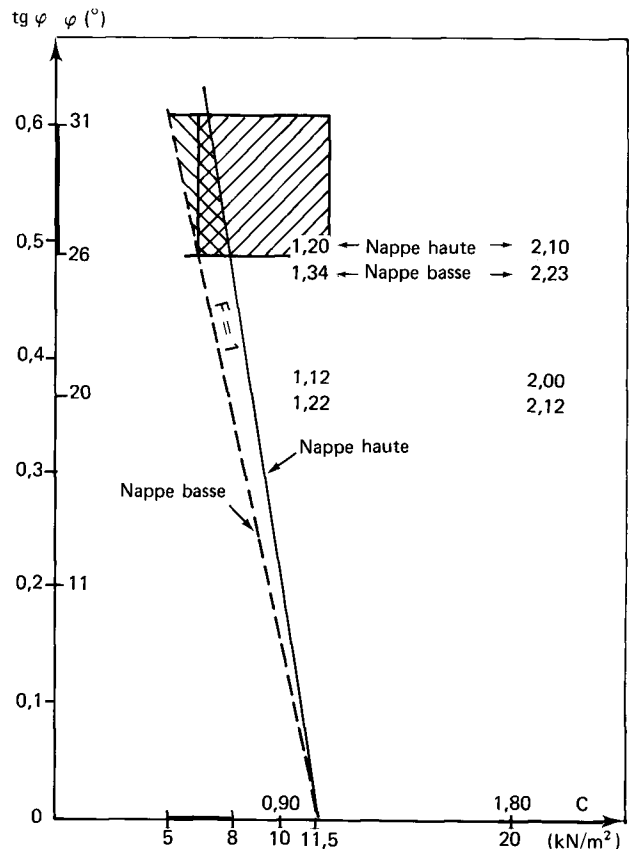


Fig. 18. — Schéma de stabilité de la fouille à la rupture.

Ainsi, on espérait obtenir une rupture immédiate de la pente à 60° à 5,50 m de profondeur, et une rupture différée de la pente à 45°.

Conditions de rupture

Contraintes totales

La rupture s'est produite pour 4 m de profondeur. Le coefficient de sécurité, calculé a priori, est alors supérieur à 1,30 (fig. 16).

La figure 17 indique que, pour expliquer la rupture à court terme, à cette profondeur, il faudrait envisager une fissure de traction, en crête de talus d'au moins 1,60 m de profondeur. On a reporté, figure 18, le schéma de stabilité de cette configuration, pour la valeur minimale de la cohésion non drainée, ainsi que le cercle minimum théorique, sans fissure de traction.

L'examen des divers profils de rupture (fig. 5) permet d'avoir une idée de la forme de la courbe de rupture qui doit avoir les caractéristiques suivantes :

- elle passe par la crête du glissement;
- elle a une forme géométrique simple autorisant le mouvement;
- le volume mis en jeu doit être conservé au cours du glissement.

L'ensemble de ces propriétés amène à considérer comme surface de rupture probable, une surface à directrice quasi circulaire centrée dans la zone hachurée (fig. 18), c'est-à-dire à l'aplomb du pied de talus, et un mètre au-dessous de la crête. Le volume ainsi mis en jeu est moins important que le volume théorique avec fissure de traction, et a fortiori sans fissure.

Le coefficient de sécurité correspondant à la rupture observée, a été calculé en contraintes totales par la méthode des perturbations (P. Raulin, G. Rouquès, A. Toubol, 1974). La cohésion moyenne mobilisée devrait être de 11,5 kN/m² (fig. 19) dans l'hypothèse où il n'y a pas de fissures de traction, ce qui est très inférieur aux valeurs mesurées. En introduisant ces dernières dans le calcul, on aboutit, pour expliquer la rupture, à la nécessité de prendre en compte une fissure en tête sur 2 m de profondeur.

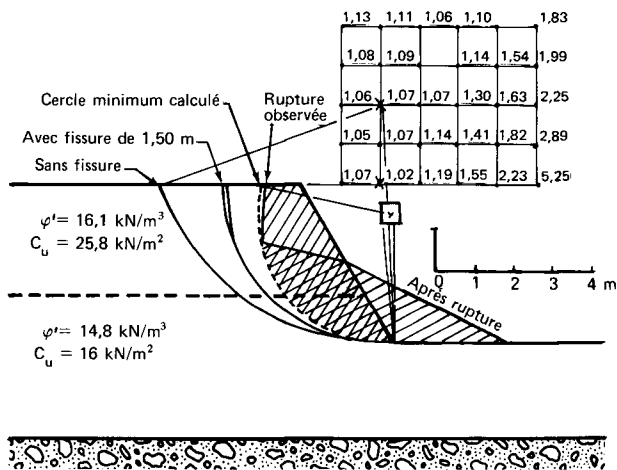


Fig. 19. — Coefficient de sécurité de la configuration de rupture.

Contraintes effectives

Les calculs de stabilité ont été faits par la méthode des perturbations sur la courbe de rupture observée, avec plusieurs jeux de caractéristiques de sol ainsi que deux régimes hydrauliques :

- le lobe des pressions interstitielles déduit des mesures en place (fig. 15 a);

— le même, augmenté de 5 kN/m² en tout point, afin d'examiner l'influence des divers paramètres.

La figure 19 montre l'ensemble des résultats obtenus qui appellent les commentaires suivants :

- les caractéristiques mesurées en laboratoire donnent un coefficient F de l'ordre de 1,20-1,30 en moyenne;
- si l'on admet comme valables les valeurs trouvées pour les angles de frottement (25 à 32°), il faut alors supposer que la cohésion mobilisée est de l'ordre de 6 à 8 kN/m² seulement, ce qui est plausible compte tenu de la difficulté d'évaluation de ce paramètre en laboratoire.

CONCLUSION

D'un point de vue expérimental, le déblai de la Bosse-Galin a donné satisfaction puisque les cahiers de mesures permettent de déterminer l'évolution des divers paramètres de manière cohérente.

L'explication physique des phénomènes n'en est pas moins délicate :

- le régime hydraulique à la rupture, sensiblement différent de celui qu'ont donné les deux modèles analogiques, était difficilement prévisible avec précision;
- les déformations mesurées ne sont pas conformes à ce que donne un modèle simple d'éléments finis, ce qui confirme le caractère complexe de cette méthode, et la nécessité de recherches importantes dans ce domaine;
- le calcul en contraintes totales est un échec complet dans le cas présent. Les écarts calcul-mesure sont de l'ordre de 30% au moins, malgré les corrections effectuées au départ pour tenir compte de la plasticité des sols. Étant donné la forme tendue de la surface de rupture, l'anisotropie éventuelle des sols n'a qu'un rôle mineur;
- le calcul en contraintes effectives, a posteriori, est satisfaisant et tend à faire ressortir la surestimation des valeurs de cohésion c' mesurée en laboratoire.

Il reste à expliquer l'occurrence des deux ruptures d'abouts, pour lesquelles on était en droit de penser que l'effet de troisième dimension aurait augmenté sensiblement le coefficient de sécurité. Enfin, la stabilité du profil P III qui aurait dû, théoriquement, se rompre, n'est pas aisément explicable. On peut cependant noter a priori que les profils P I et P II sont soumis à un gradient hydraulique très important en pied de talus ($i = 1,7$ entre les sondes I 71, I 121 et le point B, figure 15 a) que l'on ne retrouve pas au profil P III ($i = 0,75$ entre la sonde I 161 et le point C, figure 15 b). Cela pourrait expliquer une amorce de rupture progressive en pied du talus à 60°.

Les éléments de cette expérience n'ont pas encore été exploités complètement, mais un certain nombre de « préjugés » ont déjà été mis en défaut. C'est un résultat positif. De nombreux points demeurent obscurs. C'est l'objet des recherches à venir.

BIBLIOGRAPHIE

PILOT G., Study of embankment failures on soft soils, Purdue Conference on « performance of earth and earth supported structures », *Comptes rendus ASCE*, Vol. 1, part 1 (1972), p. 81-89.

RAULIN P., ROUQUES G., TOUBOL A., Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire, *Rapport de recherche LPC*, 36 (juin 1974).

Les glissements de terrain sur l'autoroute A7 à Rognac près de l'étang de Berre

G. COLAS
Ingénieur géologue

A. SIMON
Ingénieur

M. PAYANI
Technicien supérieur
Laboratoire régional d'Aix-en-Provence

G. PILOT
Chef de la section de mécanique des sols
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

L'autoroute de la vallée du Rhône, reliant Lyon à Marseille, passe à l'est de l'étang de Berre (section Rognac-Vitrolles) dans une zone à forte densité de voies de communication, en sorte qu'il a été nécessaire de réaliser de grandes tranchées de déblai. Ces talus ont été affectés par d'importants glissements en cours d'exécution des terrassements de même qu'un versant naturel adjacent après mise en service de l'autoroute.

On rapporte ci-dessous les conditions dans lesquelles ces ruptures se sont produites, et les mesures adoptées pour y remédier.

DESCRIPTION DU TRACÉ.

PROBLÈME DU PASSAGE DE L'AUTOROUTE

D'est en ouest, le relief en «cuesta» de la zone Rognac-Vitrolles est constitué successivement par le plateau du Réaltor, d'altitude voisine de 200 m, le plateau de Vitrolles de 110 m d'altitude environ et la rive est de l'étang de Berre (fig. 1).

Le tracé en plan de l'autoroute ne pouvait être implanté sur le plateau de Vitrolles à cause d'importantes contingences techniques et économiques :

- présence d'une zone d'aménagement différé,
- nécessité de construire un important viaduc dans la reculée du « Pont du Baou » (ou un remblai de très grande dimension).

La seule solution envisageable consistait à emprunter la rive est de l'étang de Berre. Au lieu-dit « Pont du Baou » cette bande de terrain comprise entre l'étang et la falaise, est très étroite (500 m environ) et fortement surchargée en voies de communications (fig. 2) :

- voie ferrée Lyon-Marseille,
- route nationale 113,
- chemins départementaux et vicinaux.

De ce fait, le passage de l'autoroute A7 n'était possible qu'entre la voie ferrée et la falaise de la bordure ouest du plateau de Vitrolles.

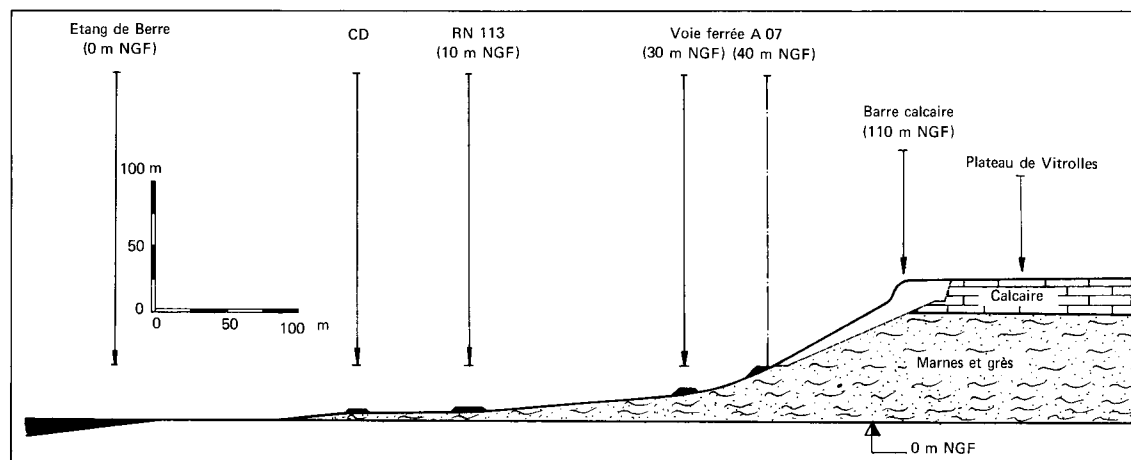


Fig. 2. — Profil en travers entre l'étang de Berre et le plateau de Vitrolles.

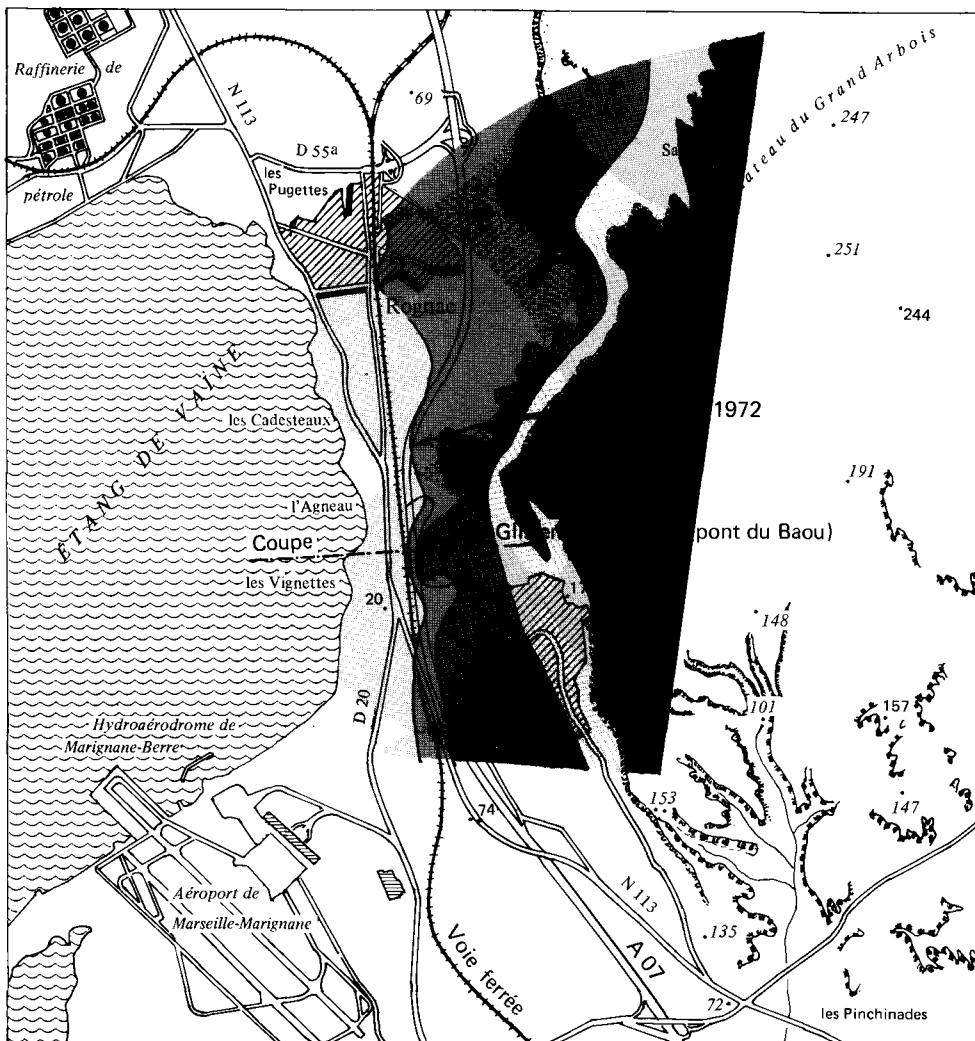


Fig. 1. — Le site de Rognac avec le tracé de l'autoroute A7.

De par les caractéristiques géométriques de l'autoroute et la morphologie des terrains, l'établissement du profil en long a conduit à la création d'un déblai qui, bien que de faible hauteur dans l'axe, nécessitait un important terrassement sur son flanc est.

Notons qu'il a été nécessaire en outre d'aménager une route reliant le village de Vitrolles à la RN 113 pour désenclaver celui-ci vers le nord. Cette nouvelle voie devait passer entre le sommet du déblai et la falaise entraînant également d'importants terrassements.

ÉTUDE DU SITE

Description géologique du site

Le site est formé de deux « cuesta » :

- la cuesta supérieure, située à l'est et en amont du site,
- la cuesta inférieure, intéressée par les terrassements de l'autoroute, constituée par les formations du Danien (fin de l'ère secondaire) localement dénommée Rognacien (fig. 3).

Le sommet de la série (Danien supérieur) est représenté

par une importante masse de calcaires sublithographiques et bréchiés d'environ 24 m d'épaisseur et constituant le plateau de Vitrolles.

La partie inférieure de la formation (Danien inférieur) est constituée d'une alternance de marnes, argiles, marnes argileuses, grès, etc., formation très hétérogène dans sa masse, d'origine détrico-continentale et dont les fossiles types sont les œufs de dinosaures (un gîte a été découvert en bordure de l'autoroute).

Une couverture plus ou moins épaisse d'éboulis calcaires à liant argileux et quelques gros blocs tombés de la falaise masquaient en partie les formations du Rognacien inférieur.

Localement, au niveau de la plate-forme de l'autoroute, les marnes sont recouvertes de dépôts sableux d'origine marine. Toutes ces formations ont un pendage moyen de 5° est, c'est-à-dire favorable aux terrassements.

La pente originelle du terrain naturel était de 20° environ (fig. 4).

Hydrogéologie

Lors de la prospection géologique réalisée en 1967, aucune source ni trace de suintement n'ont pu être décelées. Il

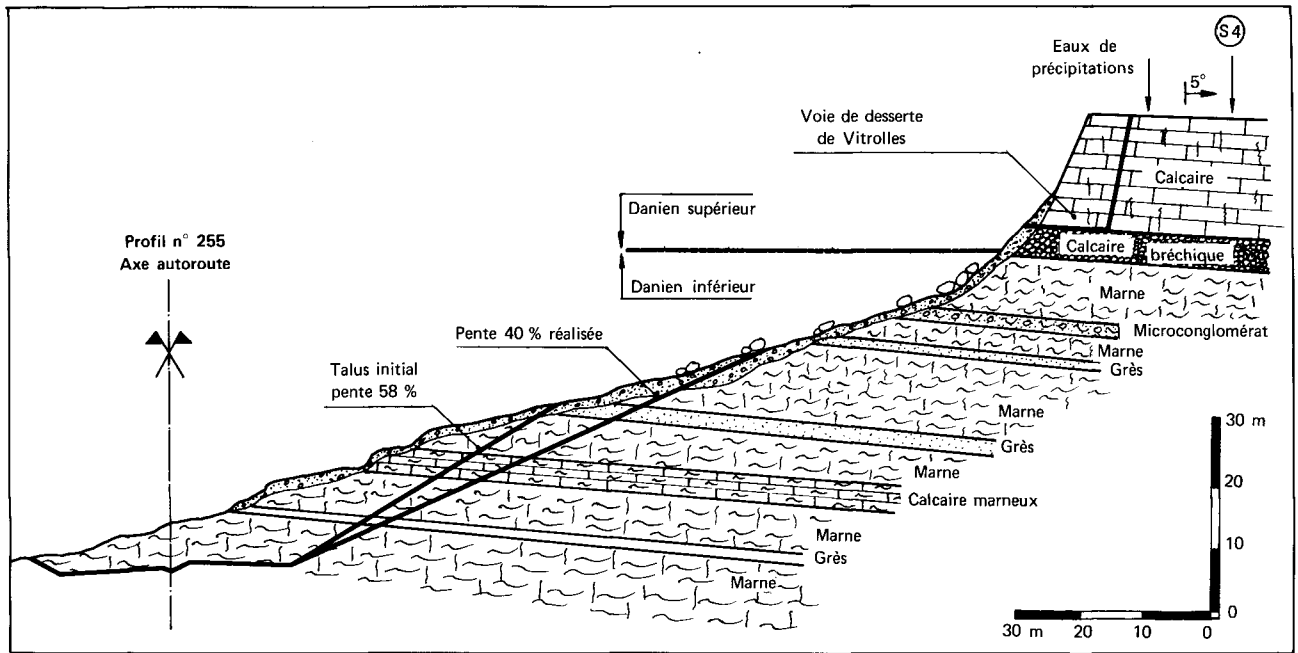


Fig. 3. — Coupe géologique.

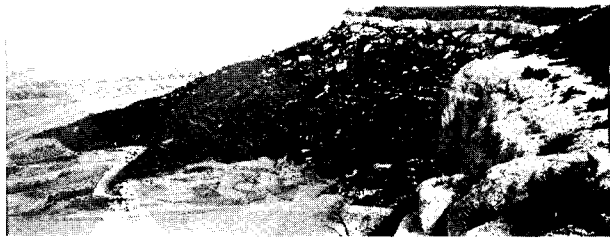


Fig. 4. — Vue du site avant les travaux. La falaise et le plateau de Vitrolles y sont bien visibles, ainsi que la pente de marnes et de grès.

était logique de penser que les eaux météoriques s'infiltrant à travers les fissures du calcaire en arrivant au contact des marnes, s'écoulaient normalement vers l'Est selon le pendage des formations géologiques. Cette hypothèse trouvait une confirmation dans la présence de la rivière l'Arc, important drain naturel en bordure est du plateau de Réaltor, et éliminait de ce fait le paramètre hydraulique au stade de l'étude du projet. Aucun examen approfondi des précipitations ne fut donc entrepris.

En fait lors de l'étude détaillée du glissement, plusieurs venues d'eau importantes ont été mises en évidence dans les éboulis et même dans les marnes plus ou moins fracturées du Rognacien. Cette constatation infirmant l'hypothèse première a conduit à étudier alors de plus près la pluviométrie de la région.

Les relevés pluviométriques de 1946 à 1973 (fig. 5) montrent que les études furent réalisées en période de faible pluviométrie, notamment en 1967 où une étude complémentaire fut effectuée pendant un été particulièrement sec.

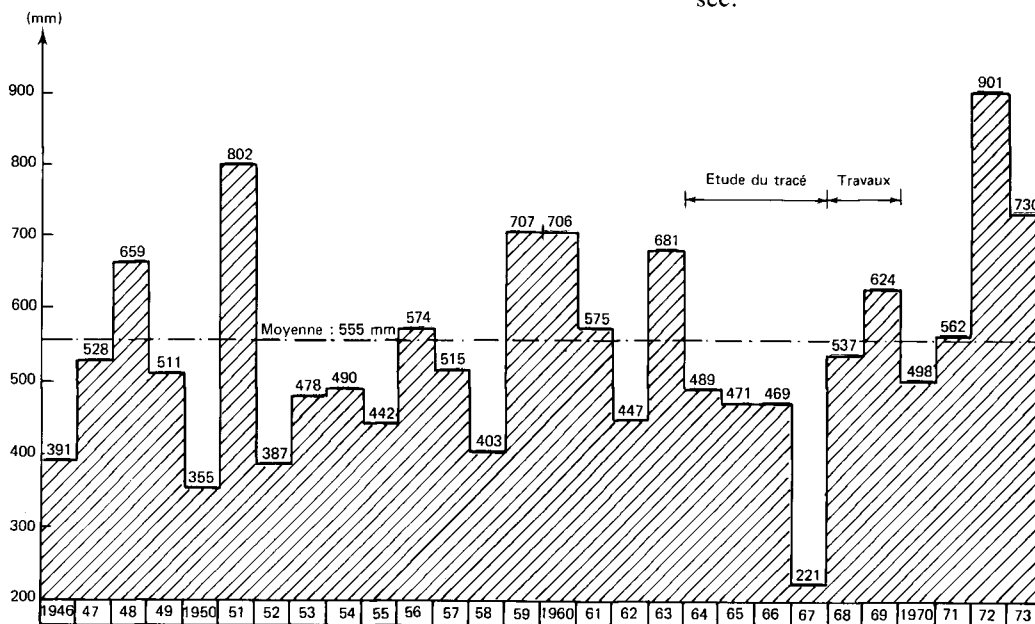


Fig. 5. — Relevé des précipitations annuelles à la station de Marignane entre 1946 et 1973.

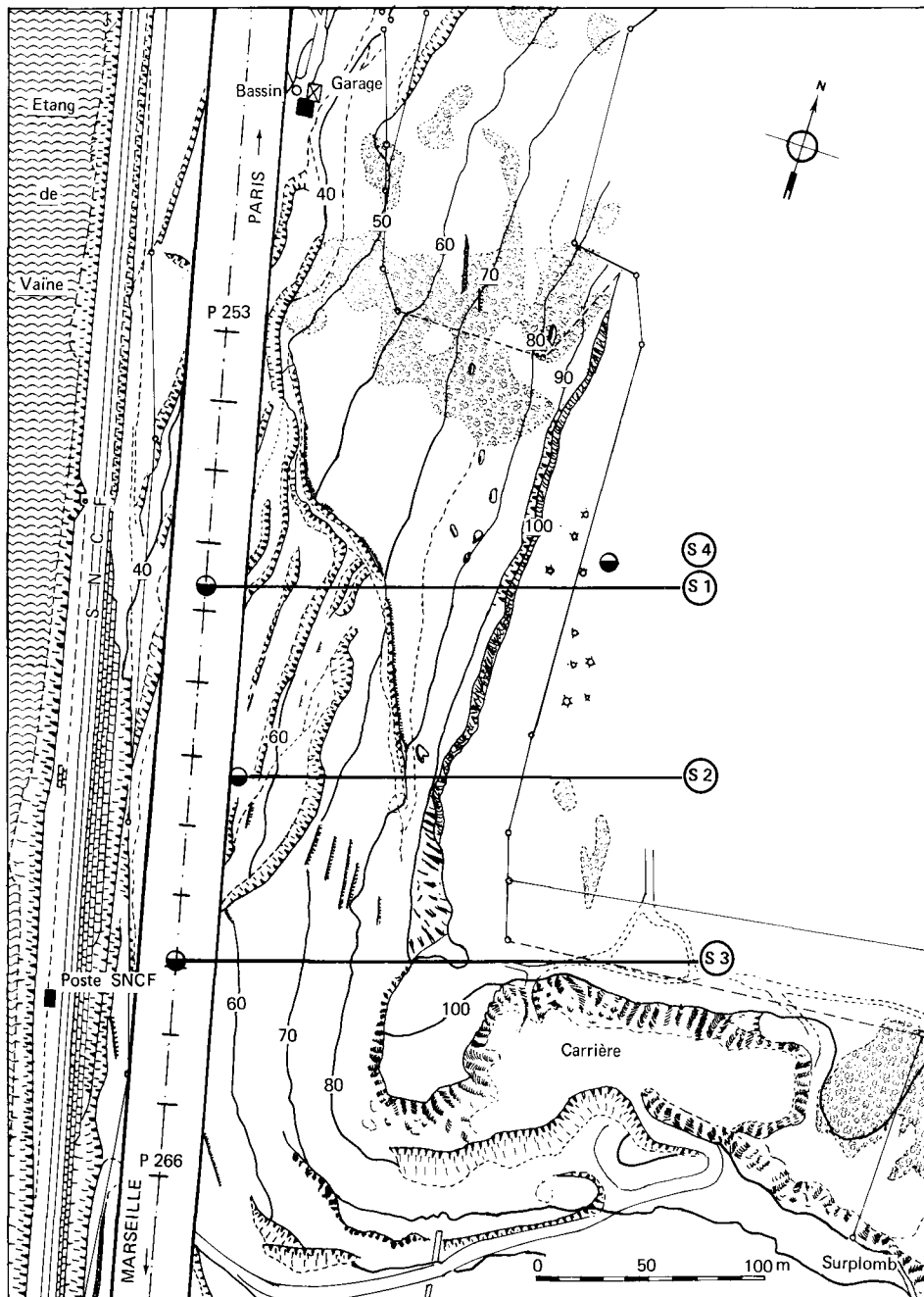


Fig. 6. — Plan d'implantation des sondages réalisés sur le site.

Études d'avant-projet sommaire et d'avant-projet détaillé

Les premières études de reconnaissance générale débutèrent en 1964; compte tenu des difficultés d'accès au site des engins mécaniques, deux sondages seulement furent réalisés sur l'axe du tracé (S1 et S2) (fig. 6).

L'étude fut complétée par une interprétation stéréographique des photographies aériennes et par un lever géologique détaillé à l'issue de laquelle aucun glissement ancien ne fut détecté. Compte tenu des hypothèses hydrauliques favorables, l'étude conclut que la stabilité devait être assurée par une pente géométrique de 58% (angle de talus de 30°) avec revêtement des talus pour les protéger de l'érosion.

En 1967, une étude complémentaire comporta un sondage carotté (S3) et quelques trous à la pelle hydraulique afin de prélever des blocs de marnes dans lesquels ont été découpées des éprouvettes pour réaliser des essais

triaxiaux. Les résultats de ces sondages sont indiqués figure 7.

Si le complexe du Rognacien inférieur est décrit sous le vocable «marnes» par les géologues, en fait cette formation est comme on l'a déjà mentionné, constituée d'argiles, marnes, grès et calcaires marneux. Les essais furent essentiellement réalisés sur la partie argileuse de la formation.

Ces matériaux sont des argiles peu à très plastiques (Ap-At dans la classification LPC). Les principales caractéristiques d'identification en sont :

$$\begin{aligned}
 6\% &\leq w \leq 11\% \\
 36\% &\leq w_L \leq 41\% \\
 18\% &\leq w_p \leq 22\% \\
 I_p &\approx 18 \\
 21 \text{ kN/m}^3 &\leq \gamma_d \leq 22,1 \text{ kN/m}^3.
 \end{aligned}$$

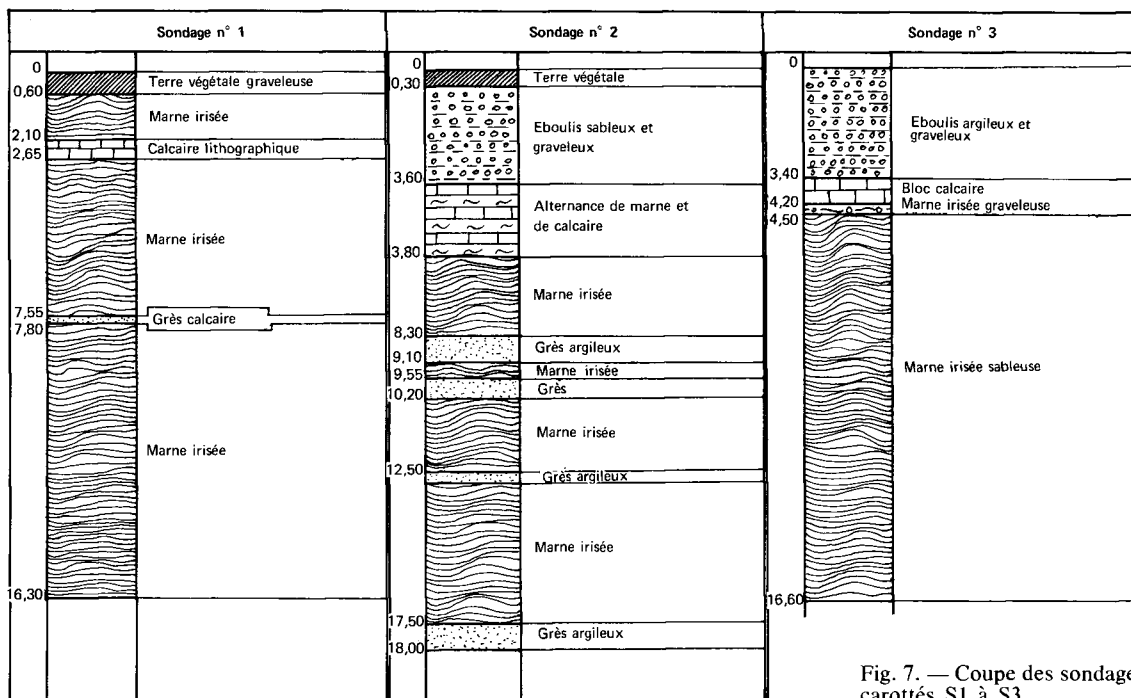


Fig. 7. — Coupe des sondages carottés S1 à S3.

Deux essais triaxiaux consolidés non drainés réalisés sur les échantillons d'argiles surconsolidées mettaient en évidence les caractéristiques mécaniques suivantes :

$$a - c' = 70 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi' = 40^\circ$$

$$b - c' = 75 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi' = 37^\circ.$$

Un essai de cisaillement lent à la boîte de Casagrande, réalisé sur un prélèvement effectué à la pelle donna les résultats suivants :

$$c' = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi' = 33^\circ.$$

Un essai œdométrique sur ce même prélèvement a indiqué une pression de consolidation de 110 kN/m^2 ce qui montre que dès la surface ces matériaux sont surconsolidés.

Les résistances à la compression simple des marnes compactes se situent entre 50 et $70 \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2$. Celles des grès compacts entre 100 et $120 \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2$.

Cette étude complémentaire montrait, compte tenu des caractéristiques mesurées des matériaux et l'absence d'eau, que la pente des talus pouvait être forte.

Il n'était cependant pas douteux que les caractéristiques ainsi obtenues n'intégraient du fait du faible volume des échantillons, ni les microfissures du matériau argileux, ni la présence de couches fissurées. C'est pour tenir compte de ces éléments, mais aussi de l'absence présumée de régime hydraulique permanent, que fut confirmé un angle de talus de 30° .

EXÉCUTION DE LA TRANCHÉE.

GLISSEMENT DU TALUS

Premier glissement

L'exécution des terrassements de la zone étudiée commença en février 1969, la réalisation de la tranchée de

l'autoroute et de la voie de désenclavement de Vitrolles nécessitant deux types de terrassement :

1. Exécution d'un déblai de 25 m de hauteur en moyenne avec un angle de talus de 30° (pente de 58%) dans les marnes du Rognacien inférieur.
2. Exécution au sommet, dans les calcaires du Rognacien supérieur, d'un déblai prédécoupé pour la voie de désenclavement de Vitrolles (les tirs d'abattage de la falaise entraîneront, en crête du talus, un stockage important de matériaux calcaires).

Les conditions d'exécution n'étaient pas très favorables sur le relevé des précipitations de l'année 1969 (fig. 8), on notera que des pluies abondantes se sont produites dès l'ouverture du chantier (février 1969).

Le 13 mars 1969, alors que le déblai atteignait 15 m de hauteur, une rupture se produisait entre les profils 254 et 256.

Du 28 mars au 3 avril, le glissement s'étendait du profil 251 au profil 253 (fig. 9) sur une profondeur de 20 à 30 m . Ce glissement caractérisé par une rupture de pied, intéressait quelques $50\,000 \text{ m}^3$ de matériaux. La figure 9 montre l'évolution des désordres de mars à avril 1969. De nombreuses venues d'eau étaient alors repérées sur le talus.

En fait, dans ces matériaux très fracturés et microfissurés, une perméabilité de fissures se manifeste lors des importantes précipitations, faisant apparaître des sources là où les zones les plus perméables débouchent sur le versant.

Afin de déterminer une solution confortative appropriée, une investigation complémentaire fut entreprise.

Recherche d'une solution confortative

RECONNAISSANCE COMPLÉMENTAIRE

Lors de ces désordres, une campagne complémentaire de reconnaissance fut entreprise afin de préciser l'origine des glissements (couches concernées, régime hydraulique, etc.).

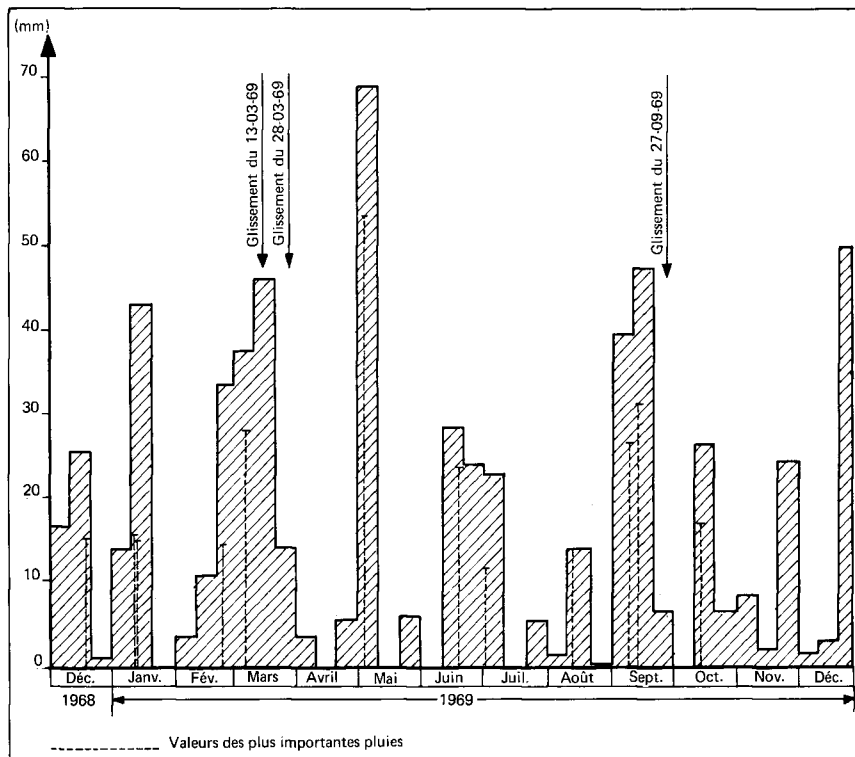


Fig. 8. — Relevé des précipitations pour l'année 1969.

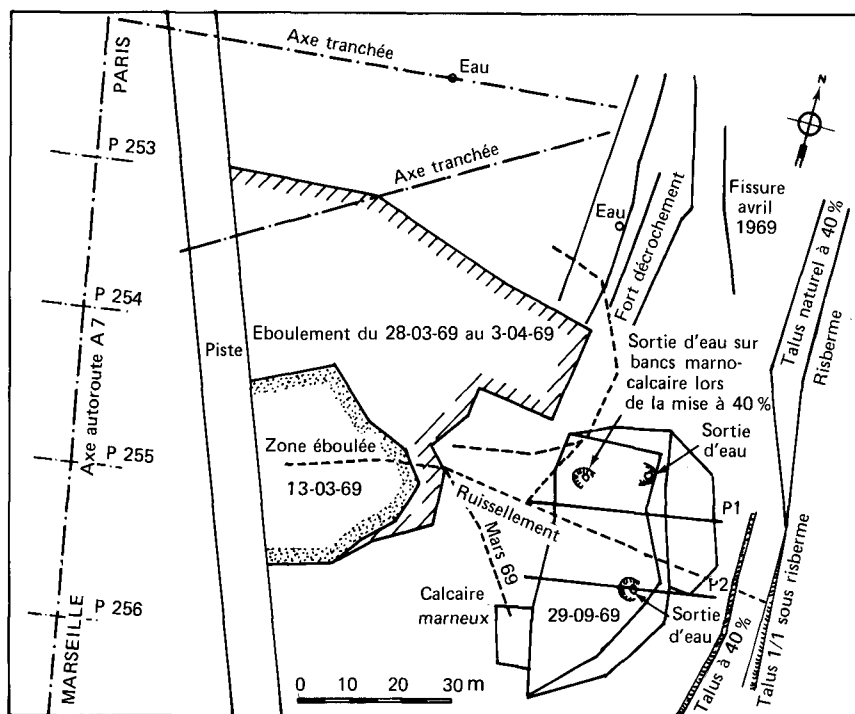


Fig. 9. — Plan des différents glissements.

Reconnaissance sur le site même du glissement par foreuse portable (Craelius Prosper $\varnothing 46$ mm), seul type de forage envisageable dans une topographie très tourmentée. Cette reconnaissance devait être très rapidement interrompue car 36 h après le début de l'opération, la tête de sondage s'était déplacée de 6 cm. Elle avait toutefois mis en évidence l'existence d'une circulation d'eau préférentielle à 3 m de profondeur dans l'horizon superficiel constitué d'éboulis calcaires à liant argileux. Cette zone de circulations était confirmée par les niveaux piézométriques mesurés dans un sondage réalisé à la tarière à main dans le glissement.

Exécution d'un sondage (S4)

Du 19 mai au 10 juillet 1969, un sondage de reconnaissance

carotté (S4) a été réalisé au droit du profil 256, au sommet de la falaise calcaire.

Le sondage fut conduit jusqu'à environ 5 m sous la ligne rouge de l'autoroute soit à une profondeur de 70 m. Il fut équipé de trois cellules de mesure de pression interstitielle, placées en fonction des observations faites en cours d'opération (plasticité des matériaux, lithologie, zones de broyage, venues d'eau) et des mesures sur un piézomètre ouvert jusqu'à 41 m de profondeur.

Outre les renseignements d'ordre géologique, confirmant les conclusions de l'avant-projet détaillé, ce sondage permettait d'établir une coupe géologique type (fig. 10) et de préciser le régime hydraulique.

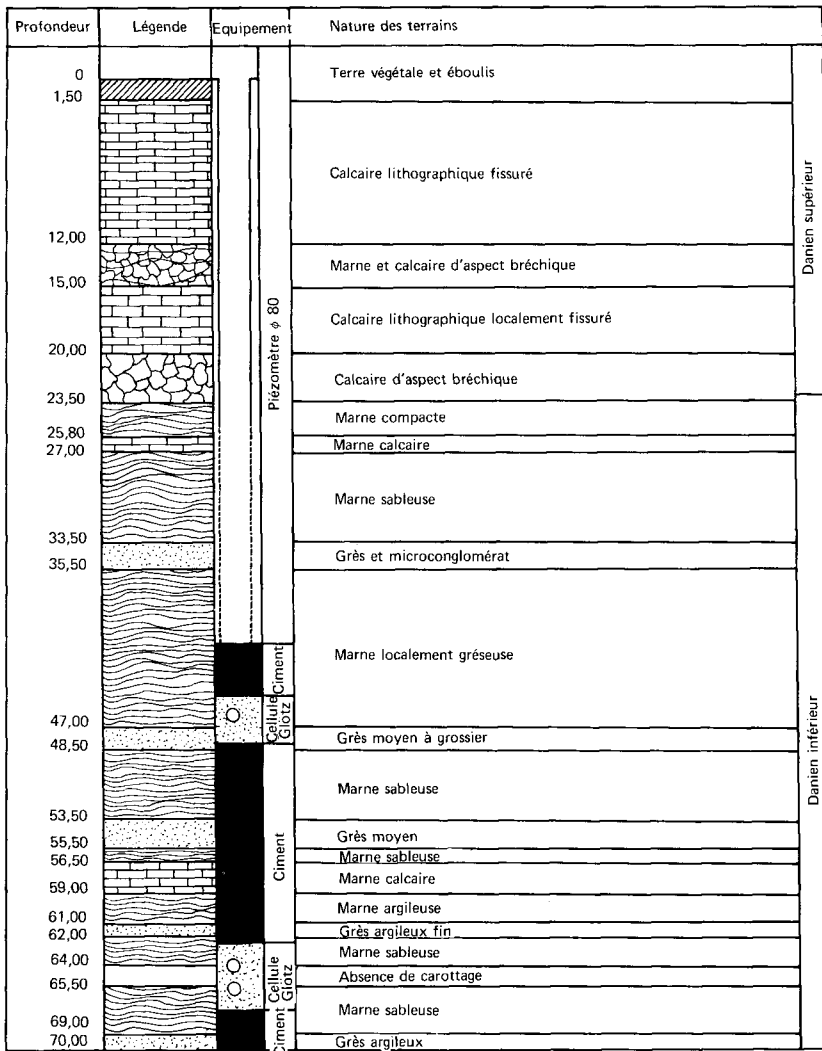


Fig. 10. — Coupe sommaire du sondage S4.

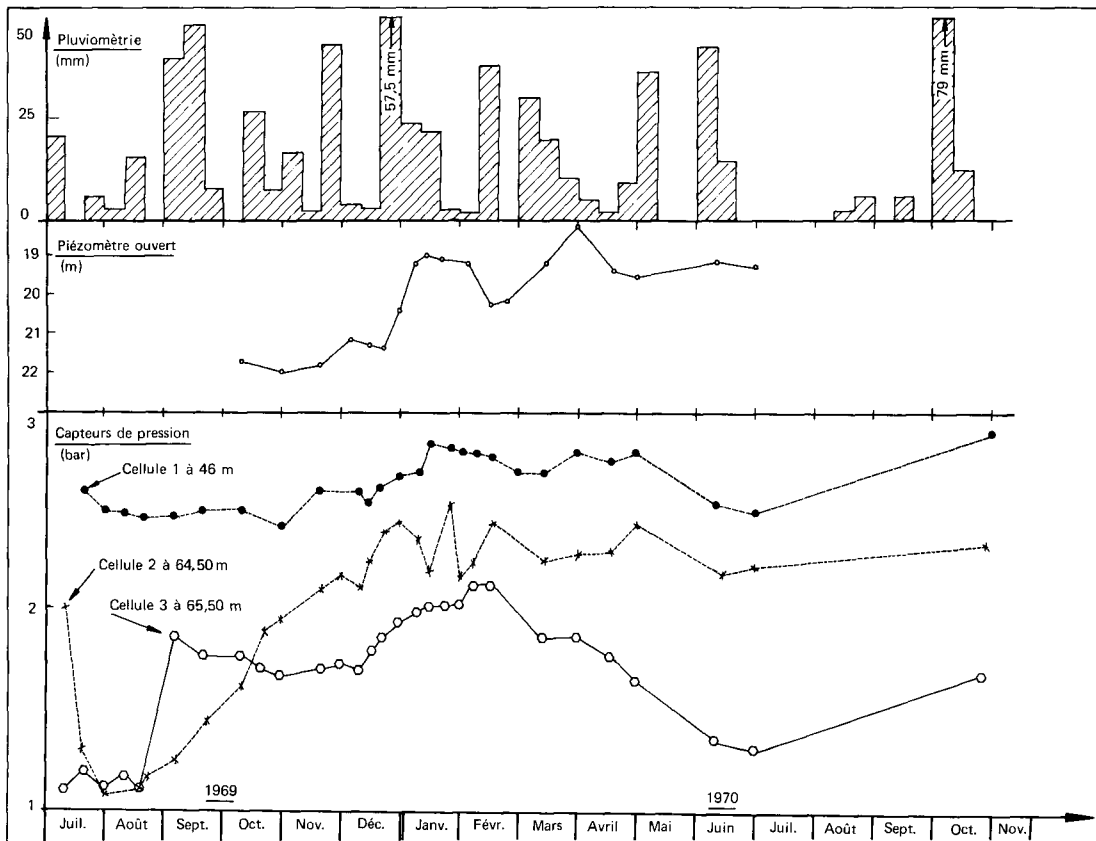


Fig. 11. — Graphique de variation des pressions interstitielles et des niveaux piézométriques.

En plus du tube ouvert, le sondage fut en effet équipé de trois cellules de mesure de pression interstitielle glötzl placées dans le sondage aux niveaux correspondant aux zones de suintement. Le choix de cette cellule était dicté par la profondeur de pose, entre 45 et 65 m.

Les cellules furent noyées dans un massif drainant étanché par un bouchon de ciment. Après essais en laboratoire, les proportions retenues pour la confection du coulis de ciment furent les suivantes :

- 1 sac de 50 kg de ciment,
- 2 l de bentonite,
- 1,25 l d'Intraplast Z (fluidifiant).

Les niveaux statiques, observés de mars 1969 à octobre 1970, dans les niveaux marneux, sont très sensibles aux précipitations et connaissent ainsi d'importantes fluctuations (fig. 11).

Les variations de niveaux piézométriques et de pressions interstitielles sont imputables, pour la cellule supérieure fonctionnant en piézomètre ouvert, à l'étanchéité imparfaite du premier bouchon de ciment, et dans les autres cellules disposées à 1 m d'intervalle, dans le même massif filtrant, à l'hétérogénéité structurale des marnes qui, à ce niveau, sont soit argileuses, soit légèrement grésifiées donc plus perméables.

Compte tenu de la mise en évidence de ces niveaux aquifères, ainsi que des nombreux suintements observés en surface, on prit donc le parti de considérer que la solution confortative retenue devrait assurer la stabilité du talus dans l'hypothèse d'une alimentation en eau horizontale générale.

CHOIX D'UNE SOLUTION CONFORTATIVE

Des calculs de stabilité ont été exécutés sur diverses solutions confortatives; les caractéristiques mécaniques retenues dans le calcul ont été déduites d'une étude après coup du premier glissement : en faisant $F=1$ sur la surface de glissement observée et compte tenu du régime hydraulique indiqué ci-dessus, on a obtenu :

$$c' = 20 \text{ kN/m}^2 \quad \text{et} \quad \varphi' = 33^\circ.$$

A noter qu'un essai triaxial réalisé sur un échantillon extrait du sondage S4 avait conduit à $c' = 7 \text{ kN/m}^2$ et $\varphi' = 27^\circ$; ces faibles valeurs s'expliquent par la grande fissuration du matériau testé et la forte teneur en montmorillonite (près de 40% de la fraction argileuse); elles ne sont pas représentatives de l'ensemble du site.

Deux solutions confortatives furent particulièrement étudiées :

- réduction de l'angle de talus à 22° (pente de 40%) : il était alors nécessaire de terrasser également la falaise calcaire (fig. 12);
- maintien d'un angle de 30° , mais adjonction d'un masque drainant de 2 m d'épaisseur (fig. 13).

Dans les deux cas, la valeur du coefficient de sécurité de ce talus de 40 m de hauteur est la même : 1,16. Le maître d'œuvre accepta néanmoins de prendre le risque calculé de construire dans ces conditions, en choisissant toutefois la première solution, de réalisation plus facile et qui présentait par ailleurs l'avantage de se prêter à une réparation plus aisée des désordres locaux susceptibles d'apparaître.

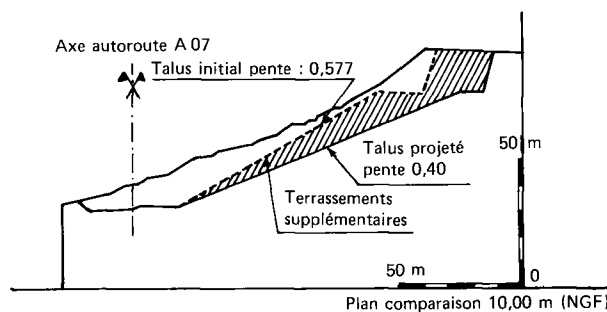


Fig. 12. — Stabilisation par réduction de la pente à 40%.

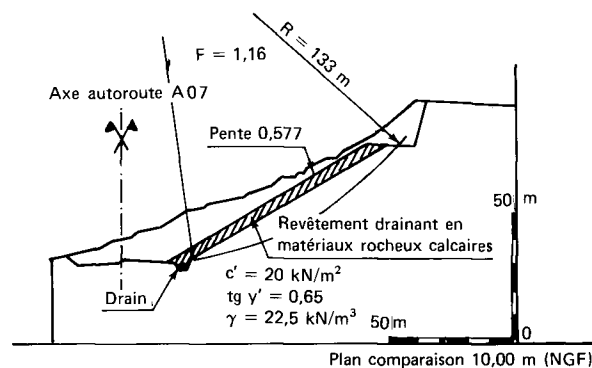


Fig. 13. — Stabilisation par adjonction d'un masque sur une pente à 58%.

Réalisation du talus à 40%

Les travaux de terrassement destinés à réduire la pente du talus à 40% ont été engagés en août 1969.

En cours de travaux, de nombreuses venues d'eau ont été rencontrées dans la couche superficielle d'éboulis, soit sous forme de suintements, soit sous forme de venues d'eau, à débit élevé, mais très vite tariées.

Afin de recouper le réseau d'écoulement, deux tranchées ont été réalisées au buteur à la limite nord du glissement. D'une profondeur de 3 à 4 m elles ont permis, non seulement de reconnaître l'extension du glissement, mais aussi de s'apercevoir que les désordres provenaient en partie de la réactivation d'un glissement ancien.

En effet, d'anciennes et nombreuses surfaces de glissement apparaissaient tant dans les marnes qu'au contact marnes-éboulis. De plus, dans les éboulis, les marnes présentaient une structure interstratifiée (fig. 14). Des

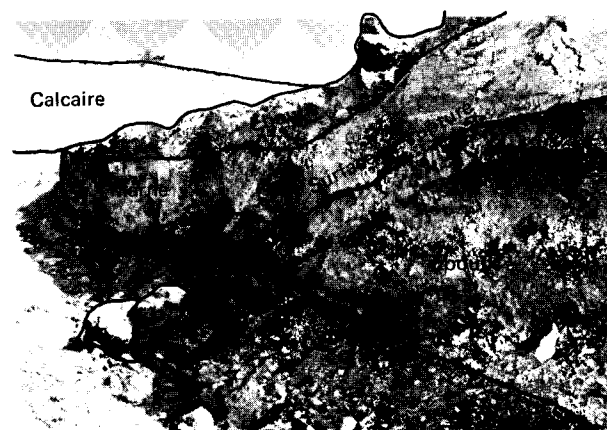


Fig. 14. — Vue d'une tranchée avec la surface de glissement et l'interstratification marnes-éboulis.

Fig. 15. — Croquis général du site avant et après les travaux.

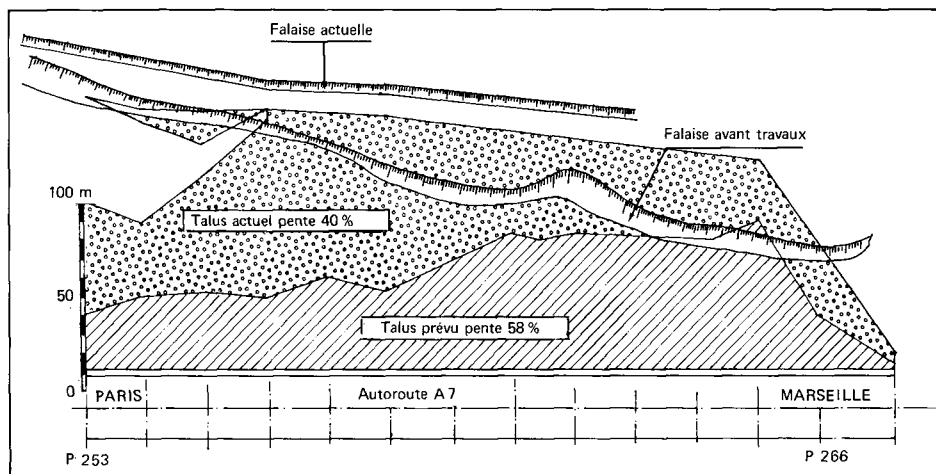
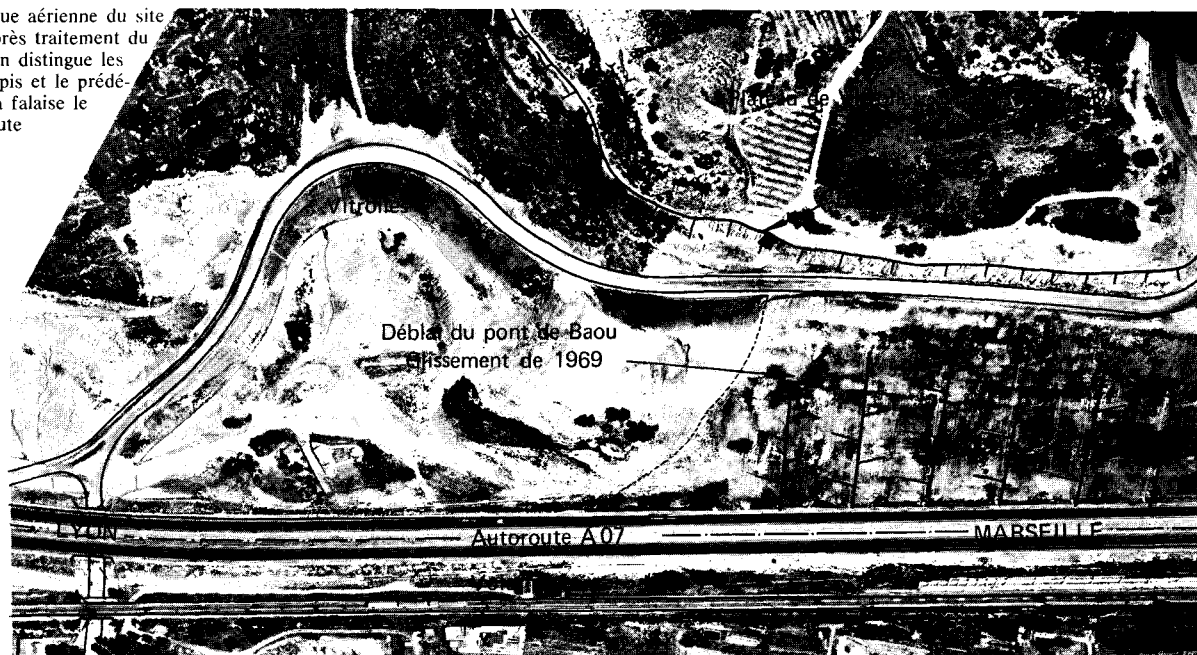


Fig. 16. — Vue aérienne du site de Rognac après traitement du glissement. On distingue les cunettes en épis et le prédécoupage de la falaise le long de la route de Vitrolles.



sondages Highway, réalisés en fond de tranchées, ont permis de situer le toit des marnes entre 3 et 4 m de profondeur par rapport au terrain naturel.

Ces tranchées furent remplies de matériaux rocheux provenant des tirs de la falaise.

Le 26 septembre 1969, les engins de terrassement mettaient à jour des surfaces lisses de plusieurs dizaines de mètres carrés au sud-est du premier glissement. Le 27 septembre, alors que la pente était proche de 40%, un glissement de 5 000 m³ se déclençait à cet endroit, limité par un escarpement à 45°. L'ensemble de la masse glissée, buté en pied par un éperon de marnocalcaires et de grès fut évacué puis remplacé par des matériaux calcaires.

L'opération de terrassements, terminée en janvier 1970 a été suivie par l'exécution du placage de terre végétale en février 1970 et la mise en place de cunettes de descente d'eau (fig. 15 et 16).

Le coût de cette remise en état a été de 1 900 000 F. Ce même traitement appliqué à une tranchée de taille semblable, située à proximité, n'est revenu qu'à 850 000 F.

Plus de quatre ans après, aucun désordre ne s'est manifesté dans ce haut talus en dépit d'un printemps, 1973, exceptionnellement pluvieux au cours duquel de très nombreux glissements ont été observés dans le sud-est.

GLISSEMENT NORD PRÈS DE ROGNAC

La deuxième zone de glissements apparus en 1972, située à environ 800 m au nord du talus du Pont du Baou, s'inscrit entre la falaise bordant le plateau de Vitrolles et la ligne SNCF Lyon-Marseille. Ce glissement affecte essentiellement un versant de pente faible (20 à 25°) situé en contrebas de la falaise (fig. 17).

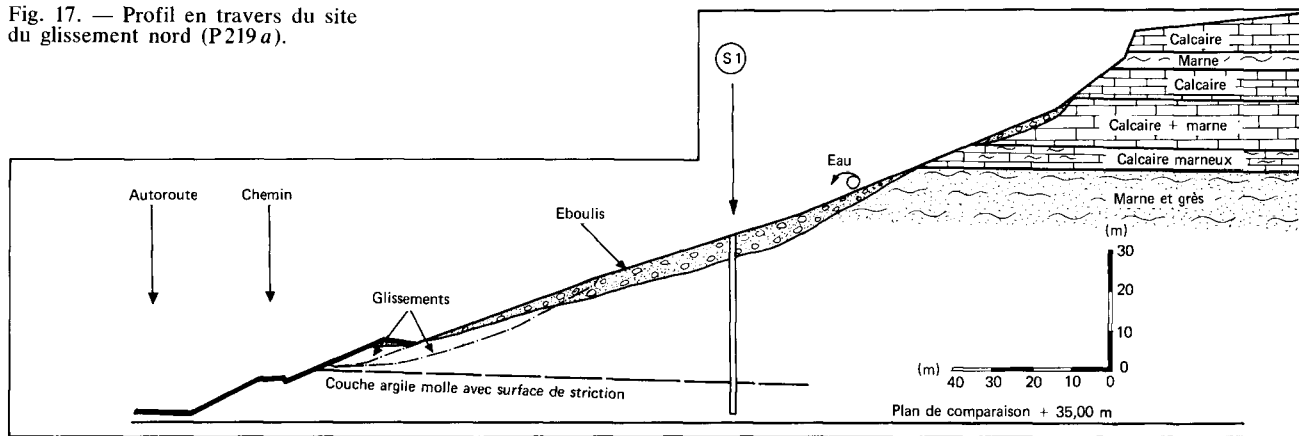
Ce versant, peu touché par l'autoroute était à l'origine recouvert d'une végétation de type arbustive. Cette végétation a été détruite en partie lors des travaux de débroussaillage de l'emprise puis totalement en 1970 par un incendie.

Dès la fin des travaux de terrassement de l'autoroute, de petits désordres se manifestaient au bas du versant et sur le talus de l'autoroute. Ces désordres s'aggravèrent en 1972, le volume de matériaux en mouvement étant de l'ordre de 80 000 m³.

En avril 1973, il fallut intervenir sur ce site pour définir une solution confortative alors que le volume glissé atteignait 120 000 m³. Le glissement s'étendait sur un front d'environ 200 m.

La reconnaissance entreprise à l'aide de deux sondages permettait d'établir que le glissement affectait d'abord un

Fig. 17. — Profil en travers du site du glissement nord (P219 a).



manteau de matériaux argileux altérés et décomprimés de 4 à 5 m d'épaisseur contenant des blocs calcaires de volume variable (jusqu'à plusieurs mètres cubes) puis une alternance de marnes et de grès.

L'examen de la topographie et les résultats de la reconnaissance géologique permettaient de confirmer l'hypothèse de la reprise d'un mouvement ancien, au niveau d'une couche d'argile plastique située vers 7 m de profondeur par rapport au terrain naturel ($w_L \approx 42$, $I_p \approx 17$).

La ligne de rupture donnée est de type circulaire en pied de talus et de type non circulaire sur le versant. Elle s'établit dans la couche superficielle de marnes altérées, de caractéristiques résiduelles $\phi'_{res} = 15^\circ$ et $c'_{res} = 0$, située sur les marnes compactes sous-jacentes aux caractéristiques plus élevées. Le niveau du toit de la nappe se situe au contact de ces deux horizons.

D'après les calculs de stabilité, la réalisation d'une butée drainante ne permet pas de s'affranchir des risques de glissement superficiels ($0,95 \leq F \leq 1,30$).

La solution confortative à retenir implique donc la réalisation d'une butée drainante avec terrassement de la partie glissée et substitution des matériaux évacués par des matériaux drainants : $1,14 \leq F \leq 1,95$.

Le gain de sécurité global de 10 à 20% obtenu par cette solution dans une zone naturellement instable est suffisant pour assurer la stabilité du glissement de masse.

L'étude de stabilité à court terme ($F = 0,74$) démontrait la nécessité de procéder à un déblaiement du pied du talus par plots n'excédant pas 20 m de largeur.

La solution consistant à évacuer le matériau marneux glissé sur une épaisseur de 7 m et à diminuer la pente du versant n'a pu être retenue, compte tenu de la topographie du site.

TRAVAUX CONFORTATIFS RÉALISÉS

Ces travaux ont comporté le terrassement et le réglage de la zone glissée à une pente géométrique moyenne de 1/2,5, le drainage du massif assuré par des tranchées d'une profondeur de 3 à 4 m réalisées au boteur puis à la pelle mécanique et remplies de matériaux rocheux, et la constitution de la butée par substitution du talus marneux autoroutier par un massif d'enrochements (12 m de hauteur, 20 m de longueur et 9 m de largeur en tête).

Un calcul de stabilité réalisé sur le versant naturel et le talus autoroutier, permettant « de caler » le modèle donne $F \approx 1$ (fig. 18) par la méthode des perturbations.

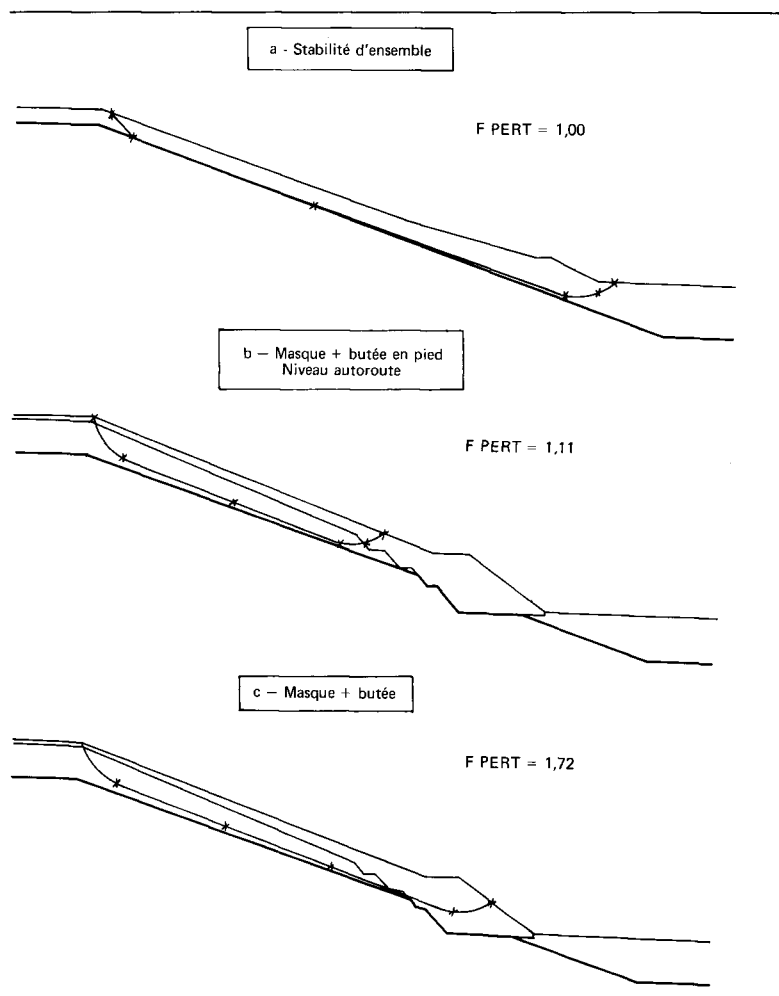


Fig. 18. — Calculs de stabilité.

Un second calcul réalisé dans les mêmes conditions, mais avec une butée de pied drainante n'a pas permis de retenir cette solution, des coefficients de sécurité trop faibles affecteront des courbes de ruptures superficielles (F peu supérieur à un). On a finalement retenu une solution qui associe un masque drainant superficiel sur le versant et une butée de pied au niveau de l'autoroute (fig. 18 b et 18 c). Si le risque de glissement du versant demeure important (F de l'ordre de 1,10), en revanche l'autoroute est à l'abri des désordres (F supérieur à 1,50).

Afin de ne pas risquer, lors de la constitution de la butée de pied, de provoquer des mouvements plus importants,

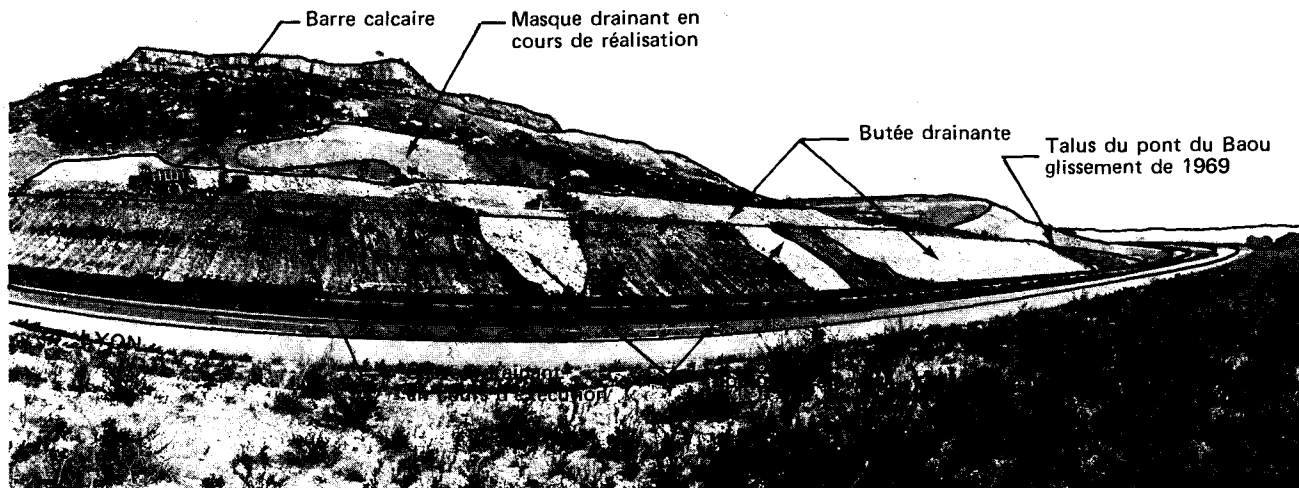


Fig. 19. — Photographie du glissement en cours de réparation.

les terrassements furent exécutés par plots. La figure 19 illustre bien ce mode d'exécutions : la partie droite est entièrement traitée tandis que les travaux partiels sont engagés sur la partie gauche sous forme d'éperons drainants. On aperçoit également au-dessus du talus autoroutier le masque drainant en cours d'exécution.

CONCLUSION

Deux types de glissement ont affecté les talus d'autoroute au lieu de son passage à proximité de l'étang de Berre.

1. Dans le cas de la tranchée de déblai une estimation optimiste du régime hydraulique provenant d'une période d'observation de « basses eaux », a largement contribué au choix d'une pente de talus trop élevée. De plus, l'hétérogénéité des matériaux et la difficulté de faire des essais représentatifs du comportement en grande masse de ces sols très fissurés rend très difficile la prédiction de la stabilité.

Les travaux de reconnaissance ne peuvent éclairer correctement la situation que si les sondages sont suivis de façon continue par le géotechnicien chargé de l'étude et si les indications du régime hydraulique sont interprétées en tenant compte de la pluviométrie pendant et avant la période d'étude.

En tout état de cause, pour tenir compte de l'incertitude de l'étude de stabilité dans de telles conditions, ainsi que l'altération rapide et profonde de matériaux à forte teneur en montmorillonite, il serait utile de prévoir l'acquisition d'une surlargeur de terrain en crête de talus afin, le cas échéant, de pouvoir intervenir rapidement et d'éviter l'aggravation des désordres. Dans les cas les plus douteux, on pourrait également prévoir une surlargeur en pied de déblai.

2. Dans le cas du versant instable, l'instabilité naturelle a été sensiblement aggravée par la disparition de la végétation. Par ailleurs, le régime hydraulique dans ces matériaux comprenant de nombreuses circulations préférentielles, très difficiles à appréhender, peut voir son rôle sous-évalué. Compte tenu du caractère progressif des ruptures qui affectent ces versants, il est important d'agir

rapidement afin d'éviter que les mouvements ne prennent trop d'extension.

Dans les deux cas, les ruptures confortatives ont été choisies après étude du gain de stabilité prévisible; les paramètres mécaniques et hydrauliques retenus avaient auparavant été callés sur les ruptures observées : cela a permis de retenir des solutions affectées de faibles valeurs du coefficient de sécurité, valeurs que l'on n'aurait pas acceptées dans un projet courant. Dans ces conditions, l'un des critères de sélection de la solution doit être la facilité d'intervention en cas de désordre local.

L'application de ces principes s'est révélée bonne puisqu'à ce jour les travaux de confortement n'ont connu aucun désordre.

COMMENTAIRE

L'article précédent rédigé par les ingénieurs du Laboratoire du CETE d'Aix-en-Provence qui ont suivi depuis l'origine les études de l'autoroute A 7 permet de mettre en évidence à nouveau les difficultés classiques des problèmes de terrassements :

— les conditions hydrogéologiques, surtout dans une région comme le département des Bouches-du-Rhône, sont très rapidement variables et dans la plupart des cas on n'arrive pas à faire coïncider les sondages avec les conditions les plus défavorables de ce point de vue;

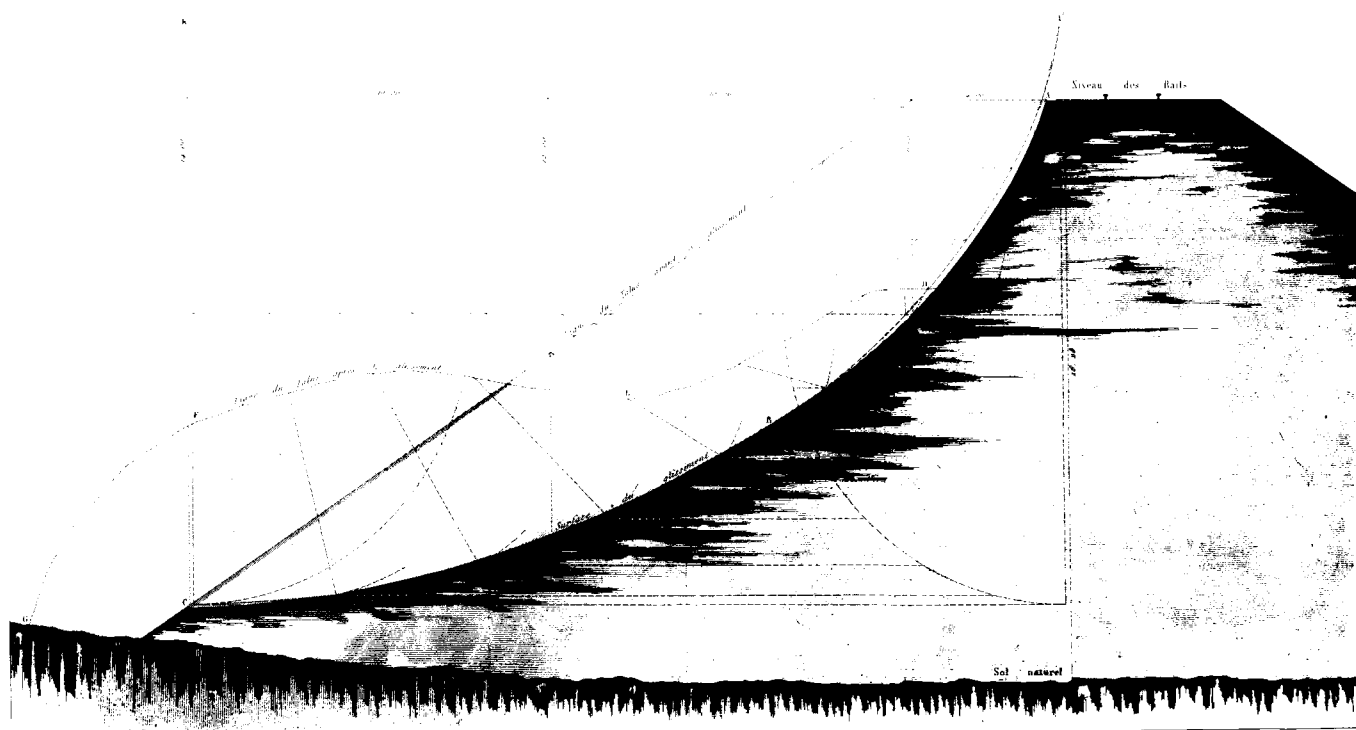
— les essais ponctuels liés à la mesure des paramètres classiques (c' et ϕ') ne sont pas suffisants pour s'assurer de la stabilité d'un matériau fissuré;

— enfin, le glissement nord est un exemple des difficultés posées à un maître d'œuvre par des talus dont la stabilité, bien que réelle à court terme dans des conditions hydrologiques favorables, n'est pas évidente à long terme. Le choix est celui d'une appréciation subjective de la sécurité et implique un arbitrage entre le souci de réduire les coûts d'investissements initiaux sans pour autant entraîner de problèmes d'exploitation ni des frais d'entretien trop importants.

M. COTE

Chef de l'arrondissement des autoroutes de liaison (DDE, Bouches-du-Rhône).

Les remblais sur sols mous



*Chemin de fer de Paris à Versailles (Rive gauche de la Seine)
Remblai de Chauville*



La stabilité des remblais sur sols mous

G. PILOT

Chef de la section de mécanique des sols
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

Il y a environ douze ans que les Laboratoires des Ponts et Chaussées ont commencé à se préoccuper des questions de stabilité des remblais sur sols mous : c'était à l'occasion des études de franchissement de vallées tourbeuses par l'autoroute A 1 Paris-Lille. Depuis, ce genre d'étude s'est multiplié, cela faisant partie des activités courantes, mais non routinières, des Laboratoires des Ponts et Chaussées.

La stabilité des remblais sur sols mous concerne tant les vases ou argiles molles que les tourbes; il apparaît cependant que les problèmes sont moins cruciaux avec ces dernières, aussi les recherches se sont-elles surtout orientées vers les sols fins normalement consolidés, peu consistants : c'est ce sujet qui sera traité étant donné, par ailleurs, que ces matériaux se prêtent beaucoup mieux que les tourbes aux diverses recherches.

On fait ci-après le point des connaissances en matière d'étude de stabilité. Ces études peuvent être exécutées suivant l'une des quatre voies suivantes.

Calculs à la rupture

On considère l'équilibre limite d'un massif de sol limité par une « courbe de rupture » : l'étude se fait en contraintes totales ou contraintes effectives (plus rarement) en utilisant des paramètres de résistance au cisaillement résultant soit d'essais en place, soit d'essais en laboratoire.

Expérimentations en vraie grandeur

Le recours à la construction de remblais édifiés jusqu'à la rupture est tout à fait exceptionnelle; en France, il a été retenu à Narbonne, en 1967, compte tenu de la longueur de l'autoroute A 9 (section Orange-Narbonne) à construire sur sols mous dans cette région et de l'intérêt qu'il y avait à vérifier les concepts du calcul. Les autres ruptures provoquées (Lanester en 1969, Saint-André-de-Cubzac en 1974) l'ont été pour satisfaire des objectifs de recherche. Certains résultats obtenus à Narbonne et à Lanester seront évoqués dans cet article ainsi que dans celui de

J.-P. Magnan et G. Pilot, le remblai expérimental de Lanester dans ce même ouvrage.

Calculs en déplacements

Cette méthode consiste, à partir des lois de comportement des sols obtenues expérimentalement (en place et en laboratoire) à déterminer les déplacements de l'ouvrage; la notion de coefficient de sécurité utilisée dans les calculs à la rupture peut être remplacée par la notion de déplacements admissibles. Cette voie est tout à fait expérimentale actuellement, mais les espoirs qu'elle suscite sont tels qu'ils seront assez largement abordés à la fin de cet article.

Essais en modèles réduits

L'étude du comportement d'ouvrages divers peut se faire en soumettant, en centrifugeuse, un modèle réduit de cet ouvrage à un champ d'accélération centrifuge judicieusement choisi. Cette méthode est employée depuis déjà assez longtemps en URSS, plus récemment (depuis 1969) en Grande-Bretagne où les résultats obtenus sont prometteurs. Compte tenu de la spécificité de cette technique, on ne le traitera pas dans cet article, le point en ayant été fait par ailleurs.

CALCUL DE LA STABILITÉ

L'expérience et l'usage ont dégagé un mode de calcul classique à court terme, en contraintes totales : on étudie d'une part le risque de rupture par poinçonnement du sol de fondation, d'autre part le risque de glissement rotationnel des talus. Dans les deux cas, on considère généralement qu'une valeur globale $F = 1,5$ du coefficient de sécurité met à l'abri des incertitudes provenant du concept de calcul en contraintes totales, des méthodes de calcul et des modes de détermination de la cohésion non drainée C_u ; concernant la cohésion C_u on avait admis que la mesure en place au scissomètre, développée depuis son introduction par Cadling en 1948, donnait des valeurs significatives.

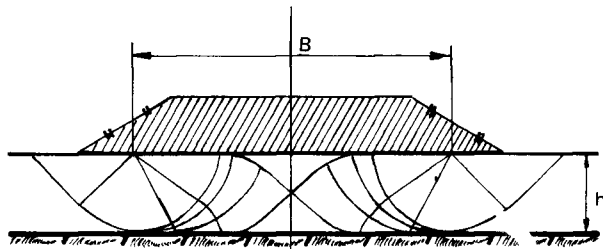
Rupture générale par poinçonnement

L'expérience montre qu'il se produit parfois des ruptures du sol de fondation telles que le remblai s'affaisse sans subir de cisaillement tandis que deux bourrelets se forment au niveau du terrain naturel de part et d'autre des talus.

C'est ce type de rupture qui s'est produit à Pornic (fig. 1) et qui s'est également retrouvé dans le glissement du barrage d'Arzal (J. Kérisel, 1973).



Fig. 1. — Vue générale du glissement de Pornic (rupture par poinçonnement).



a. — Schéma des lignes de glissement.

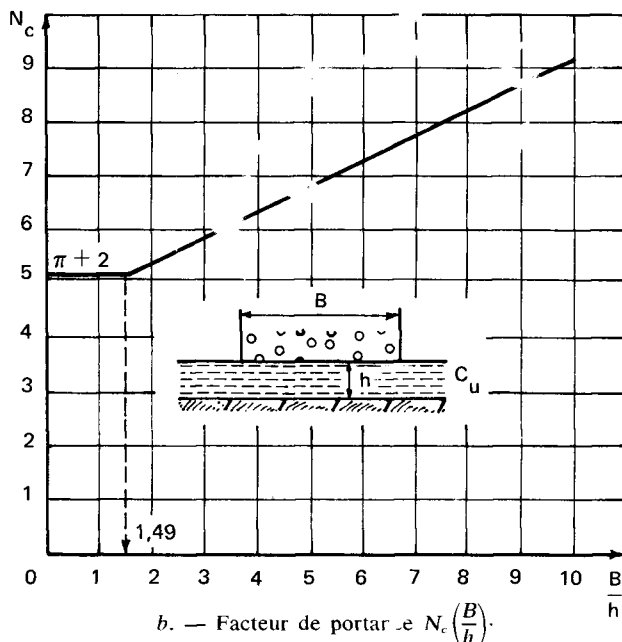


Fig. 2. — Calcul de stabilité vis-à-vis de la rupture par poinçonnement.

Le schéma de rupture est analogue à celui du sol sous une fondation superficielle d'où l'approximation fréquemment faite de la portance du sol :

$$q_{\max} = 5,14 C_u$$

et du coefficient de sécurité F , à partir de la contrainte verticale $q = \gamma_H$ transmise au sol par le remblai :

$$F = \frac{q_{\max}}{q} = 5,14 \frac{C_u}{\gamma_H}$$

En fait, le schéma de lignes de glissement qui conduit à la valeur 5,14 n'est généralement pas acceptable dans le cas des fondations de grande largeur reposant sur un sol de fondation relativement peu épais. Dans ce cas, J. Mandel et J. Salençon (1969) ont proposé une solution où la portance s'exprime par :

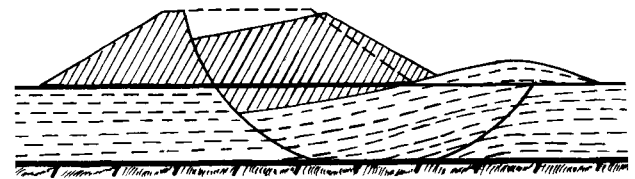
$$q_{\max} = C_u \cdot N_c \left(\frac{B}{h} \right),$$

h étant l'épaisseur du sol de fondation et B la largeur d'une fondation fictive (fig. 2).

Rupture locale rotationnelle

La rupture rotationnelle du talus et d'une partie du sol de fondation (fig. 3 a) constitue la forme de glissement la plus répandue. Elle n'apparaît locale que par opposition à la rupture par poinçonnement car, en fait, c'est la majeure partie du remblai et du sol de fondation qui sont perturbés.

Le glissement se traduit par un escarpement bien marqué en tête, un basculement du remblai et un bourrelet de pied (fig. 3 b).



a. — Schéma type de rupture circulaire.



b. — Vue générale d'un remblai après rupture circulaire.

Fig. 3. — Rupture circulaire.

A priori peu de problèmes de mécanique des sols se présentent sous un aspect apparemment aussi simple (fig. 4) :

— la ligne de rupture retenue pour le calcul est très simple : il s'agit d'un cercle;

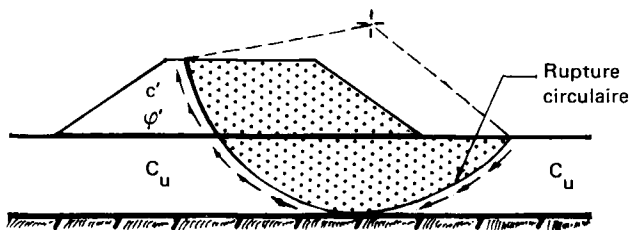


Fig. 4. — Schéma type pour le calcul en rupture circulaire.

— la résistance au cisaillement mobilisée dans la fondation, le long de cette courbe, est la cohésion non drainée qui, ne dépendant pas de la contrainte normale appliquée sur la surface de rupture, s'introduit facilement dans les calculs. Il n'y aura que la résistance au cisaillement dans le remblai dont le traitement serait un peu plus délicat, mais son importance n'est pas dominante vis-à-vis de la résistance du sol de fondation (de l'ordre de 10%);

— la méthode usuelle de calcul (méthode de Bishop) se réduit presque à un simple calcul des moments des efforts moteurs et des efforts résistants.

Dans cet esprit, l'estimation du coefficient de sécurité se fait en recherchant le cercle le plus défavorable, la fonction calcul se faisant soit sur ordinateur soit par abaques (G. Pilot et M. Moreau, 1973).

COMPORTEMENT DES REMBLAIS CONSTRUITS SUR SOLS MOUS

Le nombre des ruptures observées en France est assez peu élevé car :

— les remblais sur sols mous constituent des « points singuliers » et à ce titre, ils sont l'objet d'études détaillées ayant précisément pour but d'éviter les glissements;

— dans bien des cas la construction est suffisamment lente pour qu'une consolidation partielle des sols de fondation se produise; il en résulte une augmentation de la cohésion qui n'est pas prise en compte dans le calcul.

Cependant, un bon nombre de ces ruptures n'est pas explicable par le schéma habituel de calcul : le coefficient de sécurité réel étant inférieur au coefficient calculé.

Cette discordance conduit à se poser les deux questions suivantes :

— de faibles valeurs, non prévues et non connues, du coefficient de sécurité ne sont-elles pas à l'origine de déplacements horizontaux de fluage d'où il résulterait des tassements additionnels qui sont habituellement mis au compte des incertitudes des théories de la consolidation?

— de telles sous-estimations de la sécurité ne sont-elles pas dangereuses lorsque des remblais sont construits à proximité d'ouvrages reposant sur des fondations profondes?

L'intérêt des études de stabilité va donc au-delà de l'estimation propre de la sécurité. Ces études fournissent un important facteur d'appréciation du comportement du remblai lui-même en ce qui concerne les tassements ainsi que son action vis-à-vis des structures adjacentes. A ces deux titres également il est important de savoir évaluer correctement le coefficient de sécurité.

Ruptures observées par les Laboratoires des Ponts et Chaussées

En dix ans, il s'est produit une dizaine de ruptures de remblais sur sols mous. On possède une assez bonne documentation pour cinq d'entre elles que l'on va traiter (elles ont déjà fait l'objet d'une synthèse détaillée, G. Pilot, 1973).

REMBLAI DE PORNIC (1963)

Ce remblai (fig. 5) est construit sur 17 m d'argile molle, dont les limites d'Atterberg sont $w_L = 80$ et $I_p = 45$.

Ces dépôts sont normalement consolidés, hormis une couche superficielle de 2 m d'épaisseur. En dessous la cohésion non drainée s'abaisse jusqu'à 10 kN/m^2 .

Ce glissement constitue un exemple de rupture par poinçonnement : l'affaissement (1,20 m) et l'étalement se sont produits symétriquement par rapport à l'axe.

Un calcul préliminaire de stabilité classique en rupture circulaire, en affectant le matériau de remblai des caractéristiques $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $c' = 10 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 40^\circ$ aurait donné :

$$F = 1,17.$$

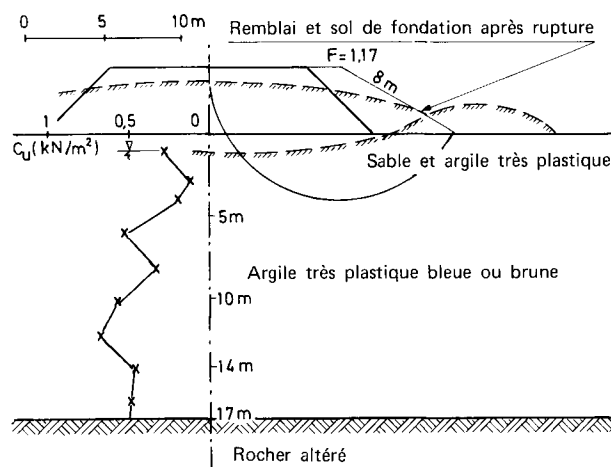


Fig. 5. — Coupe de la rupture du remblai de Pornic.

REMBLAI DE NARBONNE (1968)

Cette rupture (fig. 6), provoquée à titre expérimental (F. Bourges et al, 1971-73) intéressait une épaisseur de 12 m de sols mous. La majeure partie de la courbe de rupture s'est développée dans une argile peu plastique dont les caractéristiques moyennes sont les suivantes :

$$\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3, w = 29\%, w_L = 26\%, I_p = 6\%, C_u = 25 \text{ kN/m}^2.$$

Le glissement s'est produit le long d'une courbe sensiblement circulaire, les fissures dans le remblai n'apparaissant qu'avec les grands mouvements. En affectant le remblai des caractéristiques mécaniques mesurées à la boîte de cisaillement de 60 cm de côté, soit $c' = 53 \text{ kN/m}^2$ et $\phi' = 26^\circ$, le coefficient de sécurité est :

$$F = 0,96.$$

Le cercle correspondant à cette valeur n'est pas très différent de la courbe de rupture observée.

Fig. 6. — Coupe de la rupture du remblai de Narbonne.

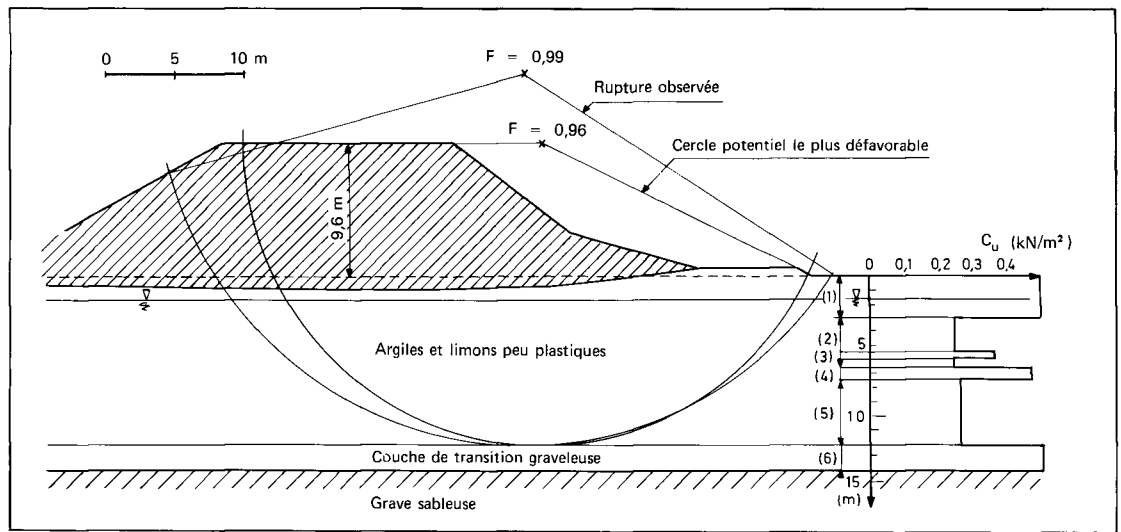
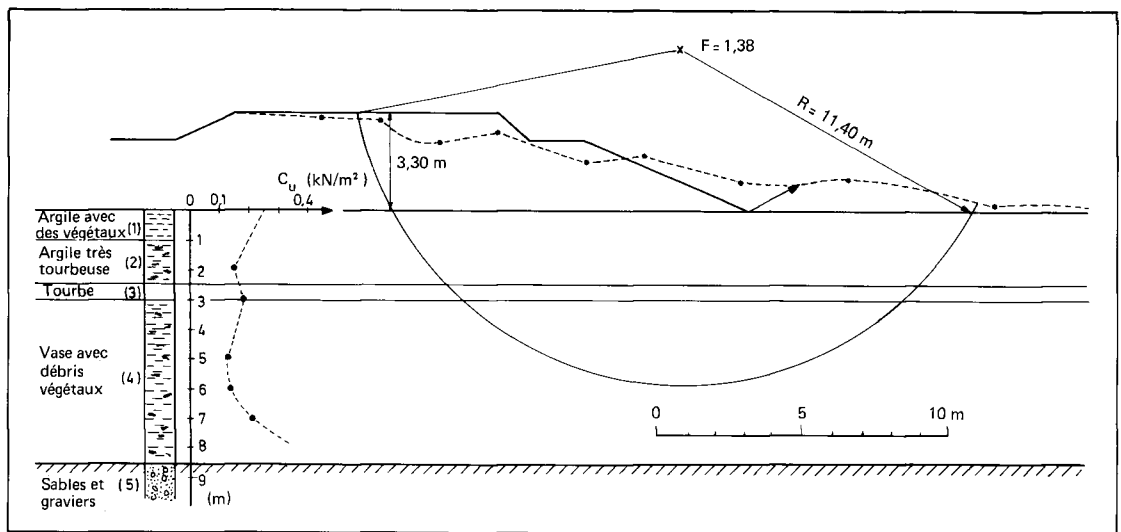


Fig. 7. — Coupe de la rupture du remblai de Saint-André-de-Cubzac.



REMBLAI DE SAINT-ANDRÉ-DE-CUBZAC (1969)

Ce remblai (fig. 7) était destiné à l'étude des tassements; il s'est rompu en cours de construction. Le sol de fondation est assez hétérogène; il comporte, en surface, 3 m de matériaux fortement organiques, puis 6 m environ de vase comportant des débris végétaux : c'est dans ce dernier matériau ($\gamma_d = 7 \text{ kN/m}^3$, $w_L = 102$, $I_p = 47$, $C_u \approx 12 \text{ kN/m}^2$) que s'est développée la majeure partie de la courbe de rupture. Le coefficient de sécurité calculé, à la rupture est :

$$F = 1,38.$$

REMBLAI DE LANESTER (1969)

Cette rupture (fig. 8) a également été provoquée à titre expérimental (G. Pilot, M. Moreau et J.-L. Paute, 1973). Les sols de fondation, relativement homogènes, sont constitués par une couche de 8 à 10 m de vase assez organique ($MO = 8\%$, $\gamma_d = 6 \text{ kN/m}^3$, $w_L = 109$ à 135 , $I_p = 65$ à 81 , $C_u \approx 12$ à 15 kN/m^2). La rupture s'est produite après que des fissures de traction soient apparues dans le remblai. Un calcul de stabilité classique, retenant les valeurs mesurées dans le remblai ($c' = 30 \text{ kN/m}^2$, $\varphi' = 31^\circ$) conduit à une valeur du coefficient de sécurité à la rupture :

$$F = 1,35.$$

Le cercle correspondant est sensiblement assez différent de la courbe de rupture observée.

REMBLAI DU CHEMIN DÉPARTEMENTAL 58 À PALAVAS-LÈS-FLOTS (1971)

Cette rupture (fig. 9) s'est produite au cours de la construction d'un remblai d'accès à un ouvrage. Les sols de fondation comprennent une couche superficielle (2 m) d'alluvions sableuses, surmontant une forte épaisseur, 25 m de dépôts laguno-marins, caractérisés par $\gamma_d = 10,4 \text{ kN/m}^3$, $w = 62\%$, $w_L = 65$, $I_p = 35$, $C_u = 24$ à 40 kN/m^2 . Le coefficient de sécurité calculé à partir des caractéristiques mesurées pour le remblai ($\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $c' = 0$ et $\varphi' = 35^\circ$), s'élève à :

$$F = 1,30.$$

Il apparaît que les calculs classiques de stabilité en contraintes totales effectués par la méthode de Bishop, à partir des valeurs de la cohésion C_u mesurée en place au scissomètre, peuvent surestimer notablement la valeur du coefficient de sécurité.

Ruptures rapportées dans la bibliographie et synthèse

Les revues étrangères rapportent un nombre assez important de ruptures de remblais sur sols mous (L. Bjerrum, 1972, C. Mieussens et G. Pilot, 1972). Dans le tableau I on a rassemblé les principales indications concernant les ruptures observées tant à l'étranger qu'en France, en y adjoignant l'exemple du remblai de Champtocé dans le Maine-et-Loire (M. Peignaud et G. Pilot, 1972).

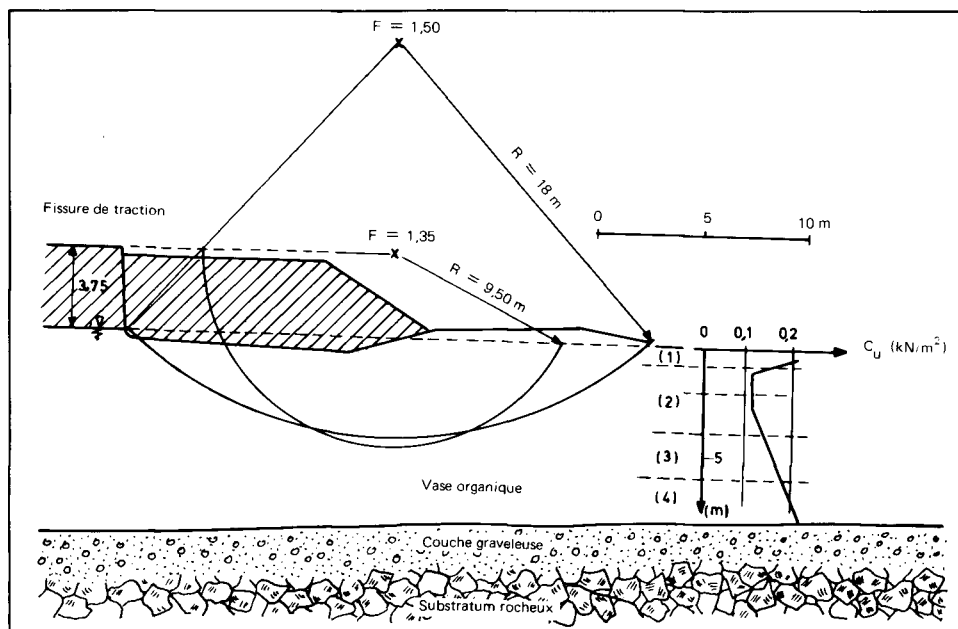


Fig. 8. — Coupe de la rupture du remblai de Lanester-le-Rohu.

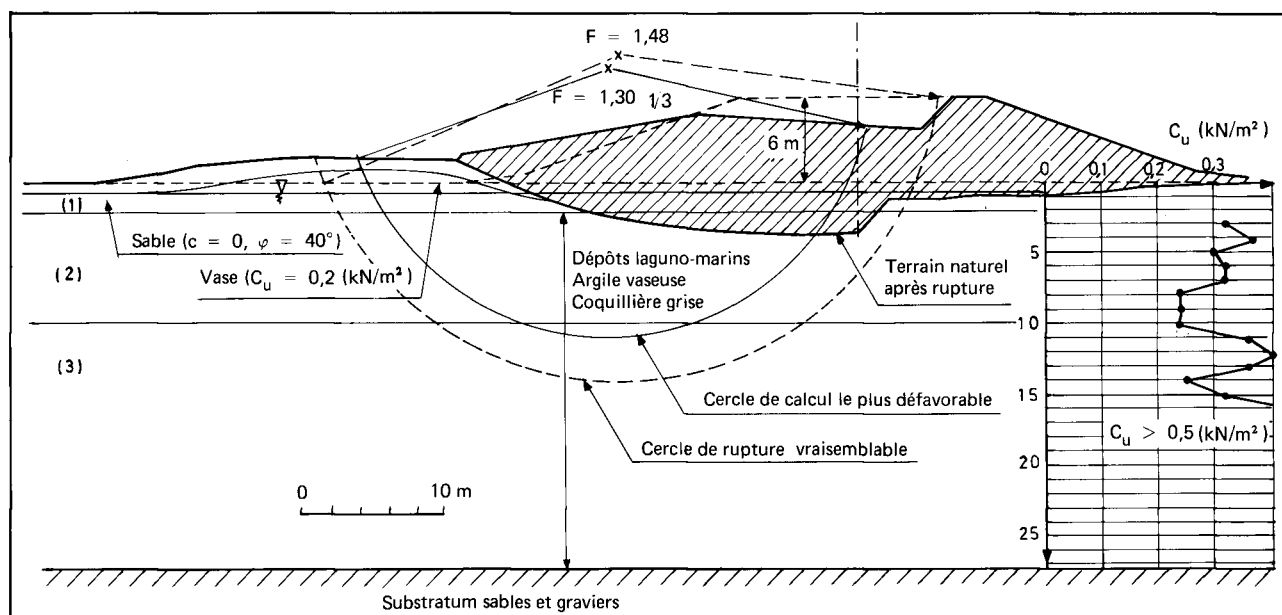


Fig. 9. — Rupture du remblai du CD58 à Palavas-lès-Flots (1971).

Les valeurs indiquées, du coefficient de sécurité, résultent de calculs en rupture circulaire effectués à partir de valeurs C_u de la cohésion non drainée mesurée au scissomètre de chantier.

On observe aussi qu'il n'est pas rare que des ruptures se produisent et qu'elles surviennent pour des valeurs F supérieures à 1.

A cet égard L. Bjerrum a mis en évidence que la valeur du coefficient de sécurité calculé au moment de la rupture était d'autant plus surestimée que la plasticité des sols de fondation était plus élevée. Cela ressort assez clairement du tableau I où les glissements ont été classés suivant les valeurs décroissantes de I_p . Il est devenu classique de tracer le diagramme $F(I_p)$ qui fait apparaître une corrélation qui n'est pas douteuse (fig. 10).

Étant ainsi établi que c'est au niveau du sol de fondation que se situe l'origine de ce désaccord entre le calcul et l'observation, il apparaît que la valeur de C_u fournie par la

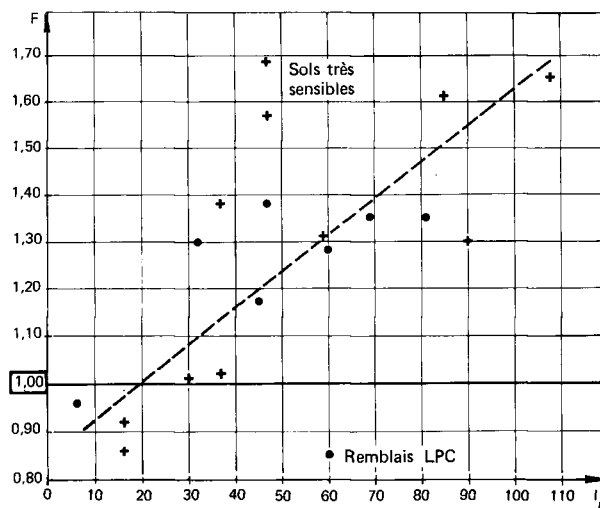


Fig. 10. — Relation (F, I_p) pour diverses ruptures de remblais sur sols mous.

mesure en place au scissomètre ne représente pas systématiquement la valeur moyenne de la cohésion non drainée mobilisée lors de la rupture du sol de fondation sous un remblai. Il est d'ailleurs certain que compte tenu du caractère peu intrinsèque des caractéristiques non drainées des sols fins, la valeur de C_u dépend largement des conditions dans lesquelles le sol a été sollicité au cours de l'essai qui a fourni cette valeur; il n'y a pas de raison évidente pour que des appareillages et essais aussi divers que l'appareil triaxial, le scissomètre ou le pressiomètre donnent des valeurs identiques à celles qui sont déduites, à titre de valeurs moyennes, de calculs « après coups » de ruptures de remblais sur sols mous, de tranchées de déblais ou de semelles de fondations.

En revanche, dans un objectif d'utilisation pratique, il est très intéressant de connaître le coefficient correcteur à appliquer, par exemple au résultat de l'essai scissométrique, pour trouver la valeur moyenne de C_u mobilisée sous un remblai. Dans cet esprit, la figure 10 peut être utilisée pour évaluer le coefficient correcteur $\mu(I_p)$ tel que :

$$(C_u)_{\text{en place}} = (C_u)_{\text{scissomètre}} \cdot \mu(I_p).$$

La figure 11 donne ce diagramme $\mu(I_p)$ obtenu à partir de la figure 10, en admettant qu'il y a une relation linéaire entre F et I_p .

Il est clair que cette correction, commode, n'apporte aucun élément d'explication des phénomènes. On reviendra sur la signification de C_u .

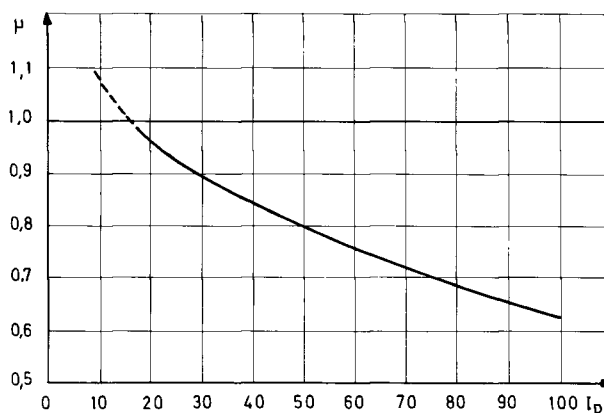


Fig. 11. — Coefficient de correction μ à appliquer à la cohésion C_u .

Interdépendance des questions de tassement et de stabilité

Les études du GERSC* sur le tassement des vases supportant des remblais (Bourges et al, 1969-73) ont montré que des discordances entre des tassements observés et prévus étaient largement fonction du coefficient de sécurité, cela étant particulièrement bien mis en évidence lorsqu'on exprime le rapport de ces deux tassements en fonction du coefficient de sécurité (fig. 12). Il apparaît que lorsque le

TABLEAU I

Principales caractéristiques de ruptures de remblais sur sols mous

Emplacement du remblai	Caractéristiques des sols				F	Référence et date*
	w	w _L	w _p	I _p		
Scottsdale	140	150	42	108	1,65	Parry, Mc Leod (1967)
Bangkok	140	150	65	85	1,61	Eide et Homberg (1972)
Scrapsgate	70	120	30	90	1,30	Golder Palmer (1955)
Lanester	131	116	47	69	1,35	Moreau, Paute
	124	135	54	81		Pilot (1973)
Champtoncé	105	116	56	60	1,28	Peignaud, Pilot (1972)
Seven Sister Dam		85	26	59	1,31	Peterson-Iverson, Rivard (1957)
North Ridge Dam		72	21	51	1,23	Peterson-Iverson, Rivard (1957)
Saint-André-de-Cubzac	110	102	55	47	1,38	Devaux (1969), Pilot (1972)
Matagami	90	85	38	47	1,57	Dascal et al (1972)
					1,69	
Pornic		80	35	45	1,17	Peignaud, Pilot (1963-1972)
New Liskeard	53-47	60-55	24-27	36-38	0,97-0,87	Lo Stermac (1963)
Kings Lynn	70	60	25	35	1,02-1,38	Wilkes (1972)
Palavas-lès-Flots	64	64	32	32	1,30	Mieussens, Pilot (1972)
Thessalonike		72	40	30	1,01	Stamatopoulos, Kotzis (1965)
Porsmouth	50	38	22	16	0,86-0,92	Ladd (1972)
Fair Haven	42	37	21	16	0,99	Haupt Olsen (1972)
Narbonne	34	26	20	6	0,96	Bourges, Chiappa (1972)

* Cf. article G. Pilot paru dans les comptes rendus de l'ASCE de 1972 (vol. 1, part 1) et le bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 64, mars-avril 1973.

* Groupe d'étude des remblais sur sols compressibles.

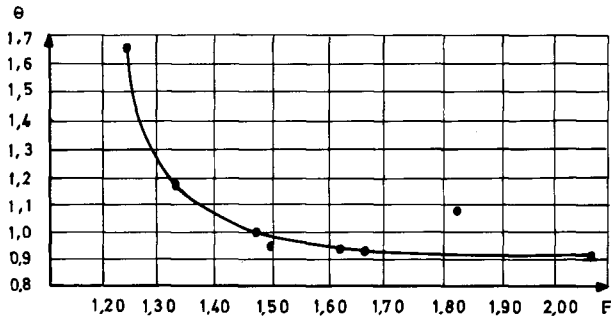


Fig. 12. — Variations du rapport $\theta = \text{tassement mesuré} / \text{tassement calculé}$ en fonction du coefficient de sécurité F .

coefficient de sécurité F atteint des valeurs inférieures à 1,5 les tassements ne peuvent plus être évalués par la théorie de Terzaghi.

Le tassement additionnel (Δh_f), dû au fluage, a pu être quantifié dans le cas du remblai de Palavas-lès-Flots (C. Mieussens et F. Bourges, 1972) cela mettant en évidence l'incidence de la valeur F :

1. zone sans drains :

$$F = 1,25 \Delta h_f = 32 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \Delta h_T = 204 \text{ cm}$$

(Δh_T est le tassement total),

$$\Delta h_f / \Delta h_T = 16 \%$$

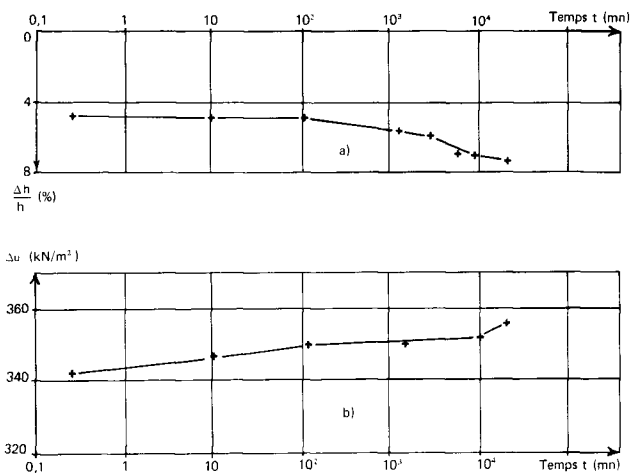
2. zone avec drains :

$$F = 1,38 \Delta h_f = 20 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \Delta h_T = 284 \text{ cm}$$

$$\Delta h_f / \Delta h_T = 7 \%$$

Cette manifestation de fluage aux faibles valeurs du coefficient de sécurité a pu être mise en évidence en laboratoire sur éprouvettes soumises à un état de contraintes triaxiales par B. Mandagaran (1973).

Sur une éprouvette de vase reconsolidée sous état K_0 , on a appliqué un déviateur égal à 56 % seulement du déviateur limite ($2C_u$) mesuré auparavant; la figure 13 montre que l'évolution des déformations verticales croît peu et se stabilise sans qu'il y ait rupture : il y a peu de fluage (fluage amorti).



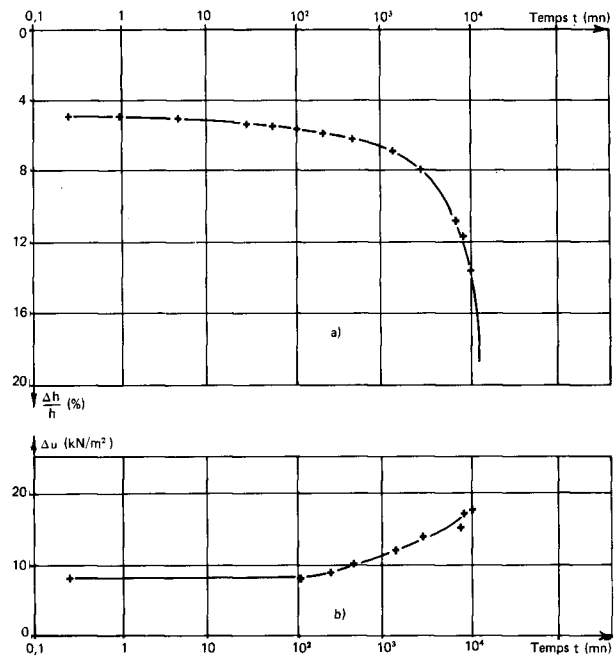
a) Variation de la pression interstitielle en fonction du temps.
b) Variation de la déformation en fonction du temps.

Fig. 13. — Fluage amorti au cours d'une sollicitation triaxiale non drainée $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2C_u} = 56 \%$.

Sur une autre éprouvette, après avoir également pratiqué une reconsolidation sous état K_0 , on a appliqué un déviateur égal à 76 % du déviateur limite, c'est-à-dire que l'on s'est placé dans un domaine de contrainte plus propice à la manifestation du fluage. On observe sur la figure 14 que la déformation verticale ne se stabilise pas, le fluage n'est plus amorti et le sol se rompt.

On a ainsi pu vérifier, en étudiant le chemin de contraintes, en contraintes effectives, que la rupture était atteinte pour ces grandes déformations.

Sur la figure 14, on note que la pression interstitielle a augmenté au cours d'essai : cela est dû vraisemblablement à l'apparition des microfissures dans le sol au cours du fluage (Vyalov et al, 1972) et ainsi, une partie de la contrainte totale est transférée du squelette solide à l'eau.



a) Variation de la déformation en fonction du temps.
b) Variation de la pression interstitielle en fonction du temps.

Fig. 14. — Fluage non amorti au cours d'une sollicitation triaxiale non drainée $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2C_u} = 76 \%$.

ÉTUDE DES FACTEURS GOUVERNANT LA STABILITÉ

A priori, on peut envisager quatre modes de calcul de la stabilité :

1. — calcul à la rupture en contraintes totales;
2. — calcul à la rupture en contraintes effectives;
3. — calcul en déplacements en contraintes totales;
4. — calcul en déplacements en contraintes effectives.

La première méthode est très courante, la seconde est occasionnelle, la troisième tout à fait expérimentale, et la quatrième n'apparaît que comme la suite logique de la précédente.

Les facteurs intervenant dans chacune de ces méthodes, sont les suivantes.

Calcul à la rupture en contraintes totales

Cette méthode classique, examinée précédemment, fait intervenir trois facteurs principaux qui, a priori, peuvent influencer sur la valeur calculée du coefficient de sécurité : la forme de la courbe de rupture, la résistance au cisaillement dans le remblai, la résistance au cisaillement C_u dans le sol de fondation.

INCIDENCE DE LA FORME DE LA COURBE DE RUPTURE

Afin de savoir si le coefficient de sécurité varie selon la forme de la courbe de rupture, on a traité les cas des glissements de Narbonne et de Lanester en considérant des courbes non circulaires (Raulin et al., 1973).

Concernant Narbonne, on a reproduit sur la figure 15 a, en trait plein, le cercle dont la position est compatible avec les signes extérieurs de la rupture (fissure amont, bourrelet aval); il est affecté de la valeur $F = 0,99$ du coefficient de sécurité. On a figuré en tireté des courbes non circulaires obtenues en «tendant» le cercle entre son point extérieur amont et son point bas, ce qui conduit à des valeurs inférieures de F qui s'abaisse ainsi jusqu'à 0,93.

Sur la figure 15 b, on a représenté les courbes déformées, entre le point bas du cercle et le point extrême à droite, qui conduisent à des diminutions de la valeur de F qui s'abaisse alors jusqu'à 0,91.

La figure 15 c montre les résultats obtenus en combinant les formes de courbes précédentes : on peut ainsi obtenir sur une courbe non circulaire qui ne paraît pas invraisemblable une valeur du coefficient de sécurité bien inférieure à celle obtenue en calcul circulaire.

Dans un cas type, proche de l'exemple de Lanester, où une fissure de traction très nette s'est ouverte en tête de glissement, la courbe composite représentée en trait plein sur la figure 16, qui combine cette fissure et l'arc de cercle compatible avec les indications de la rupture, est affectée du coefficient de sécurité $F = 1,12$. En tireté, on a figuré la courbe non circulaire correspondant à la plus petite valeur du coefficient de sécurité qu'il ait été possible d'obtenir en déformant la courbe précédente dans les mêmes conditions que dans l'exemple de Narbonne : cette valeur est $F = 1,13$. Contrairement au cas de Narbonne, les courbes non circulaires ne diminuent pas la valeur de F .

Ces exemples, en nombre certes limité, montrent que l'hypothèse de la rupture circulaire peut également conduire à une surévaluation non négligeable du coefficient

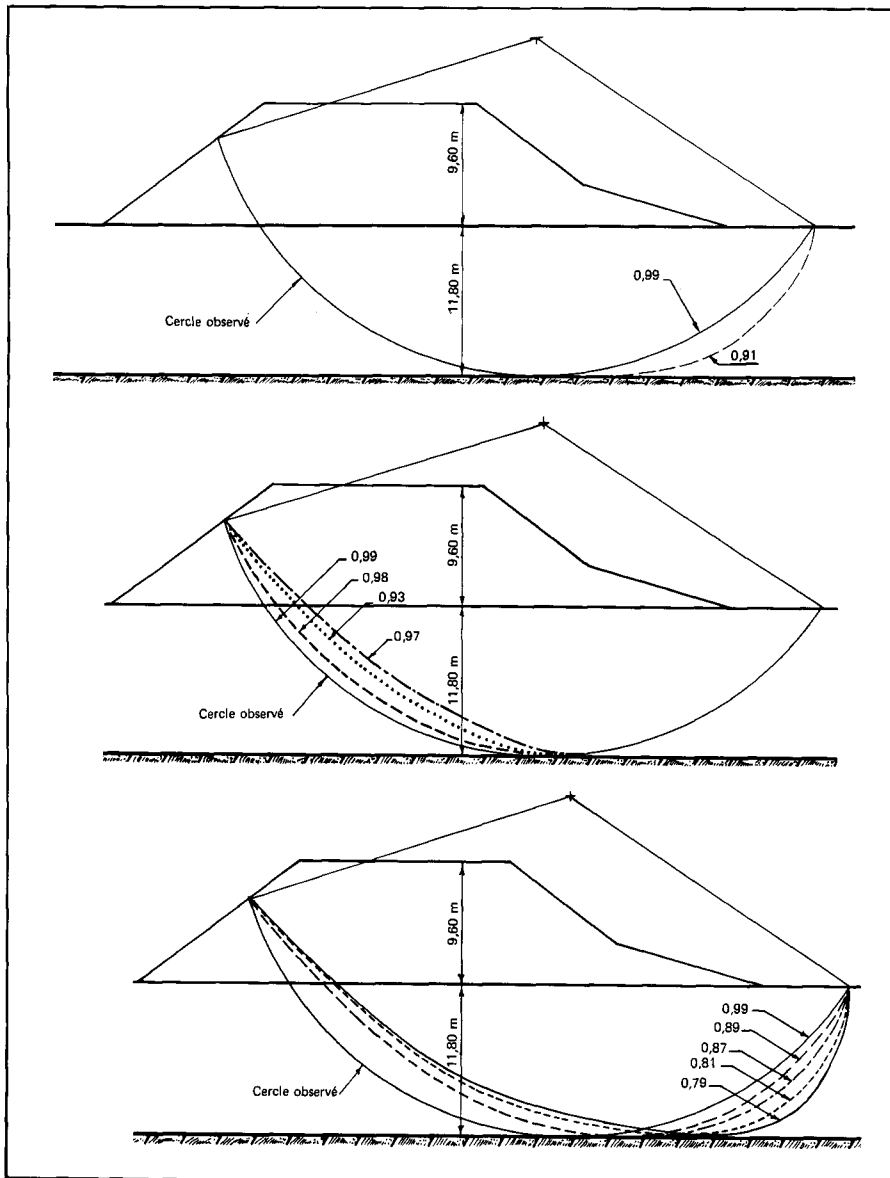


Fig. 15 - Etude, sur le cas du glissement de Narbonne, du coefficient de sécurité calculé sur des courbes non circulaires.

Fig. 15 a. — Calcul en rupture non circulaire : déformée « à gauche » du cercle « observé ».

Fig. 15 b. — Calcul en rupture non circulaire : déformée « à droite » du cercle « observé ».

Fig. 15 c. — Calcul en rupture non circulaire : déformées quelconques du cercle « observé ».

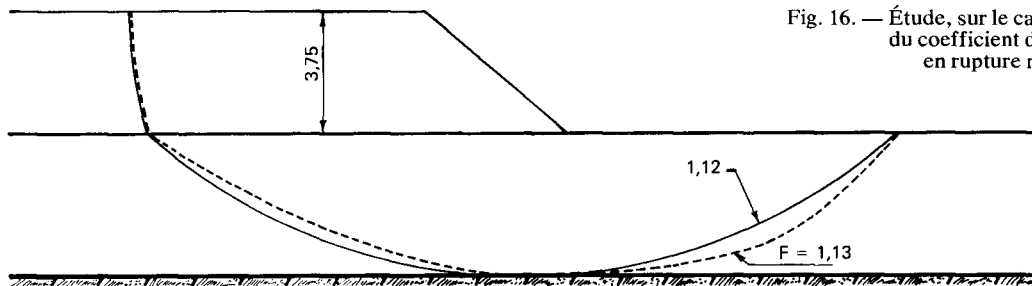


Fig. 16. — Étude, sur le cas du glissement de Lanester, du coefficient de sécurité calculé en rupture non circulaire.

de sécurité; cela n'est toutefois pas suffisant pour expliquer systématiquement les ruptures inattendues.

En tout état de cause, il est actuellement prématuré d'introduire les courbes non circulaires dans les calculs de stabilité de remblais sur sols mous.

INCIDENCE DE LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DANS LE REMBLAI

Lorsqu'on examine le corps d'un remblai après rupture du sol de fondation sous-jacent, on constate généralement qu'il existe des fissures de traction parfois assez larges : la question se pose donc de savoir si ces fissures n'apparaissent pas avant la rupture du sol de fondation et s'il ne faudrait pas s'abstenir de tenir compte de la résistance du remblai dans le calcul de stabilité. Cela sous-entend trois questions :

- Quelle en est l'incidence sur la valeur du coefficient de sécurité F ?
- Comment se fissure le remblai?
- Que valent les paramètres de résistance au cisaillement du matériau de remblai?

On examine ci-dessous chacune de ces trois questions :

— Dans le cas du remblai de Narbonne, on a étudié l'incidence de la prise en compte de la résistance du remblai sur la valeur du coefficient de sécurité lors de plusieurs étapes de construction.

Hauteur du remblai (m)	F (avec résistance)	F (sans résistance)
5,40	1,65	1,50
7	1,29	1,15
9	0,99	0,89

Sur cet exemple, l'écart entre les deux groupes est de 10 % environ.

En fait l'ordre de grandeur de cette différence dépend de divers facteurs tel que l'inclinaison et la position du cercle qui coupe le remblai, les longueurs respectives des arcs de cercle dans le remblai et le sol de fondation, et, bien sûr, les caractéristiques mécaniques du matériau de remblai.

A titre d'illustration, on a représenté sur la figure 17 les variations de F en fonction des paramètres c' et φ' du matériau de remblai pour deux cercles différents calculés sur le profil du remblai de Lanester; on remarque que les variations, notamment celles qui proviennent de l'angle φ' , sont beaucoup plus sensibles dans le cas du cercle de plus grand rayon.

On notera qu'il ne suffit pas d'affecter lors d'un calcul circulaire classique le matériau de remblai des caractéristiques $c' = 0$ et $\varphi' = 0$ pour simuler la fissuration : en effet,

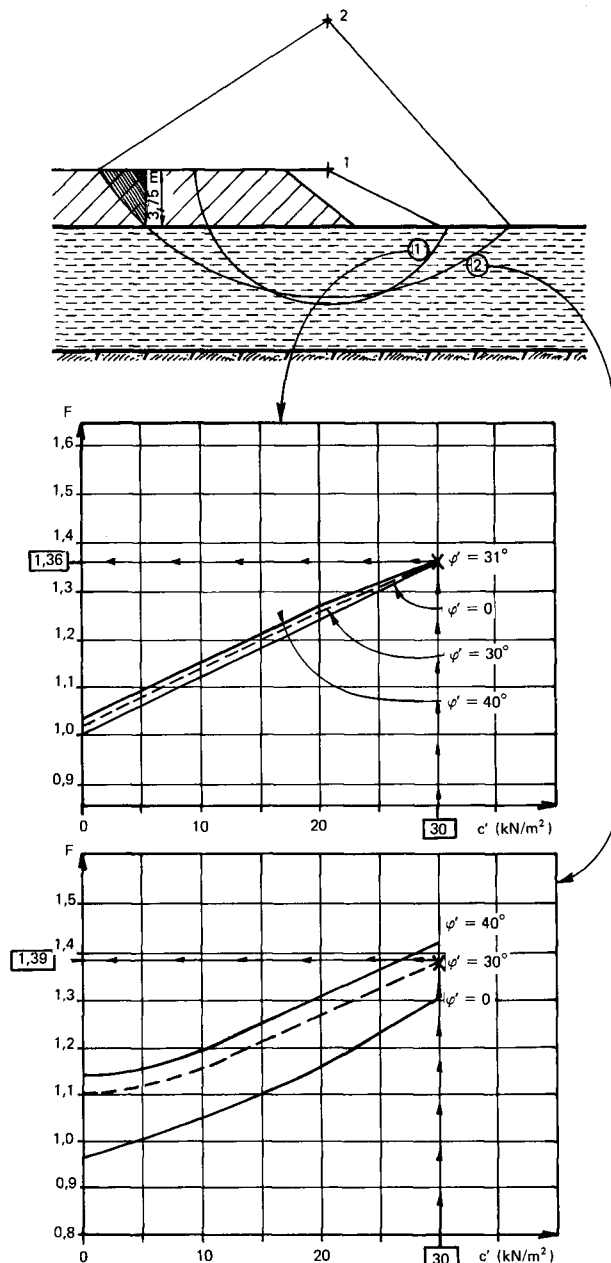


Fig. 17. — Incidence de la valeur des paramètres de cisaillement du matériau de remblai sur le résultat du calcul de stabilité.

dans ce cas, le coin hachuré sur la figure 17 participe au moment moteur et cela conduit à une sous-estimation du coefficient de sécurité.

— Le mécanisme de la déformation du remblai et les conditions dans lesquelles les fissures se forment sont mal connus. L'étude des cinq ruptures citées précédemment

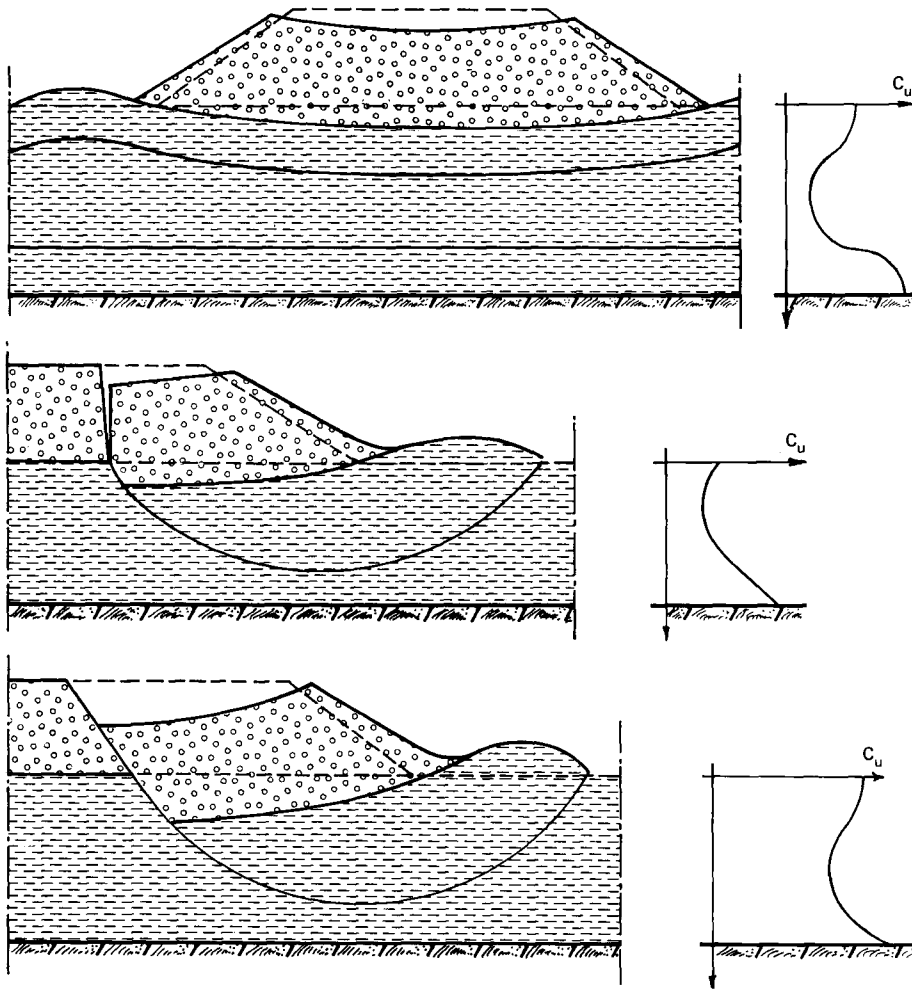


Fig. 18. — Cas types de rupture de remblai sur sols mous.

a) Rupture par poinçonnement

b) Glissement avec fissuration

c) Glissement sans fissuration

ainsi que l'observation de divers autres ouvrages (Sains Ortiz, 1966) conduit à envisager les trois schémas suivants :

1^{er} schéma : le sol de fondation comporte une couche de sol très mou placée entre deux couches de sols sensiblement plus résistants (fig. 18 a). La rupture risque essentiellement de se produire par poinçonnement de la couche molle; le remblai se comporte comme une poutre en flexion; des fissures de traction peuvent se produire à la partie inférieure du remblai.

2^e schéma : le sol de fondation est assez homogène, beaucoup moins consistant que le matériau de remblai; à l'exception éventuellement d'une mince couche superficielle surconsolidée (fig. 18 b). Alors les contraintes hori-

zontales induisent des déplacements horizontaux importants qui peuvent entraîner la fissuration du remblai : ce mécanisme s'est produit à Lanester. Dans ce cas, le calcul de stabilité doit être fait en admettant la formation de fissures dans le remblai, sans tenir compte de la résistance au cisaillement.

3^e schéma : le sol de fondation présente, en surface, une couche surconsolidée épaisse sensiblement plus consistante que les sols sous-jacents (fig. 18 c); alors cette couche ne « transmet » pas en surface les déplacements horizontaux des couches molles, cela empêchant la fissuration du remblai (cas de Narbonne). Dans ce cas, il est légitime d'introduire la résistance au cisaillement dans les calculs de stabilité.

TABLEAU II

Paramètres de résistance au cisaillement du matériau de remblai de Narbonne

Type de l'essai	Dimensions de l'éprouvette (diamètre en cm)	Écretage du matériau (mm)	γ_d (kN/m ³)	Domaine de contraintes (kN/m ²)	Caractéristiques mécaniques	
					c' (kN/m ²)	φ' (°)
Essai triaxial	10	5	21,7	25-550	146	23
	10	5	21	25-370	67	28
	5	3	20	100-1100	105	26
	5	3	19,6	100-900	110	20
Essai de la boîte	60×60	36,5	20	20-150	53	26

Les caractéristiques mécaniques du matériau de remblai sont toujours difficiles à évaluer; cela tient tant à son hétérogénéité qu'à sa granulométrie ou au fait qu'il s'agit de caractériser un matériau souvent argileux non saturé; de plus elles dépendent largement du compactage.

Deux études assez détaillées de ces caractéristiques ont été faites à l'occasion des ruptures expérimentales de Narbonne et de Lanester :

— A Narbonne, il s'agissait d'un matériau roulé tout venant comportant quelques gros éléments ($d > 50$ mm) (fig. 19); les essais de résistance au cisaillement ont été faits soit à l'appareil triaxial, soit à la boîte de cisaillement (les résultats sont résumés dans le tableau II).

On note que les essais sur boîtes de grande dimension permettent d'étudier un matériau beaucoup plus représentatif que cela n'est possible à l'appareil triaxial et que les résultats sont certainement plus significatifs. On observe d'ailleurs que les essais triaxiaux effectués sur un matériau comportant une proportion de fines beaucoup plus importante conduit à des valeurs de la cohésion assez nettement surestimées.

— Dans le cas de Lanester, et compte tenu des résultats obtenus à Narbonne, on s'est limité à des essais à la boîte (45 x 45 cm).

La granulométrie du matériau et les résultats du cisaillement sont indiqués sur la figure 20. A la teneur en eau de 10 % et au poids spécifique $\gamma_s = 16,3$ kN/m³, on a obtenu :

$$c' = 30 \text{ kN/m}^2 \text{ et } \varphi' = 31^\circ.$$

A la lumière de ces résultats, il semble bien que pour les matériaux assez grossiers à granulométrie étalée, qui sont fréquemment utilisés, les essais à la grande boîte de cisaillement sont à recommander. Les essais triaxiaux sur très grosses éprouvettes donneraient également des résultats intéressants, mais ils nécessitent plus de temps et, en outre, ils sont plus onéreux (les appareils permettant de traiter des éprouvettes d'une trentaine de centimètres de diamètre sont peu courants).

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT NON DRAINÉE C_u

La méthode proposée précédemment pour corriger C_u en tenant compte de la plasticité de l'argile ne résulte pas d'une analyse des causes de désaccord entre valeur mesurée au scissomètre et valeur moyenne mobilisée en place. En fait, il existe deux facteurs principaux qui influent fortement C_u : l'anisotropie et la vitesse d'essai. A ce titre, une correction plus détaillée portant sur C_u devrait s'écrire (L. Bjerrum, 1972) :

$$(C_u)_{\text{en place}} = (C_u)_{\text{scissomètre}} \cdot \mu_R \cdot \mu_A.$$

Fig. 19. — Résistance au cisaillement du matériau de remblai de Narbonne.

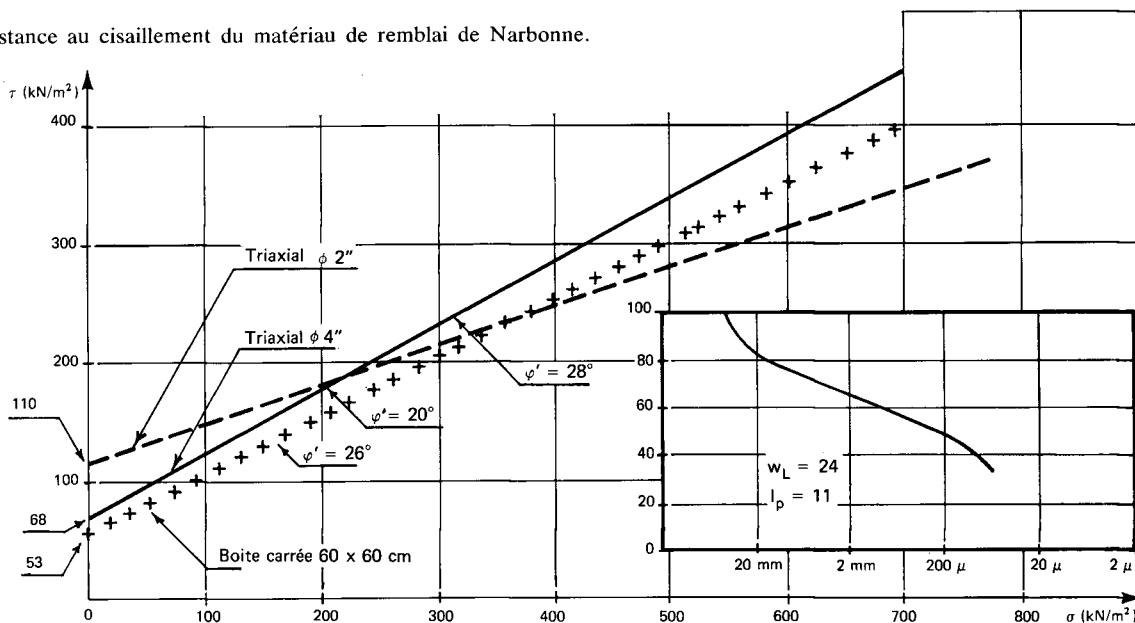
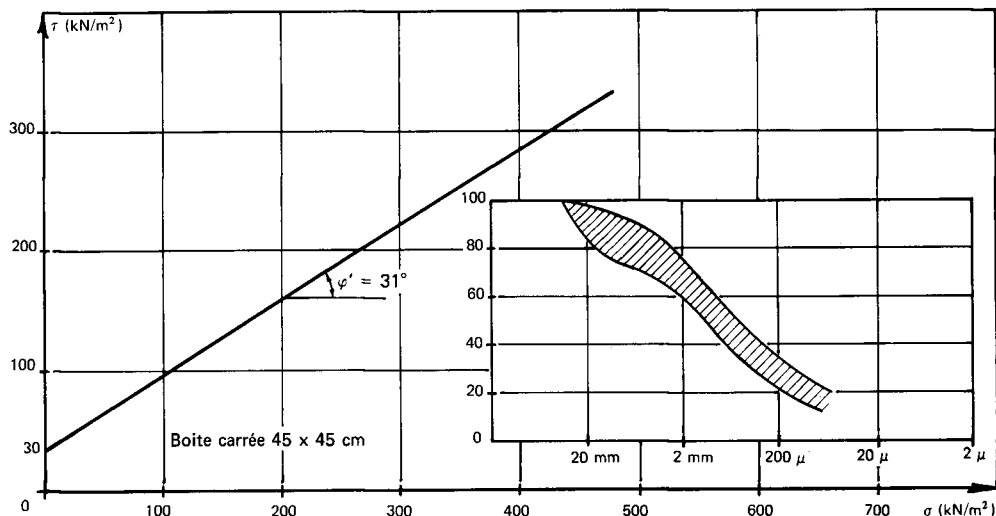


Fig. 20. — Résistance au cisaillement du matériau de remblai de Lanester.



μ_R est un facteur correctif tenant compte de la vitesse d'essai.

μ_A est un facteur correctif tenant compte de l'anisotropie.

Il est encore trop tôt pour donner des valeurs numériques de μ_R et μ_A , on se limitera à l'évocation de quelques données expérimentales. On notera, par ailleurs, que cela ne concerne pas le phénomène de rupture progressive.

Concernant l'incidence de la vitesse d'essai, on observe qu'il y a une différence considérable entre les temps nécessaires pour mobiliser la résistance au cisaillement, d'une part au cours d'un essai scissométrique, d'autre part au cours d'une rupture, les facteurs d'échelle, apparents sur la figure 21, sont de l'ordre de 10^4 à 10^5 : on conçoit que cela ait quelque importance sur la valeur de la cohésion non drainée C_u .

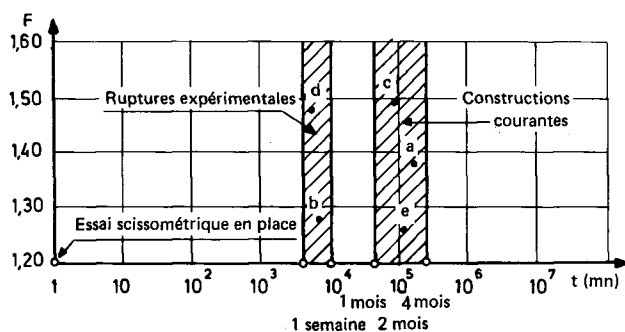


Fig. 21. — Représentation de l'échelle des temps de l'essai au scissomètre et de la construction des remblais.

Les mesures de C_u , fonction du temps, indiquées dans la bibliographie proviennent essentiellement d'essais UU classiques à l'appareil triaxial. Elles sont assez dispersées mais donnent des valeurs d'autant plus faibles que le temps d'essai est plus long. Les réductions peuvent atteindre le tiers ou la moitié de la valeur initiale. Des résultats plus homogènes provenant d'essais consolidés anisotropes, non drainés (CAU), réalisés à l'Institut géotechnique norvégien, confirment nettement ce phénomène.

L'anisotropie intervient à deux titres sur la valeur du coefficient de sécurité F :

— compte tenu de son mode de formation le sol peut présenter une anisotropie naturelle,

— selon sa forme, la courbe de rupture mettra plus ou moins en relief ce caractère anisotrope.

Le second point étant essentiellement lié à une question de calcul, on se contentera d'en illustrer l'effet sur un exemple traité dans le cas du remblai de Lanester. La figure 22 montre une courbe non circulaire pour laquelle le coefficient de sécurité F calculé en fonction d'une cohésion isotrope est égal à 1,14; le graphique montre l'évolution de F lorsque l'on tient compte d'une anisotropie de C_u telle que :

$$(C_u)_{vertical} = k (C_u)_{horizontal},$$

la loi de variation de C_u en fonction de l'inclinaison du segment courbe étant elliptique. On observe que l'influence de l'anisotropie est relativement importante, F passant de 1,14 à 0,94 lorsque k varie de 1 à 2, l'effet étant plus marqué aux petites valeurs de k (1 à 1,20).

L'anisotropie de la cohésion C_u a été étudiée soit en place, avec des essais scissométriques et des essais de cisaillement directs, soit en laboratoire en exécutant des essais qui simulent les évolutions de contraintes en place (cf. § calculs en déplacements). Les recherches utilisant le

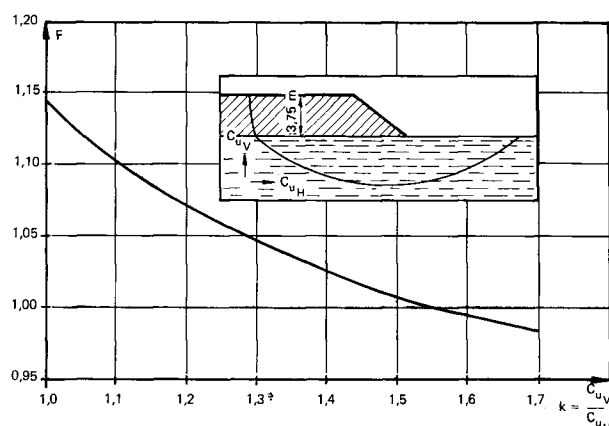


Fig. 22. — Influence de l'anisotropie de résistance au cisaillement sur le coefficient de sécurité.

scissomètre en place visent à évaluer séparément, en pratiquant des essais spéciaux, la cohésion mobilisée horizontalement et verticalement.

G. Aas (1965-67) utilise des moulinets d'élanement très divers (largeur des pales de 65 à 130 mm, hauteur de 65 à 260 mm) qui mobilisent, dans des proportions variées, chacune des deux valeurs de la cohésion. Ces conclusions, qui ne concernent que les argiles sensibles norvégiennes, montrent que le rapport $\frac{(C_u)_v}{(C_u)_h}$ varie de 1 à 0,5. Ces résultats ont été confirmés par E. Di Biaggio et G. Aas (1967) qui ont exécuté des essais de cisaillement plans en place.

Des résultats différents ont été trouvés en France par H. Lemasson (cf. article dans cet ouvrage). Il utilise un moulinet composé de trois éléments, l'élément central pouvant être entraîné séparément des éléments supérieur et inférieur, ce qui permet la mobilisation successive de la cohésion verticale et de la cohésion horizontale. Sur des sols normalement consolidés (au sens géologique), en Bretagne, et en retenant l'hypothèse d'une répartition uniforme de la cohésion sur les faces du cylindre découpé par le scissomètre, on trouve que :

$$\frac{(C_u)_v}{(C_u)_h} = 1,33.$$

Calculs à la rupture en contraintes effectives

Il est théoriquement possible d'exécuter les calculs de stabilité à la rupture, non seulement en contraintes totales, mais aussi en contraintes effectives. Dans ce cas, la résistance au cisaillement maximale s'exprime en fonction des paramètres effectifs c' et φ' :

$$\tau_{max} = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi'.$$

La détermination des paramètres c' et φ' pose, a priori, assez peu de problèmes, encore que dans les sols mous la présence du squelette de micro-organismes, de coquillages et de matières organiques peut induire des difficultés opératoires.

Ce type de calcul en contraintes effectives peut se concevoir dans les deux cas suivants :

1. il s'agit d'un calcul a priori. Dans ce cas, la pression interstitielle doit être évaluée;
2. il s'agit d'un calcul exécuté en cours de construction de l'ouvrage. Les valeurs de la pression interstitielle introduites dans le calcul résultent alors des mesures faites en place.

CALCULS PRÉLIMINAIRES A PARTIR DES VALEURS ESTIMÉES DE LA PRESSION INTERSTITIELLE

L'évaluation des accroissements Δu de la pression interstitielle peut s'effectuer soit à l'aide de méthode relativement simples (à partir des accroissements de contraintes totales calculées par la théorie de l'élasticité) soit par des méthodes plus complexes faisant appel aux lois de comportement des sols de fondation et à des traitements numériques sophistiqués.

Méthodes simples

Quatre formules classiques permettent l'évaluation de Δu à partir des accroissements $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$ des contraintes principales totales (ou de $\Delta\sigma_v$, contrainte verticale totale) :

$$\Delta u = \Delta\sigma_v \quad (1)$$

(composante verticale de la contrainte),

$$\Delta u = \frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) = \Delta\sigma_{oct} \quad (2)$$

(matériau élastique idéal),

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (3)$$

(formule de Skempton faisant intervenir le paramètre A à déterminer expérimentalement). Cette formule peut également s'écrire :

$$\Delta u = \frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3) + \left(A - \frac{1}{3}\right)(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3).$$

$$\Delta u = \frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) + \alpha \sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 + \Delta\sigma_1)^2}. \quad (4)$$

Cette formule (due à Henkel) généralise la précédente; sous forme condensée, elle s'écrit également $\Delta u = \Delta\sigma_{oct} + 3\alpha \Delta\tau_{oct}$.

Les $\Delta\sigma_i$ sont généralement calculés par la théorie de l'élasticité, notamment d'après les résultats de Jürgenson, Giroud, etc.

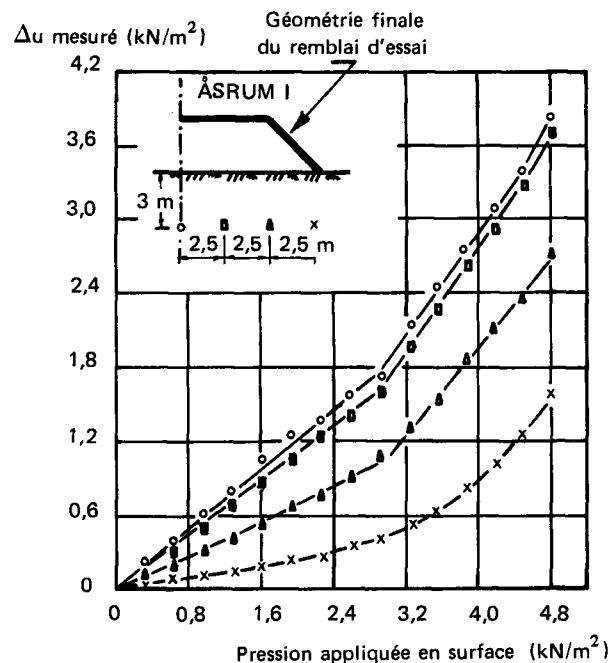
Les principales difficultés de fond relatives à l'usage de ces formules sont les suivantes :

— étant acquis que Δu dépend non seulement des $\Delta\sigma_i$, mais aussi des déformations ϵ_i , les valeurs de A et de α varient tant dans le sol sous le remblai qu'en fonction de la hauteur de ce remblai. (A la rupture, A est de l'ordre de 1 et α de l'ordre de 1,4 ($\alpha = \frac{3A-1}{\sqrt{2}}$);

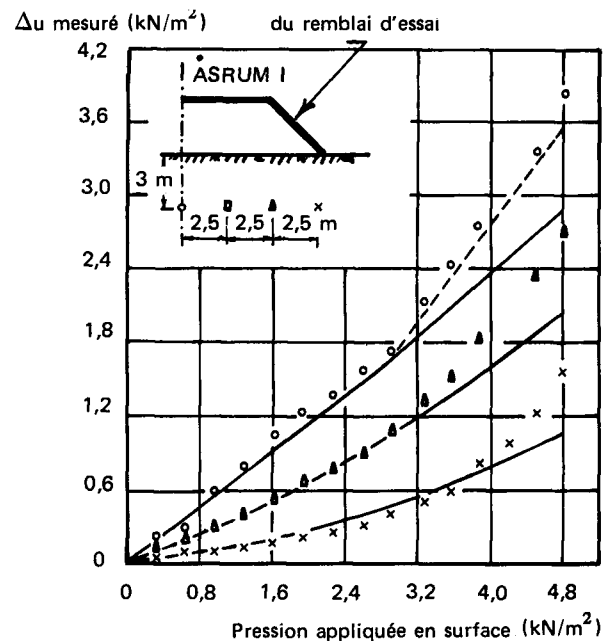
— dans le domaine des faibles valeurs du coefficient de sécurité affecté aux remblais sur sols mous, il est vraisemblable que le sol se plastifie localement : les calculs élastiques simples sont alors inadaptés.

Les mesures sur ouvrages en vraie grandeur permettent d'illustrer la validité de ces méthodes.

K. Hoëg et al (1969) ont fait des mesures dans une argile sensible scandinave sous un remblai circulaire; ils ont mis en évidence un double comportement des pressions interstitielles. En exprimant (fig. 23 a) Δu en fonction de la contrainte appliquée en surface, il ressort une variation sensiblement bilinéaire présentant un « coude » assez marqué qui traduirait l'apparition locale de la plasticité. Une interprétation de ces mesures a été faite en calculant $\Delta u = \Delta\sigma_{oct}$ (2); il apparaît (fig. 23 b) une bonne concordance entre les mesures et les prévisions tant que la cassure marquant l'apparition locale de la plasticité n'est pas atteinte. Au-delà les valeurs mesurées sont sensiblement plus élevées que les valeurs calculées; sur la figure 23 b, la ligne en trait-tiré représente l'évolution



a. — Pressions interstitielles mesurées sous le remblai.



— Calcul élastique
 - - - - - Calcul avec écoulement plastique

b. — Comparaison des pressions interstitielles mesurées et des pressions interstitielles calculées sous le remblai.

Fig. 23. — Remblai de Asrum (Norvège).

prévisible des pressions interstitielles en calculant $\Delta\sigma_{oct}$ déduit de la plasticité, à partir du coude : la concordance avec les mesures est bonne, mais la méthode ne présente d'intérêt que si on peut prédire également le point de la courbe élastique à partir de laquelle la plastification apparaît.

Par ailleurs, Z. Moh, E. Brand et J. Nelson (1972) ont étudié les pressions interstitielles développées dans une

couche de 10 m environ d'épaisseur d'une argile limoneuse molle supportant une digue de 3 m de hauteur. La figure 24 montre l'évolution de la pression interstitielle mesurée, en cours d'édification du remblai, par un piézomètre situé dans l'axe du remblai, comparée aux prévisions provenant des quatre méthodes mentionnées précédemment. Il apparaît que les valeurs déduites de la formule $\Delta u = \Delta \sigma_{oct}$, ainsi que de la formule de Henkel correspondent assez bien aux valeurs relevées.

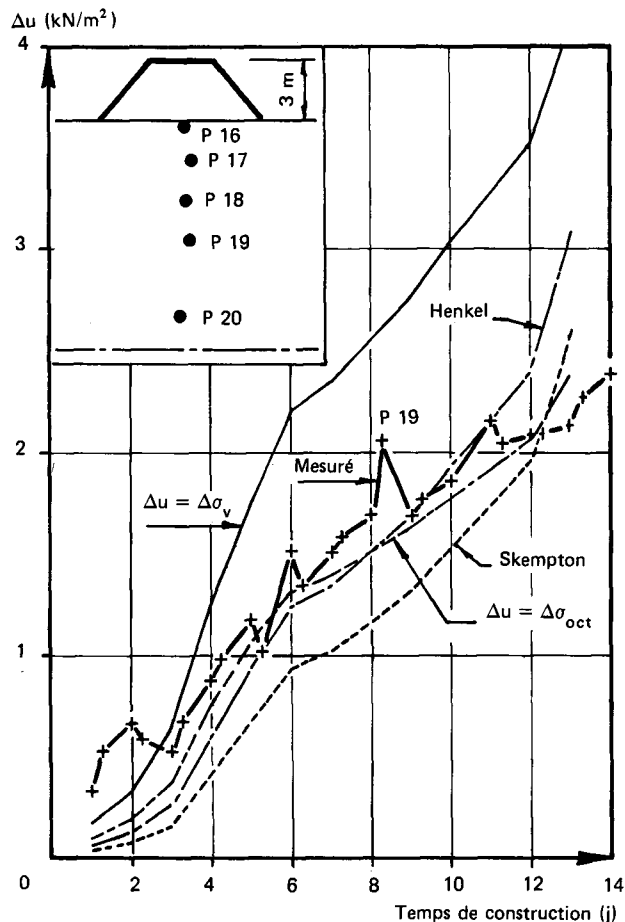


Fig. 24. — Pressions interstitielles calculées et mesurées sous le remblai de Rangsit (Thaïlande).

Ce résultat, très local, n'est cependant pas confirmé par les autres mesures réalisées dans l'axe du remblai. Ainsi, sur la figure 25 qui montre la variation, dans l'axe et en fonction de la profondeur, de la pression mesurée, ainsi que des quatre types de prévisions, il apparaît en fin de construction des différences beaucoup plus marquées sur les piézomètres autres que celui dont les indications étaient présentées précédemment.

M. Bozozuk et G. Leonards (1972) ont interprété un peu différemment des mesures de pressions interstitielles développées sous le remblai de Gloucester (près d'Ottawa au Canada), dans une épaisse couche (18 m) d'argile molle. La formule servant aux prévisions de pression, proche de celle de Henkel, s'écrit :

$$\Delta u = \Delta \sigma_{oct} + \Omega q$$

dans laquelle :

$$q = \sqrt{\frac{(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2)^2 + (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_3)^2 + (\Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_1)^2}{2}}$$

Ω étant un paramètre de pression interstitielle déduit d'essais en déformation plane.

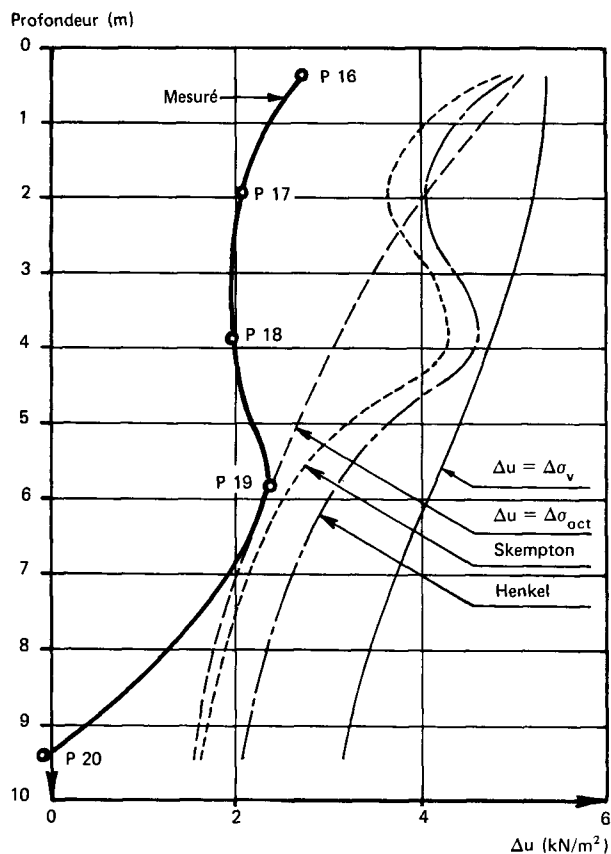


Fig. 25. — Évolution des pressions interstitielles mesurées et calculées sous le remblai de Rangsit (Thaïlande).

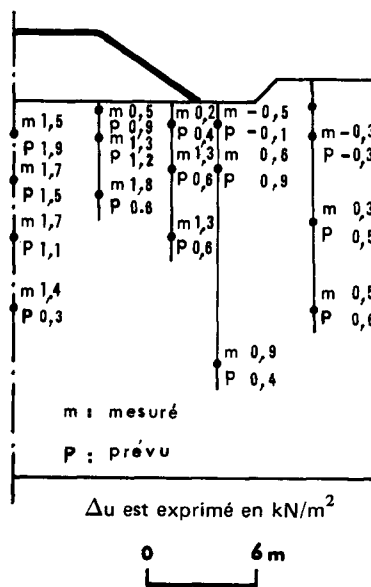


Fig. 26. — Comparaison des pressions interstitielles mesurées et calculées sous le remblai de Gloucester (Canada).

Les valeurs obtenues à l'aide de cette méthode, comparées aux mesures effectuées en fin de construction du remblai sont présentées figure 26; les résultats en sont très divers : de bonnes concordances voisinent avec de fortes divergences.

Dans le cas de remblai de Narbonne, on avait étudié l'évolution des excès de pression interstitielle Δu en fonction de la hauteur du remblai (fig. 27).

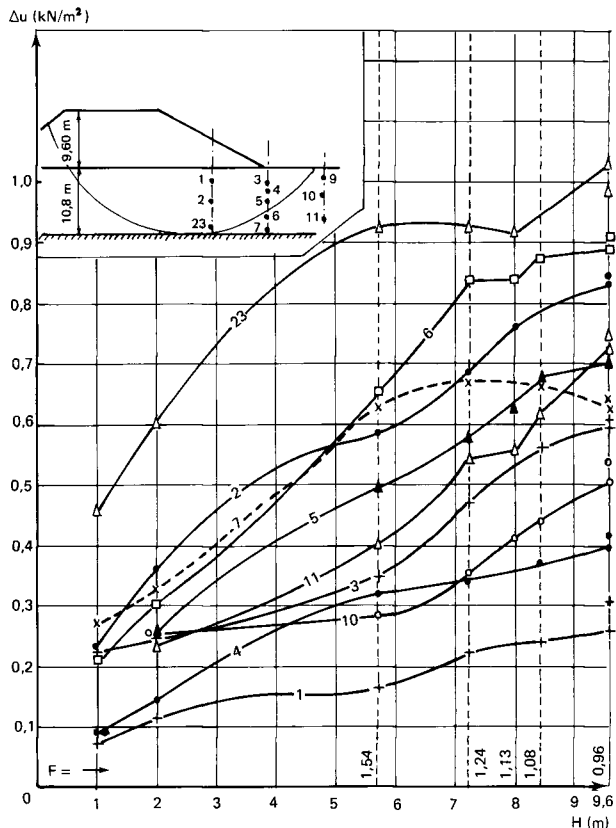


Fig. 27. — Variation des excès de pressions interstitielles en fonction de la hauteur du remblai.

Il en ressort que ces valeurs sont nettement influencées par :

— la zone de rupture : ce sont les piézomètres 6 et 23 situés dans cette zone qui indiquent les plus forts accroissements de pression;

— la proximité du toit de la nappe et de la surface drainante profonde qui assurent un drainage local assez rapide : cela a manifestement influencé le comportement des piézomètres 1 et 7.

On a également représenté l'évolution de Δu en fonction de l'accroissement $\Delta\sigma_{oct}$ de la contrainte moyenne (fig. 28). On note que les résultats ne traduisent évidemment pas un comportement élastique du sol ($A = \frac{1}{3}$) pour lequel on aurait $\Delta u = \Delta\sigma_{oct}$. Il apparaît également que l'évolution de la pression interstitielle est assez différente sous le talus, en pied de talus et au-delà du pied de talus. Une interprétation plus détaillée montre que les accroissements les plus marqués de Δu apparaissent lorsque le coefficient de sécurité devient inférieur à 1,30 : cela traduit l'incidence des déformations du sol de fondation.

On signalera, par ailleurs, qu'il n'existe pas de moyen de calcul simple qui permette d'évaluer la redistribution de la pression interstitielle qui résulte de la migration horizontale de l'eau due, par exemple, à une anisotropie de perméabilité. Cette redistribution se traduit, en particulier, par une élévation de la pression interstitielle sous le pied de talus, ce qui est fort néfaste à la stabilité.

Méthodes complexes

D. d'Appolonia et al (1971) se sont préoccupés de l'incidence du mode de calcul des accroissements de contrainte totale sur la valeur de la pression interstitielle obtenue. Ils ont notamment calculé, selon quatre méthodes, dans un cas donné, la variation de $\Delta\sigma_{oct}$ en fonction de la profondeur : sur la figure 29 on voit que les résultats obtenus sont très variés selon l'hypothèse faite.

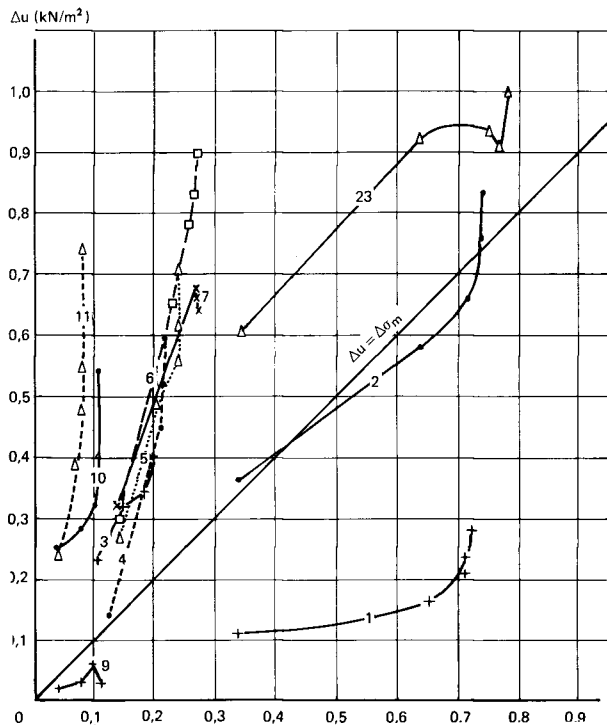


Fig. 28. — Variation des excès de pressions interstitielles en fonction de la contrainte moyenne.

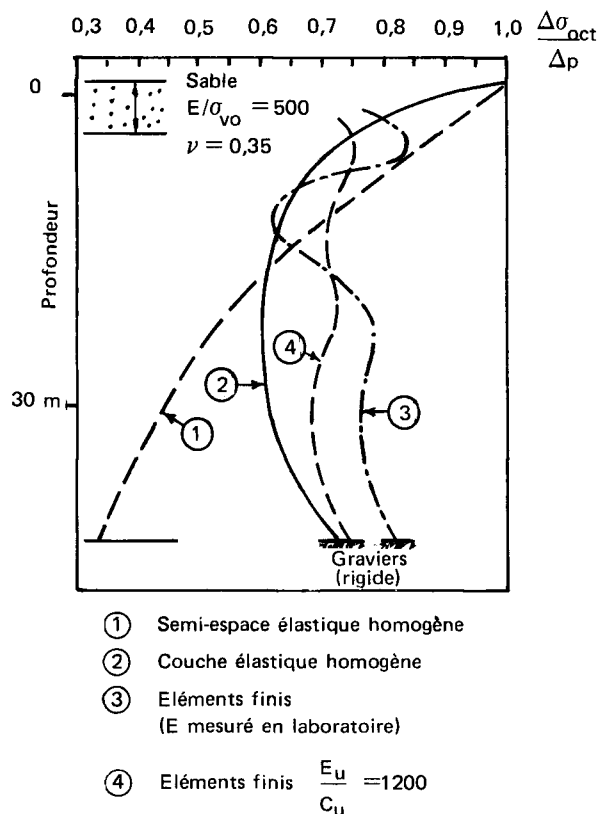


Fig. 29. — Comparaison des contraintes octaédriques calculées sous le remblai I95 Boston (USA).

En retenant $\Delta\sigma_{oct}$ calculé par la méthode 4, ils ont comparé les mesures d'accroissement de la pression interstitielle aux prédictions faites selon les méthodes présentées précédemment. La figure 30 montre que les divergences sont importantes, la formule donnant les résultats les moins éloignés de la mesure étant celle de Henkel.

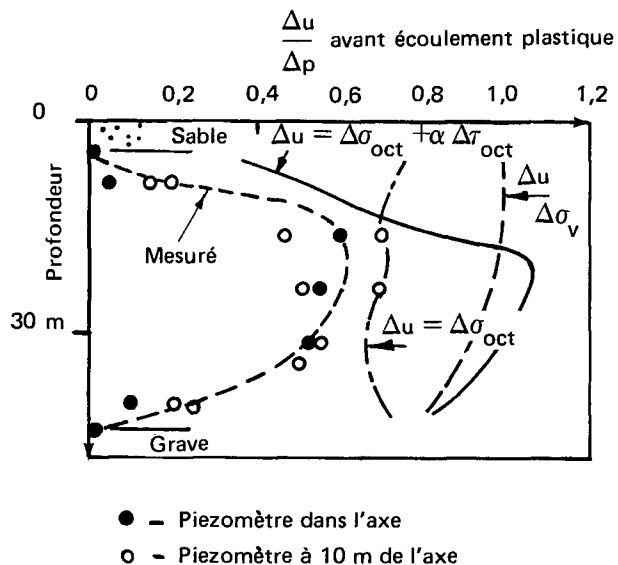


Fig. 30. — Comparaison des pressions interstitielles mesurées et calculées sous le remblai I95 Boston (USA).

En exprimant Δu en fonction de la hauteur du remblai d'une façon plus ou moins évidente selon les piézomètres, la « cassure » mentionnée par Höeg est apparue.

J. Burland (1972) a appliqué le modèle de Cambridge à l'évaluation des Δu sous le remblai de New Liskeard. A partir des paramètres mécaniques de cisaillement (C_u, φ'), de l'état initial du sol (K_o) et des contraintes totales calculées en fin de construction (par élasticité), cette méthode permet l'évaluation des accroissements de pression interstitielle. La figure 31 montre que ces prédictions sont tout à fait satisfaisantes. Par une voie différente, G. Raymond (1972) a également réalisé une bonne prédiction des pressions interstitielles sous le même remblai (le calcul des contraintes totales était fait par la méthode des éléments finis en élasticité non linéaire; le coefficient A de Skempton est déterminé lors d'essais triaxiaux effectués selon une procédure spécifique). La méthode proposée

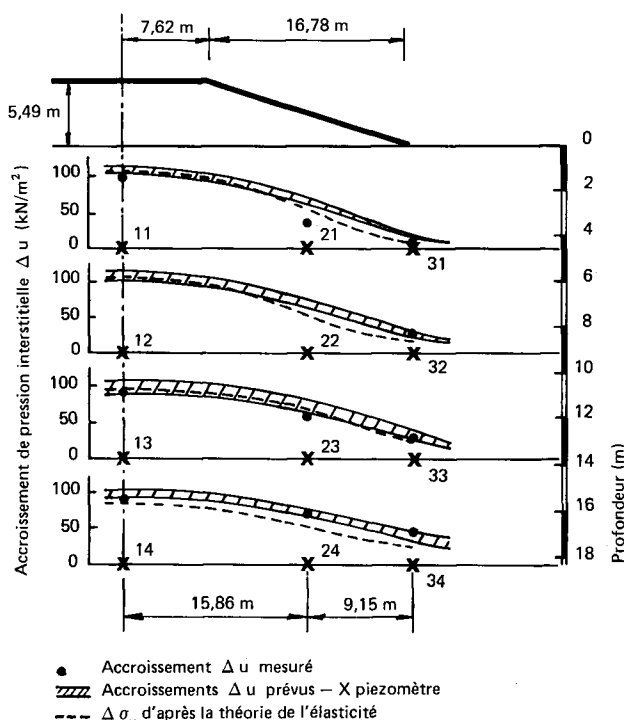


Fig. 31. — Comparaison des pressions interstitielles mesurées et calculées sous le remblai de New-Liskeard.

par J. Burland a été appliquée par J. Symons et R. Murray (1974) sur le remblai de Tickton construit en deux phases; la prédiction relative à la première phase a été mauvaise du fait d'une consolidation importante lors de la construction. En revanche les auteurs indiquent que les résultats furent satisfaisants vis-à-vis de la seconde phase, effectuée suffisamment rapidement pour qu'il n'y ait pas dissipation des pressions interstitielles.

CALCULS A PARTIR DES VALEURS MESURÉES EN PLACE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE

Le processus consiste à introduire dans le calcul, par la méthode de Bishop par exemple, les valeurs de la pression interstitielle mesurée en place : on peut ainsi espérer disposer de valeurs réalistes du coefficient de sécurité en cours de construction et utiliser cette information pour fixer la vitesse de construction du remblai.

Cette conception suppose évidemment que le calcul fournit des valeurs significatives du coefficient de sécurité et notamment la valeur 1 au moment de la rupture. La littérature fournit malheureusement très peu d'exemples de ruptures interprétées dans cette voie; on citera, avec quelques réserves les résultats suivants (tableau III).

TABLEAU III

Coefficients de sécurité calculés en contraintes effectives

Ouvrage	F		Référence
	$C_u, \varphi_u = 0$	c', φ'	
Scrapsgate	1,30	1,30	Golder (1955)
Scottsdale	1,20	1,40	Marsland (1957)
	1,60	1,24	Parry (1968)
Portsmouth	0,88	0,93	Ladd (1972)
		(avec $c' = 0$) 0,97	

On note que, dans l'ensemble, les ordres de grandeur des valeurs du coefficient de sécurité sont semblables en contraintes totales et en contraintes effectives.

L'étude des deux remblais expérimentaux de Narbonne et de Lanester a permis de préciser ce point, notamment en calculant la valeur du coefficient de sécurité le long du « cercle de rupture observé » lors du glissement.

Dans le cas du remblai de Narbonne, les piézomètres ne couvraient qu'une partie du sol de fondation intéressé par la courbe de rupture : le champ des pressions interstitielles a été complété, dans un premier temps, par des valeurs calculées dans l'axe à partir de la formule de Skempton (avec $A = 1$); le coefficient de sécurité calculé en contraintes effectives dans ces conditions est $F = 1,16$, mais le cercle correspondant à ce minimum est très différent de la courbe de rupture observée. A noter que le calcul en contraintes totales de ce cercle donne $F = 1,39$. Le « cercle de rupture observé », calculé en contraintes effectives est affecté de $F = 1,90$ ce qui est très éloigné de $F = 1$ correspondant au glissement.

L'étude de la répartition des contraintes effectives normales sur le cercle telles qu'elles résultent du calcul par la méthode de Bishop fait apparaître un élément intéressant : les excès de pressions interstitielles au-delà du pied de talus sont suffisamment élevés pour que cette contrainte soit nulle ou négative, c'est-à-dire que la résistance au cisaillement est, localement, au mieux égale à c' . La figure 32 montre également que la répartition de la résis-

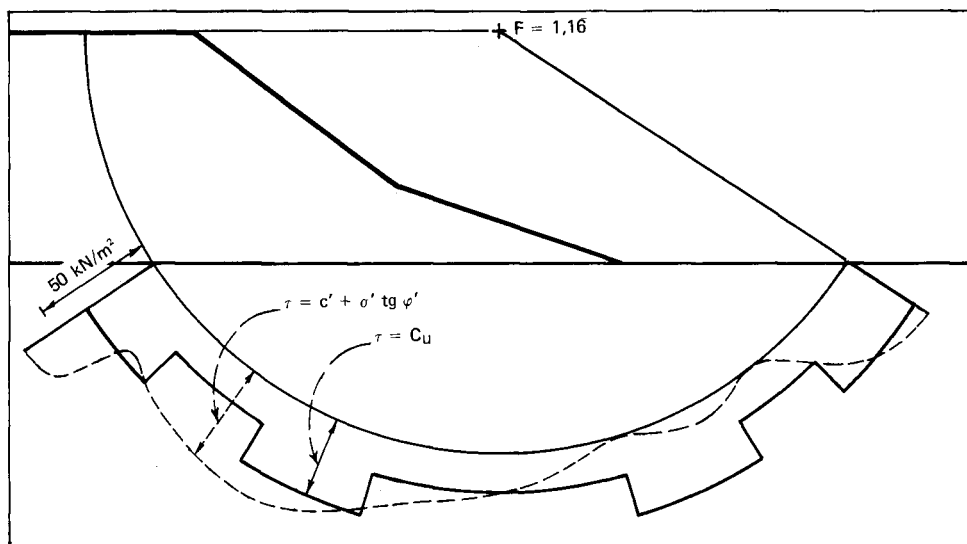


Fig. 32. — Remblai de Narbonne; calculs en contraintes effectives, répartition de la résistance au cisaillement le long du cercle le plus défavorable.

tance au cisaillement le long du cercle est assez différente selon qu'elle est exprimée en contraintes totales ou en contraintes effectives.

Afin de retrouver la valeur $F = 1$, le long du « cercle observé », on a recherché quelle devrait être la répartition des pressions interstitielles dans la zone sans mesures pour satisfaire cette valeur (fig. 33).

Dans un premier temps, on a placé une répartition $\Delta u = \gamma \cdot H$, où γH représente le « poids du remblai » au niveau du terrain naturel; la valeur de F est encore trop élevée : $F = 1,40$. Pour atteindre une valeur très proche de 1, ($F = 1,03$), il a fallu entrer dans le calcul une répartition telle que $\Delta u = 1,3 \gamma H$.

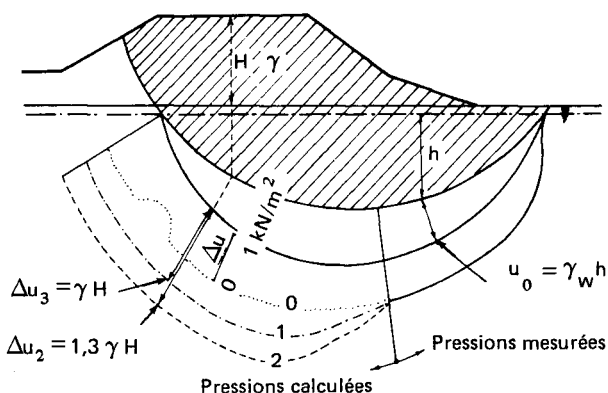


Fig. 33. — Calcul de stabilité en contraintes effectives le long du cercle « observé ».

De telles valeurs locales d'excès de pressions interstitielles ne pourraient s'expliquer que par un effondrement de la structure du sol, hypothèse émise par N. R. Morgenstern et al. (1969) pour expliquer de brusques accroissements de pressions; on en a effectivement noté sur un piézomètre, lors des grands déplacements, au cours de la rupture de Narbonne (fig. 34).

Concernant le remblai de Lanester, on a fait deux types de calculs de stabilité en contraintes effectives :

1. On a d'abord fait un calcul circulaire classique, recherchant la valeur minimale du coefficient de sécurité dans

les conditions suivantes :

— le remblai a atteint la hauteur constatée lors de la rupture, mais on ne tient pas compte des fissures verticales qui y ont fait leur apparition;

— les pressions interstitielles introduites dans le calcul sont les pressions mesurées lors de la rupture.

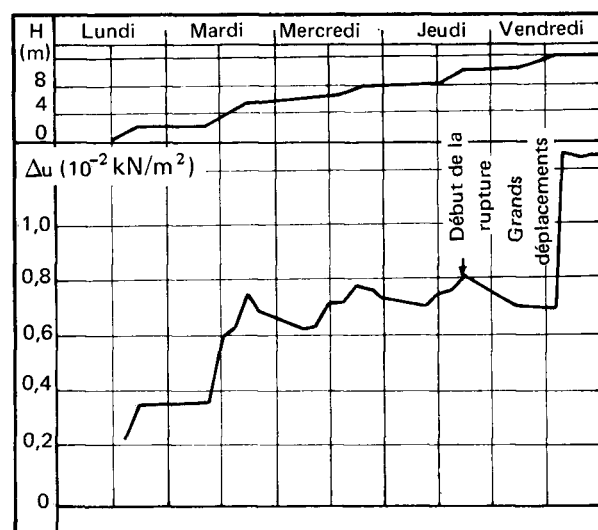


Fig. 34. — Accroissement de la pression interstitielle lors des grands mouvements.

On trouve alors $F_{\min} = 1,46$, le cercle correspondant étant par ailleurs sensiblement différent de la courbe de rupture observée. Sur le cercle de calcul reprenant la courbe de rupture dans le sol de fondation, on obtient une valeur plus forte encore : $F = 1,65$ (fig. 35).

Pour des hauteurs plus faibles du remblai le coefficient de sécurité calculé en contraintes effectives évolue selon la courbe de la figure 36; on note, d'une part une anomalie pour les hauteurs de remblai les plus importants (due à l'instabilité, dans ce cas, du calcul par la méthode de Bishop) d'autre part que les résultats sont proches de ceux obtenus pour le calcul en contraintes totales. En tout état de cause, le calcul, en contraintes effectives, lors de la rupture, ne rend compte du glissement ni en position de la surface de rupture, ni en valeur du coefficient de sécurité.

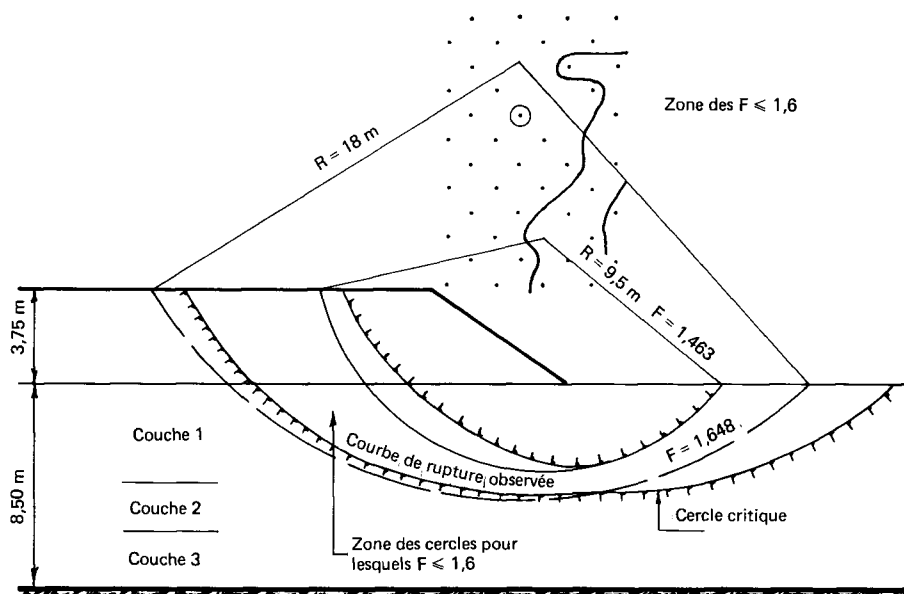


Fig. 35. — Remblai de Lanester. Calcul de stabilité en contraintes effectives sans tenir compte de la fissuration du remblai.

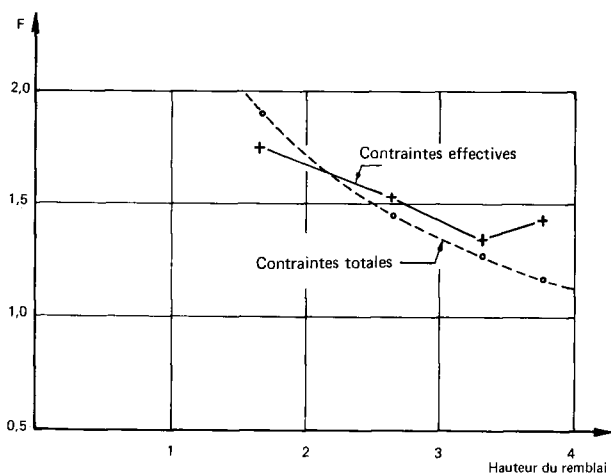


Fig. 36. — Remblai de Lanester. Évolution du coefficient de sécurité calculé en contraintes effectives et en contraintes totales en fonction de la hauteur du remblai.

2. On a affiné le calcul le long de la courbe de rupture, courbe constituée, d'un arc de cercle dans la fondation, limité par la fissure verticale observée dans le remblai, en affaiblissant les instabilités de la méthode de Bishop (limitation « raisonnable » de la valeur de la contrainte normale). Alors, cette courbe est affectée de la valeur $F = 1,16$ plus proche de la réalité, mais il faut noter que cet affinage n'est possible qu'après la rupture, ce qui enlève toute valeur opérationnelle à ce type de calcul.

On a également observé, comme à Narbonne, qu'il n'y a pas identité de la répartition de la résistance au cisaillement, mobilisée le long de la courbe de rupture, selon qu'elle est exprimée en contraintes totales ou en contraintes effectives.

Ces observations ne permettent pas actuellement de conclure favorablement quant à l'usage sans réserves des calculs de stabilité en contraintes effectives à partir des pressions interstitielles mesurées en place en cours de construction d'un remblai. Les raisons des désaccords observés ne sont pas clairement établies : cela peut provenir de la difficulté d'obtenir un champ des pressions interstitielles correct, de la non représentativité des paramètres c' et φ' , ou de l'intervention du phénomène de

rupture progressive. On ajoutera cependant que l'étude d'une rupture provoquée récemment (1974) sur le site expérimental de Cubzac-lès-Ponts, près de Bordeaux, a conduit à de bons résultats en ce qui concerne le calcul en contraintes effectives. Ce type de calcul semble mériter une attention particulière, l'analyse devant être menée en tenant compte de récentes observations sur la cinématique du phénomène de rupture qui, dans un premier temps pourrait se manifester par un glissement local explicable par le calcul en contraintes effectives.

Calculs en déplacements

Les méthodes de calcul dont il a été question précédemment étaient basées sur deux hypothèses simplificatrices :

- il n'y a pas de rupture progressive dans le sol (hypothèse de la rupture simultanée en tout point de la surface de glissement);
- la loi de comportement du sol s'écarte suffisamment peu d'un schéma rigide plastique pour justifier les calculs à la rupture.

Pour s'affranchir de ces deux hypothèses, il faut maîtriser le comportement du sol, c'est-à-dire déterminer la loi contrainte-déformation et disposer d'une méthode de calcul permettant le calcul, dans l'ouvrage, des contraintes et des déplacements régis par cette loi.

Divers travaux ont été menés dans ces deux voies depuis plusieurs années; on les énumère ci-dessous en détaillant tout particulièrement les recherches rapportées par Bjerrum car elles abordent de façon très détaillée les paramètres gouvernant le comportement des sols mous.

J. Burland a présenté, à partir de relations contraintes-déformations correspondant au modèle de Cambridge, une méthode d'évaluation des déplacements de sols de fondation chargés par des semelles et des remblais; cependant, les augmentations de pression totale sont estimées séparément par la théorie de l'élasticité.

C. Wroth et B. Simpson (1972) ont appliqué au remblai de King's Lynn (Grande-Bretagne) les concepts du modèle de Cambridge. A partir de K_0 (coefficient de pression des terres au repos), C_c (indice de compression), φ' (angle de frottement effectif), C_r (coefficient de reconsolidation) et Γ (valeur « particulière » de l'indice des vides), un traite-

ment par élément finis a permis de faire des prévisions de comportement. En phase non drainée, une bonne concordance a été obtenue en ce qui concerne les tassements à diverses profondeurs du sol de fondation, hormis en surface où les résultats sont médiocres (30% d'écart environ); les déplacements horizontaux sont également douteux (50% d'écart). Il est à noter que les résultats obtenus sont très sensiblement meilleurs en ce qui concerne les déplacements en phase drainée. Ce type de calcul permet également l'évaluation des accroissements de pression interstitielle : dans le cas du remblai de King's Lynn, les résultats obtenus n'ont pas été satisfaisants.

Une contribution considérable à ce sujet a été apportée par les travaux de L. Bjerrum (1967-72-73) travaux que l'on rapporte brièvement ci-dessous.

CONTRAINTE DE QUASI-PRÉCONSOLIDATION

Au cours de la sédimentation, de même qu'au cours d'un essai œdométrique, la relation entre l'indice des vides et la contrainte effective est représentée par la courbe vierge figurée par une droite dans un diagramme $(e - \lg \sigma')$ (fig. 37). Lorsque l'accumulation des dépôts cesse, et que les excès de pression interstitielle se sont dissipés, le sol est normalement consolidé. Il est caractérisé par l'état $(e_{01} - \lg \sigma'_0)$; à partir de cet instant le sol va subir, sous contrainte constante, une diminution de l'indice des vides due à la compression secondaire. Par exemple, au bout de 10 000 ans l'état du sol est représenté par $(e_{02} < e_{01}, \lg \sigma'_0)$. Si on pratique alors un essai œdométrique classique, les variations importantes de l'indice des vides se produisent lorsque le point représentatif $(e, \lg \sigma')$ se déplace sur la courbe vierge. Le coude de la courbe apparaît pour une valeur σ'_c supérieure à σ'_0 ; à cet égard, le sol paraît surconsolidé. Ce résultat a souvent été trouvé expérimentalement; ainsi à Lanester, entre 2 et 6 m de profondeur, le rapport $\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}$ est de l'ordre de deux.

Deux conséquences immédiates résultent de ce phénomène.

1. Lors du chargement d'un tel sol, dans le domaine de contraintes (σ'_0, σ'_c) , il n'apparaîtra que de faibles déformations : le sol présente un caractère relativement rigide.
2. Du fait du « renforcement de la structure », entre σ'_0 et σ'_c , dû à la diminution de e , le sol dispose d'une « réserve de résistance » : par exemple, le sol âgé de 10 000 ans aura une résistance supérieure à celle d'un sol âgé de 10 ans.

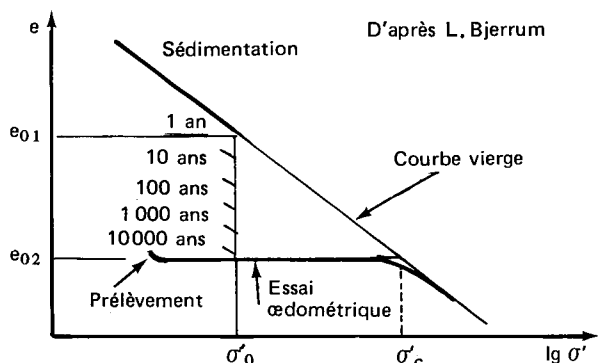


Fig. 37. — Évolution de la relation $(e, \lg \sigma')$.

SINGULARITÉS DE LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT RÉSULTANT DE CETTE QUASI-PRÉCONSOLIDATION

Des essais triaxiaux très soignés ont été exécutés à l'Institut géotechnique norvégien sur des éprouvettes placées dans leur état initial de contraintes $\sigma_{1,0} = \sigma'_0$ et

$\sigma_{3,0} = K_0 \sigma'_0$. Les courbes montrent l'évolution de la résistance au cisaillement $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, représentée sous une forme adimensionnelle $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sigma'_0$ en fonction de la déformation axiale. Au début de l'essai $\varepsilon = 0\%$,

$$\frac{\tau}{\sigma'_0} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2 \sigma'_0} = \frac{1}{2} (1 - K_0).$$

Au cours d'un essai K_0 (fig. 38), on observe que la déformabilité est d'abord faible, puis croît notablement à partir de la valeur $\varepsilon = 1\%$ environ.

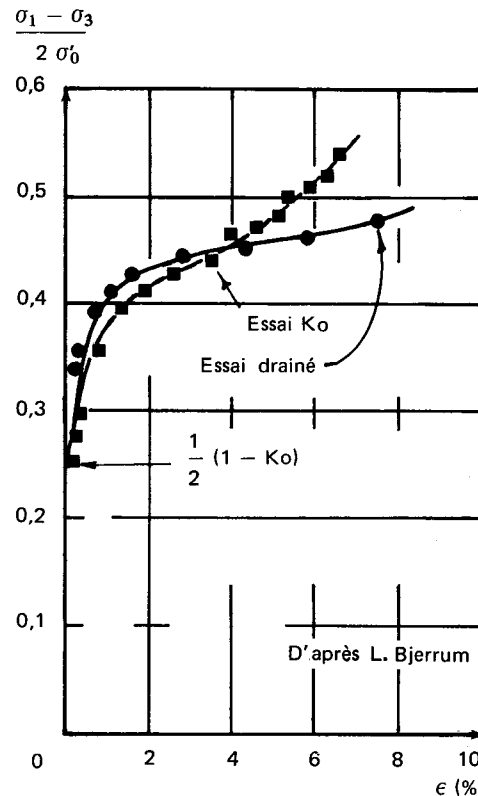


Fig. 38. — Courbes contraintes-déformations en essai K_0 et en essai drainé.

Au cours d'un essai drainé, cette différence de comportement est accentuée : la courbe présente un véritable coude qui révèle une valeur critique de τ lorsque ε est de l'ordre de 1%; cela traduit l'effet de « quasi-préconsolidation ». On peut estimer que le comportement du sol en place est fortement influencé par la présence de ce coude : il est vraisemblable que les grands déplacements d'un remblai sur sol mou, prélués à la rupture, se manifestent à partir de cet instant, la résistance au cisaillement étant alors inférieure à la résistance maximale mesurée en laboratoire. L'usage des paramètres c' et φ' dans un calcul en contraintes effectives surestimerait donc la valeur du coefficient de sécurité. C'est ce qu'on a généralement constaté dans les exemples qui ont été rapportés au paragraphe précédent.

Lors d'un essai non drainé, le même phénomène apparaît, cependant moins marqué : le maximum de $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sigma'_0$ représenterait sensiblement la valeur correspondant au coude de l'essai drainé (fig. 39). La rupture du sol se produit également pour une déformation de l'ordre de 1%; il est remarquable que ce résultat ait été retrouvé lors des essais en place au pressiomètre autoforeur (F. Baguelin et al, 1972). Dans cet essai, toutefois, la valeur de C_u obtenue est notablement supérieure à celle fournie par le scissomètre, elle-même supérieure à la valeur moyenne mobilisée lors de la rupture d'un remblai.

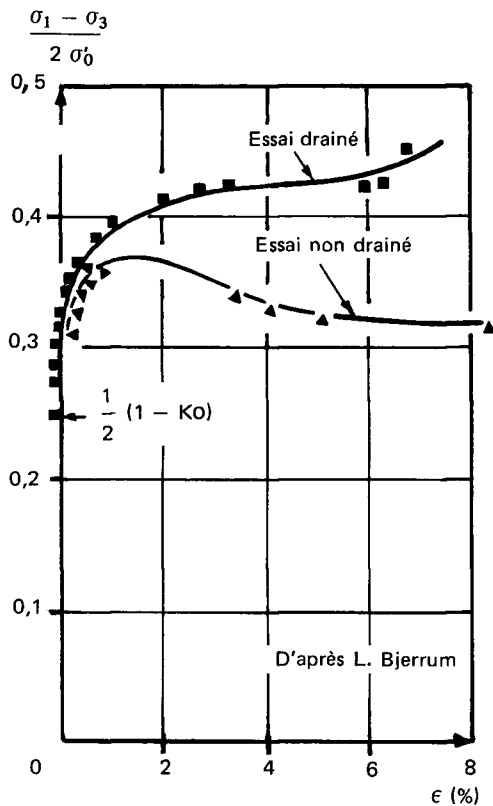


Fig. 39. — Courbes contraintes-déformations en essai drainé et en essai non drainé.

ÉTUDE DE L'INCIDENCE DE L'ANISOTROPIE ET DE LA VITESSE D'ESSAI SUR LA RÉSISTANCE AU CISAILEMENT

Pour tenir compte des sollicitations du sol dans diverses zones sous le remblai, des essais non drainés d'extension, de cisaillement simple, et de compression ont été faits sur des argiles dans lesquelles des ruptures s'étaient produites (fig. 40). Ces essais sont destinés à simuler les déformations du sol à divers endroits du sol de fondation.

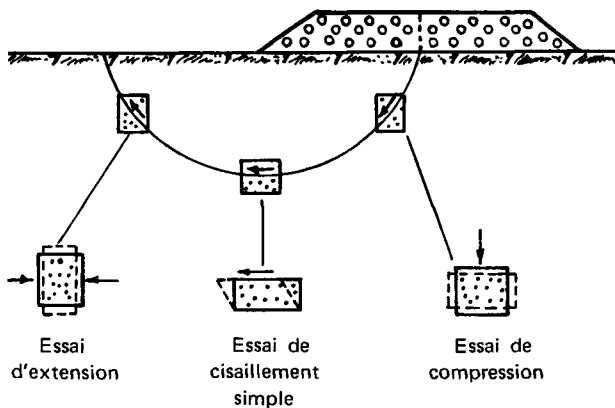


Fig. 40. — Zones de « compression, cisaillement et extension » dans le sol de fondation.

Un résultat type d'essai triaxial non drainé, en compression-extension est représenté figure 41.

L'anisotropie est mise en évidence sur la figure 42 représentant l'influence de l'angle de cisailment sur le rapport $C_u(\alpha)/C_{u(\text{scissomètre})}$.

On note sur cet exemple que l'effet est d'autant plus marqué que la plasticité du sol est plus faible; ce qui est

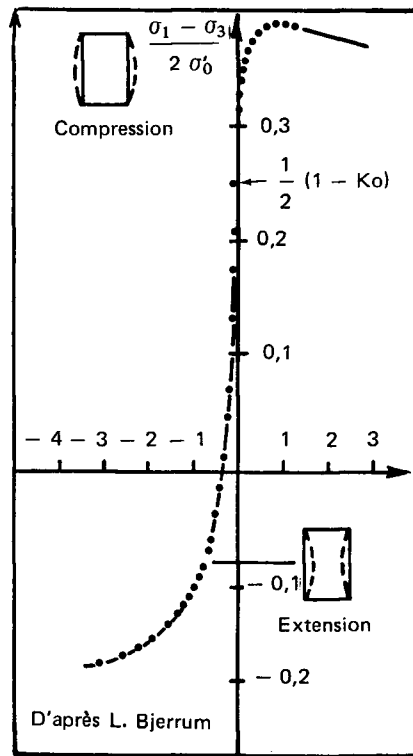


Fig. 41. — Essai triaxial non drainé en compression-extension.

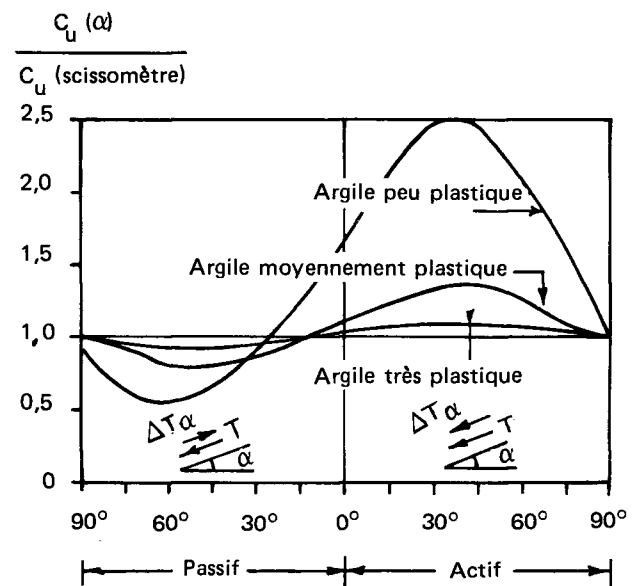


Fig. 42. — Anisotropie en résistance au cisailment pour des argiles de diverses plasticités.

confirmé par les autres mesures des valeurs de τ/σ'_0 correspondant à ces divers essais, où τ est la « valeur critique » mentionnée précédemment et rapportées dans le tableau IV. On observe des différences notables traduisant des rapports d'anisotropie variant de 1,6 à 4 environ, l'anisotropie est d'autant plus marquée que la plasticité est plus faible.

La valeur C_u/σ'_0 déduite de l'essai scissométrique est proche de la valeur moyenne des essais de compression, extension et cisaillement direct.

Pour étudier l'effet de la vitesse, les essais consolidés anisotropes, non drainés ont été exécutés à diverses vitesses de déformation axiale : de 35 % à 0,0014 %/h. Les résultats sont groupés sur la figure 43 : ils montrent que la résistance croît fortement avec la vitesse de l'essai.

TABLEAU IV — Paramètres de cisaillement de diverses argiles

Type de sol	Identification (%)				Essais triaxiaux τ/σ'_0		Cisaillement simple	Scissomètre S_u/σ'_0	
	w	w _L	w _P	I _p	Compression	Extension	τ_n/σ'_0	Observé	Corrigé (vitesse)
Argile de Bangkok	140	150	65	85	0,70	0,40	0,41	0,59	0,47
Argile de Matagami	90	85	38	47	0,61	0,45	0,39	0,46	0,40
Argile plastique de Drammen	52	61	32	29	0,40	0,15	0,30	0,36	0,30
Argile de Vaterland	35	42	26	16	0,32	0,09	0,26	0,22	0,20
Studentertunden	31	43	25	18	0,31	0,19	0,19	0,18	0,16
Argile peu plastique de Drammen	30	33	22	11	0,34	0,09	0,22	0,24	0,21

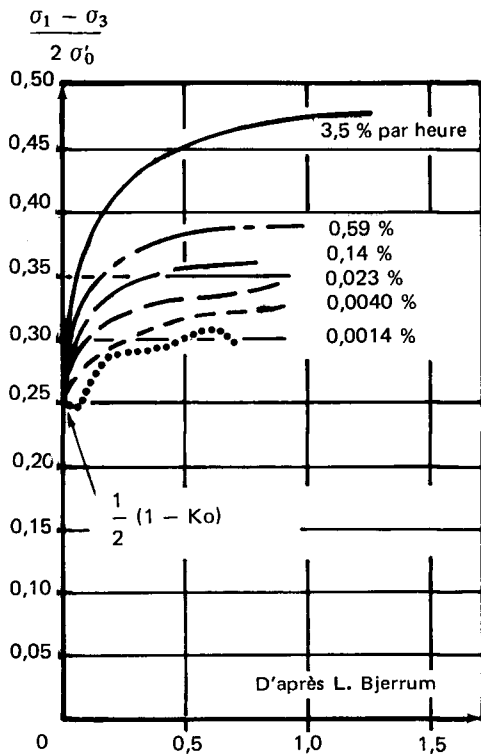


Fig. 43. — Influence de la vitesse d'essai sur la forme des courbes contrainte-déformation.

Ces résultats d'essais mettent en évidence le caractère relativement sommaire des essais courants triaxiaux en laboratoire, ou scissométriques en place qui ne tiennent pas compte, ou imparfaitement, d'effets aussi importants que l'anisotropie et la vitesse de l'essai.

EXEMPLE D'APPLICATION

Ces « lois de comportement » ont été utilisées pour étudier la rupture du canal de Kimola, en Finlande, qui s'est rompu selon une courbe de rupture imprévue (fig. 44) le

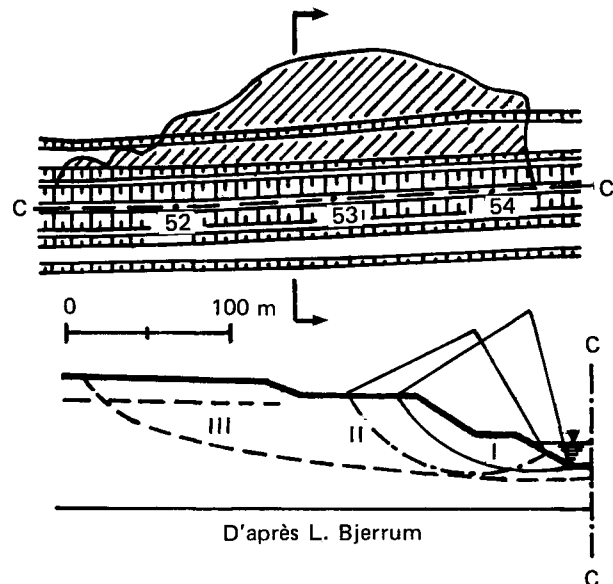


Fig. 44. — Rupture du canal de Kimola. Résultats des calculs classiques de stabilité.

coefficient de sécurité calculé le long de cette courbe étant largement supérieur à un.

Méthode	c', φ'	C_u
F_{minimum}	0,97 (I)	1,55 (II)
F sur la surface de rupture réelle	1,75 (III)	2,15 (III)

Les relations « contraintes-déformations » traitées par le calcul aux éléments finis sont du type défini précédemment : elles tiennent compte de l'anisotropie et de l'effet de temps (fig. 45).

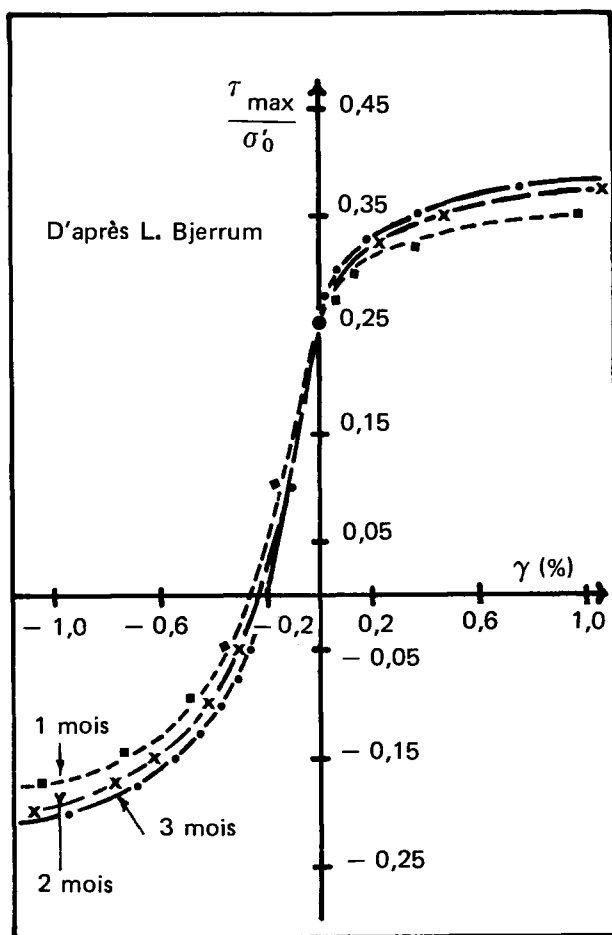


Fig. 45. — Courbes contraintes-déformations utilisées dans le calcul par éléments finis.

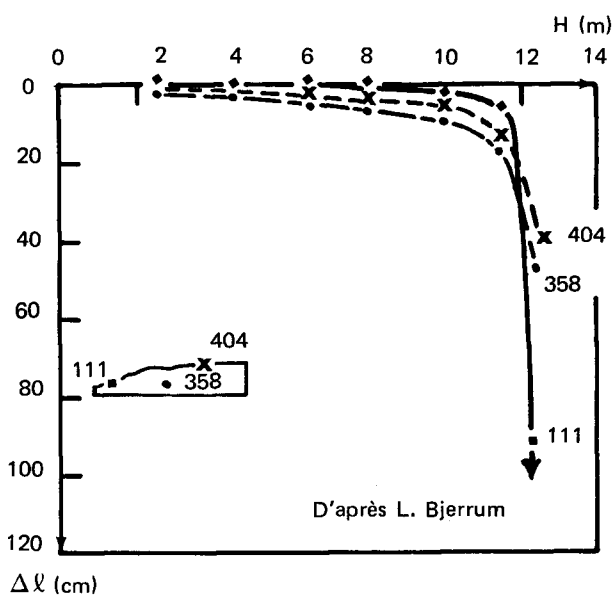


Fig. 46. — Evolution des déplacements horizontaux calculés en fonction de la hauteur de la tranchée.

Les calculs font apparaître de fortes augmentations du déplacement horizontal lorsque la profondeur de l'excavation atteint 12 m, profondeur pour laquelle la rupture s'est effectivement produite (fig. 46). Ces calculs ont permis de tracer les vecteurs déplacements en de nombreux points du talus, pour cette profondeur : on fait ainsi apparaître une ligne qui sépare la zone du massif qui n'a pas subi de

mouvements de celle qui a connu des déplacements importants (fig. 47). Cette ligne constitue la trace de la surface de glissement qui n'est pas très différente de celle qui a été observée réellement.

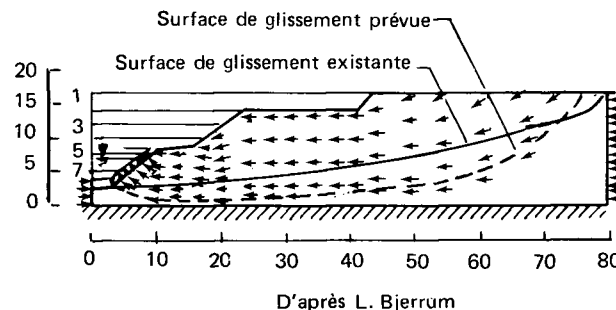


Fig. 47. — Vecteurs déplacement calculés pour la hauteur limite de la tranchée.

CONCLUSION

L'étude des ruptures de remblais sur sols mous mentionnées, ainsi que celles qui sont rapportées dans la bibliographie, conduisent aux conclusions suivantes :

1. La mesure de la cohésion non drainée C_u , au scissomètre, en place, donne généralement une valeur supérieure à la valeur moyenne mobilisée en place lors de la rupture du sol de fondation. Le calcul classique de stabilité en contraintes totales surestime d'autant plus la sécurité que les sols sont plus plastiques. Il est possible de corriger la valeur du coefficient de sécurité pour tenir compte de cette constatation.
2. On peut parfois trouver des courbes non circulaires le long desquelles la valeur du coefficient de sécurité est plus faible que le long des « cercles de rupture ».
3. La décision de tenir compte ou non de la résistance au cisaillement dans le remblai ne peut se prendre qu'après avoir supputé des déformations du sol de fondations antérieures à la rupture.
4. Il se révèle difficile de faire des prévisions valables des excès de pression interstitielle dans le sol de fondation, ce qui rend encore peu fiable le calcul de stabilité préalable en contraintes effectives. Ce type de calcul, effectué à partir des pressions mesurées en place conduit également à des valeurs surestimées du coefficient de sécurité.
5. D'intéressantes perspectives d'avenir se dégagent de l'utilisation des lois de comportement traitées par la méthode des éléments finis.

Ces conclusions permettent d'envisager ainsi les études ultérieures de stabilité des remblais sur sols mous :

— on continuera longtemps encore à faire des études de stabilité en contraintes totales, à partir des essais scissométriques en place, à condition toutefois de corriger empiriquement les valeurs de C_u ainsi déterminées;

— au moins pour des ouvrages importants, le contrôle des pressions interstitielles, associé aux mesures de déplacement en cours de construction, constitue un bon facteur pour apprécier l'évolution de la stabilité;

— dans l'avenir on peut estimer que les méthodes d'étude de la stabilité basées sur l'évaluation des déplacements déterminés par des calculs aux éléments finis utilisant les

courbes efforts-déformations réalistes se développeront. On ne doit pas se dissimuler qu'il reste à faire un travail considérable pour en arriver là, notamment en ce qui concerne les lois de comportement. Ces recherches sont

d'ailleurs de nature à éclairer les calculs à la rupture et éventuellement leur conférer une meilleure fiabilité. Il n'est pas douteux que le champ de recherches tant en place qu'en laboratoire soit encore fort vaste!

BIBLIOGRAPHIE

AAS G., *A study of the effect of vane shape and rate of strain on the measured values of in situ shear strength of clays*, 6^e Congrès international de mécanique des sols, 1, Montréal (1965), p. 141-145.

AAS G., *Vane tests for investigation of anisotropy of undrained shear strength of clays*, Congrès européen, I, Oslo (1967), p. 3-8.

BAGUELIN F., JÉZÉQUEL J.-F., LE MÉE E., LE MÉHAUTÉ A., *Expansion de sondes cylindriques dans les sols cohérents*, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, 61 (sept.-oct. 1972), p. 189-202.

BJERRUM L., KENNEY T.-C., *Rapport général sur le thème I « Résistance au cisaillement des argiles molles*, Congrès européen, II, Oslo (1967).

BJERRUM L., *Rapport général du thème I « Embankment of soft ground », Purdue conference on « performance of earth and earth supported structures », C.R. ASCE, II (1972), p. 1-52.*

BJERRUM L., *Problems of soil mechanics and construction on soft clay and structurally unstable soils (collapsible expansive and others)*, 8^e Congrès international de mécanique des sols, 3, Moscou (1973), p. 111-159.

BOURGES F. ET AL., *Étude du tassement des vases supportant des remblais*, 7^e Congrès international de mécanique des sols, 1, Mexico (1969).

BOURGES F. ET AL., *Étude en vraie grandeur de la rupture d'un remblai sur vase*, *ann. ITBTP*, 283-284, Paris (juil.-août 1971), p. 102-107.

BOZOUK M., LEONARDS G.-A., *The Gloucester test fill, Purdue conference on « performance of earth and earth supported structures », C.R. ASCE, I, part. 1 (1972), p. 299-318.*

BURLAND J.-B., *A method of estimation the pore pressures and displacements beneath embankments on soft natural clay deposits-stress-strain behaviour of soils*, G.-T. Foulis and C^o - Henley on thames (1972), p. 505-536.

D'APPOLONIA D.-J., LAMBE T.-W., POULOS H.-G., *Evaluation of pore pressures beneath an embankment*, *ASCE soil mechanics and foundations division SM6* (juin 1971), p. 881-897.

DI BIAGGIO E., AAS G., *The in situ undrained shear strength measured on horizontal failure plane by large scale direct shear test in quick clays*, Congrès européen, I, Oslo (1967), p. 19-26.

HOEG K., ANDERSLAND O.-B., ROLFSEN E.N., *Undrained behaviour of quick clay under load tests at ASRUM*, *Geotechnique*, vol. I (1969), p. 101-115.

KÉRISEL J., *Le barrage d'Arzal. Un barrage sur sols très compressibles construit au travers d'un estuaire à marée*, *Geotechnique*, vol. I (mars 1973), p. 49-65.

MANDAGARAN B., *Étude tridimensionnelle des tassements*, thèse de docteur-ingénieur, Université de Paris VI, Paris (1973).

MANDEL J., SALENÇON J., *Force portante d'un sol sur une assise rigide*, 7^e Congrès international de mécanique des sols, 2, Mexico (1969), p. 157-164.

MIEUSSENS C., BOURGES F., *Influence des déplacements latéraux du sol de fondation sur les tassements d'un remblai*, Journées nationales du comité français de mécanique des sols, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, n^o spécial (juin 1972), p. 241-251.

MIEUSSENS C., PILOT G., *Étude du comportement d'un remblai sur sols mous peu avant la rupture*, Journées nationales du comité français de mécanique des sols, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, n^o spécial (juin 1972), p. 263-272.

MOREAU M., PILOT G., PAUTE J.-L., *Étude en vraie grandeur de la rupture des remblais sur vase, Remblai de Lanester*, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, spécial T (mai 1973), p. 194-206.

MOH Z.-C., BRAND E.-W., NELSON J.-D., *Pore pressure under a bund on soft fissured clay, Purdue conference on « performance of earth and earth supported structures », C.R. ASCE, I, part. 1 (1972), p. 243-272.*

MORGENSTERN N.-R. ET AL., *Observations of pore pressures beneath the ash lagoon embankments at filder's power station*, C.R. du Congrès « in situ investigations of soils and rocks », Londres (1969), p. 175-186.

PARRY R. H. G., *Stability analysis for low embankments on soft clays. Stress-strain behaviour of soils*, G.-T. Foulis and C^o - Henley on thames (1972), p. 643-668.

PEIGNAUD M., PILOT G., *Rupture d'un remblai sur sols compressibles, commentaires*, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, 61 (sept.-oct. 1972), p. 25-29 et p. 205-208.

PILOT G., *Study of embankment failures on soft soils, Purdue conference on « performance of earth and earth supported structures », C.R. ASCE, I, part. 1 (1972), p. 81-89.*

PILOT G., MOREAU M., *La stabilité des remblais sur sols mous, abaques de calcul*, Eyrolles, Paris (1973).

RAULIN P., ROUQUÈS G., TOUBOUL A., *Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire*, *Rapport de recherche LPC, 36* (juin 1974).

RAYMOND G.-P., *Prediction of undrained deformations and pore pressures in weak clay under two embankments*, *Geotechnique*, vol. XXII, 3 (1972), p. 381-401.

SAINS ORTIZ, *Zumpago Test embankment*, C.R. du 7^e Congrès Berkley stability and performances of slopes and embankments, ASCE (1966).

SYMONS I.-F., MURRAY R.-T., *Embankments on soft foundations : settlements and stability study at Tickton in Yorkshire*, TRRL, *London Laboratory report*, 643 (1974).

VYALOV S.-S. ET AL, Problems of structural rheology of clays, *Bull. association internationale de géologie de l'ingénieur*, 5, Paris (1972), p. 79-84.

WROTH C.-P., SIMPSON B., *An induced failure at a trial embankment : part. II, Finite element computation, Purdue conference on « performance of earth and earth supported structures »*, C.R. ASCE, I, part. 1 (1972), p. 65-80.

AUTRES RÉFÉRENCES

BLONDEAU F., *La stabilité des versants naturels*, Rapport de synthèse Journées de mécanique des sols des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Nancy (1973).

DASCAL O., TOURNIER J.-P., TAVENAS F., LA ROCHELLE P., Failure of a best embankment on sensitive clay, Proc. Spec. Conf. « performance earth and earth supported structures », *Am. Soc. civil Eng.*, 1 (1972), p. 124-159.

LA ROCHELLE P., TRAK B., TAVENAS F., ROY M., Failure of a test embankment on a sensitive champlain clay deposit. *Rev. canadienne géotechnique*, vol. XI, 1 (1974), p. 142-164.

PILOT G., La stabilité des remblais sur les sols mous, *ann. ITBTP*, 110 (oct. 1974).

PILOT G., Centrifugation de modèles réduits d'ouvrages en terre et de fondations, *Rapport de recherche LPC*, 48 (oct. 1975).

Une nouvelle méthode pour la mesure en place de l'anisotropie des argiles

H. LEMASSON
Diplômé d'études supérieures techniques
de l'Université de Rennes
Laboratoire régional de Saint-Brieuc

Dans les études de stabilité, les ingénieurs sont souvent aux prises avec des schémas de rupture qui font appel à des lignes de cisaillement dont l'orientation peut prendre des valeurs très diverses.

Il suffit de penser au cercle de glissement de Fellenius ou au schéma de rupture de Prandtl pour en être convaincu.

La résistance au cisaillement du sol qui servira au calcul pourra provenir de différents types d'essais.

Si elle provient d'une campagne d'essais au scissomètre de chantier, de type classique, elle représentera une valeur globale comprenant généralement pour 85 % une résistance au cisaillement dans un plan vertical et pour 15 % une résistance au cisaillement dans un plan horizontal.

Si elle provient de résultats d'essais en laboratoire, l'essai au triaxial traduira la résistance au cisaillement dans un plan incliné de 45° environ sur la verticale. Pour un essai à la boîte de cisaillement, on pourra à loisir choisir le plan de découpe qui convient au problème à étudier. Il semble cependant que jusqu'ici, les essais réalisés en laboratoire avec des plans de découpe horizontaux et verticaux ne répondent pas à tous les problèmes que se posent les praticiens.

L'anisotropie peut être perturbée par le prélèvement qui isole l'échantillon de son système de contraintes naturelles.

La recherche de l'anisotropie en place présente donc un intérêt, et le norvégien G. Aas a montré comment pour les argiles molles, et à partir de moulinets de scissomètre de formes différentes, il était possible d'aborder ce type de recherche; il a développé les bases de la méthode (1965-67).

MÉTHODE DE AAS

Un moulinet de scissomètre, en découpant un cylindre de sol, provoque un cisaillement en partie dans un plan vertical sur la surface latérale du cylindre et en partie dans

des plans horizontaux, sur les deux sections terminales du cylindre (fig. 1). On conçoit aisément que plus l'élanement du moulinet (rapport H/D) sera important, plus la part de cisaillement vertical pur l'emportera dans la mesure globale.

La rupture est provoquée par l'application au niveau de l'axe du moulinet d'un couple moteur M . Après rotation d'un angle θ , le couple moteur équilibre les forces de cohésion sur toute la surface cisailée (fig. 2).

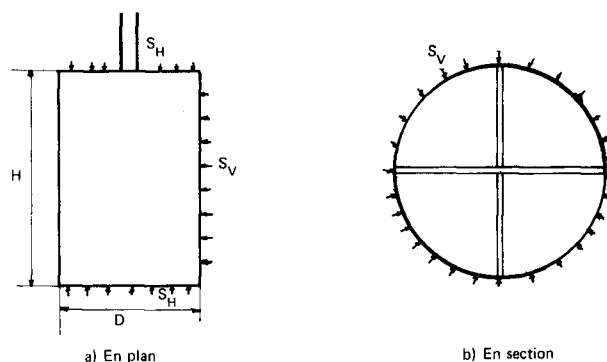


Fig. 1. — Différents plans de cisaillement autour d'un moulinet de scissomètre.

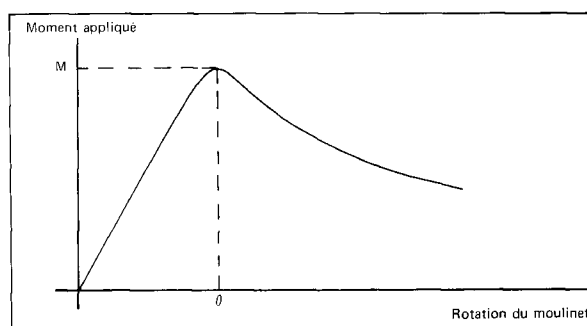


Fig. 2. — Relation contrainte-déformation lors d'un essai au scissomètre.

Expression du moment résistant sur une surface verticale

L'expression du moment résistant correspondant à la part de cisaillement vertical ne soulève pas de difficulté; on admet que sur cette surface, la répartition des contraintes est uniforme et que l'on peut écrire :

$$M_V = \pi DH \cdot \frac{D}{2} S_V. \quad (1)$$

Expression du moment résistant sur une surface horizontale

En ce qui concerne l'expression du moment résistant correspondant à la part de cisaillement horizontal sur une des faces du cylindre, cette expression sera fonction de l'hypothèse que l'on fera sur la répartition des contraintes sur ces faces.

Nous examinerons deux cas (fig. 3).

1. *Celui de la répartition uniforme des contraintes* (c'est le cas qui est retenu dans l'étude de Aas). Cette hypothèse correspond au fait que la résistance au cisaillement mobilisée est fonction du déplacement angulaire du moulinet, ou encore de la distorsion angulaire de chaque élément du sol.

2. *Celui de la répartition triangulaire des contraintes.* Cette hypothèse correspond au fait que la résistance au cisaillement mobilisée est fonction du déplacement linéaire du moulinet, en chaque point de la surface cisailée.

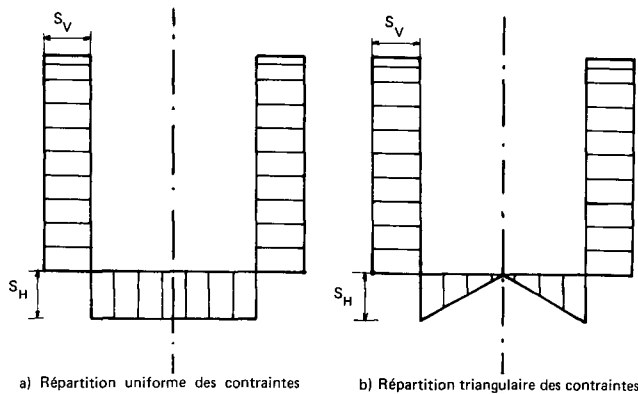


Fig. 3. — Répartition des contraintes en bout de pale.

Calcul du moment résistant

En se référant aux notations de la figure 4, le moment résultant M_H se calcule à partir de l'évaluation du moment élémentaire dM_H sur la surface dS .

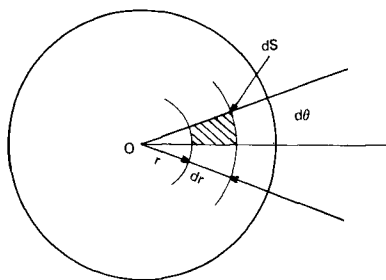


Fig. 4. — Expression du moment sur une surface horizontale.

En considérant une répartition uniforme des contraintes, il vient :

$$dM_H = \tau \cdot dS \left(r + \frac{dr}{2} \right)$$

soit tous calculs effectués :

$$M_H = S_H \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{D}{3}. \quad (2)$$

En considérant une répartition triangulaire des contraintes :

$$dM_H = \tau \cdot dS \cdot r^2, \quad \text{avec } \tau = \alpha r \quad \left(\alpha = \frac{S_H}{R} = \text{Cte} \right)$$

soit, finalement :

$$M_H = 2 \pi \alpha \int_0^R r^3 dr = 2 \pi \alpha \frac{R^4}{4}$$

d'où :

$$M_H = S_H \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{D}{4}. \quad (3)$$

Application à la mesure de l'anisotropie

L'expression du moment résistant total pourra s'écrire, dans le cas de la répartition uniforme des contraintes en bout de pale :

$$M = \pi DH \cdot \frac{D}{2} S_V + 2 \pi \frac{D^2}{4} \cdot \frac{D}{3} S_H.$$

Dans le cas de la répartition triangulaire en bout de pale nous aurons :

$$M = \pi DH \cdot \frac{D}{2} S_V + 2 \pi \frac{D^2}{4} \cdot \frac{D}{4} S_H.$$

Plus généralement nous désignerons par $\frac{D}{\rho}$, ce terme relatif à la répartition des contraintes en bout de pale, ce qui nous permettra d'écrire :

$$M = \pi DH \cdot \frac{D}{2} S_V + 2 \pi \frac{D^2}{4} \cdot \frac{D}{\rho} S_H \quad (4)$$

avec : $\rho = 3$ pour la répartition uniforme

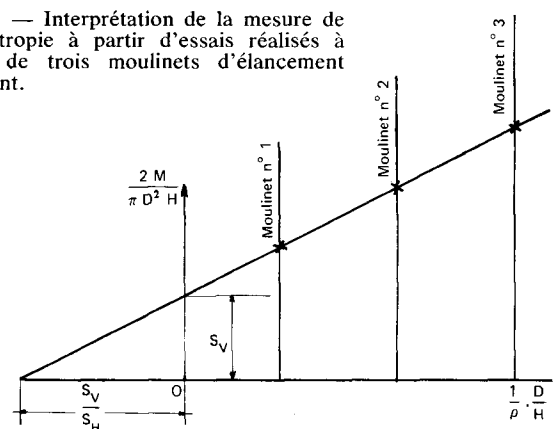
et : $\rho = 4$ pour la répartition triangulaire.

Si nous divisons maintenant l'expression (4) par le terme $\frac{\pi D^2 H}{2}$ l'expression (4) devient :

$$\frac{2}{\pi D^2 H} M = S_V + S_H \left(\frac{1}{\rho} \cdot \frac{D}{H} \right). \quad (5)$$

Cette équation de forme linéaire permet de déterminer directement S_V et le rapport $K = \frac{S_V}{S_H}$. Il suffit pour cela de porter les résultats d'essais, enregistrés à l'aide de moulinets d'élançement variable $\left(\frac{H}{D} \right)$ différents, sur un graphique en coordonnées orthogonales (fig. 5), où l'axe des

Fig. 5. — Interprétation de la mesure de l'anisotropie à partir d'essais réalisés à l'aide de trois moulinets d'élançement différent.



ordonnées sera graduée en $\frac{2M}{\pi D^2 H}$ et l'axe des abscisses en $\frac{1}{\rho} D/H$.

Sur un tel graphique, l'ordonnée à l'origine correspond à S_V et le point où la droite recoupe l'axe des abscisses à $\frac{-S_V}{S_H}$.

MÉTHODE DU MOULINET COAXIAL

Description de la méthode

L'idée première est d'essayer de trouver une méthode qui permette la mesure de l'anisotropie à partir d'un seul sondage de manière à éliminer les hétérogénéités en plan qui peuvent perturber la mesure.

Nous avons réalisé pour cela un moulinet spécial, dit moulinet coaxial. Il est constitué par (fig. 6) un moulinet central monté fou sur un axe qui porte lui-même deux moulinets à élanement faible, dits moulinets de garde. Entre le moulinet central et l'axe existe un système d'entraînement par clavette qui permet l'entraînement du moulinet central après que les moulinets de garde aient tourné d'une certaine rotation.

Les relations contraintes déformations au cours d'un essai avec un tel appareil sont représentées sur la figure 7.

A l'introduction dans le sol, toutes les pales sont dans le même alignement, l'essai commence donc par la rotation des pales de garde seules. On obtient une première rupture autour de ces deux moulinets pour une rotation θ_1 , ce qui permet d'enregistrer le moment M_1 .

Ce moment M_1 nous donnera un point pour le tracé de la droite d'anisotropie. La rotation continuant, le moment décroît rapidement aussitôt après le passage en M_1 , puis lentement ensuite, en prenant une allure de décroissance linéaire à faible pente.

Pour une rotation θ_2 , alors que nous sommes dans la phase de décroissance linéaire, le moment résistant croît très

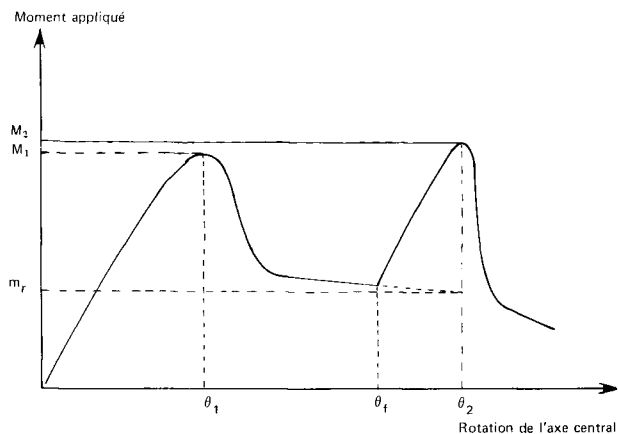


Fig. 7. — Relation contrainte-déformation dans un essai au moulinet coaxial.

rapidement, on entraîne maintenant le moulinet central, le moment atteindra la valeur M_2 pour une rotation θ_2 . Cette valeur de M_2 correspond au couple résistant qui s'exerce autour du moulinet central, soit une part de cisaillement vertical sur sol intact, mais aussi d'un couple résistant beaucoup plus faible, qui s'exerce sur la partie verticale des pales de garde et sur leurs sections horizontales externes (fig. 8) sur sol remanié.

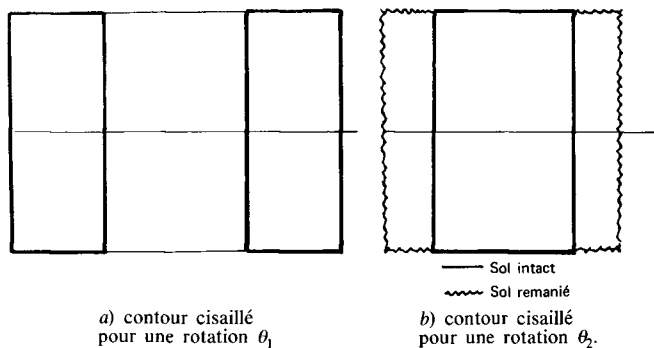


Fig. 8. — Représentation des contours cisailés pour la mesure de M_1 et M_2 .

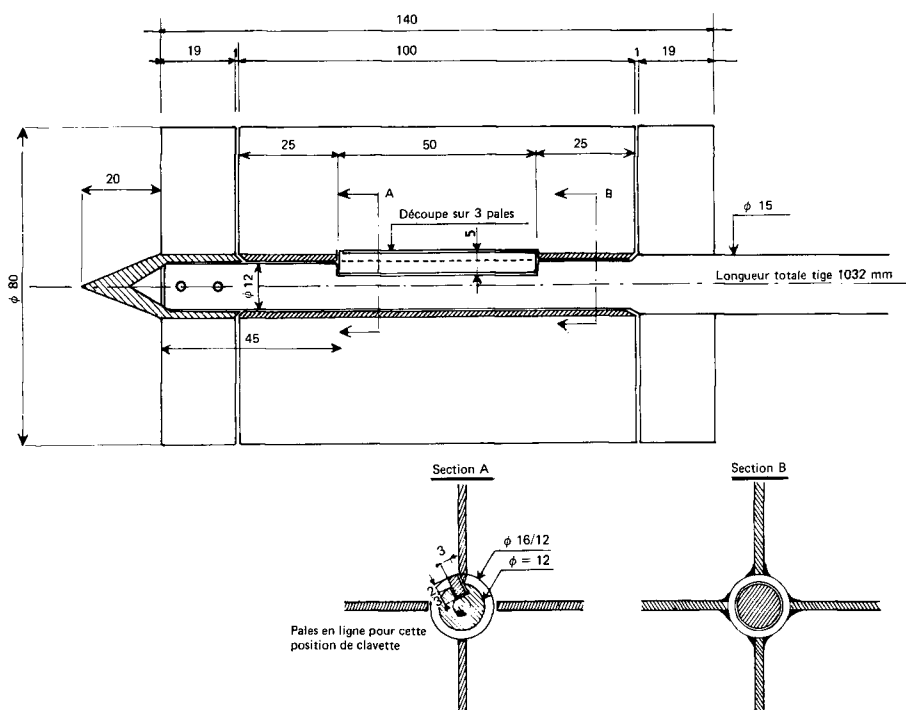


Fig. 6. — Moulinet coaxial.

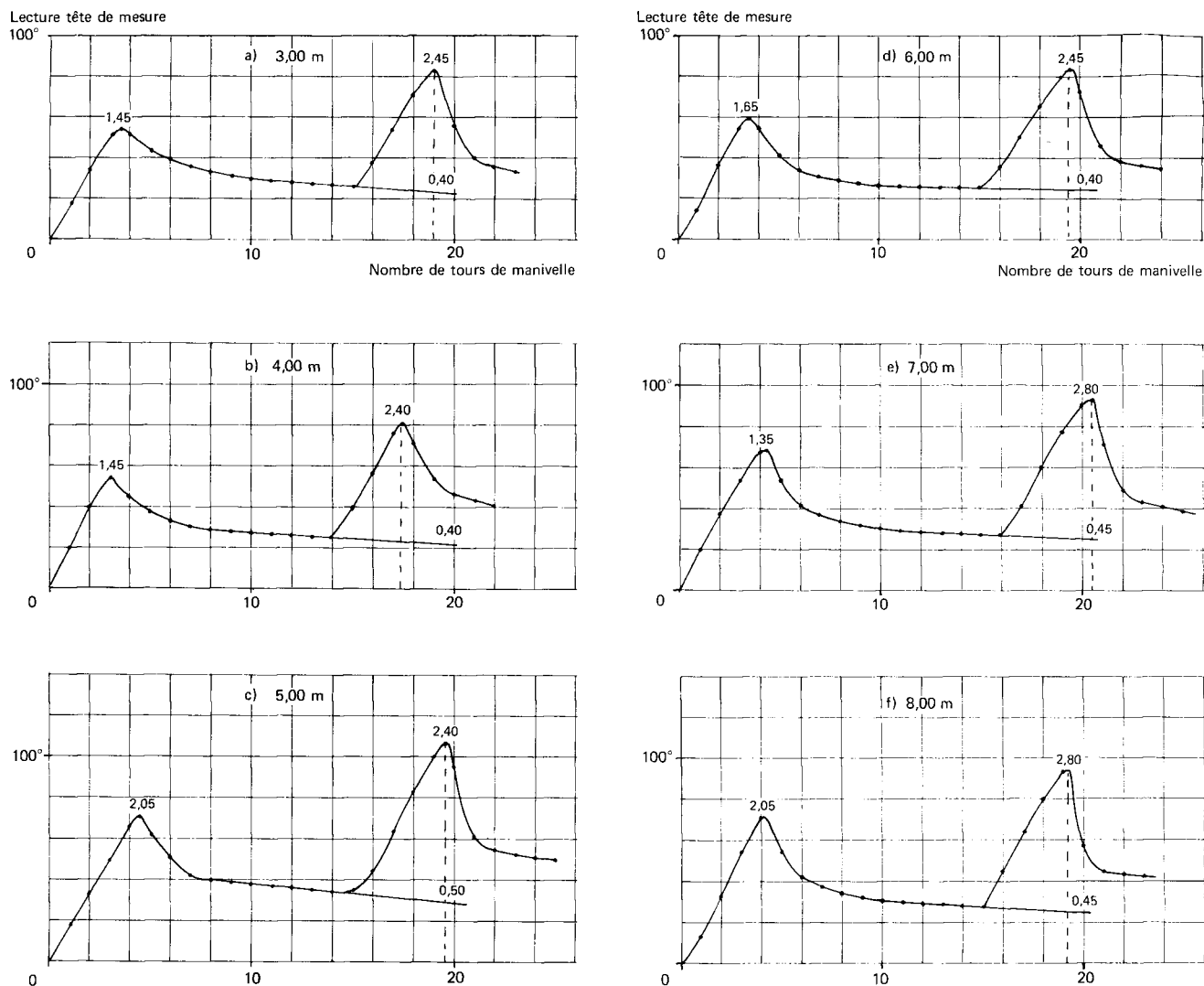


Fig. 9. — Enregistrements de différentes courbes de cisaillement à l'aide du moulinet coaxial sur le site de Lanester.

Pour obtenir le cisaillement vertical pur, il faut retrancher le cisaillement parasite sur les moulinets de garde; pour cela nous prolongerons la courbe contrainte déformation (fig. 7) après θ_1 par une extrapolation linéaire jusqu'à la déformée θ_2 , et nous appellerons m , ce moment résiduel sur les moulinets de garde au moment de la mesure de M_2 .

Toutefois, pour une rotation $\theta_1 + d\theta$ juste après le début de l'entraînement du moulinet central, il n'y a plus de mouvement relatif entre les deux moulinets, donc aucun cisaillement sur les faces horizontales internes des moulinets de garde.

Il faudra, par le calcul, corriger ce fait en multipliant m , par le rapport $\frac{k_1}{K_1}$, où K_1 désigne le coefficient de forme du moulinet de garde, et k_1 une fraction du coefficient de forme qui correspond à la partie verticale de ce même moulinet et à une seule face horizontale. Si $m = m_r \cdot \frac{k_1}{K_1}$, cette valeur correspond effectivement à la correction qu'il faut apporter à M_2 pour obtenir le cisaillement vertical pur du moulinet central, à condition d'accepter, que pour la mesure de m , nous ayons affaire à un comportement isotrope du sol remanié autour des pales de garde. Cette hypothèse pourrait d'ailleurs être vérifiée en reprenant l'essai comme pour un essai normal, après un retour en arrière.

Nous voyons que cette méthode permet d'isoler directement le cisaillement vertical S_v , puisque le moment M_v dû au cisaillement sur le moulinet central seul sera égal à : $M_v = M_2 - m$, connaissant le coefficient de forme de ce moulinet, il sera aisé d'en déduire S_v . C'est donc finalement une méthode à deux points que nous proposons. Un point sur l'axe des ordonnées qui correspond à la détermination de S_v , et un point sur l'axe du moulinet de garde dans le graphique de Aas. La détermination du rapport $K = \frac{S_v}{S_H}$ se fait comme dans la méthode de Aas en prolongeant la droite déterminée à partir de ces deux points expérimentaux.

Pour illustrer cette nouvelle méthode, on se reportera aux figures 9 a à 9 f, où se trouvent des exemples d'enregistrements de courbes cisaillement, réalisés à l'aide du moulinet coaxial, sur le site de Lanester.

Commentaire

Les remarques sur l'hypothèse de la répartition des contraintes et sur les variations du coefficient ρ sont également valables avec cette nouvelle méthode. Cependant il est plus aisé de montrer comment varie le coefficient d'anisotropie K en fonction de ρ .

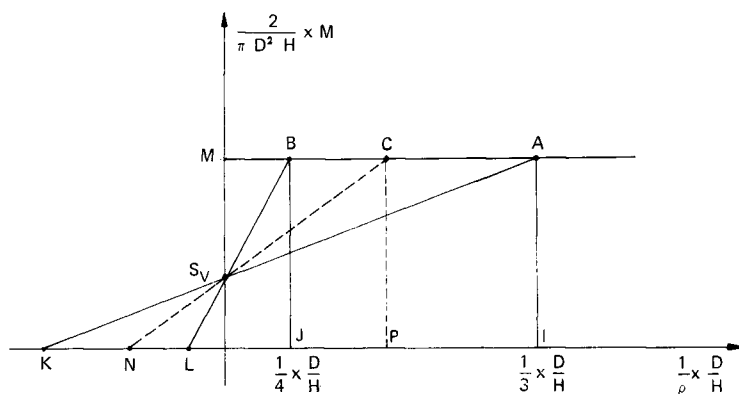


Fig. 10. — Représentation géométrique de la variation du rapport d'anisotropie en fonction de ρ .

La figure 10 représente un graphique d'interprétation de la méthode de Aas. Nous avons vu que notre méthode permet de déterminer directement S_v , ce qui nous donne un point imposé de la droite quelle que soit l'hypothèse faite sur ρ . Pour le second point, imaginons que nous fassions la double interprétation avec $\rho = 3$, ce qui nous donne un point figuratif en A et $K_3 = OK$, et avec $\rho = 4$, ce qui nous donne le point figuratif en B avec cette fois : $K_4 = OL$. K_3 et K_4 désignant respectivement le rapport d'anisotropie correspondant à une interprétation qui suppose une répartition uniforme des contraintes en bout de pale et une répartition triangulaire dans le second cas.

La précédente construction géométrique permet d'écrire :

$$\frac{OS_v}{OM} = \frac{OK}{KI} = \frac{OL}{LJ}$$

donc :

$$\frac{OK}{OL} = \frac{KI}{LJ} = \frac{K_3}{K_4} = \frac{K_3 + 1/3 D/H}{K_4 + 1/4 D/H}$$

et finalement :

$$\frac{K_3}{K_4} = \frac{4}{3} \quad \text{ou encore} \quad K_3 = 1,33 K_4.$$

En conséquence, l'analyse avec $\rho = 3$ ou $\rho = 4$ conduit à une différence de 33 % sur les valeurs correspondantes du coefficient K .

Nous devons au passage faire une remarque sur le fait que nous avons supposé que la détermination de S_v ne dépendait pas de la connaissance de ρ .

En fait pour le calcul du rapport $\frac{k_1}{K_1}$, nécessaire à la détermination de m , il faut faire une hypothèse sur la répartition des contraintes en bout de pale.

Dans le cas du moulinet considéré, avec ρ variant de 3 à 4, $\frac{k_1}{K_1}$ varie de 0,71 à 0,74; de plus c'est le produit $m \cdot \frac{k_1}{K_1}$ qui nous intéresse et m est faible au devant de M_2 , l'incidence sur les résultats est donc extrêmement faible.

Quoi qu'il en soit, nous pensons qu'il est plus logique de retenir l'hypothèse de la répartition uniforme à ce stade de l'essai (3), car il correspond pour les pales de garde à une rotation très importante, et nous pensons que si l'on peut se poser la question de la répartition des contraintes en début d'essai, au moment de la mobilisation de la résistance au cisaillement, au-delà du pic il y a forcément tendance à uniformisation des dites contraintes puisqu'en tout point nous devons avoir une résistance au cisaillement qui correspond à l'état du sol remanié.

Nous voyons que l'application de chacune de ces deux méthodes nécessite en fait la connaissance du coefficient de répartition des contraintes ρ en bout de pale. L'inconnue sur ce problème est quand même importante puisque nous avons vu qu'en considérant les deux répartitions des contraintes les plus simples (uniforme et triangulaire) nous obtenons 33 % de différence sur le rapport d'anisotropie, ce qui est supérieur, comme nous le verrons par la suite, à l'écart existant sur les sites que nous avons testés, entre la valeur réelle de ce rapport et l'unité qui suppose le sol isotrope.

Pour tenter de répondre à ce problème, nous avons imaginé une méthode d'étude qui permette de mesurer ρ expérimentalement.

DÉTERMINATION DU COEFFICIENT ρ

Principe de la méthode

Nous avons pensé tout d'abord réaliser un certain nombre d'essais à l'aide du moulinet coaxial dans des coulis isotropes, et pour plus de sûreté, de réaliser en fait deux séries d'essais en choisissant des axes orthogonaux pour l'orientation de l'axe du moulinet.

A cet effet une boîte spéciale a été réalisée pour la préparation du coulis (fig. 11).



Fig. 11. — Boîte à coulis pour la réalisation d'essais d'anisotropie suivant des axes orthogonaux.

Le principe de l'étude est le suivant : pour une orientation de l'axe du moulinet dans le sens vertical nous déterminons $K_I - S_{Ht}$ et S_v , en réalisant des essais dans le sens axe du moulinet horizontal (ou plus simplement en retour-

nant la boîte à $\frac{\pi}{2}$ et en reprenant une série d'essais), nous pouvons définir $K_{II} - S_{HII}$ et S_{VII} .

Si le milieu est isotrope nous devons avoir :

$$S_{HI} = S_{VI} = S_{HII} = S_{VII}$$

sinon il faut rechercher la valeur du coefficient ρ qui conduira à ces identités.

T. C. Kenney et A. Landva (1965) avaient évoqué une méthode pour mesurer $\alpha = \frac{1}{\rho}$ à partir de l'appareillage du moulinet triaxial, ils n'ont pas à notre connaissance publié de résultats sur cette mesure.

Choix du coulis

Il nous fallait un coulis capable de reproduire pratiquement le comportement des sols argileux habituels sur le plan de la relation contrainte déformation dans une gamme de cohésion de l'ordre de 20 à 50 kN/m². Il fallait en outre que pendant tout le temps nécessaire à l'exécution d'une série de 10 essais cette cohésion puisse être considérée comme constante.

Après plusieurs essais, nous avons finalement opté pour le mélange suivant :

- ciment 13%,
- bentonite 20%,
- eau 67%.

Les poudres étaient jetées en pluie dans l'eau, agitées à l'aide d'un mixer énergétique de 1,1 kW, dans l'ordre ciment puis bentonite.

Les essais étaient réalisés 3 à 4 j, suivant les séries, après le coulage du mélange dans la boîte, la conservation se faisant en atmosphère saturée.

Interprétation des résultats

En fait nous avons pu constater que le mélange, qui pensions-nous avait toutes les chances d'être isotrope ne l'était pas. Il nous a donc fallu interpréter ces essais en tenant compte de cette anisotropie.

La figure 12 donne le schéma que nous avons retenu. Nous pouvons voir que pour l'essai de type I (axe du moulinet vertical) qui donnera :

$$K_I = S_{HI} - S_{VI},$$

nous avons :

$$S_{HI} = S_H \quad \text{et} \quad S_{VI} = S_V.$$

Pour l'essai II à axe horizontal nous aurons :

$$S_{HII} = S_V \quad \text{et} \quad S_{VII} = \sqrt{S_H \cdot S_V}.$$

Nous sommes conduits à supposer que pour l'essai II, autour du cylindre à axe horizontal qui correspond à S_{VII} , nous avons une distribution elliptique de la résistance au cisaillement dont l'un des axes correspond à S_V et l'autre à S_H .

De ce fait, au cours de l'essai I, nous pouvons faire une détermination de S_V et S_H .

Cela nous permet de calculer :

$$K_{II} = \frac{S_{VII}}{S_{HII}} = \frac{\sqrt{S_H \cdot S_V}}{S_V}$$

que nous pourrions comparer à K_{II} mesuré lors de l'essai II. S'il y a divergence c'est que l'hypothèse faite sur ρ n'est pas bonne. Nous pourrions donc déterminer ρ pour qu'il y ait identité entre K_{II} calculé à partir des résultats de l'essai I et K_{II} mesuré au cours de l'essai II.

Les résultats de la série des quatre essais, représentant chacun 5 couples de valeurs interprétés dans l'hypothèse de la répartition uniforme $\rho = 3$, sont donnés dans le tableau I.

Si nous appelons α_3 le rapport $\frac{K_{II} \text{ calculé}}{K_{II} \text{ mesuré}}$, nous obtenons sur 20 couples de valeurs la moyenne générale $\alpha_3 = 0,785$.

Il nous faut donc rechercher maintenant la valeur de ρ telle que $\alpha_\rho = 1$.

Nous pourrions alors écrire :

$$\frac{\sqrt{S_{H_0} \cdot S_{V_0}}}{S_{V_0}} = K_{II_0} \quad (6)$$

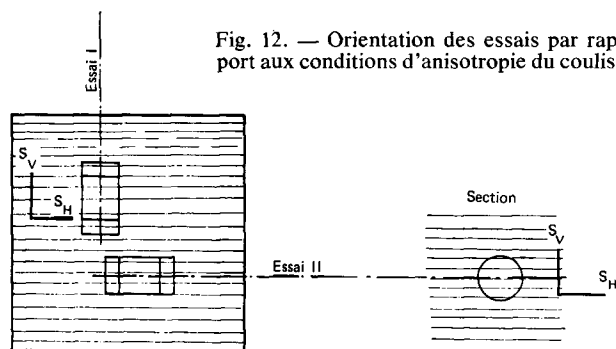


Fig. 12. — Orientation des essais par rapport aux conditions d'anisotropie du coulis.

TABLEAU I

Essais	K_{I_3}	S_{V_3} (kN/m ²)	S_{H_3} (kN/m ²)	K_{II_3} calculé	K_{II_3} mesuré	$\alpha_3 = \frac{K_{II_3} \text{ calculé}}{K_{II_3} \text{ mesuré}}$
1 ^{re} série	1,76	28,1	16	0,755	1,01	0,747
2 ^e série	1,36	31,4	23,1	0,857	1,09	0,787
3 ^e série	1,91	53,6	28,1	0,724	0,88	0,823
4 ^e série	2	39,4	19,7	0,707	0,905	0,782
Moyenne générale n					20	0,785

D'une manière générale posons $K_p = xK_3$. Nous aurons $K_p = xK_3$ et aussi $K_{H_p} = xK_{H_3}$. Comme d'autre part l'hypothèse faite sur ρ n'a pas d'influence sur le S_v , nous pouvons écrire : $S_{v_p} = S_{v_3}$ et aussi $S_{H_p} = \frac{S_{H_3}}{x}$.

D'après (6) :

$$\frac{\sqrt{\frac{S_{H_3}}{x} \cdot S_{v_3}}}{S_{v_3}} = xK_{H_3}$$

$$\frac{\sqrt{S_{H_3} \cdot S_{v_3}}}{S_{v_3} \sqrt{x}} = xK_{H_3}$$

$$\frac{\sqrt{S_{H_3} \cdot S_{v_3}}}{S_{v_3}} = x^{3/2} K_{H_3}$$

Comme d'après nos essais nous avons :

$$\frac{\sqrt{S_{H_3} \cdot S_{v_3}}}{S_{v_3}} = \frac{K_{H_3} \text{ calculé}}{K_{H_3} \text{ mesuré}} = 0,785$$

on en tire $x = 0,85$.

Reportons-nous maintenant à la figure 10.

Si nous traçons dans cette figure, en C le point figuratif qui correspond à la bonne valeur de ρ , l'abscisse de ce point est $OP = \frac{1}{\rho} D/H$ et le rapport d'anisotropie correspond à ON .

Par analogie avec la démonstration précédente nous pouvons écrire :

$$\frac{OS_v}{OM} = \frac{ON}{NP} = \frac{OK}{KI} = \frac{K_p}{K_p + \frac{1}{\rho} D/H} = \frac{K_3}{K_3 + \frac{1}{3} D/H}$$

soit en définitive :

$$\frac{K_p}{3} = \frac{K_3}{\rho} \quad \text{et} \quad \rho = 3 \frac{K_3}{K_p}$$

Nous avons posé $\frac{K_p}{K_3} = x$, nous avons mesuré $x = 0,85$. Ce

qui nous donne $\rho = \frac{3}{0,85} = 3,53$, soit à 1% près $\rho = 3,5$.

A la lumière de cette série d'essais, nous voyons donc que le coefficient ρ , qui dépend de la répartition des contraintes en bout de pale, se situe exactement entre le cas de la répartition uniforme et celui de la répartition triangulaire. On se gardera de vouloir illustrer par une image l'allure de cette répartition, mais on utilisera par la suite ce résultat global pour l'interprétation des séries d'essais, effectués avec des moulinets de différentes formes.

COMPARAISON DES RÉSULTATS DE MESURE

Les deux méthodes précédemment décrites ayant été expérimentées sur le terrain à l'aide des différents moulinets de la figure 13, nous trouverons des éléments de comparaison sous la forme des graphiques (fig. 14, 15 et 16) qui montrent mieux les variations des différentes mesures avec la profondeur.

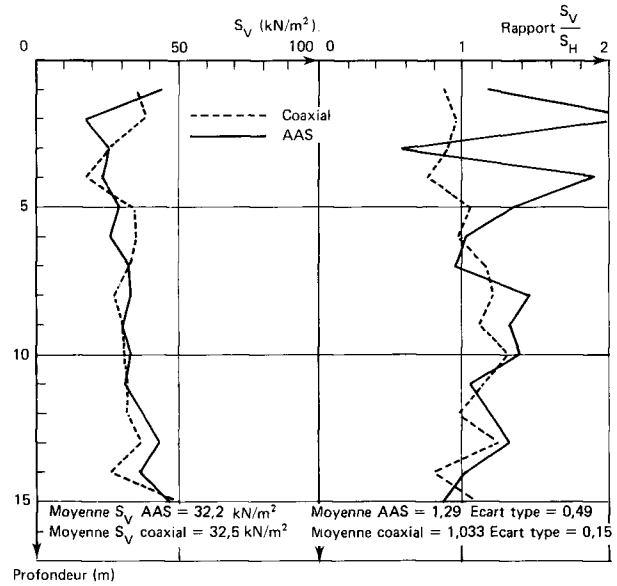


Fig. 14. — Site de Cran.

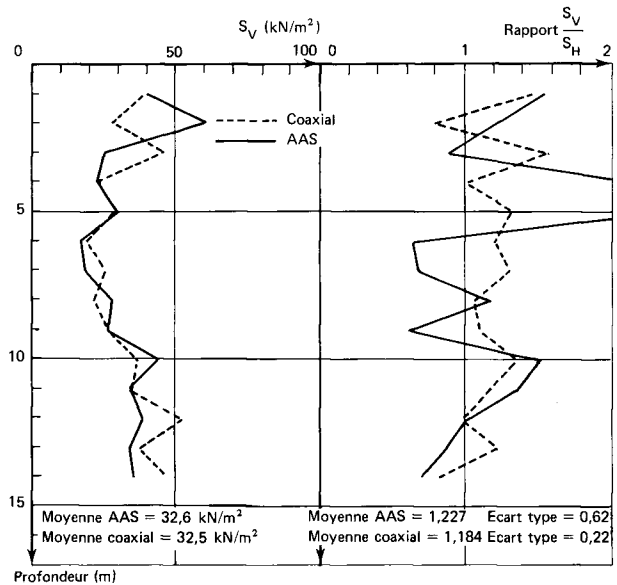


Fig. 15. — Site de Muzillac.

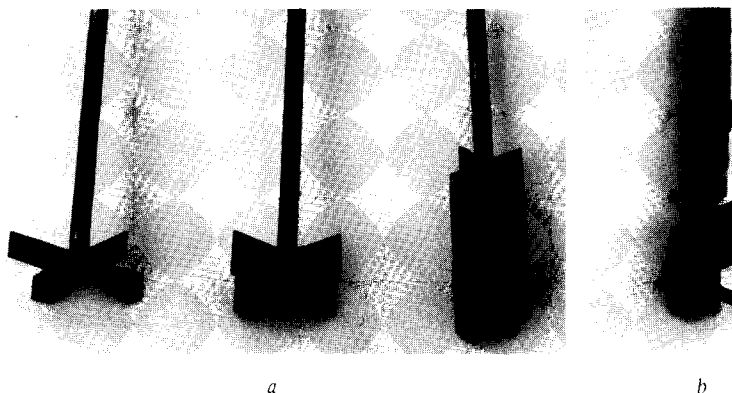


Fig. 13. — Cliché des différents moulinets utilisés pour l'application de la mesure de l'anisotropie.

a) Les trois moulinets à élancements différents utilisés avec la méthode de Aas.

b) Moulinet coaxial utilisé seul avec la méthode du moulinet coaxial.

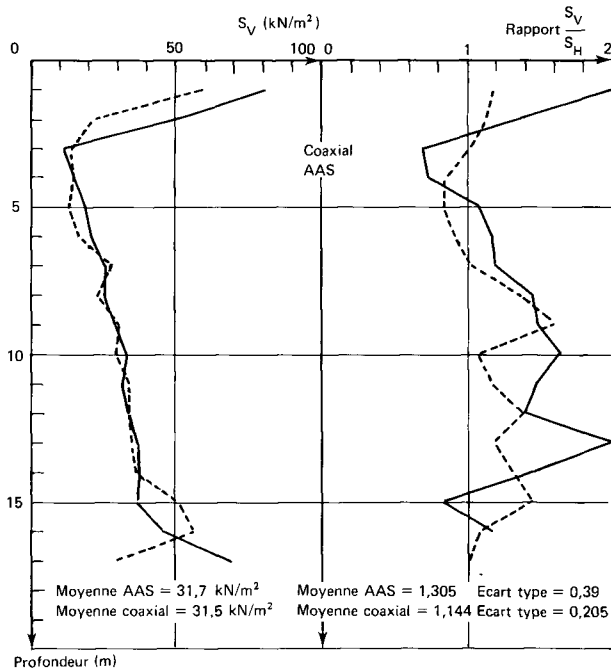


Fig. 16. — Site de Béganne.

L'examen de ces documents amène les remarques suivantes.

En ce qui concerne le rapport d'anisotropie $\frac{S_v}{S_h}$, la moyenne générale pour les 3 sites serait de 1,21 avec la méthode de Aas et de 1,12 avec la méthode du moulinet coaxial, soit une différence de 8% suivant la méthode utilisée.

Sur Muzillac les deux méthodes donnent des résultats très voisins à 3,5% près. En revanche sur Cran nous avons 25% d'écart et sur Béganne 14%. Sur les trois sites les écarts sont dans le même sens.

Si on analyse maintenant la variance de ce rapport, que l'on peut considérer d'après les figures 14, 15 et 16 comme

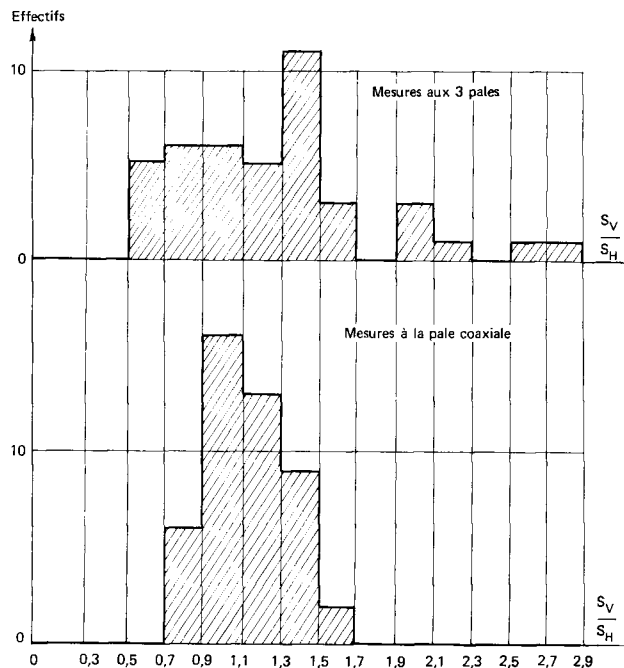


Fig. 17. — Distribution des valeurs $\frac{S_v}{S_h}$ en fonction des deux méthodes.

pratiquement indépendant de la profondeur, nous constatons que les écarts types obtenus sont très différents suivant la méthode utilisée.

Ils sont faibles avec la méthode du moulinet coaxial : 0,15, 0,22 et 0,205 contre 0,49, 0,62 et 0,39 avec la méthode de Aas.

La figure 17 qui donne la distribution de toutes les valeurs mesurées, illustre bien cette remarque.

Si nous faisons maintenant une moyenne générale, excluant les zones surconsolidées de surface (4 m sur Cran, 5 m sur Muzillac et 2 m sur Béganne), qui correspondent à des zones où les résultats de mesure sont très dispersés, nous avons alors les résultats suivants :

- $m = 1,152$ avec la méthode de Aas,
- $m = 1,130$ avec la méthode du moulinet coaxial.

Les deux méthodes nous donnent alors des résultats très voisins puisque l'écart n'excède pas 2%. Il est intéressant de remarquer que cette nouvelle interprétation a fait baisser la moyenne précédente de 5% pour la méthode de Aas, alors qu'elle n'a modifié que de 1% la moyenne de la méthode du moulinet coaxial, ce qui montre bien, que même en terrain hétérogène, la méthode du moulinet coaxial garde pratiquement toute sa valeur.

L'examen des valeurs de S_v nous montre aussi, que d'une méthode à l'autre, il n'y a pratiquement pas de différence dans les résultats de mesure. Ce fait permet donc d'affirmer que le diamètre de 16 mm du noyau central du moulinet coaxial n'affecte pas en principe la mesure de S_v .

Le fait le plus important de cette série de mesures, est que nous avons enregistré sur les trois sites testés des rapports $\frac{S_v}{S_h} > 1$, cela n'est pas en accord avec les résultats mesurés par Aas antérieurement, et nous pouvons voir rapidement comment ce fait peut jouer dans le sens de l'insécurité sur les analyses de stabilité.

APPLICATION PRATIQUE

Si nous retenons le cas du site de Muzillac, où nous avons obtenu des rapports $\frac{S_v}{S_h}$ de l'ordre de 1,20, nous pouvons regarder de plus près comment ce facteur peut jouer sur un problème de stabilité de remblai.

Sur la figure 18, nous avons un schéma d'ellipse d'anisotropie avec comme résistance au cisaillement dans un plan horizontal S_h , et comme résistance au cisaillement dans un plan vertical $S_v = 1,2 S_h$.

La mesure au scissomètre classique, avec un moulinet à élancement $H/D = 2$, conduit au principe de mesure suivant :

$$M = \frac{\pi D^2 H}{2} S + \frac{2 \pi D^2}{4} \cdot \frac{D}{3,5} S,$$

où la résistance au cisaillement S est supposée isotrope.

Soit encore :

$$M = \pi D^3 S \left(1 + \frac{1}{7}\right) \quad \text{ou encore} \quad S = \frac{M}{\pi D^3 \times 1,143}.$$

En considérant le sol comme anisotrope nous écrivons :

$$M = \frac{\pi D^2 H}{2} S_v + \frac{2 \pi D^2}{4} \cdot \frac{D}{3,5} S_h.$$

4. Le fait qu'aient été mesurés des rapports $\frac{S_v}{S_H} > 1$ peut étonner, car cela prouverait que la résistance au cisaillement non drainée, pour un plan de rupture imposé, n'est pas liée à la contrainte effective qui s'exerce normalement à ce plan.

Il est possible donc que la structure même de l'argile et ses conditions de dépôt (C. C. Ladd et R. Foott, 1974) jouent un rôle plus important dans les problèmes d'anisotropie, que le rapport des contraintes effectives dans les plans horizontaux et verticaux.

BIBLIOGRAPHIE

AAS G., *A study of the effect of vane shape and rate of strain on the measured values of in situ shear strength of clays*, 6^e Congrès international de mécanique des sols, vol. 1, Montréal (1965), p. 141-145.

AAS G., *Vane tests for investigation of anisotropy of undrained shear strength of clays*, CR du Congrès européen, vol. 1, Oslo (1967), p. 3-8.

BRAND E., *The vane shear test and its use for strength measurement of cohesive soils*, *Bull. Rilem*, 36 (sept. 1967).

KENNEY T. C., LANDVA A., *Vane triaxial apparatus*, 6^e Congrès international de mécanique des sols, vol. 1, Montréal (1965).

PILOT G., *Abaques pour le calcul de la stabilité des talus de remblais sur sols mous*, *Bull. liaison Labo. routiers P. et Ch.*, 25 (mai-juin 1967), p. 4-1 à 4-10.

LADD C. C., FOOTT R., *New design procedure for stability of soft clays*, *Journal of the geotechnical engineering division, ASCE*, vol. 100, GT 7 (juil. 1974).

Détermination de la loi de comportement des argiles molles en laboratoire

H. JOSSEAUME
Attaché de recherche

Y. MEIMON *
Ingénieur civil des Ponts et Chaussées

Département des sols et fondations
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

L'analyse des ruptures de remblais sur sols mous observée au cours des dix dernières années tant en France qu'à l'étranger met en évidence les insuffisances du calcul classique de stabilité à court terme tout au moins lorsque l'ouvrage est fondé sur un sol de forte plasticité. On a en effet constaté que la ruine des remblais fondés sur de tels sols pouvait survenir pour des valeurs du coefficient de sécurité, tirées du calcul classique, pouvant dépasser 1,5 (cf. article intitulé la stabilité des remblais sur sols mous de G. Pilot dans ce même ouvrage).

Ces ruptures s'expliquent par le fait que le comportement non drainé des argiles, ou vases molles très plastiques, est trop complexe pour être caractérisé uniquement par leur cohésion non drainée, mesurée en place au moyen du scissomètre de chantier, ou en laboratoire à partir d'essais triaxiaux du type non consolidé non drainé. En particulier, le comportement de ces matériaux est fortement influencé par leur anisotropie et par la variation de leur résistance avec la vitesse de déformation ainsi que l'ont montré les travaux réalisés au NGI** sous la direction de L. Bjerrum (L. Bjerrum, 1971, T. Berre et L. Bjerrum, 1973, L. Bjerrum, 1973).

Il est possible de tenir compte forfaitairement de ces facteurs en affectant la cohésion non drainée, tirée des essais classiques, d'un coefficient réducteur fonction de l'indice de plasticité et déterminé empiriquement à partir des ruptures observées (cf. article G. Pilot dans ce même numéro, L. Bjerrum, 1972) mais l'étude rationnelle de leur influence sur la stabilité d'un ouvrage nécessite le recours à des méthodes d'études plus élaborées tenant compte des lois de comportement non drainé du sol.

Le calcul par éléments finis, modèle de type « déplacement », constitue une méthode d'étude encore complexe mais promettant d'être très fructueuse. Il permet de déterminer la distribution des contraintes et des déplacements dans le sol à partir de ses lois de comportement.

Les essais mentionnés dans cet article ont été réalisés par P. Lozac'h, technicien supérieur au LCPC, à l'aide d'appareillage de sa conception.

L'étude d'un ouvrage présente alors deux aspects :

- la détermination des lois de comportement non drainé du sol,
- le calcul proprement dit.

Seul, le premier point sera traité dans cet article où l'on expose une méthode d'étude des lois de comportement des argiles molles, ainsi que les résultats obtenus pour la vase de Lanester qui est un matériau très plastique non justiciable du calcul classique à la rupture. La ruine du remblai expérimental édifié en 1969 sur cette formation est, en effet, intervenue alors que le coefficient de sécurité donné par le calcul classique atteignait la valeur $F = 1,35$ (M. Moreau, J.-L. Paute, G. Pilot, 1973).

Les éléments constituant cet article sont extraits d'un travail de thèse réalisé au Laboratoire central des Ponts et Chaussées par Y. Meimon (1975) dans lequel on trouvera les détails qui n'ont pu, pour des raisons évidentes de concision, trouver place ici.

BUT DE L'ÉTUDE

L'étude des lois de comportement de la vase de Lanester visait un double but :

1. déterminer les éléments nécessaires au calcul en déplacement du remblai expérimental en tenant compte de l'anisotropie et de l'influence de la vitesse de déformation, c'est-à-dire :

- l'état initial des contraintes dans le sol,
- les relations contraintes-déformations,
- la loi de variation avec la vitesse de déformation des paramètres tirés de ces relations, c'est-à-dire de la résistance au cisaillement et des modules de déformation.

* Actuellement à la Société FRANLAB

** Institut géotechnique norvégien

2. Comparer le comportement du sol de Lanester et le comportement des argiles molles étudiées au NGI, la comparaison portant principalement sur les points suivants :

- existence d'un comportement fragile aux petites déformations,
- pression de quasi-préconsolidation,
- similitude des comportements drainés et non drainés aux petites déformations.

MÉTHODE D'ÉTUDE

L'étude du comportement de la vase de Lanester est basée essentiellement sur les essais de laboratoire et plus spécialement sur l'essai triaxial, la procédure suivie étant très proche de celle adoptée au NGI (L. Bjerrum, 1971, T. Berre et L. Bjerrum, 1973).

Les essais triaxiaux ont été réalisés sur des éprouvettes préparées avec un soin particulier. Ces éprouvettes, ayant pour la plupart un diamètre de 76 mm et une hauteur de 150 mm, ont été découpées dans des échantillons prélevés au carottier à piston stationnaire. Ces échantillons étant remaniés à leurs extrémités sur une hauteur égale à environ deux diamètres à leur partie supérieure et à un diamètre à leur partie inférieure, seule la partie intermédiaire a été utilisée. Avant la réalisation des essais proprement dits, les éprouvettes ont généralement été reconsolidées dans l'appareil triaxial aux contraintes effectives en place (contrainte verticale $\sigma_1 = \sigma'_0$, contrainte horizontale $\sigma_3 = K_0 \sigma'_0$) et l'on n'a retenu que celles dont la variation relative de volume en cours de reconsolidation était inférieure à $\frac{\Delta V}{V_0} = 4\%$.

Le caractère impératif de la reconsolidation est illustré par les deux courbes contrainte-déformation présentées figure 1.

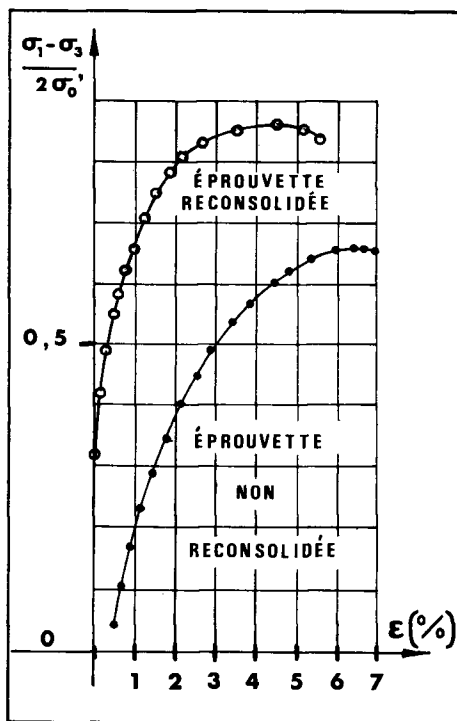


Fig. 1. — Influence de la reconsolidation aux contraintes en place sur la courbe contraintes-déformations relative à un essai non drainé.

Plusieurs types d'essai ont été réalisés à l'appareil triaxial.

Essais K_0

Ils ont pour but de déterminer, d'une part le coefficient de pression des terres au repos, d'autre part la courbe contraintes-déformations du sol à section constante. Ces essais sont des essais drainés effectués à une vitesse de déformation de 0,024%/h soit 0,6 μ /mn, dans lesquels on fait varier la contrainte σ_3 de façon à conserver constante la section de l'éprouvette.

Essais non drainés

Ils ont pour but de déterminer les courbes contraintes-déformations à volume constant, de caractériser l'anisotropie du sol et d'établir l'influence de la vitesse de déformation sur le comportement du sol.

Les courbes contraintes-déformations sont obtenues à partir d'essais en compression (CAU)¹ et en striction (EAU)² réalisés à vitesse de déformation constante, simulant respectivement le comportement du sol sous le remblai et à l'extérieur de celui-ci (fig. 2).

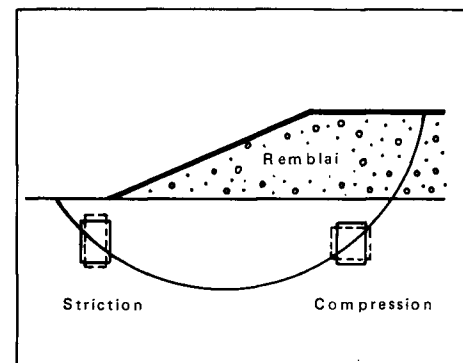


Fig. 2. — Modes de sollicitation du sol constituant la fondation d'un remblai.

L'essai en striction est un essai à contrainte latérale constante dans lequel on fait décroître σ_3 alors que la reproduction exacte du processus de déformation en pied de remblai (fig. 2) impliquerait l'augmentation de σ_3 , σ_1 gardant une valeur constante. En fait, ces deux procédures sont équivalentes (R. G. Campanella et Y. P. Vaid, 1973), la procédure adoptée présentant l'avantage de permettre de travailler à vitesse de déformation constante.

Les expérimentations antérieures ont montré que les valeurs extrêmes de la résistance au cisaillement d'une argile anisotrope sont obtenues respectivement à partir d'essais en compression et en striction (L. Bjerrum, 1973) et que la distribution de la résistance au cisaillement dans les différentes directions peut être considérée comme elliptique. Il s'ensuit que les valeurs de la résistance en compression et en striction, mesurées à une même vitesse de déformation sur des éprouvettes identiques, déterminent entièrement le comportement au cisaillement d'une argile anisotrope. Celui-ci peut être caractérisé par le rapport d'anisotropie ou rapport μ des résistances en compression et en striction.

L'influence de la vitesse de déformation sur les courbes contraintes-déformations a été étudiée en adoptant une gamme de vitesse très étendue de 9%/h (220 μ /mn) à 0,024%/h (0,6 μ /mn).

On a également déterminé la loi de variation de la résistance au cisaillement avec la vitesse de déformation à

1. CAU : essai de cisaillement non drainé en compression sur éprouvettes reconsolidées anisotropiquement.
2. EAU : essai de cisaillement non drainé en striction sur éprouvettes reconsolidées anisotropiquement.

partir d'essais de relaxation (RAU)³. Dans la première phase de l'essai, le sol est cisailé à vitesse de déformation constante. Lorsque l'on atteint la rupture on arrête la presse figeant ainsi la longueur totale de l'éprouvette + anneau dynamométrique. L'éprouvette continue de se déformer tandis que la force exercée par l'anneau dynamométrique (et par conséquent le déviateur) décroît (fig. 3). Cet essai permet d'établir la loi de variation du déviateur en fonction du temps ou de la vitesse moyenne de déformation.

Des essais non consolidés, non drainés classiques (UU) ont généralement été effectués dans un but de comparaison avec les essais ci-dessus.

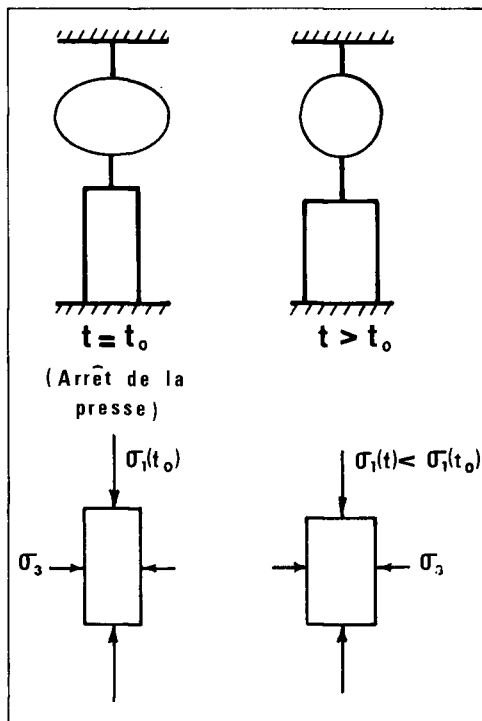


Fig. 3. — Mécanisme de l'essai de relaxation.

Essais drainés (CAD)⁴

Ils ont pour but d'étudier le comportement drainé du sol à pression latérale constante. La vitesse de déformation adoptée était de 0,024%/h (0,6 μ /mn).

Outre les essais triaxiaux, l'étude en laboratoire a également comporté des essais œdométriques ayant pour but de mettre en évidence une éventuelle quasi-préconsolidation de la vase de Lanester.

L'étude en laboratoire a été complétée par des *essais en place* réalisés sur le site de Lanester. Ces essais étaient de deux types :

1. des essais au pressiomètre autoforeur (F. Baguelin, J. Jézéquel, E. Le Mée, A. Le Mehauté, 1972 et J. Jézéquel, 1973) ayant pour but de mesurer, d'une part le coefficient K_0 , d'autre part la résistance au cisaillement de la vase en expansion cylindrique.
2. Des essais au scissomètre à pales coaxiales (cf. article de H. Lemasson dans cet ouvrage) qui fournissent les

3. RAU : essai de relaxation non drainée sur éprouvettes reconsolidées anisotropiquement.

4. CAD : essai de cisaillement drainé en compression sur éprouvettes reconsolidées anisotropiquement.

valeurs S_v de la résistance au cisaillement le long d'une surface cylindrique d'axe vertical (voisine de la résistance S_v mesurée au moyen du scissomètre classique) et S_v le long d'un plan horizontal.

APPAREILLAGE D'ESSAI

La mise en œuvre de la méthode d'étude précédemment décrite implique la consolidation des éprouvettes sous un champ de contraintes anisotrope, ainsi que l'exécution d'essais K_0 et d'essais en striction. Ces opérations ne pouvant être réalisées de façon satisfaisante au moyen de l'appareillage triaxial courant celui-ci a dû être amélioré et complété.

Le dispositif utilisé pour la consolidation anisotrope est un vérin pneumatique adapté à la partie supérieure de la cellule triaxiale et permettant l'application d'un effort axial constant transmis au piston de la cellule (fig. 4). Le piston du vérin est lubrifié par un coussin d'air comprimé (palier à air) ce qui lui confère une grande précision. L'erreur relative maximale commise sur le déviateur lorsque celui-ci est très faible (de l'ordre de 5 kN/m²) est de 5%, cette valeur englobant d'ailleurs l'erreur commise sur la section de l'éprouvette. On trouvera par ailleurs (Y. Meimon et P. Lozac'h, 1973) tous les détails techniques concernant cet appareil.

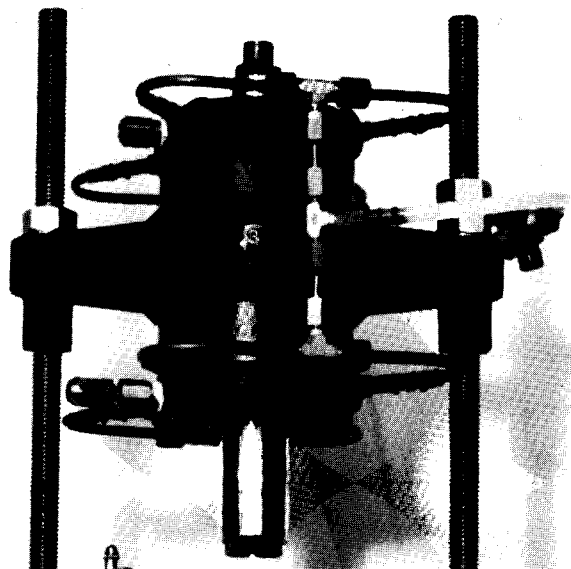


Fig. 4. — Vérin pneumatique utilisé pour la consolidation anisotrope des éprouvettes triaxiales.

La durée d'un essai K_0 sur une argile pouvant atteindre plusieurs semaines, un tel essai ne peut être réalisé à vitesse de déformation constante que si les variations de σ_3 qui s'opposent aux variations de diamètre de l'éprouvette sont commandées automatiquement.

Aussi a-t-on utilisé pour l'exécution de l'essai K_0 un dispositif d'automatisation identique à celui développé au Laboratoire de Saint-Brieuc (J.-L. Paute, Y. Macé, 1969). Ce dispositif comporte :

Un *indicateur de déformation* (indicateur de variation de diamètre de l'éprouvette) constitué de deux demi-anneaux ① et ② articulés à l'une de leurs extrémités et prenant appui sur l'éprouvette en deux points diamétralement opposés (fig. 5). Un palpeur réglable σ_3 monté à l'extrémité libre du demi-anneau ② agit sur un amplificateur de déformation ④ adapté à l'extrémité libre du

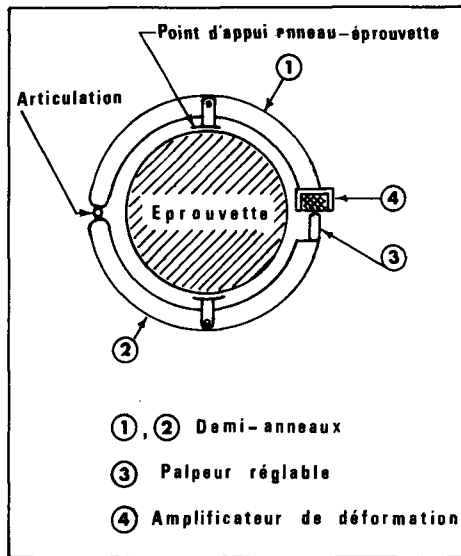


Fig. 5. — Schéma de l'indicateur de déformation des éprouvettes triaxiales.

demi-anneau ①. Cet amplificateur permet de déceler de petites variations du diamètre de l'éprouvette.

On a tout d'abord utilisé un amplificateur à contact mercure-platine analogue dans son principe à celui décrit par J.-L. Pauté et Y. Macé. Cet appareil s'est avéré insuffisamment sensible comme le montrent les résultats présentés figure 6. Pour cette raison on lui a substitué un amplificateur à contacts solides conçu et réalisé au LCPC.

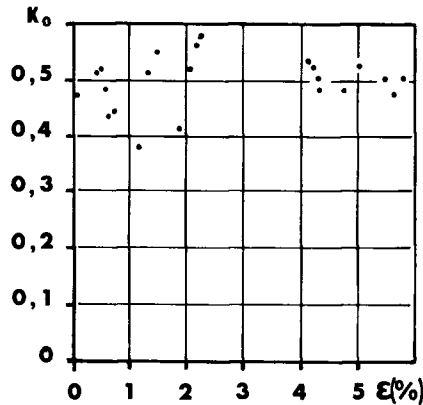


Fig. 6. — Courbe $K_0-\varepsilon$ obtenue dans un essai effectué au moyen d'un amplificateur de déformations à niveau de mercure.

L'élément principal de cet amplificateur de déformation schématisé figure 7 est une plaque coudée ⑨ en acier inoxydable pivotant autour d'un axe horizontal ⑩ monté à l'extrémité libre du demi-anneau ①. Cette plaque est munie d'une pointe en platine ⑪ à son extrémité supérieure et d'un contrepois ⑫ à son extrémité inférieure. La rotation de la plaque est commandée par le mouvement du palpeur réglable ③ monté à l'extrémité du demi-anneau ② représenté figure 5. Au début de l'essai, l'extrémité du palpeur réglable ③ est positionnée de façon à ce que la pointe en platine ⑪ vienne au contact d'une pastille ⑬, également en platine, solidaire du demi-anneau ①. Ces deux éléments en platine, solidaire du demi-anneau ①, constituent les bornes de circuit de commande du micromoteur d'asservissement de σ_3 .

Un dispositif d'asservissement de la pression σ_3 aux variations de diamètre de l'éprouvette. Ce dispositif est schématisé figure 8. L'eau du réservoir ⑤ d'alimentation de la cellule triaxiale est comprimé par de l'air dont la pression est réglée par un détendeur de précision ⑥. Ce détendeur est actionné par un micromoteur électrique ⑦ dont le sens de rotation est commandé par l'amplificateur

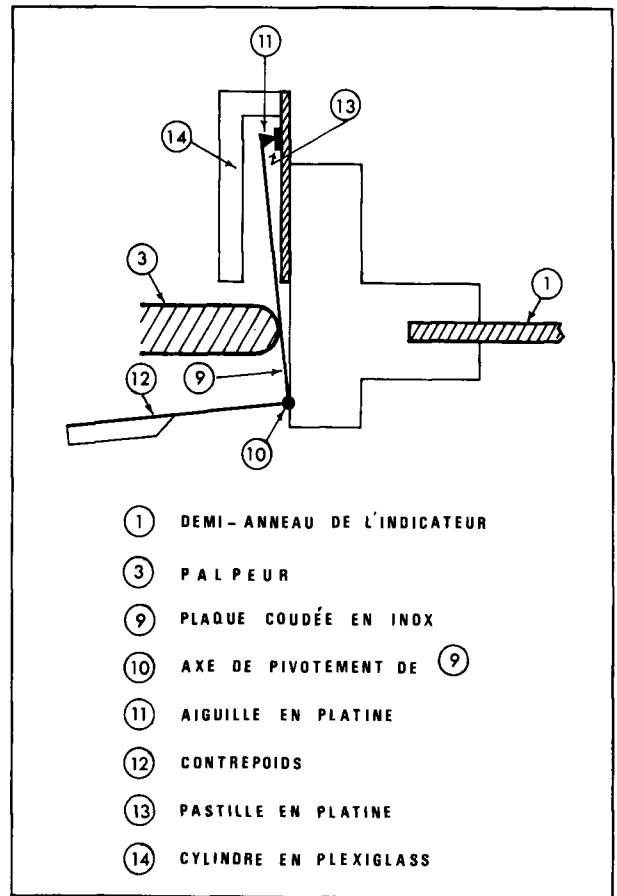


Fig. 7. — Amplificateur de déformations à contacts solides.

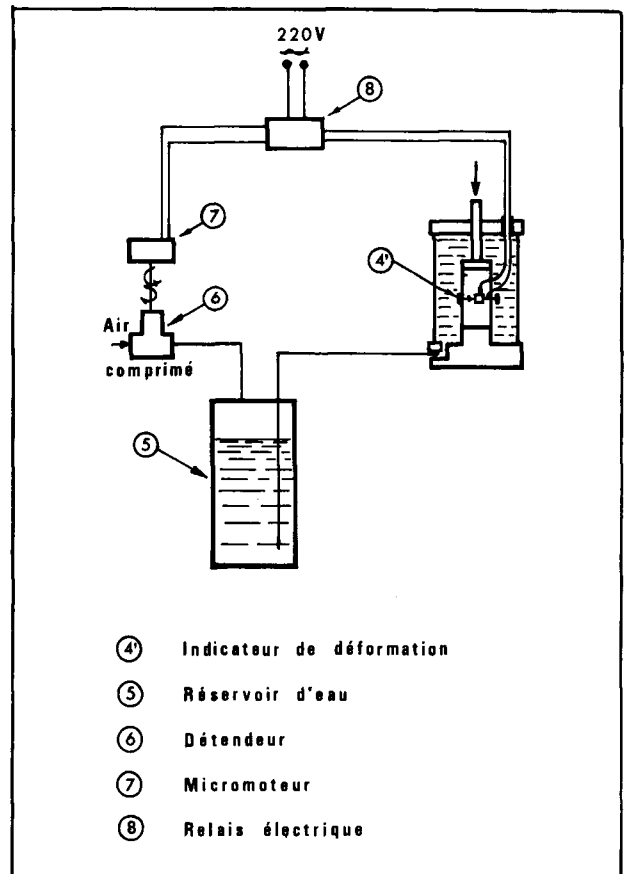


Fig. 8. — Dispositif d'asservissement de l'essai K_0 .

de déformation. Lorsque celui-ci indique un léger accroissement du diamètre de l'éprouvette par rapport à sa valeur initiale, le sens de rotation du micromoteur correspond à une augmentation de σ_3 . Il en résulte une diminution du diamètre de l'éprouvette et lorsque celui-ci devient inférieur à sa valeur initiale, l'amplificateur inverse le sens de rotation du micromoteur et, par suite, le sens de variation de σ_3 .

Le processus de fonctionnement est alors le suivant, chaque phase étant une conséquence de la phase précédente :

- mise en contact des bornes (état initial),
- rotation du micromoteur dans le sens de la diminution de σ_3 ,
- augmentation du diamètre de l'éprouvette,
- recul du palpeur,
- rupture du contact,
- inversion du sens de rotation du micromoteur,
- augmentation de σ_3 ,
- diminution du diamètre de l'éprouvette,
- avancée du palpeur,
- remise en contact des bornes, etc.

Le rôle du contrepoids ⑫ est d'assurer le décollerment des bornes en platine lorsque le palpeur recule (il s'oppose, le cas échéant, aux forces électriques susceptibles d'empêcher la rupture du contact).

Le déplacement de la partie supérieure de la plaque ⑨ s'effectue à l'intérieur d'un cylindre en plexiglass ⑭ ouvert à sa partie inférieure. Lors du remplissage de la cellule triaxiale, de l'air est emprisonné à la partie supérieure de ce cylindre si bien que les bornes en platine sont constamment hors d'eau. Cette mesure a été prise afin d'éviter toute détérioration du contact par suite de la décomposition électrochimique de l'eau.

La sensibilité de cet amplificateur est telle qu'il permet de déceler des variations de diamètre de l'éprouvette de l'ordre du micron. Les résultats présentés figure 9 montrent qu'il améliore très sensiblement la précision de l'essai.

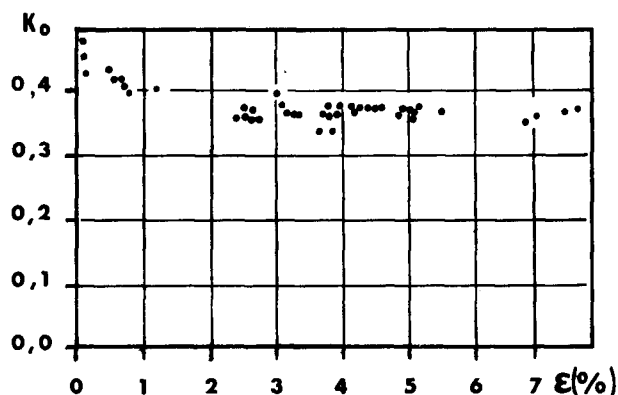


Fig. 9. — Courbe K_0 - ϵ obtenue dans un essai effectué au moyen d'un amplificateur de déformations à contacts solides.

La réalisation d'essais K_0 sur des éprouvettes reconsolidées aux contraintes en place a en outre nécessité une modification du palpeur réglable. En effet, le diamètre de l'éprouvette subit une diminution sensible au cours de la

reconsolidation et de ce fait le positionnement de l'extrémité du palpeur ne peut intervenir que lorsque les déformations de l'éprouvette se sont stabilisées. Or, dans sa version initiale, le palpeur ne pouvait être réglé lorsqu'il était directement accessible c'est-à-dire avant assemblage des éléments de la cellule triaxiale. Il a donc été modifié de façon que son mouvement puisse être commandé par une roue d'entraînement sur laquelle on a fixé une plaque de fer étamée (sensible à l'aimantation). La roue d'entraînement peut dans ces conditions être manœuvrée à distance au moyen d'un aimant. Il est alors possible de procéder au réglage du palpeur de l'extérieur de la cellule triaxiale à la fin de la reconsolidation.

Les essais en striction ont été réalisés au moyen du montage présenté figure 10. L'éprouvette est tout d'abord reconsolidée aux contraintes en place, la charge déviatorique étant appliquée au moyen d'un vérin pneuma-

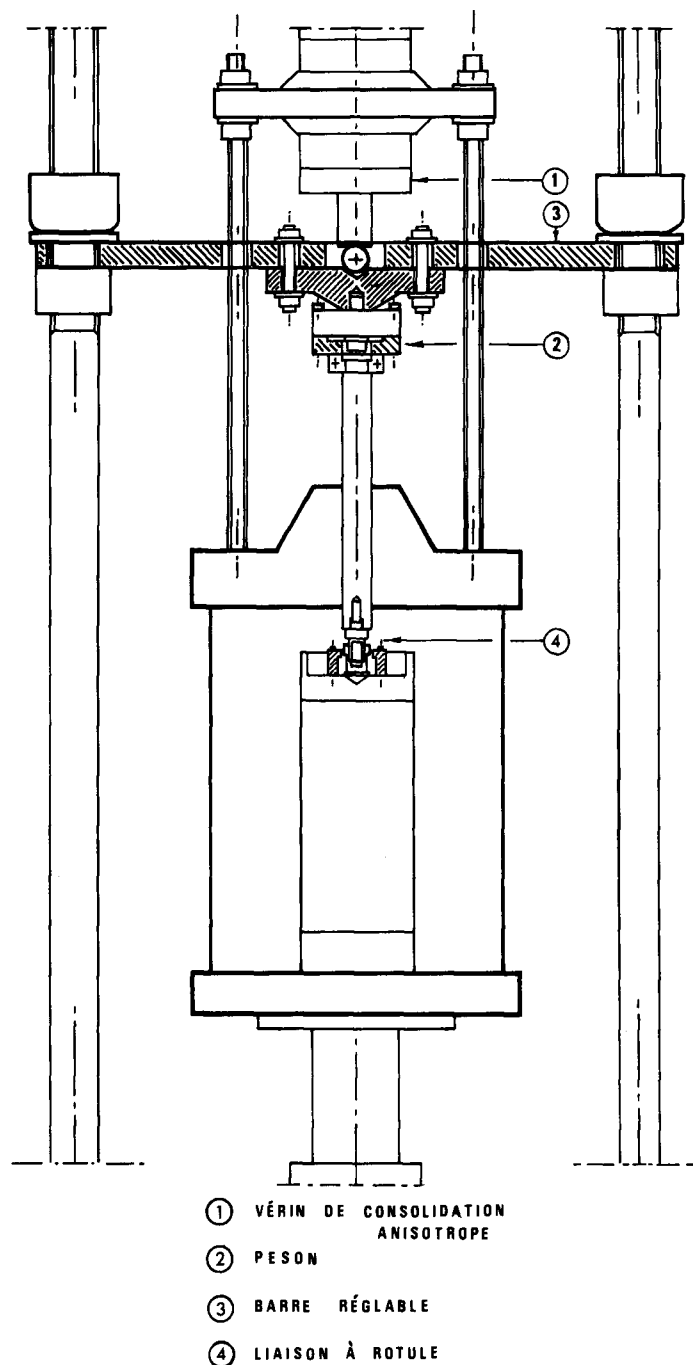


Fig. 10. — Montage utilisé pour les essais en striction.

tique ①. Celle-ci est transmise à un peson à jauges ② monté à la partie supérieure du piston de la cellule triaxiale. A la fin de la reconsolidation on fait monter le plateau de presse à très faible vitesse de façon à amener le peson en appui sur la barre transversale réglable ③ solidaire des colonnes de la presse. Au cours de cette opération, l'action du vérin est annulée au fur et à mesure qu'augmente la réaction d'appui de la barre de façon que la force axiale appliquée à l'éprouvette reste constante. Le peson est ensuite fixé à la barre transversale et l'on met la presse en marche dans le sens de la descente du plateau. L'éprouvette se déforme alors en striction, l'effort exercé par le piston est mesuré au moyen du peson.

RÉSULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE

L'étude en laboratoire a été faite sur les échantillons prélevés dans deux sondages implantés à environ 25 m du pied du remblai expérimental, c'est-à-dire dans une zone non remaniée par les déplacements du sol consécutifs à la rupture du remblai.

Caractéristiques d'identification

A l'emplacement des sondages l'épaisseur de la vase est d'environ 8 m. Ses principales caractéristiques d'identifications sont reportées dans le tableau I.

Leur examen fait apparaître :

- que la vase de Lanester est un limon organique très plastique Lt-Ot (dénomination de la classification LPC);
- qu'à une profondeur supérieure à 2 m sa teneur en eau est sensiblement égale à la limite de liquidité ce qui implique qu'elle est normalement consolidée sauf sur les deux premiers mètres.

État des contraintes initiales

Les essais K_0 ont été, à l'exception d'un seul, effectués sur des éprouvettes reconsolidées aux contraintes en place (pour les deux premiers essais on a admis la valeur $K_0=0,5$). Les valeurs de K_0 tirées de ces essais sont comprises entre 0,34 et 0,43, aucune différence significative n'apparaissant entre les essais intéressant la base de la couche de surface d'une part et le sol normalement consolidé d'autre part. La valeur moyenne de K_0 obtenue à partir de cinq essais étant de 0,38, on a adopté la valeur 0,40 pour la reconsolidation des éprouvettes triaxiales.

Existence d'une pression de quasi-préconsolidation

Les courbes contraintes-déformations obtenues dans les essais K_0 , présentent généralement un coude au-delà duquel la déformation de l'éprouvette croît plus rapidement (fig. 11). L'essai K_0 étant équivalent à l'essai œdométrique, le coude, que l'on obtient ici pour une déformation relative de 1%, correspond à la pression de consolidation du sol ou, dans le cas d'un sol normalement consolidé, à la pression de quasi-préconsolidation définie par L. Bjerrum. Dans ce dernier cas, la valeur $\frac{\tau}{\tau_0}$ du rapport de la contrainte de cisaillement au coude à la contrainte initiale de cisaillement est égale au rapport $\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}$ de quasi-préconsolidation. En effet, $\tau = \frac{\sigma'_c(1-K_0)}{2}$ et $\tau_0 = \frac{\sigma'_0(1-K_0)}{2}$ d'où $\frac{\tau}{\tau_0} = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}$.

Pour les sols prélevés au-dessous de 2 m de profondeur, la valeur moyenne de $\frac{\tau}{\tau_0}$ obtenue dans l'essai K_0 est de 1,6.

Cette valeur est à comparer aux valeurs de $\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}$ obtenues à l'œdomètre qui se situent entre 1,4 et 2 (moyenne 1,85 sur 5 essais) pour la vase normalement consolidée. Ces résultats permettent de conclure à la quasi-préconsolidation de la vase de Lanester.

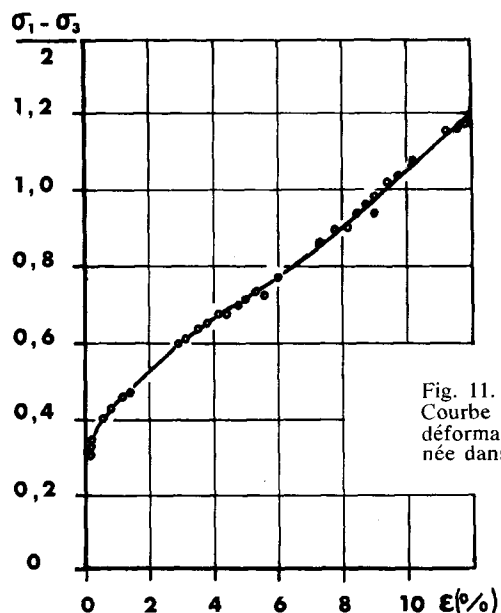


Fig. 11. Courbe contraintes-déformations déterminée dans un essai K_0 .

TABLEAU I

Profondeur (m)	Poids spécifique γ (kN/m ³)	Teneur en eau w (%)	Limite de liquidité w_L (%)	Indice de plasticité I_p (%)	Teneur en matières organiques (%)
0 à 2	14,5	75 < w < 90	90 _{φxL} < 145	50 < I _p < 80	5 < MO < 11
2 à 8	13,5	110 < w < 135	(moyenne 120)	(moyenne 60)	

Relations contraintes-déformations de la vase normalement consolidée

Essais CAU

Une courbe contraintes-déformations caractéristique du comportement non drainé en compression de la vase normalement consolidée est présentée figure 12. La contrainte de cisaillement τ croît linéairement jusqu'à une déformation relative de 0,5%, la courbe contraintes-déformations s'incurvant ensuite progressivement jusqu'au point de courbure maximum obtenu pour une valeur ε_c de la déformation relative comprise entre 1 et 2% (valeur moyenne 1,35, $\varepsilon_c = 1,7\%$ pour l'exemple présenté). Au-delà du point de courbure maximum, τ augmente lentement jusqu'à la valeur τ_{max} correspondant à la rupture. Celle-ci est atteinte pour une valeur de ε comprise entre 2,3 et 5% (moyenne 3,9%).

Le comportement en compression du sol de Lanester est donc très différent du comportement fragile aux petites déformations décrit par L. Bjerrum. On remarquera cependant que les valeurs de $\frac{\tau}{\sigma_0}$ obtenues pour $\varepsilon = 0,5\%$, comprises entre 1,50 et 2 sont du même ordre que le rapport de quasi-préconsolidation. Il semble donc que le comportement linéaire du sol aux petites déformations soit imputable à la quasi-préconsolidation.

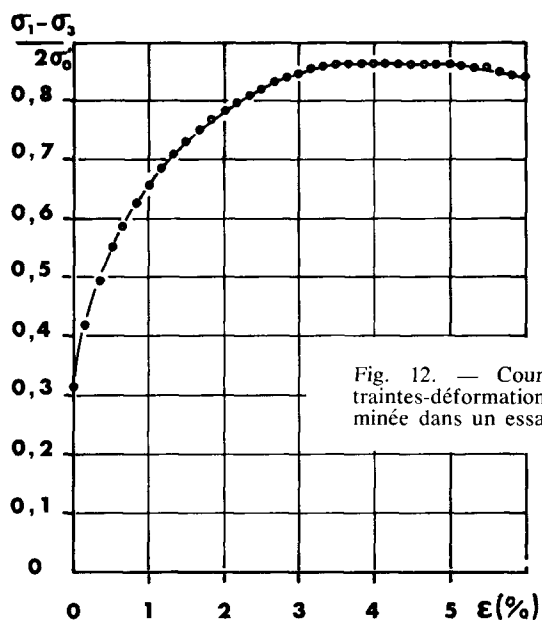


Fig. 12. — Courbe contraintes-déformations déterminée dans un essai CAU.

Essais EAU

La figure 13 représente une courbe contraintes-déformations typique. Au début de l'essai la contrainte de cisaillement décroît très rapidement avec la déformation et s'annule pour une valeur de ε inférieure à 0,5% (en valeur absolue). La contrainte de cisaillement τ décroît ensuite plus lentement en fonction de la déformation. Le point de courbure maximum correspond à une valeur ε_c de la déformation relative comprise entre -1 et -1,7% (moyenne -1,6%) la rupture intervenant pour une valeur de la déformation relative comprise entre -3 et -5%.

Essais CAD

Le petit nombre des essais réalisés ne permet pas de conclure quant à l'allure des courbes contraintes-

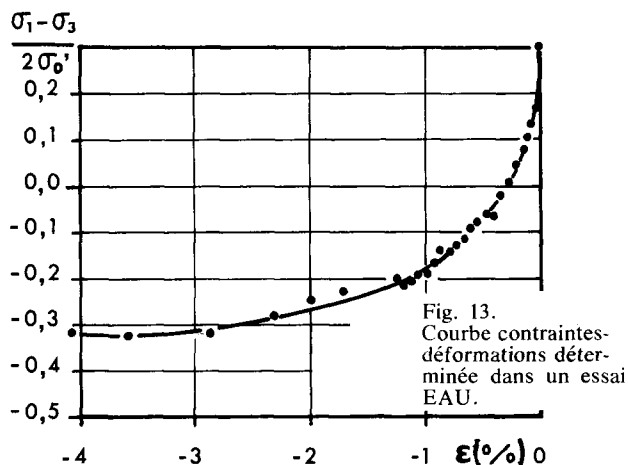


Fig. 13. Courbe contraintes-déformations déterminée dans un essai EAU.

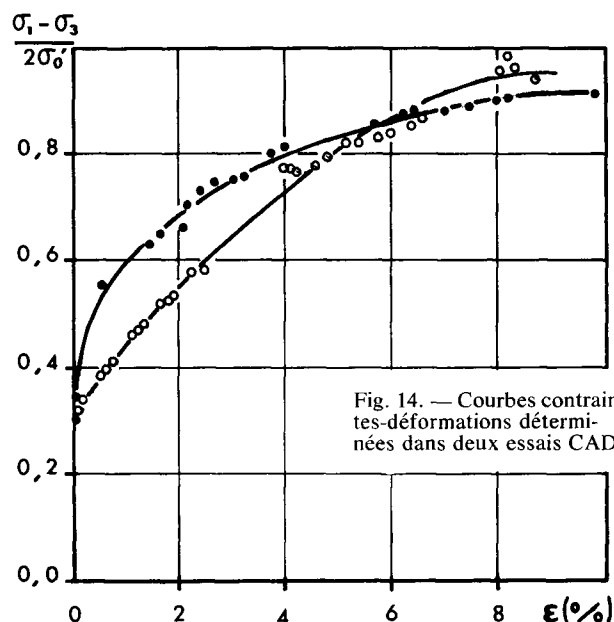


Fig. 14. — Courbes contraintes-déformations déterminées dans deux essais CAD.

déformations. Sur deux essais intéressant la vase normalement consolidée, l'un fait apparaître un coude de la courbe contraintes-déformations pour $\varepsilon = 0,5\%$ l'autre ne met en évidence aucune singularité (fig. 14).

Comparaison des courbes contraintes-déformations obtenues au cours des différents essais

Une telle comparaison ne peut être effectuée que sur des éprouvettes semblables (teneurs en eau identiques ou très voisines) essayées à la même vitesse de déformation c'est-à-dire à la vitesse adoptée pour les essais les plus lents. Elle n'a donc pu porter que sur un petit nombre d'éprouvettes et a été rendue difficile par la relative hétérogénéité du sol.

Les courbes présentées figures 15 et 16 sont très voisines dans la phase initiale des essais. Il semble donc qu'aux faibles déformations les comportements de la vase de Lanester en consolidation et au cisaillement soient très proches quelles que soient les conditions de drainage.

Résistance au cisaillement non drainé

La vase de Lanester étant relativement hétérogène, les valeurs de la résistance au cisaillement réduite présentent

Comparaison des comportements en consolidation et au cisaillement de la vase de Lanester.

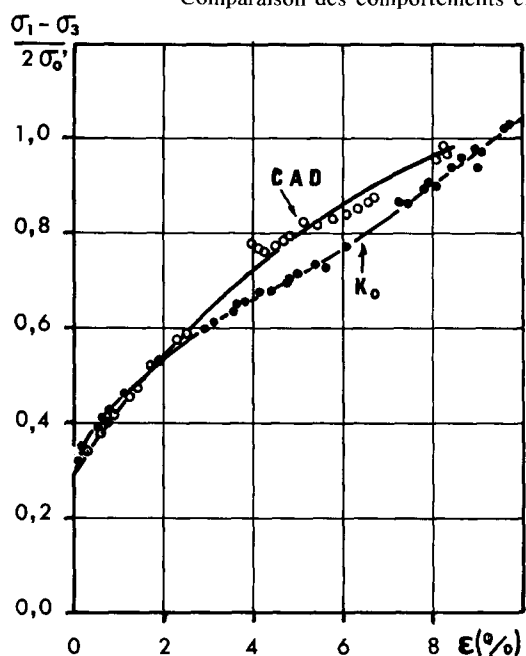


Fig. 15. — Drainé.

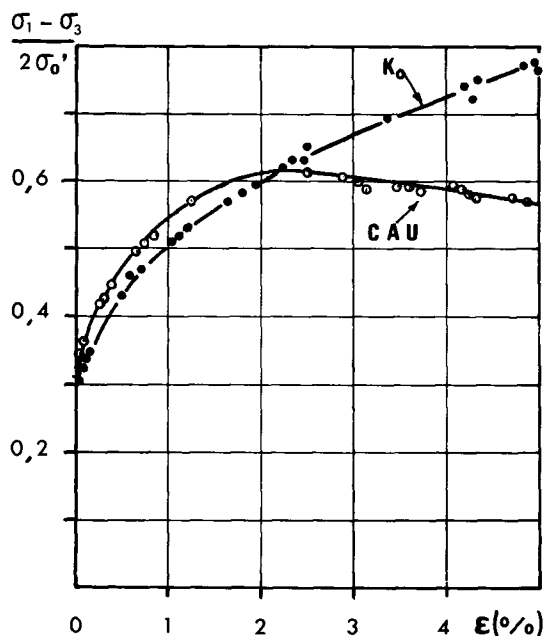


Fig. 16. — Non drainé.

une dispersion assez forte (la dispersion maximale par rapport aux valeurs moyennes est un peu inférieure à 30% pour les essais CAU et un peu supérieure pour les essais EAU).

Les valeurs moyennes de la résistance réduite obtenues à partir des essais en compression et en striction sont regroupées dans le tableau II.

TABLEAU II

Type d'essai	Vitesse de déformation $\dot{\epsilon}$ (%/h)	Valeur moyenne de $\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_0}$
CAU	0,024	0,7
	0,6 (ou 1,2)	0,77
	9	0,9
EAU	0,6	0,35

La comparaison des résultats obtenus en compression et en striction à la même vitesse de déformation ($\dot{\epsilon} = 0,6\%$) met en évidence une anisotropie vis-à-vis de la résistance de cisaillement. D'autre part, les résultats des essais en compression font apparaître l'influence de la vitesse de déformation.

Anisotropie

Les valeurs du rapport d'anisotropie :

$$\mu = \frac{\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_0} \text{ compression}}{\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_0} \text{ striction}}$$

obtenues en associant les résistances en compression et en striction d'éprouvettes identiques essayées à la même vitesse de déformation (fig. 17), varie de 2,05 à 2,20. Leur

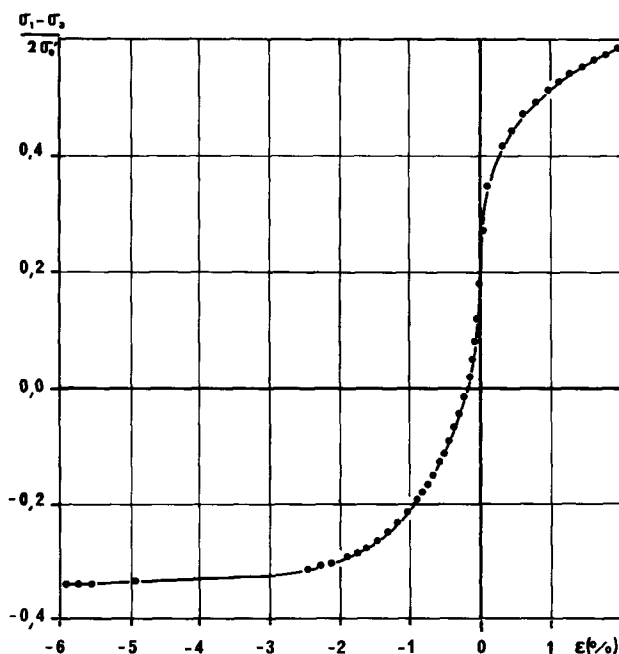


Fig. 17. — Courbe contraintes-déformations obtenue en associant les résultats d'un essai CAU et d'un essai EAU effectués à la même vitesse de déformation. Cette courbe définit entièrement le comportement non drainé du sol pour la vitesse de déformation considérée.

valeur moyenne est de 2,10, elle diffère peu du rapport des valeurs moyennes des résistances réduites obtenues pour une vitesse de déformation de 0,6%/h.

Influence de la vitesse de déformation

La dispersion des valeurs de $\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_0}$ ne permet pas de déterminer avec précision la loi de variation de la résistance en fonction de la vitesse de variation à partir des essais CAU effectués à différentes vitesses. En revanche, les essais de relaxation permettent de déterminer cette loi

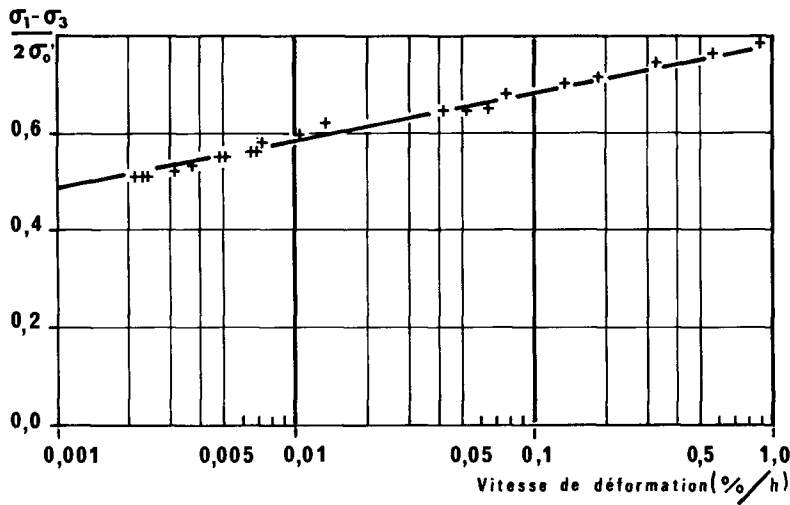


Fig. 18. — Variation de la résistance réduite en fonction du logarithme de la vitesse moyenne de déformation (courbe obtenue à partir d'un essai de relaxation).

à partir d'une seule éprouvette et par suite d'éliminer les effets de l'hétérogénéité du sol. Les essais de relaxation montrent que la résistance réduite est une fonction linéaire de la vitesse de déformation (fig. 18). Cette loi semi-logarithmique peut être caractérisée par le coefficient d'effet de vitesse ρ_{v_0} tel que :

$$\rho_{v_0} = \frac{\Delta \left(\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_0} \right) / \left(\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_0} \right) \dot{\epsilon}_0}{\Delta \lg \dot{\epsilon}}$$

qui représente la variation par cycle logarithmique de vitesse, de la résistance réduite rapportée à la valeur $\left(\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_0} \right) \dot{\epsilon}_0$ obtenue pour la vitesse de référence $\dot{\epsilon}_0$.

L'expression de la résistance réduite $\left(\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_0} \right) \dot{\epsilon}$ correspondant à la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}$ est alors :

$$\left(\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_0} \right) \dot{\epsilon} = \left(\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_0} \right) \dot{\epsilon}_0 \left(1 + \rho_{v_0} \lg \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right).$$

Les valeurs de ρ_{v_0} tirées des cinq essais de relaxation qui ont été effectués diffèrent peu les unes des autres. En particulier, les valeurs de ρ_{v_0} (correspondant à $\dot{\epsilon}_0 = 9\%/h$) varient de 11,5 à 13,2, leur valeur moyenne étant de 12,2.

Ce résultat met en évidence l'importance de la variation de la résistance non drainée avec la vitesse de déformation, et apporte, de ce fait, des éléments de réponse aux questions posées par la rupture du remblai expérimental. En effet, le coefficient de sécurité d'un remblai est usuellement calculé à partir des résultats d'essais UU classiques effectués sur petites éprouvettes (hauteur 76 mm) à une vitesse de déformation comprise entre 9 et 18%/h, la rupture survenant au bout de 15 à 30 mn. La rupture du remblai expérimental s'est produite au bout de 6 000 mn (4 j) après le début du chargement, c'est-à-dire en un temps 200 à 400 fois plus long. Si l'on admet que les déformations relatives du sol en place au moment de la rupture sont du même ordre que celles obtenues en laboratoire, la vitesse moyenne de déformation relative en place est 200 à 400 fois plus faible que celle appliquée en laboratoire. Dans ces conditions et compte tenu de la valeur de ρ_{v_0} , la résistance mobilisable en place n'est plus égale qu'à 70% de la résistance mesurée dans les essais UU classiques (ou dans tout essai rapide de même durée, scissomètre, pressiomètre, etc.).

Comportement avant la rupture dans les essais non drainés

Les courbes contraintes-déformations n'étant pas linéaires le module de déformation varie tout au long de l'essai.

Trois valeurs particulières du module réduit ont été étudiées :

— le module tangent à l'origine :

$$\frac{E_t}{\sigma'_0} = 2 \left(\frac{d \left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right)}{d \epsilon} \right)_{\epsilon=0}$$

— le module sécant au couche :

$$\frac{E_c}{\sigma'_0} = 2 \frac{\frac{\tau_c}{\sigma'_0} - \frac{\tau_0}{\sigma'_0}}{\epsilon_c}$$

— le module sécant à 50% de la résistance disponible :

$$E_{50} = 2 \frac{\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_0} - \frac{\tau_0}{\sigma'_0}}{\epsilon_{50}}$$

les notations étant définies figure 19 dans le cas des essais CAU et EAU (ces formules font intervenir les valeurs algébriques de $\frac{\tau}{\sigma'_0}$ et de ϵ).

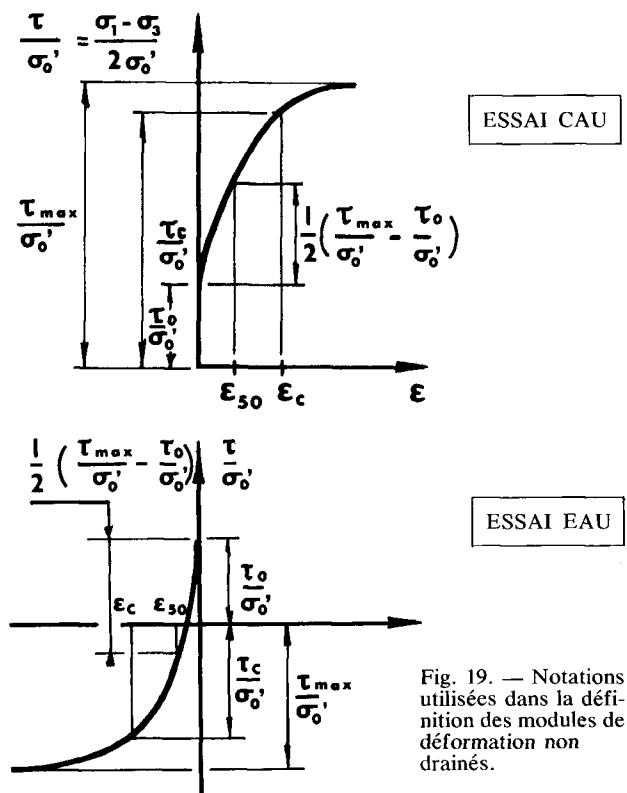


Fig. 19. — Notations utilisées dans la définition des modules de déformation non drainés.

Anisotropie

E_t et E_c délimitent la plage de variation du « module d'élasticité », E_{50} étant une valeur intermédiaire. Les valeurs de E_t sont 1,5 à 2 fois plus élevées en striction qu'en compression alors que le mode de sollicitation influe assez peu sur les valeurs de E_{50} d'une part et de E_c d'autre part. Les valeurs moyennes de $\frac{E_{50}}{\sigma'_0}$ et de $\frac{E_c}{\sigma'_0}$ caractérisant la vase normalement consolidée sont respectivement de 92 et de 55 pour une vitesse de déformation de 0,6%/h.

Influence de la vitesse de déformation

On peut considérer en première approximation que les courbes contraintes-déformations obtenues à partir d'essais de même type (CAU et EAU) effectués à des vitesses différentes se déduisent les unes des autres par affinité. Dans ces conditions la loi de variation des modules avec la vitesse de déformation est identique à la loi de variation de la résistance :

$$\left(\frac{E}{\sigma'_0}\right)_i = \left(\frac{E}{\sigma'_0}\right)_{i_0} \left(1 + \rho_{\dot{\epsilon}} \lg \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0}\right).$$

RÉSULTATS DES ESSAIS EN PLACE

Comparaison avec les résultats de l'étude en laboratoire

Les valeurs du coefficient K_0 déterminées au pressiomètre autoforeur sont récapitulées figure 20 ainsi que les résultats obtenus en laboratoire. Les variations de la résistance au cisaillement réduite, tirées des essais en place, sont représentées figure 21 en fonction de la profondeur. On a également reporté sur cette figure, les valeurs de $\frac{\tau_{max}}{\sigma'_0}$ tirées des essais de laboratoire, ces valeurs ont été corrigées de façon à tenir compte d'une vitesse de déformation uniforme de 18%/h qui est approximativement la vitesse mise en jeu au cours des essais en place et des essais triaxiaux UU classiques.

Ces résultats font apparaître :

- une divergence totale entre les valeurs de K_0 mesurées au pressiomètre autoforeur et au triaxial, les premières étant au moins deux fois plus fortes que les secondes;
- une bonne concordance entre les valeurs de la résistance au cisaillement mesurées au pressiomètre autoforeur et au triaxial dans l'essai CAU. Cette concordance est

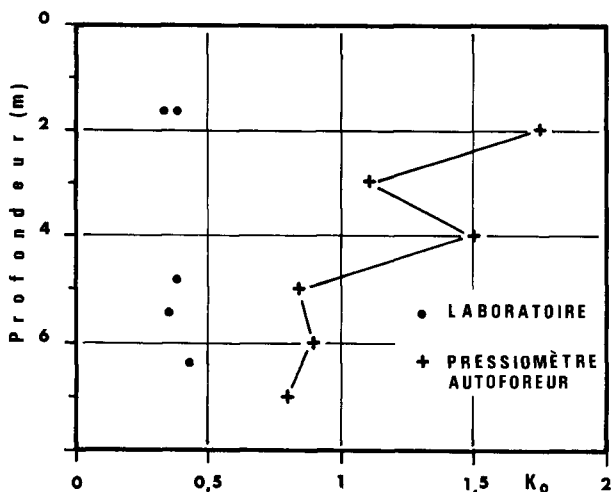


Fig. 20. — Comparaison des valeurs de K_0 mesurées en place et en laboratoire.

surprenante si l'on tient compte du fait que les modes de sollicitation mis en jeu dans les deux essais sont très différents et que la vase de Lanester présente une anisotropie marquée vis-à-vis de la résistance au cisaillement;

— que la résistance au cisaillement s_v voisine de la résistance s_u obtenue au moyen du scissomètre de chantier classique, est à peu près toujours supérieure à celle déterminée par l'intermédiaire du pressiomètre autoforeur ou dans l'essai CAU. La cohésion non drainée déduite des essais UU est du même ordre que cette dernière. Il s'ensuit qu'un calcul de stabilité classique basé sur les résultats des essais au scissomètre de chantier ou de l'essai UU surestime la résistance le long du cercle de glissement. La résistance prise en compte dans un tel calcul est en effet approximativement la résistance mesurée dans l'essai CAU, or du fait de l'anisotropie, la résistance mobilisable sur une partie de la ligne de glissement est inférieure à cette valeur.

Les calculs effectués par la méthode des éléments finis montrent effectivement que la prise en compte de l'anisotropie et de la vitesse de déformation permettent d'expliquer la rupture du remblai expérimental de Lanester (Y. Meimon, 1975 et article de Y. Meimon et H. Josseume à paraître);

— que le rapport $\frac{S_H}{S_V}$ mesuré au scissomètre à pales coaxiales est toujours inférieur à l'unité au-delà d'une profondeur de 2 m. Il varie alors de 0,6 à 0,9, sa valeur moyenne étant de 0,75. Ce résultat ne peut être interprété

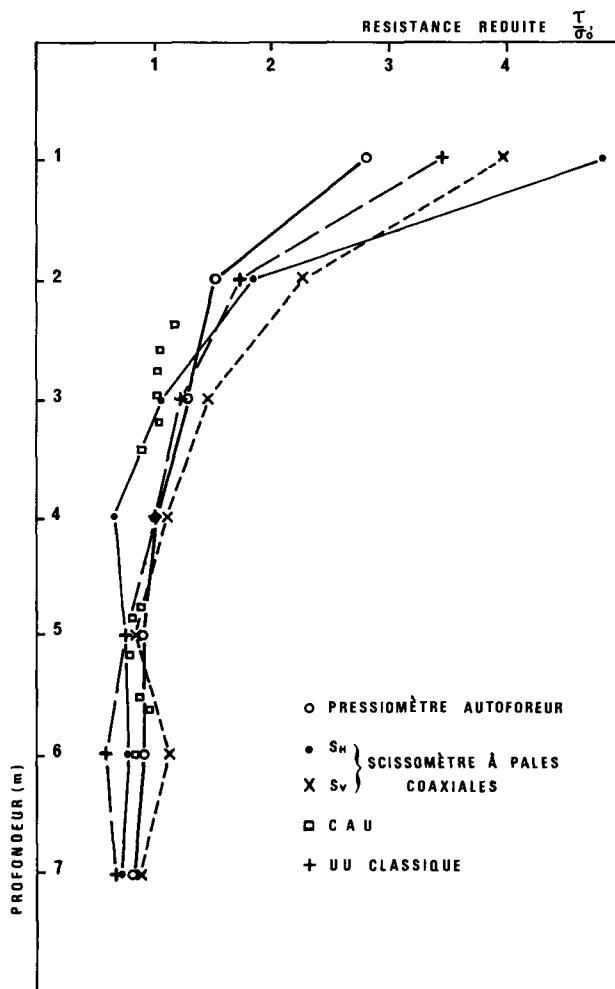


Fig. 21. — Variation en fonction de la profondeur des valeurs résistance réduite mesurées à partir d'essais triaxiaux (UU et CAU) et d'essai en place (pressiomètre autoforeur et scissomètre à pales axiales). Ces valeurs ont été rapportées à une vitesse de déformation de 9%/h.

TABLEAU III

Comparaison de l'argile de Bangkok et de la vase de Lanester

Site	Profondeur (m)	Identification			Triaxial								Edomètre σ'_c/σ'_0	Anisotropie		
		w	w_L	I_p	Reconsolidation		Compression		Striction					$\tau_{\text{compression}}$ $\tau_{\text{striction}}$ au triaxial	$\frac{S_H}{S_V}$ (%) au scisso- mètre	
					σ'_3/σ'_1	Δ_v/V_0	$\tau_{\text{max}}/\sigma'_0$	ϵ_{max}	$\tau_{\text{max}}/\sigma'_0^*$	φ' (°)	c' (kN/m ²)	K_0				$\rho_{0,6}$
Bangkok	5,5-8,7	137	152	88	0,6-0,9	1,6	0,71	1,6	-0,37	39	3	0,45	13	1,8	1,92	0,9
Lanester	3,4-7,4	120	120	60	0,4-0,5	2	0,72	3,9	-0,35	32	3	0,38	14	2	2	0,8

* Les valeurs de $\tau_{\text{max}}/\sigma'_0$ correspondent à une vitesse de déformation de 0,6%/h.

à partir de résultats obtenus au pressiomètre autorofeur ou en laboratoire. On notera cependant que le rapport $\frac{S_H}{S_V}$ mesuré pour l'argile de Bangkok, dont les caractéristiques d'identifications sont voisines de la vase de Lanester, est également inférieur à l'unité ($\frac{S_H}{S_V} = 0,9$). La comparaison des principales caractéristiques de ces deux sols, regroupées dans le tableau III, met d'ailleurs en évidence une bonne similitude de comportement.

CONCLUSION

L'étude en laboratoire de la vase de Lanester a permis de déterminer l'ensemble des données nécessaires à des calculs en déplacement visant à interpréter la rupture du remblai expérimental. Elle met en évidence deux facteurs qui expliquent la faillite des calculs classiques de stabilité intéressant ce dernier :

- le sol présente une anisotropie marquée vis-à-vis de la résistance au cisaillement;
- sa résistance au cisaillement diminue fortement avec la vitesse de déformation c'est-à-dire avec le temps écoulé depuis le début du chargement.

L'étude de la vase de Lanester fait également apparaître un certain nombre de propriétés déjà observée pour les argiles normalement consolidées étudiées au NGI :

- bien que normalement consolidé le sol de Lanester se comporte comme une argile légèrement surconsolidée (effet de quasi-préconsolidation);
- pour de petites déformations son comportement en consolidation est sensiblement analogue à son comportement au cisaillement, celui-ci ne semblant pas lié aux conditions de drainage;
- les principaux paramètres définissant son comportement sont du même ordre que ceux obtenus pour l'argile de Bangkok ayant des caractéristiques d'identification voisines.

En revanche l'argile de Lanester n'est pas fragile aux petites déformations et les courbes contraintes-déformations déterminées au cours des essais de cisaillement sont souvent très différentes de celles caractérisant les argiles étudiées au NGI.

Les divergences constatées entre les résultats de laboratoire et les essais en place sont parfois considérables (notamment en ce qui concerne les valeurs de K_0). Elles ne peuvent actuellement être interprétées et il est probable que seules des campagnes très complètes d'essais en place et en laboratoire permettront de les expliquer.

BIBLIOGRAPHIE

BAGUELIN F., JÉZÉQUEL J., LE MÉE E., LE MEHAUTÉ A., Expansion des sondes cylindriques dans les sols cohérents, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, 61 (sept.-oct. 1972), p. 189-202.

BERRE T., BJERRUM L., *Shear strength of normally consolidated clays*, 8^e Congrès de mécanique des sols, Moscou, 11 (1973), p. 39-49.

BJERRUM L., *Lois de comportement des argiles normalement consolidées*, Conférence prononcée à l'Imperial College [traduction LCPC Y. Meimon] (1971).

BJERRUM L., Rapport général du thème 1 « *Embankment on soft ground* », *Purdue conference on « performance of earth and earth supported structures*, C. R. ASCE, II (1972), p. 1-54.

BJERRUM L., Rapport général du thème 4 « *Problèmes de mécanique des sols et de construction sur les argiles molles et à structures instables*, 8^e Congrès de mécanique des sols, Moscou, 3 (1973), p. 111-159.

CAMPANELLA R. G., VAID Y. P., *Influence of stress path on the*

plane strain behaviour of sensitive clay, 8^e Congrès de mécanique des sols, Moscou, 11 (1973), p. 85-92.

JÉZÉQUEL J., Intervention au 8^e Congrès de mécanique des sols, Moscou, 4-3 (1973), p. 243-247.

MEIMON Y., *Loi de comportement des sols mous et application au calcul d'ouvrages en terre*, Thèse de docteur-ingénieur, Université Paris VI (1975), consultable au département des sols et fondations du LCPC.

PAUTE J.-L., MACÉ Y., Un dispositif d'asservissement de l'essai K_0 au triaxial, *Bull. liaison Labo. routiers P. et Ch.*, 41 (nov. 1969), p. 37-40.

PILOT G., MOREAU M., PAUTE J.-L., Étude en vraie grandeur de la rupture des remblais sur vase, remblai de Lanester, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, spécial T remblais sur sols compressibles (mai 1973), p. 194-206.

MEIMON Y., LOZACH P., Adaptation de l'appareil triaxial pour la consolidation anisotrope des éprouvettes, *Rapport interne LCPC* (1973).



Remblai expérimental de Lanester

J.-P. MAGNAN
Ingénieur des Ponts et Chaussées
Département des sols et fondations

G. PILOT
Chef de la section de mécanique des sols
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

La rupture expérimentale du remblai construit à Lanester, près de Lorient (Morbihan), a été provoquée en 1969 afin d'obtenir des résultats plus complets que ceux recueillis deux ans auparavant à Narbonne lors d'une expérience semblable.

Cette seconde rupture a par ailleurs fait l'objet d'une description détaillée et d'une première interprétation, au niveau du calcul de stabilité, en contraintes totales (G. Pilot, M. Moreau et J.-P. Paute, 1973).

Après un rapide rappel de l'emplacement du site de Lanester, des propriétés des sols et du déroulement de l'expérience, on traitera dans cet article de l'étude des déplacements, de la comparaison entre les pressions interstitielles mesurées et les prévisions des pressions résultant de l'application des méthodes courantes, enfin du calcul de stabilité en contraintes effectives.

Cette expérience a fait aussi l'objet d'une interprétation suivant une voie plus originale (Y. Meimon, 1975) : on a étudié la loi de comportement des sols de fondation et on a procédé à son traitement par la méthode des éléments finis.

La première partie de cette étude (loi de comportement) est développée dans l'article de H. Josseume, Y. Meimon et P. Lozac'h, détermination de la loi de comporte-

ment des argiles molles en laboratoire. Application à la vase de Lanester, de ce tome, la seconde partie devant être publiée ultérieurement.

EXPÉRIENCE DE RUPTURE

Description du site. Caractéristiques des matériaux

Le remblai a été édifié près de Lorient dans une crique ayant reçu des dépôts d'origine marine, de 8 à 10 m d'épaisseur. Le substratum granitique, assez peu altéré, est séparé de la vase par une mince couche de transition sablo-argileuse.

Les conditions hydrauliques initiales sont représentées figure 1. Suivant les indications des piézomètres, on peut considérer que le niveau statique de la nappe s'établit quelques dizaines de centimètres au-dessus de la surface du sol : un écoulement ascendant se produit entre le substratum (ou la couche de transition) et le terrain naturel. Par ailleurs, on observe que les pressions interstitielles ont été légèrement perturbées par la mise en place, par poinçonnement, d'un remblai voisin sur lequel le remblai à la rupture a été appuyé.

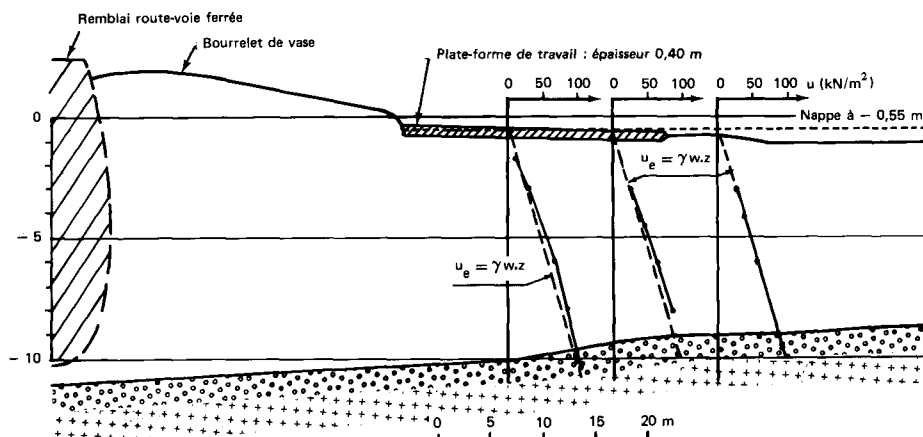


Fig. 1. — Pressions interstitielles dans la vase avant la mise en place du remblai.

TABLEAU I

Couche profonde (en m)	w (%)	w _L (%)	I _P (%)	γ _d (kN/m ³)	γ _s (kN/m ³)	e	MO (%)	C _u (kN/m ²)	C _{cu} - Φ _{cu} (kN/m ²) (°)	c' - φ' (kN/m ²) (°)	C _c	σ' _c / σ' ₀	C _v · 10 ⁴ * (cm ² /s)
1 0 à 0,75	57			10,5	26	1	5	0,31			0,5	4	5
2 0,75 à 4	131	116	69	6,2	24,5	3	7	0,13	0,06-14	0,04-33	1,4	2,1	1
3 4 à 6	124	135	81	6	24	3	11	0,16	0,08-13	0,07-31	1,6	2,0	0,8
4 6 à 8,5	109	109	65	6,7	24,9	3	8	0,18	0,07-14	0,08-35	1,3	1,1	4

* Les valeurs du coefficient de consolidation portées ici sont celles correspondant à des pressions effectives sensiblement supérieures à σ'₀.

Les sols comportent essentiellement une vase argileuse grise légèrement odorante, comportant des fibres végétales et des débris coquilliers. On a noté, par endroit, la présence de minces lits subhorizontaux de sable fin, ainsi que des surfaces de discontinuité, légèrement striées, généralement inclinées à 45°.

Les études de laboratoire, effectuées sur échantillons intacts ont donné les résultats figurant au tableau I.

On notera :

- le niveau élevé de plasticité de ces vases, notamment entre 0,75 et 6 m, où l'indice de plasticité atteint 81;
- la relativement forte teneur en matière organique (jusqu'à 11%) corrélative de teneurs en eau élevées (jusqu'à 131 %);
- l'évidence d'une forte quasi-préconsolidation : le rapport de surconsolidation est de l'ordre de deux entre 0,75 et 6 m de profondeur;
- la faible consistance de cette vase dont la cohésion s'abaisse jusqu'à 13 kN/m².

Ces faibles valeurs de C_u sont confirmées par les essais faits en place au scissomètre de chantier (fig. 2); ces derniers résultats serviront ultérieurement de base au calcul de stabilité en contraintes totales.

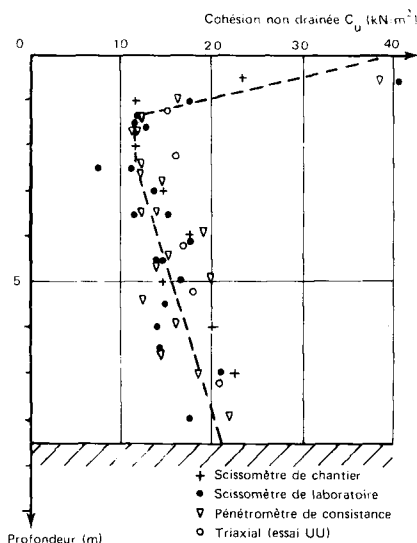


Fig. 2. — Variation de la cohésion non drainée C_u en fonction de la profondeur.

Le matériau de remblai est une arène granitique à granulométrie continue, assez homogène, comportant en moyenne 75% d'éléments inférieurs à 5 mm, et 20% d'éléments inférieurs à 0,08 mm. Il s'agit en fait d'un sable

limoneux dont les paramètres d'identification ont pour valeurs moyennes :

$$w = 9\% \quad \gamma = 18,2 \text{ kN/m}^3 \quad I_P = 25\% \quad w_L = 37\%$$

Des essais de résistance au cisaillement direct rapide, exécutés sur des éprouvettes de 45 cm de côté et 20 cm d'épaisseur, ont donné les caractéristiques suivantes : c' = 30 kN/m², φ' = 31°.

Déroulement de l'expérience de rupture

Le remblai d'essai a été adossé à un remblai desservant une zone industrielle, mis en place antérieurement par déplacement de la vase (fig. 1 et 3). Afin d'orienter la rupture et de la contenir dans la zone où des appareils de mesure avaient été implantés, deux banquettes (10 m de largeur, 2 m de hauteur) avaient été placées de part et d'autre du remblai d'essai lui-même, remblai dont la largeur est de l'ordre de 40 m. Tous les talus ont été dressés à 3 m de base pour 2 m de hauteur.

Les calculs de stabilité préliminaires laissaient prévoir une hauteur à la rupture de 5,50 m.

En juin 1969 on a mis en place une première couche de 0,40 m d'épaisseur sur toute l'emprise du remblai (au-delà du bourrelet de vase) afin de faciliter la mise en place des dispositifs de mesure.

L'expérience proprement dite a débuté le 29 août 1969. Le remblai a été édifié à la cadence de 2000 m³/j (soit à peu près un mètre de hauteur de remblai). Le matériau était amené par camion de 12 m³ et nivelé aussitôt au boteur, le compactage étant uniquement assuré par la circulation des engins.

1^{er} jour (29 août) : en fin de journée, le remblai avait une hauteur moyenne de 1,70 m. Aucun phénomène particulier ne s'était manifesté en cours de construction.

2^e jour (30 août) : vers midi, alors que la hauteur du remblai atteignait 2,20 m, une fissure de traction est apparue dans la banquette nord. Cette fissure est-ouest s'ouvrait à une vitesse d'environ 0,25 cm/h. Une seconde fissure parallèle à la première est apparue vers 14 h (fig. 4). On a stabilisé les mouvements du sol en adoucissant la pente de la banquette nord dans la zone où elle reposait sur une couche d'argile très molle en surface, juste sur le lit d'un petit ruisseau. Puis on a poursuivi la montée du remblai sans qu'il apparaisse d'autres phénomènes jusqu'à une hauteur de 2,60 m. Les banquettes, terminées au cours de la journée, avaient pour épaisseur 2,10 m au nord et 2,25 m au sud.

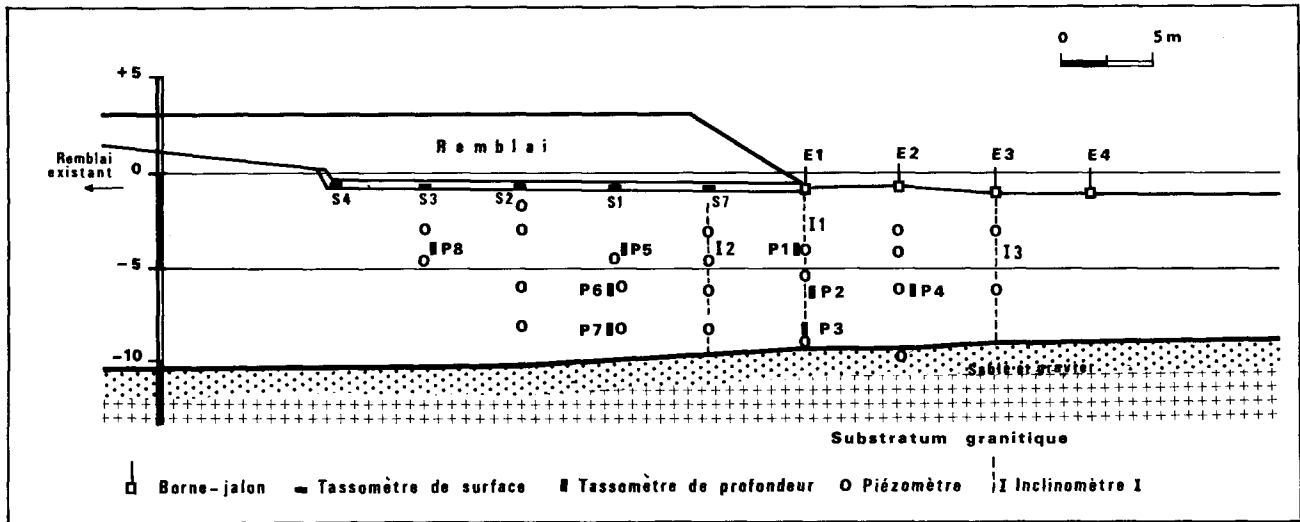


Fig. 3. — Coupe dans le plan médian du remblai; implantation des appareils dans ce profil.

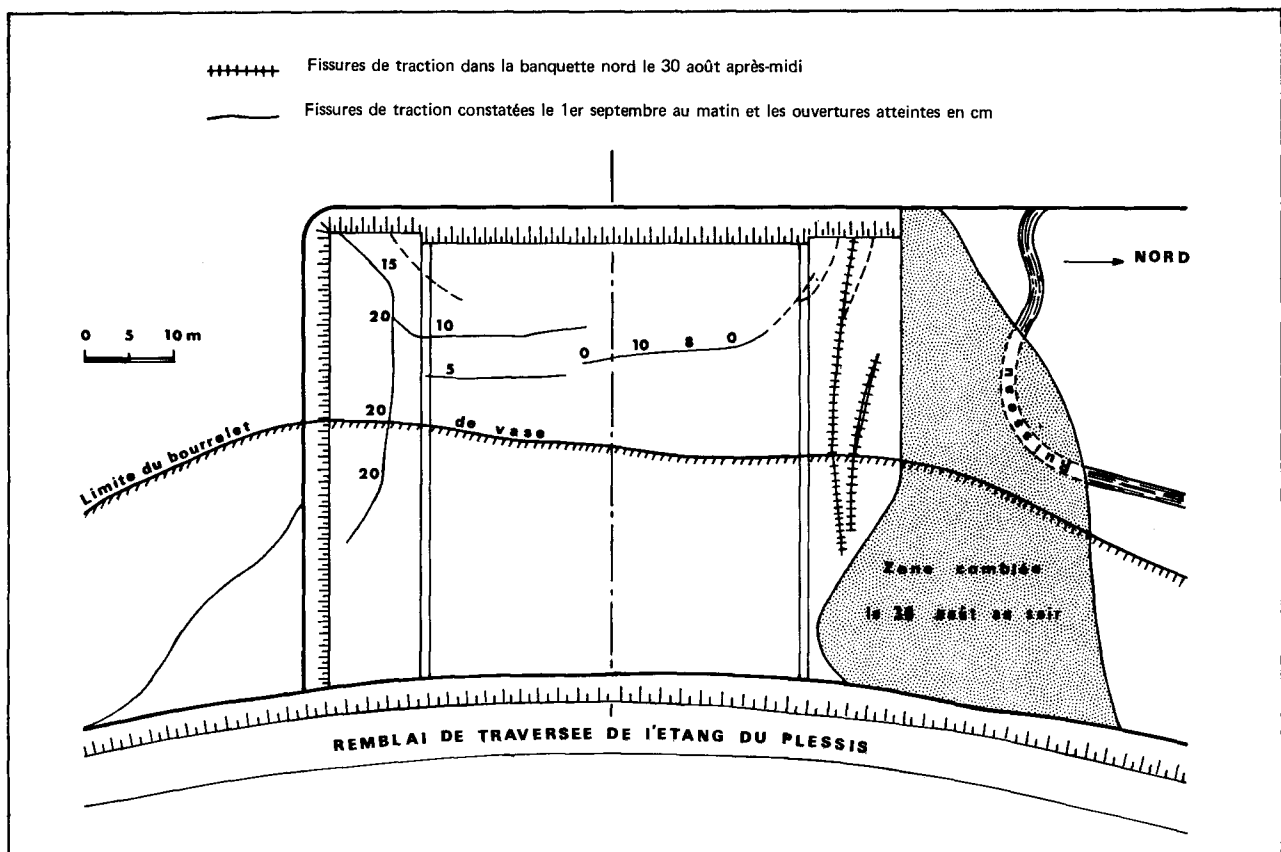


Fig. 4. — Vue en plan des fissures de traction apparues avant la rupture.

3^e jour (31 août) : aucun chargement n'a été effectué.

4^e jour (1^{er} septembre) : le 1^{er} septembre au matin, de nouvelles fissures de traction étaient apparues (fig. 4) :

- dans la banquette sud suivant une direction est-ouest;
- dans le remblai central suivant une direction nord-sud (deux fissures à 14 et 18 m du pied du talus).

L'observation de ces fissures a été facilitée par la nature légèrement cohérente du matériau du remblai. Aucune dénivellation n'ayant été constatée entre leurs bords, il semblerait que cette fissuration soit due au fluage du sol de fondation. Les fissures de la banquette nord n'ont pratiquement pas évolué pendant cette journée. Celles de

la banquette sud se sont ouvertes progressivement pour se stabiliser après la rupture du remblai.

Le premier phénomène de rupture a été constaté vers 17 h, alors que le remblai atteignait une hauteur de 3,75 m; un léger bourrelet de vase a fait son apparition à environ 11 m du pied du talus. Cette amorce de rupture a probablement été simultanée dans la vase et dans le remblai mais la mise en place du remblai a masqué le phénomène. A 18 h 25, la fissure nord-sud située à 14 m du pied du talus s'ouvre rapidement avec un léger décrochement de quelques centimètres. A 19 h 20, le décrochement atteint 10 cm et règne surtout sur la moitié sud du remblai. A 19 h 40, le bourrelet de vase a remonté de 50 cm. A 20 h 20 le



Fig. 5. — Vue d'ensemble du remblai de Lanester après le glissement.

décrochement de la fissure du remblai est de 40 cm et le bourrelet de vase atteint une épaisseur de un mètre.

Les indices de rupture sont encore plus apparents les 2 et 3 septembre (fig. 5).

On peut dégager de ces observations les constatations finales suivantes :

- le glissement a été très net. La rupture n'est bidimensionnelle que sur une quinzaine de mètres de la partie centrale;

- l'enfoncement du remblai est plus important au sud qu'au nord, où il est pratiquement nul. Il semble qu'on puisse imputer à une hétérogénéité locale du sol de fondation cette dissymétrie nord-sud des déformations;

- le mouvement admet deux composantes, un déplacement horizontal et une rotation autour d'un axe horizontal.

Il semble qu'au moment de la rupture la composante horizontale soit négligeable. Elle ne l'est plus lorsque l'on examine le remblai après stabilisation des déformations et déplacements.

On notera que la rupture s'est produite pour une hauteur de 3,75 m seulement, au lieu des 5,5 m prévus par le calcul : cette expérience présente l'intérêt d'avoir mis en évidence une sérieuse discordance entre les résultats des calculs prévisionnels de stabilité et le comportement réel du remblai.

ÉTUDE DES DÉPLACEMENTS

On étudiera successivement les déplacements verticaux et les déplacements horizontaux. Dans chaque cas, on présentera les résultats expérimentaux puis on les comparera aux calculs élastiques, dont on rappelle l'essentiel.

Calculs élastiques

Les calculs en élasticité ont été effectués en admettant que le remblai transmet au niveau du sol une distribution de contrainte trapézoïdale, la contrainte en chaque point étant proportionnelle à la hauteur de matériau (B. Mandagaran, 1972). On a assimilé les sols de fondation à un matériau homogène de caractéristiques

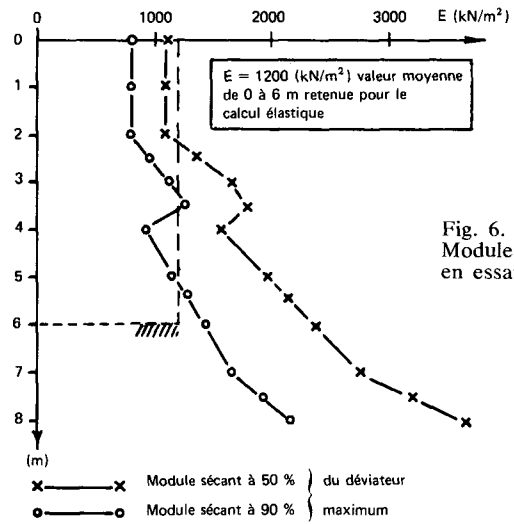


Fig. 6. Modules élastiques en essai CAU.

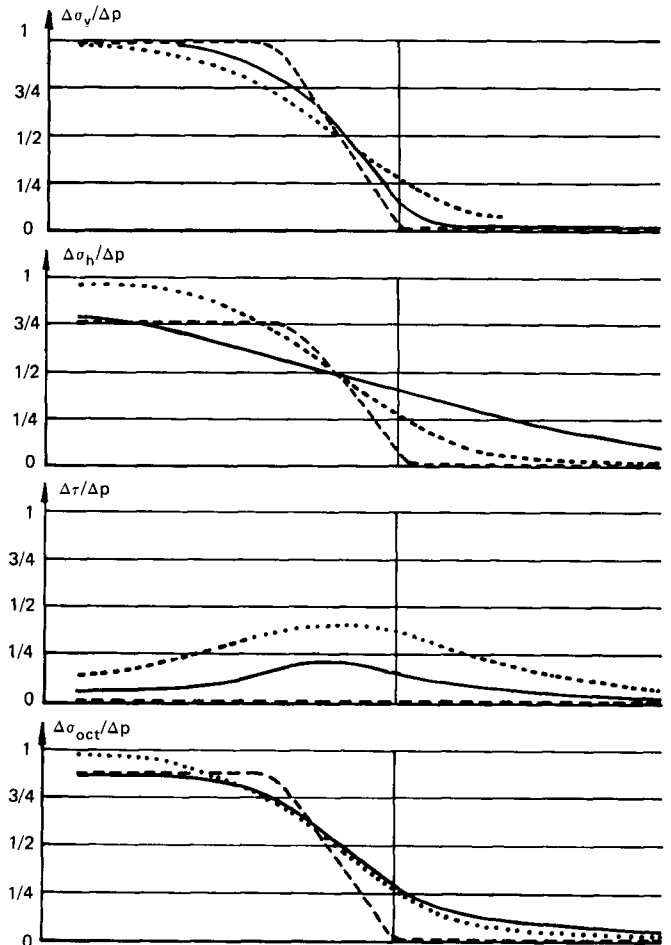
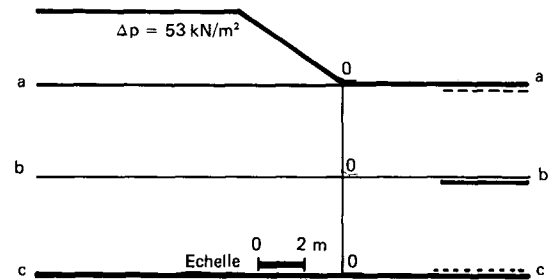


Fig. 7. — Variations d'augmentation de contraintes en calcul élastique.

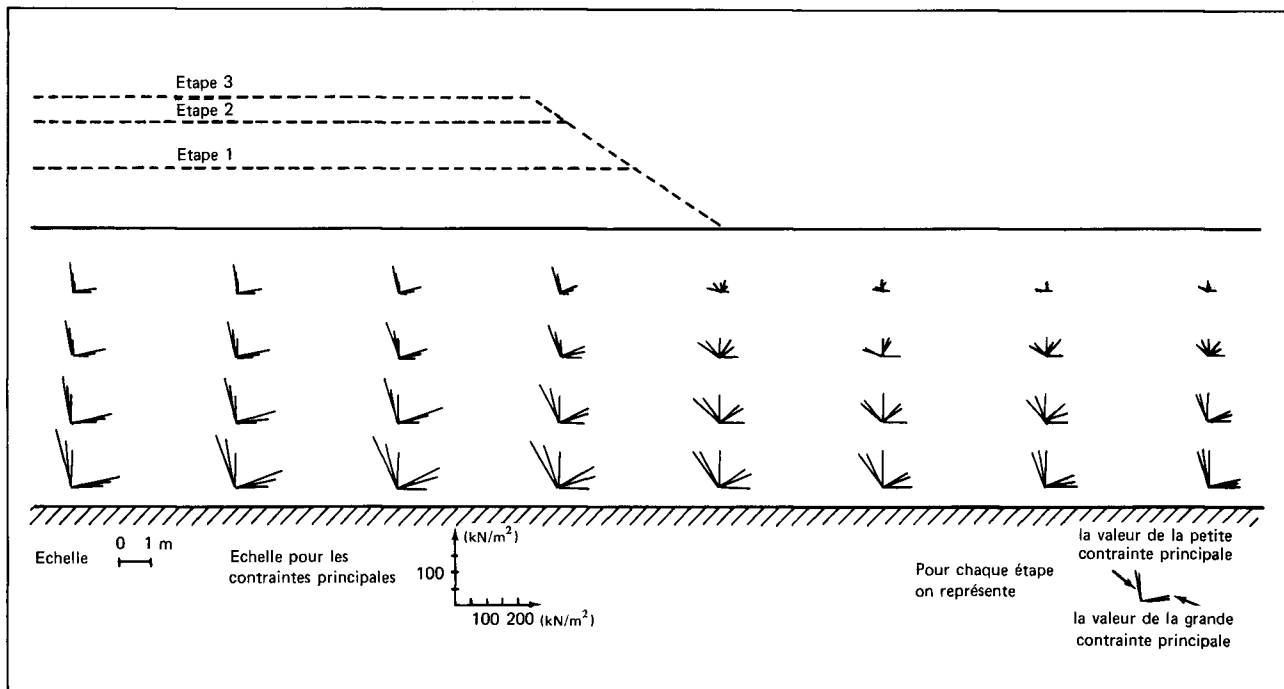


Fig. 8. — Évolution des contraintes principales.

$\mu = 0,5$ (variations de volume nulles à court terme) et $E = 1200 \text{ kN/m}^2$ [valeur moyenne obtenue sur les cinq à six premiers mètres de hauteur lors d'essais triaxiaux consolidés anisotropes non drainés] (fig. 6). Les déplacements horizontaux et verticaux sont supposés nuls au contact du substratum.

La distribution des variations de contraintes est présentée sur la figure 7. On y observe que :

— les courbes $\frac{\Delta\sigma_v}{\Delta p}$, $\frac{\Delta\sigma_h}{\Delta p}$, $\frac{\Delta\sigma_{oc1}}{\Delta p}$ ont des allures très voisines de la distribution de Δp ;

— la courbe $\frac{\Delta\tau}{\Delta p}$ montre un accroissement très sensible à mi-pente du talus.

Cette variation se traduit par des rotations des contraintes principales dont l'évolution en fonction du chargement est présentée figure 8.

Ces calculs de contraintes sont associés à des calculs de déplacements élastiques utilisés ci-après.

Étude des déplacements verticaux

Les déplacements verticaux ont été mesurés en de nombreux points; sur la figure 9 on a représenté les principaux résultats relatifs au niveau du terrain naturel sous le remblai; la position de la surface de rupture est bien localisée par la différence de comportement entre le repère S_1 , qui a connu de forts déplacements, et le repère S_3 , qui s'est peu déplacé. Hors du remblai, on ne note guère de différences entre les déplacements des repères jusqu'à l'amorce de la rupture. Ce n'est qu'au stade des très grands déplacements que l'accroissement du soulèvement en E_2 permet la localisation de la surface de rupture.

Par ailleurs, on notera que, d'une façon générale, les déplacements sont restés de faible ampleur (centimétrique) jusqu'à la rupture. On pourrait y voir la

manifestation du caractère fragile attribué par L. Bjerrum (1972) à ces types de sol de fondation.

Pour interpréter ces résultats, on examinera (fig. 11) les déplacements verticaux en surface (S_1 , S_3 , E_2 , E_3) et en profondeur (P_1 , P_2 , P_6 et P_8). Sur les graphiques on a représenté les tassements (ou les soulèvements) avant la rupture en fonction de la hauteur du remblai. En traits fins figurent les tassements calculés, en traits forts continus les tassements mesurés; sur ces derniers on note, sauf en E_2 et E_3 , des « décrochements » verticaux résultant de la consolidation ou du fluage (ou des deux) qui se sont produits en dehors des périodes de chargement; dans certains cas (P_1 , P_2 , P_8), les valeurs correspondantes sont d'ailleurs du même ordre de grandeur que les tassements élastiques, en sorte que ceux-ci sont pratiquement insaisissables. En S_1 , S_3 et P_6 on a soustrait ces valeurs parasites des tassements mesurés : les courbes en tiret constituent alors les déplacements élastiques effectifs.

Les différents graphiques de la figure 11 montrent que le modèle élastique choisi donne des résultats conformes aux mesures en P_1 et E_2 et approximatifs en S_1 ; en revanche des discordances très sérieuses apparaissent en P_6 , S_2 et S_3 (indépendamment de la dispersion due aux phénomènes évoqués) mais aussi en P_2 , P_8 et P_3 .

Étude des déplacements horizontaux

On a représenté figure 10 les déplacements de segments initialement verticaux, correspondant à deux étapes de chargement (hauteurs de remblais égales à 2,25 et 3,35 m).

On observe que le calcul et les mesures concordent de façon satisfaisante tant en I_1 qu'en I_3 pour une hauteur du remblai de 2,25 m. Pour une hauteur de 3,35 m, la concordance est encore bonne en I_3 , à la limite de la zone de glissement; en revanche, en I_1 , le déplacement mesuré est supérieur à ce que prévoit le calcul; cette divergence peut être attribuée à la manifestation du fluage.

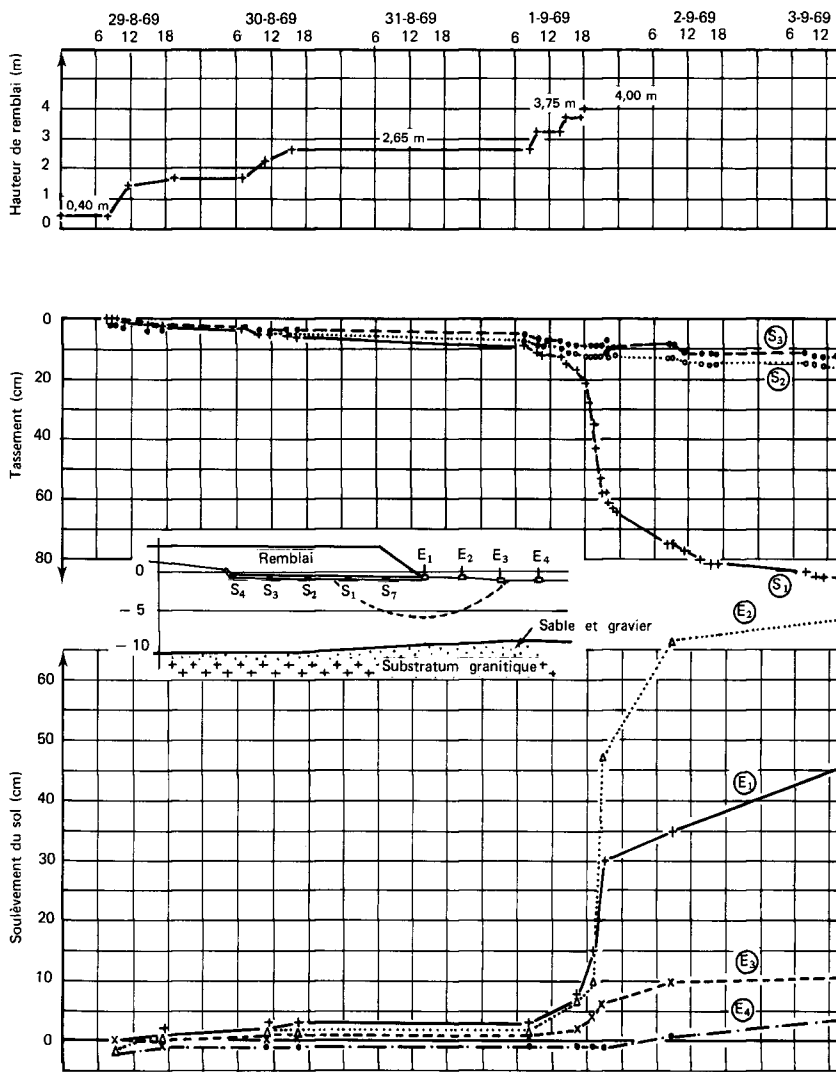


Fig. 9. — Déplacements verticaux du terrain naturel.

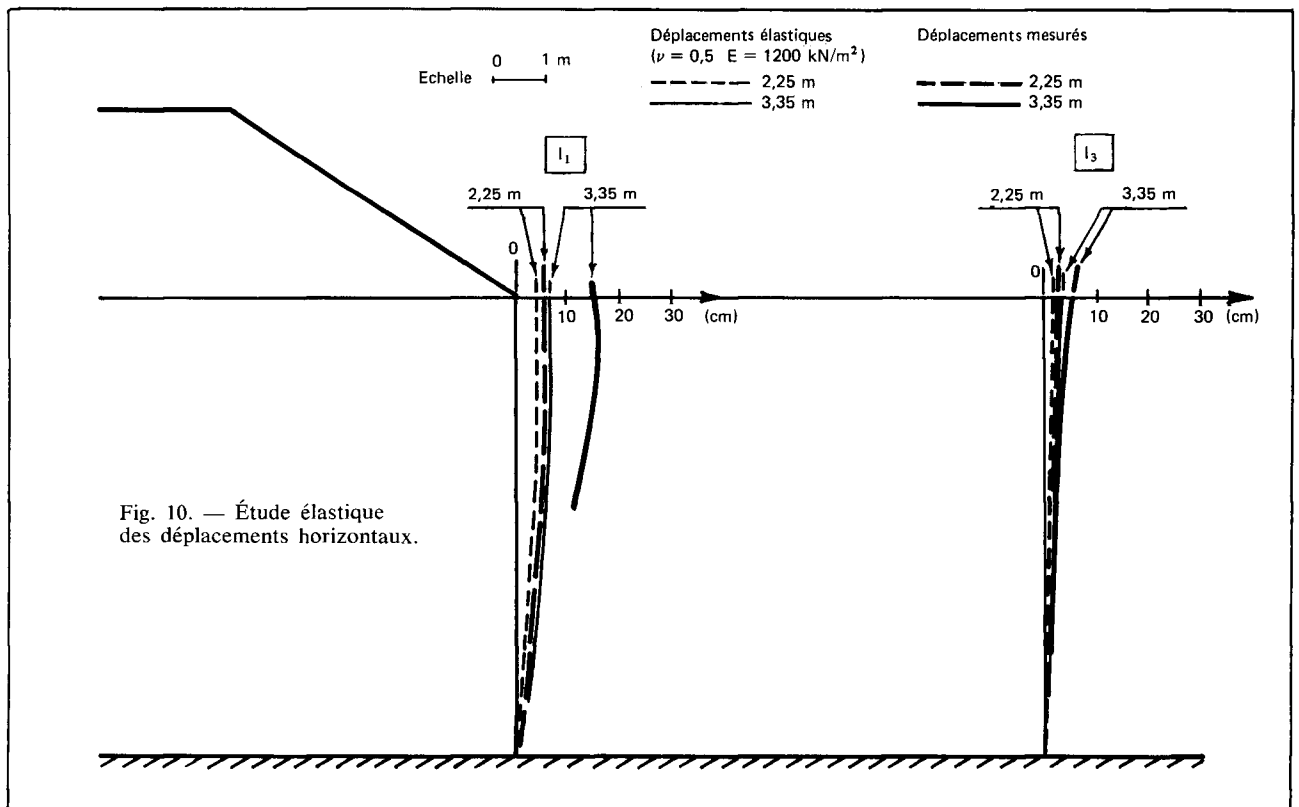
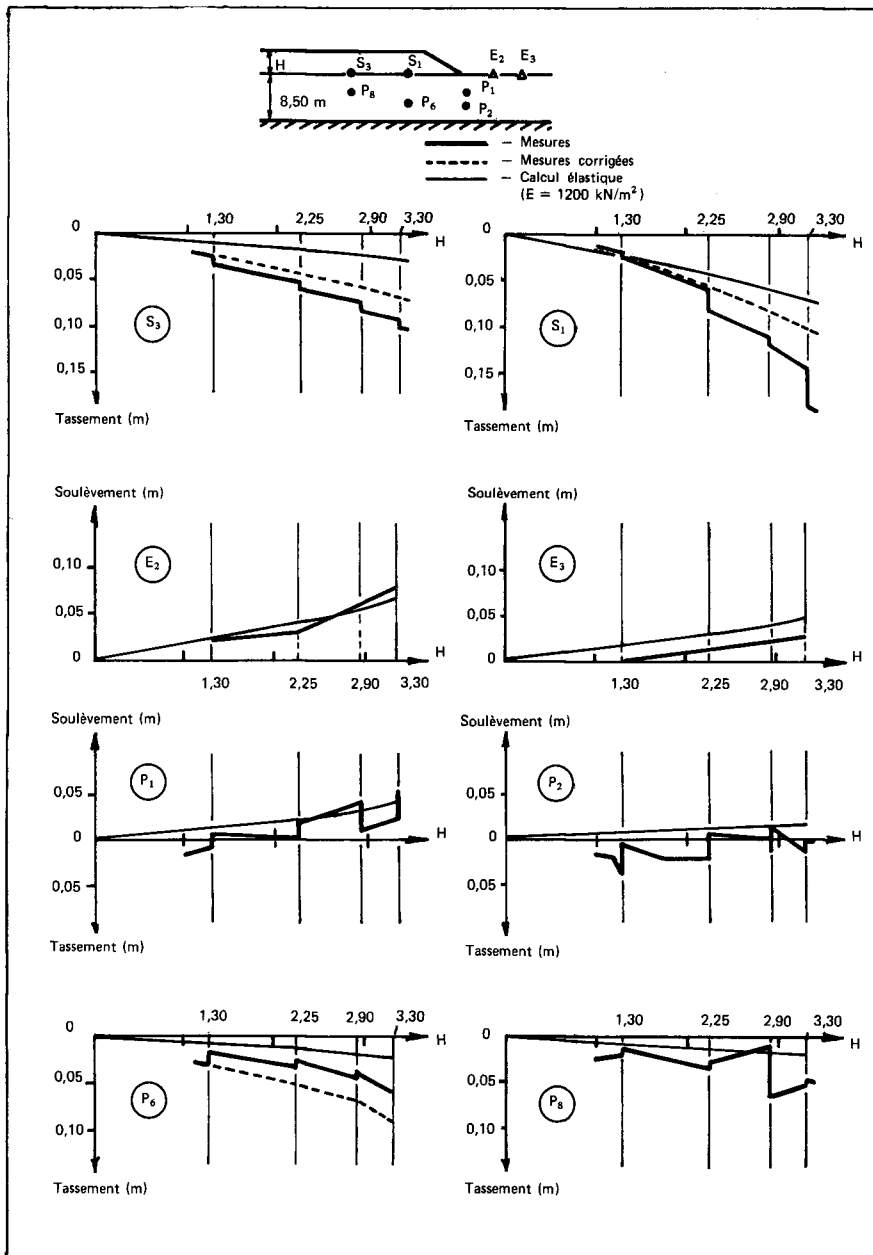


Fig. 11. — Étude élastique des déplacements verticaux.



ÉTUDE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES

C'est l'un des principaux objectifs de cette expérience concernant le calcul de stabilité en contraintes effectives. On dispose de nombreuses mesures de pressions interstitielles relevées sur les 23 piézomètres mis en place : après avoir brièvement rappelé l'évolution globale du champ des pressions, on comparera les valeurs mesurées à celles que le calcul permet d'obtenir.

Description

La figure 12 illustre l'évolution des pressions interstitielles. La figure 12 a présente les variations relevées sur 4 piézomètres situés sur une même verticale sous le talus ; on y observe que les courbes sont sensiblement identiques (à la valeur u_0 initiale près). Chacune des trois étapes de chargement se traduit par des accroissements Δu sensiblement égaux en C_{14} , C_{15} et C_{16} , un peu plus élevés en C_3 ; par ailleurs, aucune variation importante ne s'est produite pendant les phases d'arrêt du chantier.

La figure 12 b montre les évolutions de pressions interstitielles sur une horizontale située à moyenne profondeur.

Les comportements sont plus différenciés : ainsi le piézomètre C_3 , pourtant situé près de la surface de rupture, n'indique que des variations Δu négligeables. Ces variations sont sensiblement identiques en C_{14} , C_{11} et C_7 , la rupture se manifestant en C_{11} et C_{14} , proches de la surface de rupture, par des pics de pression de courte durée moins marqués en C_7 , peu concerné par la rupture.

Ces mesures ont mis en évidence une particularité bien illustrée en C_3 : au moment de la rupture, ce piézomètre a indiqué une rapide et importante décroissance de la pression interstitielle (trois autres piézomètres ont présenté un comportement semblable). L'origine pourrait en résider dans l'existence de joints (« miroirs ») dont la présence a été relevée dans certaines carottes et qui, lors des grands déplacements accompagnant la rupture, peuvent s'ouvrir en provoquant des dépressions relevées sur les piézomètres situés à proximité.

Une vue d'ensemble du champ des accroissements Δu de pression interstitielle est donnée par la figure 13 sur laquelle, pour quatre hauteurs du remblai, on a figuré le rapport $\Delta u / \gamma H$, liant ainsi l'effet à sa cause. On y observe qu'au-delà d'une hauteur de 1,70 m, les courbes graduées en $\Delta u / \gamma H$ sont quasi-stationnaires : la valeur de ce rap-

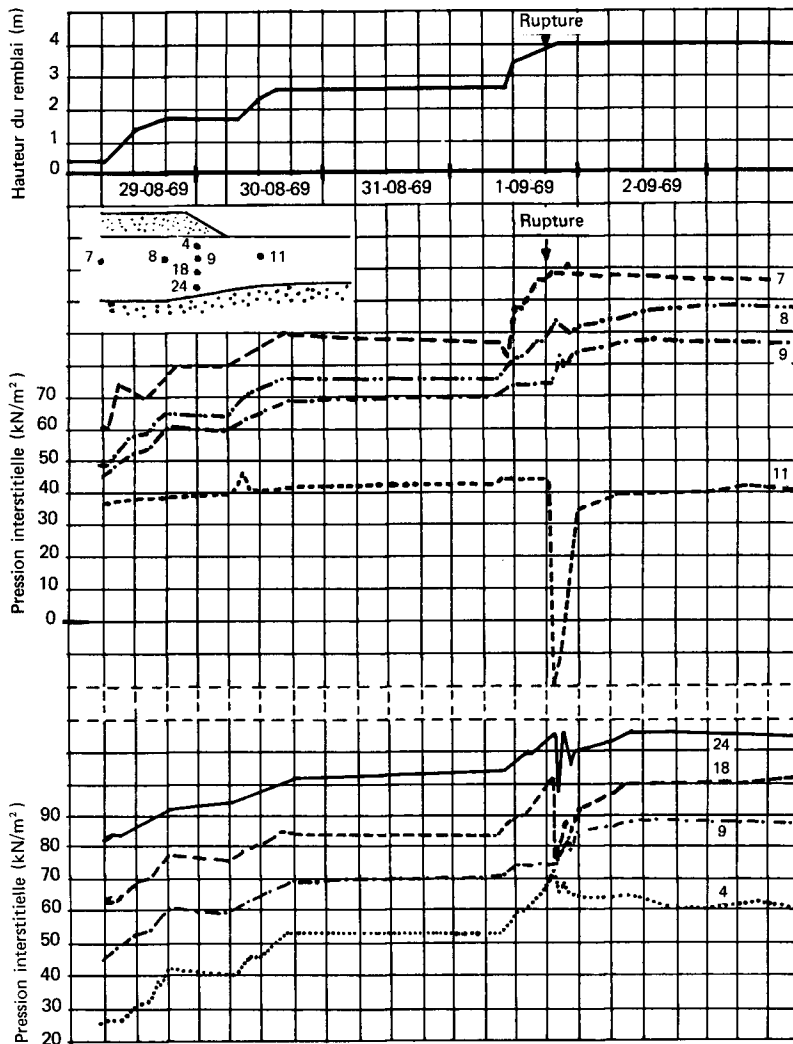


Fig. 12. — Évolution des pressions interstitielles au cours du chargement.

Fig. 12 b.

Fig. 12 a.

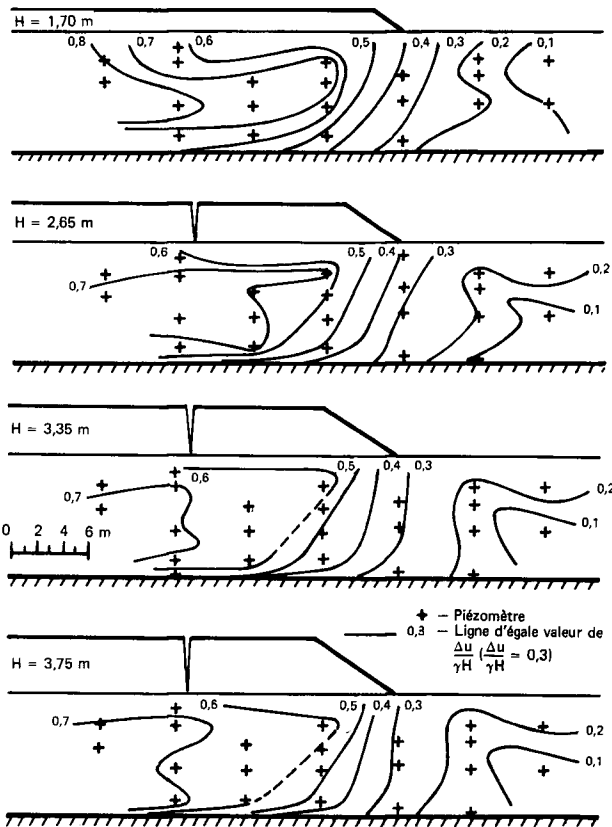


Fig. 13. — Courbes d'égaies valeurs de $\Delta u / \gamma H$.

port est inférieure à 0,3 au-delà du pied du talus, varie de 0,3 à 0,5 sous le talus et est supérieure à 0,5 sous la plate-forme.

Interprétation

On a cherché à relier Δu à la hauteur du remblai puis aux variations de contraintes locales, calculées en élasticité (cf. § description du site. Caractéristiques des matériaux) afin d'examiner laquelle des méthodes de prédictions couramment proposées pourrait être retenue à l'avenir.

Sur la figure 14, on a représenté Δu en fonction de la hauteur H du remblai, dans l'espoir d'observer, lors de changements de pentes des courbes, l'apparition de la plasticité. On note, malheureusement, qu'il faudrait une observation beaucoup plus fine, correspondant à une mise en place très régulière de couches de remblai de faible épaisseur, pour faire apparaître ce phénomène qui ne semble donc pas détectable lors de la construction des remblais courants.

Lors de l'étude du remblai de Narbonne (G. Pilot et M. Mieussens, 1972) on avait mis en évidence certaines relations entre Δu et $\Delta \sigma_{oct}$. Sur la figure 15 on a essayé de mettre en évidence ces relations dans le cas de Lanester; sur chaque courbe, on a représenté les points correspondant à cinq hauteurs de remblai, 1,70 m, 2,65 m, 3,35 m, 3,75 m et 4 m, les quatre premiers points correspondant aux valeurs suivantes du coefficient de sécurité réel (calculé en contraintes totales et calé sur la rupture) : 2,08 - 1,40 - 1,14 et 1.

Fig. 14. — Évolution de Δu en fonction de la hauteur H du remblai.

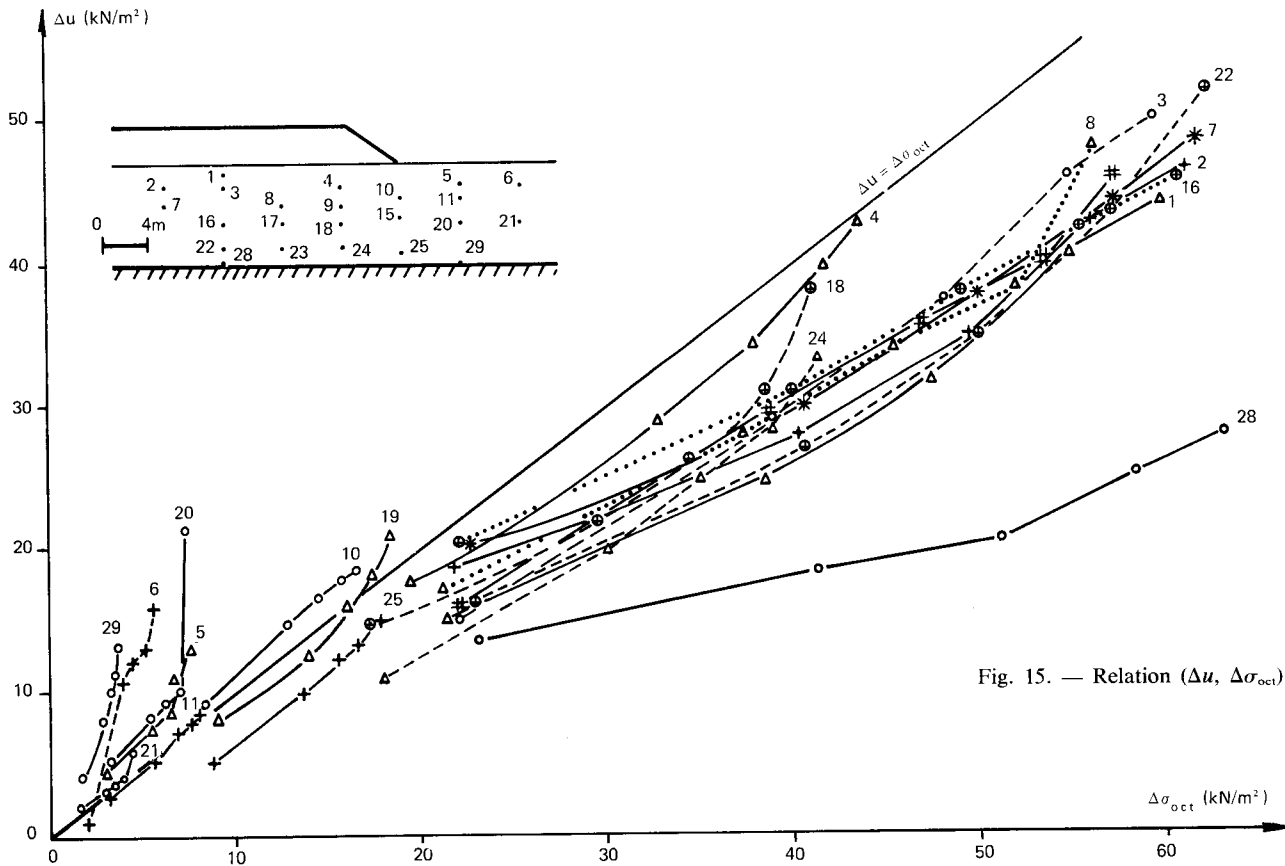
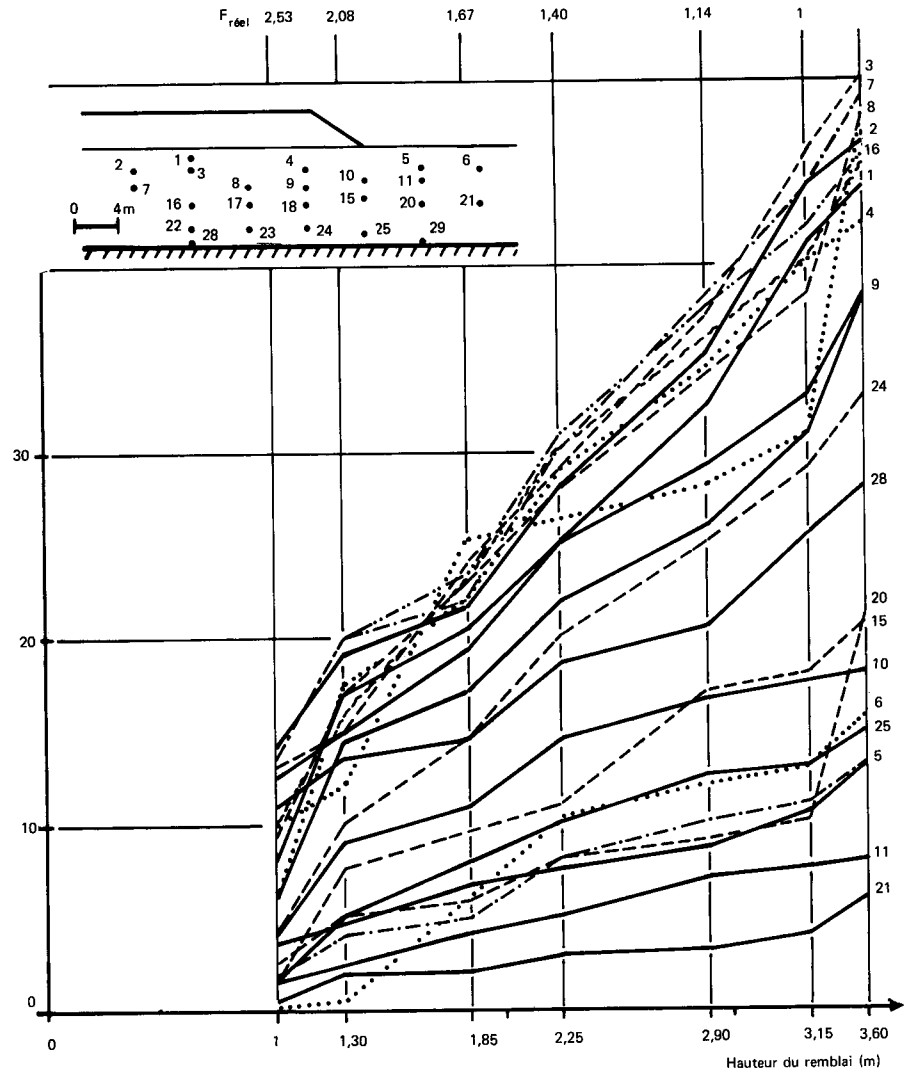


Fig. 15. — Relation (Δu , $\Delta\sigma_{oct}$).

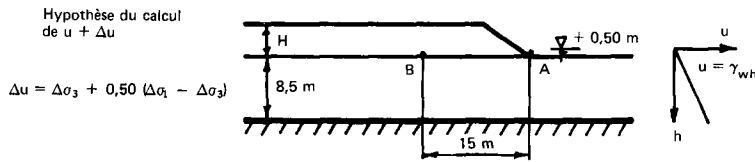
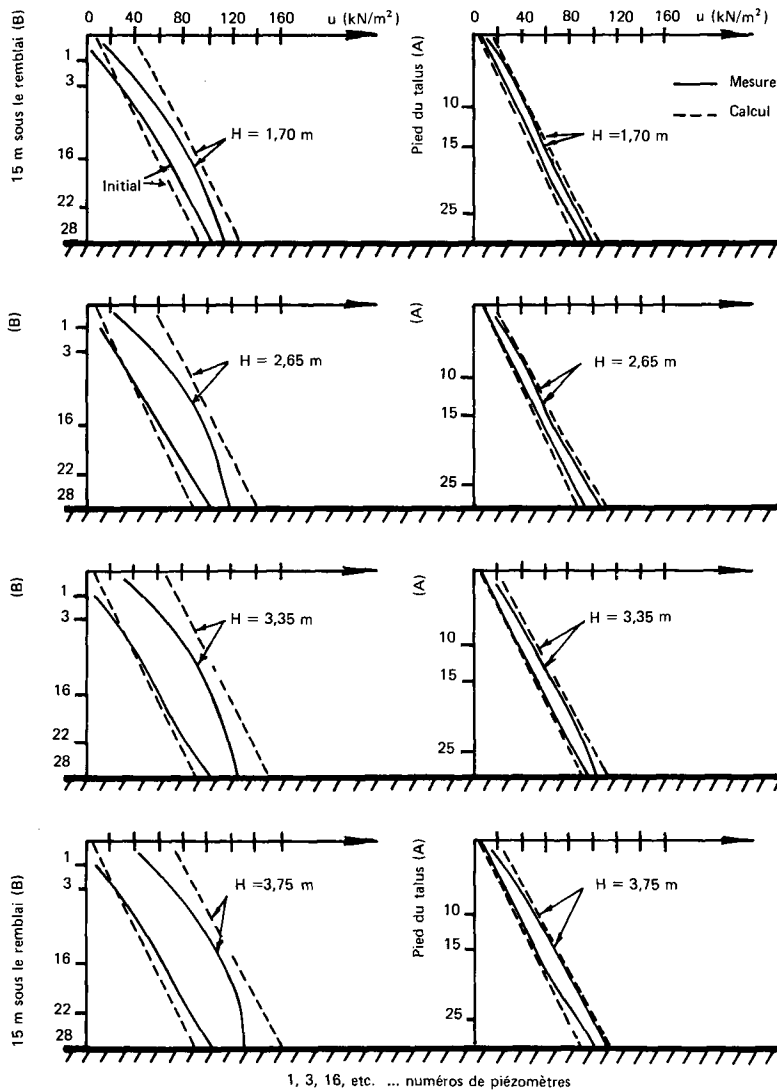


Fig. 16. — Pressions interstitielles mesurées et calculées (par $\Delta u = \Delta \sigma_{oct}$).



On constate que les courbes se regroupent en ensembles d'après leur position par rapport au remblai et que pour chacun de ces ensembles se dégage une tendance propre :

— sous le remblai, $\Delta u < \Delta \sigma_{oct}$; si l'on excepte la courbe correspondant au piézomètre 28, proche de la couche de sable sous-jacente, on peut préciser cette tendance par la relation $\Delta u = 0,75 \Delta \sigma_{oct}$;

— sous le pied du remblai, $\Delta u \approx \Delta \sigma_{oct}$;

— en avant du remblai, $\Delta u > \Delta \sigma_{oct}$; dans le cas de Lanester, on aurait $\Delta u = 1,30 \Delta \sigma_{oct}$ (à noter qu'à Narbonne, on avait obtenu $\Delta u = 2,5 \Delta \sigma_{oct}$).

L'examen détaillé des courbes montre l'existence de certains « coudes », mais cela est moins net qu'à Narbonne où ils se situaient à des hauteurs de remblai correspondant approximativement à $F = 1,29$. A Lanester, ces « coudes » se manifestent en 20 et 21 pour $F = 1$, en 5 et 28 pour $F = 1,14$, en 19 pour $F = 1,30$. Par ailleurs, on a comparé (fig. 16) les valeurs de $u = u_0 + \Delta u$ calculé à partir de $\Delta u = \Delta \sigma_{oct}$, aux valeurs mesurées le long de deux verticales; on observe que la correspondance est bonne en pied de talus, moins satisfaisante sous le remblai.

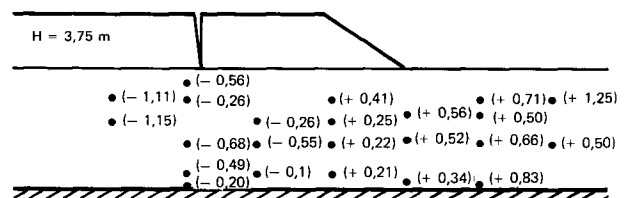


Fig. 17. — Valeurs du coefficient A de Skempton calculé à partir des contraintes élastiques.

Ainsi que de nombreux auteurs [K. Høeg et al. (1969), D. d'Appolonia et al. (1971), Za-Chieh Moh et al. (1972)], on essaye d'appliquer la relation de A. Skempton (1954) :

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3).$$

Dans un premier temps, on a recalculé A au droit des piézomètres à partir des valeurs de Δu mesurées et des valeurs de $\Delta \sigma_1$ et $\Delta \sigma_3$ résultant du calcul élastique. La figure 17 montre les valeurs obtenues pour la hauteur $H = 3,75$ m du remblai :

Le coefficient A varie de -1,15 à +1,25, les valeurs négatives se situant sous le corps du remblai, les faibles

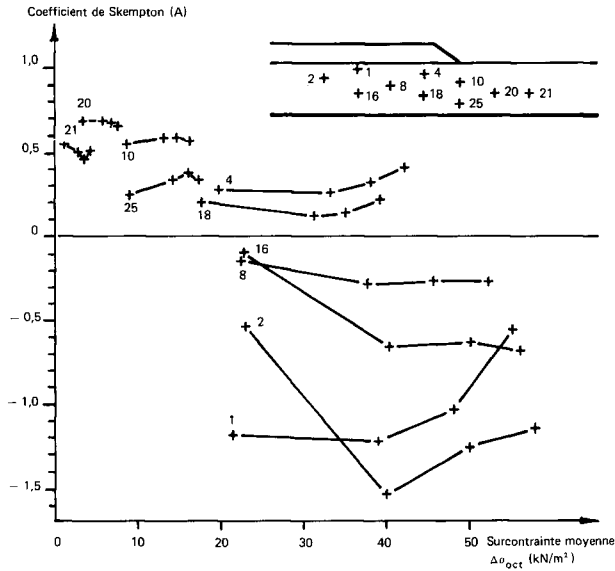


Fig. 18. — Coefficient A de Skempton en fonction de $\Delta\sigma_{oct}$.

valeurs positives sous le talus, les fortes valeurs positives en avant du remblai. Le même calcul, effectué pour des hauteurs de remblai inférieures, a montré que A dépendait également de la position du point par rapport au remblai. Ainsi, on ne retrouve pas systématiquement les valeurs de A mesurées à l'appareil triaxial (0,5 à 0,8). Pour tenter d'analyser les valeurs de A de façon plus détaillée, on a exprimé ce paramètre sur la figure 18 en fonction de $\Delta\sigma_{oct}$, également calculé en élasticité : il apparaît à nouveau une forte dispersion.

Afin de juger des écarts qui auraient été constatés, on a comparé les valeurs de la pression mesurée ($u_0 + \Delta u_0$) à la pression calculée à partir de A obtenu en laboratoire (on a retenu $A = 0,50$); la figure 19 montre les résultats obtenus pour quatre hauteurs de remblai, sur deux profils verticaux, l'un au pied de talus, l'autre à 15 m sous le remblai. On voit que le calcul surestime nettement u sous le remblai, la prévision étant correcte en pied de talus; il faut cependant noter que les écarts relatifs sont moindres lorsqu'ils sont exprimés en pressions interstitielles u que lorsqu'ils sont exprimés en accroissements Δu .

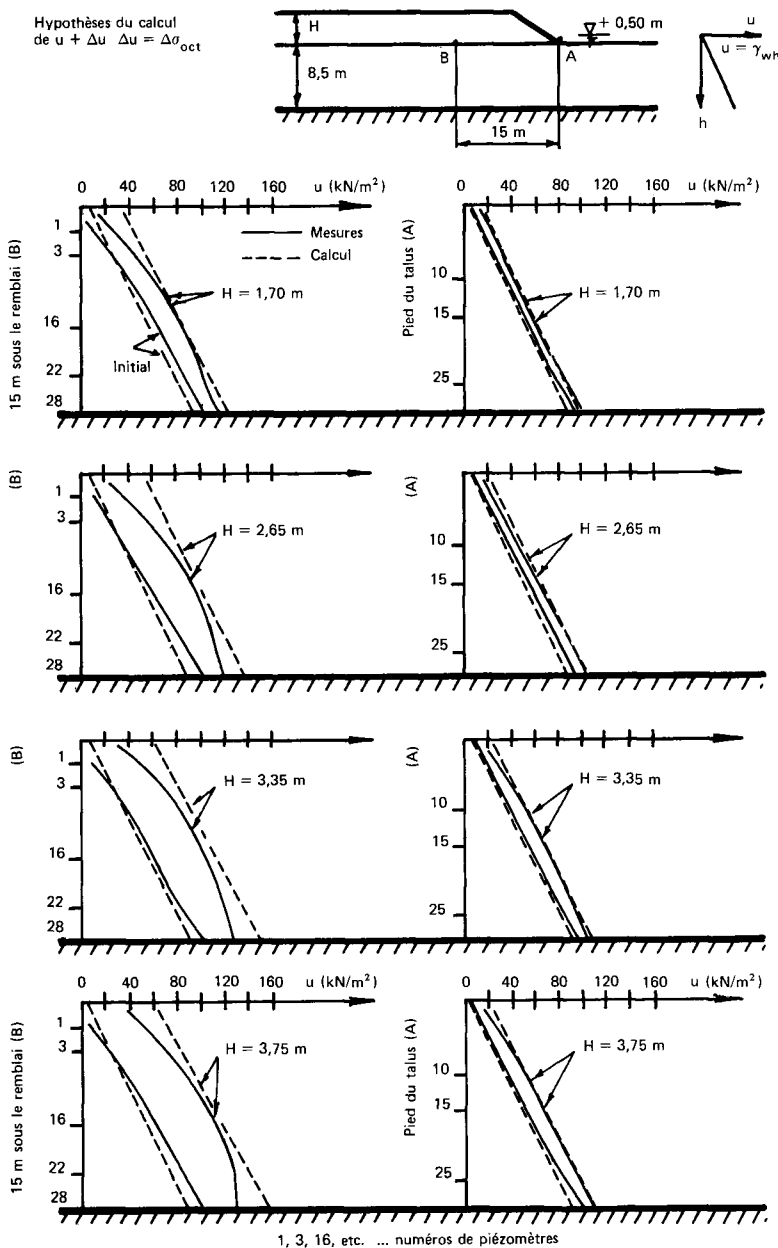


Fig. 19. — Pressions interstitielles mesurées et calculées (par $\Delta u = \Delta\sigma_1 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$).

Cette étude a été complétée par une tentative d'application de la formule de Henkel $\Delta u = \Delta \sigma_{oct} + 3 \alpha \Delta \tau_{oct}$ (D. Henkel, 1960). Le coefficient α a été étudié dans les mêmes conditions que le coefficient A de Skempton. A cet égard, la figure 20 montre les valeurs de α résultant des mesures de Δu et du calcul élastique de $\Delta \sigma_{oct}$ et $\Delta \tau_{oct}$. On note que α varie très largement (environ -4 à $+1$) la répartition des valeurs étant du même type que celle constatée pour A . Les calculs semblables effectués pour des hauteurs inférieures confirment d'ailleurs, comme pour le paramètre A , que la valeur de α dépend de la position du point considéré et de la hauteur du remblai, sans qu'une loi simple se dégage et permette d'envisager la détermination a priori de α .

Les observations sont donc identiques à celles concernant A , ce qui est normal puisque A et α sont théoriquement liés par la relation $\alpha = \frac{3A-1}{\sqrt{2}}$; expérimentalement, ce n'est pas exactement cette relation qui a été trouvée, mais $\alpha = \frac{3A-1}{\sqrt{2}} - 0,25$.

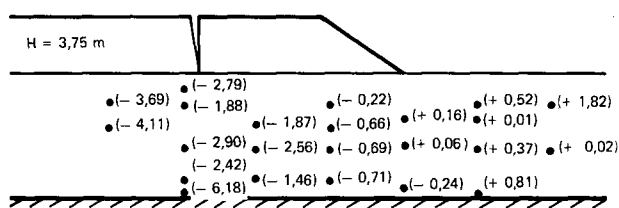


Fig. 20. — Variations du coefficient α de Henkel à partir des contraintes élastiques.

L'analogie entre A et α est également illustrée par la comparaison entre les variations α en fonction de $\Delta \sigma_{oct}$ (fig. 21) et celles de A en fonction de $\Delta \sigma_{oct}$ (fig. 15).

Cette étude des pressions interstitielles permet de dégager plusieurs conclusions :

— il est difficile, sinon impossible, d'utiliser de façon simple les mesures de pression interstitielle pour repérer, dans des conditions courantes de construction, l'appari-

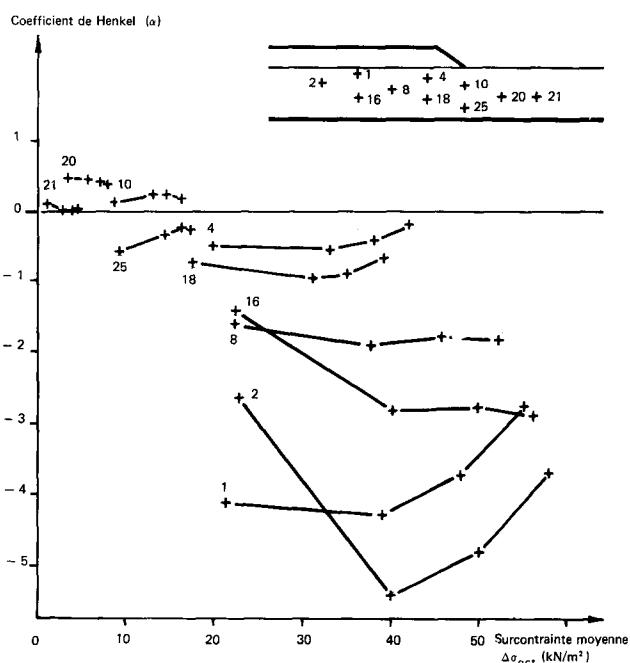


Fig. 21. — Coefficient α de Henkel en fonction de $\Delta \sigma_{oct}$.

tion de la plasticité; l'examen, plus compliqué, des variations de la pression en fonction de $\Delta \sigma_{oct}$ donne cependant quelques indices;

— il se confirme que la prévision des pressions interstitielles sous un remblai par les formules de Skempton ou de Henkel est pour le moins douteuse;

— ce serait la formule $\Delta u = k \Delta \sigma_{oct}$ qui donnerait les précisions les plus approchées, les valeurs de k ayant été relativement bien identifiées dans le cas de Lanester. Il n'est cependant pas prouvé actuellement qu'on puisse a priori déterminer les valeurs de k .

ÉTUDE DE STABILITÉ

Les calculs préliminaires du coefficient de sécurité effectués en contraintes totales par la méthode des tranches de Bishop, sur la base des mesures en place de C_u , conduisaient à prévoir la rupture lorsque le remblai atteindrait la hauteur de 5,50 m (fig. 22). En fait, c'est à 3,75 m de hauteur que s'est produit le glissement, le coefficient de sécurité calculé valant alors 1,35. Un tel écart entre prévision et constatation nécessite un examen attentif des conditions de calcul.

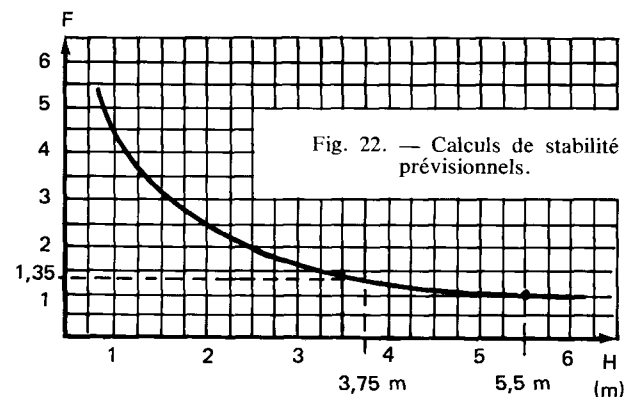


Fig. 22. — Calculs de stabilité prévisionnels.

Calculs en contraintes totales

Le glissement (fig. 23) s'est produit dans une zone où le sol, très plastique (I_p de l'ordre de 60 à 80), présente de faibles valeurs de C_u (13 à 15 kN/m²). Le long des courbes circulaires qui peuvent représenter le glissement réel, telles qu'elles ressortent de l'analyse des déplacements (O_1 , O_2), le coefficient de sécurité est très élevé : il atteint 1,65 si l'on introduit les paramètres de cisaillement du remblai dans le calcul, 1,51 si l'on fait un calcul plus réaliste tenant compte de l'existence des fissures dans le remblai. On notera que le désaccord constaté en ce qui concerne les valeurs de F vaut également pour la position des cercles de glissement prévue et observée.

En remplaçant ce glissement dans la liste des remblais sur sols mous ayant subi des ruptures (G. Pilot, 1972), on a pu montrer que l'origine de la surévaluation du coefficient de sécurité, calculé comme indiqué précédemment, résidait dans la surestimation pratiquement systématique de C_u mesurée en place au scissomètre; une correction empirique de ces valeurs mesurées tenant compte de la plasticité de l'argile, a d'ailleurs été proposée : elle permet un ajustement correct des valeurs du coefficient de sécurité calculé.

Malgré cette possibilité de correction, la question demeure de savoir si une autre méthode de calcul, en contraintes effectives, peut être utilisée avec des résultats plus fiables.

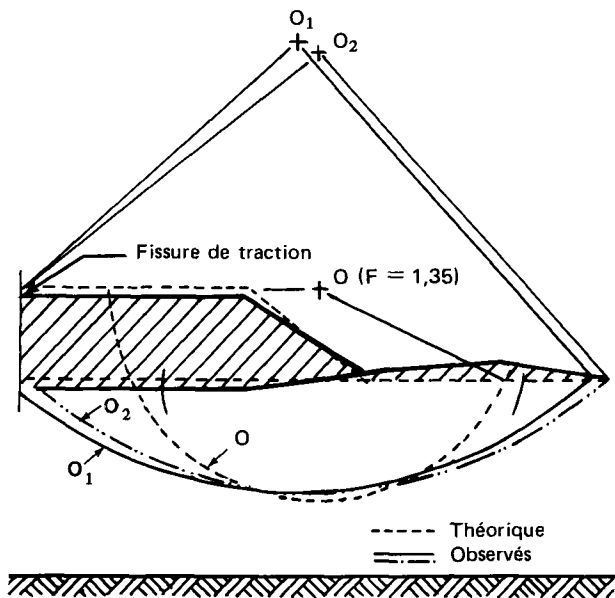


Fig. 23. — Cercle de rupture calculé et lignes de glissement observées.

Calculs en contraintes effectives

Les calculs en contraintes effectives ont été effectués à partir des paramètres c' et φ' , mesurés à l'appareil triaxial en essais CU avec mesure des pressions interstitielles, et sur la base des pressions interstitielles mesurées en place dans le sol de fondation. Pour cela, on a utilisé un programme de calcul sur ordinateur traitant la méthode des tranches de Bishop à partir d'une distribution quelconque des pressions interstitielles.

Les paramètres mécaniques retenus étaient :

- remblai : $\gamma = 18,2 \text{ kN/m}^3$ $c' = 30 \text{ kN/m}^2$
 $\varphi' = 31^\circ$;
- couche 1 : $\gamma = 14,3 \text{ kN/m}^3$ $c' = 40 \text{ kN/m}^2$
 $\varphi' = 37^\circ$;
- couche 2 : $\gamma = 13,5 \text{ kN/m}^3$ $c' = 7,5 \text{ kN/m}^2$
 $\varphi' = 33^\circ$;
- couche 3 : $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$ $c' = 8,5 \text{ kN/m}^2$
 $\varphi' = 35^\circ$.

Dans un premier temps, on a procédé au calcul de stabilité classique pour trois hauteurs de remblai : $H = 2,65 \text{ m}$, $3,30 \text{ m}$, $3,75 \text{ m}$. La figure 24 montre les résultats obtenus dans chaque cas, les coefficients de sécurité correspondants étant respectivement égaux à $1,52 - 1,34 - 1,46$.

L'exécution des calculs a présenté quelques difficultés, notamment en ce qui concerne la convergence de la méthode de Bishop : il semble que, indépendamment des cas de non-convergence constatés, ce soient parfois des racines « parasites » qui sont retenues comme valeur du coefficient de sécurité. Cette instabilité expliquerait que la valeur de F correspondant à une hauteur de $3,75 \text{ m}$ soit légèrement supérieure à celle calculée pour $H = 3,30 \text{ m}$.

Les observations qui résultent de ce calcul sont les suivantes :

- le calcul en contrainte effective surestime également la valeur réelle du coefficient de sécurité puisqu'à proximité de la rupture on a obtenu une valeur de F de l'ordre de $1,40$. Ces résultats sont d'ailleurs tout à fait comparables à ceux provenant du calcul en contraintes totales (fig. 25);

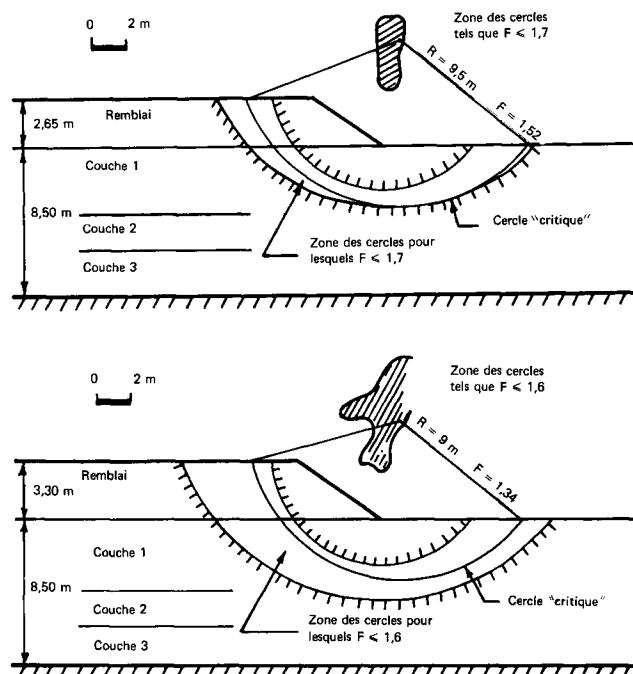


Fig. 24. — Calculs de stabilité en contraintes effectives.

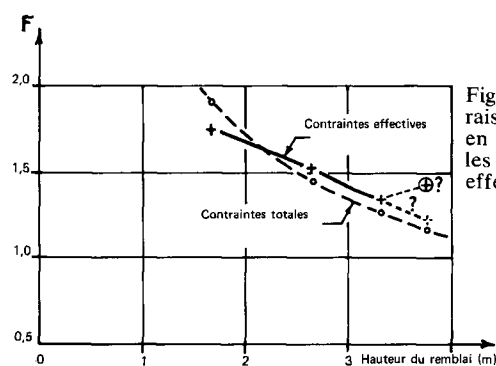
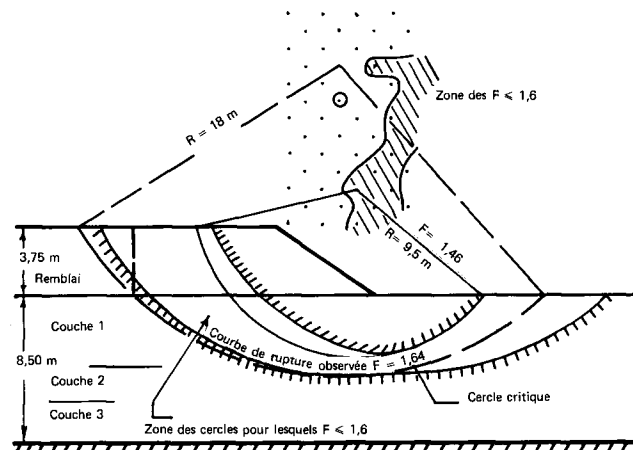


Fig. 25. — Comparaison des calculs en contraintes totales et en contraintes effectives.

— le désaccord est également grand en ce qui concerne la position du cercle critique, qui est éloigné de la courbe de rupture réelle; le long de celle-ci, le coefficient de sécurité est d'ailleurs très élevé : $F = 1,65$ (fig. 24).

Ces résultats montrent que le calcul en contraintes effectives n'est pas plus représentatif que le calcul en contraintes totales : la méthode de calcul, les paramètres de cisaillement effectifs choisis, ou les deux à la fois, ne représentent pas le comportement réel du sol en place.

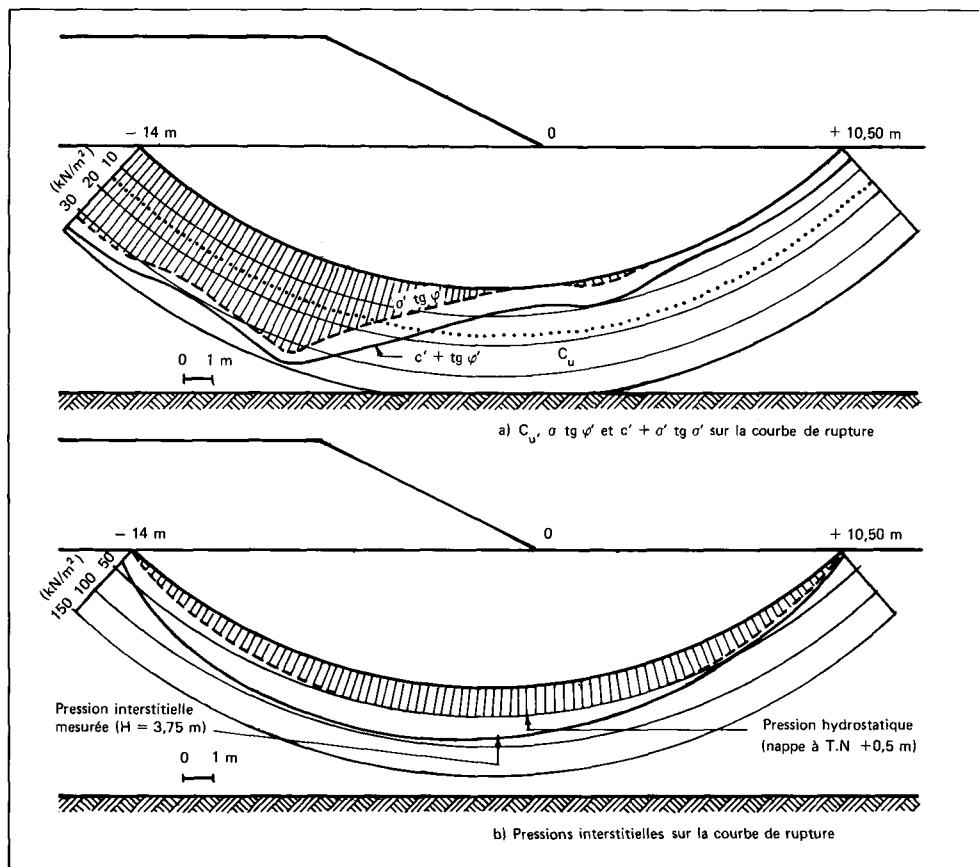


Fig. 26. — Distribution de la résistance au cisaillement le long de la courbe de rupture observée.

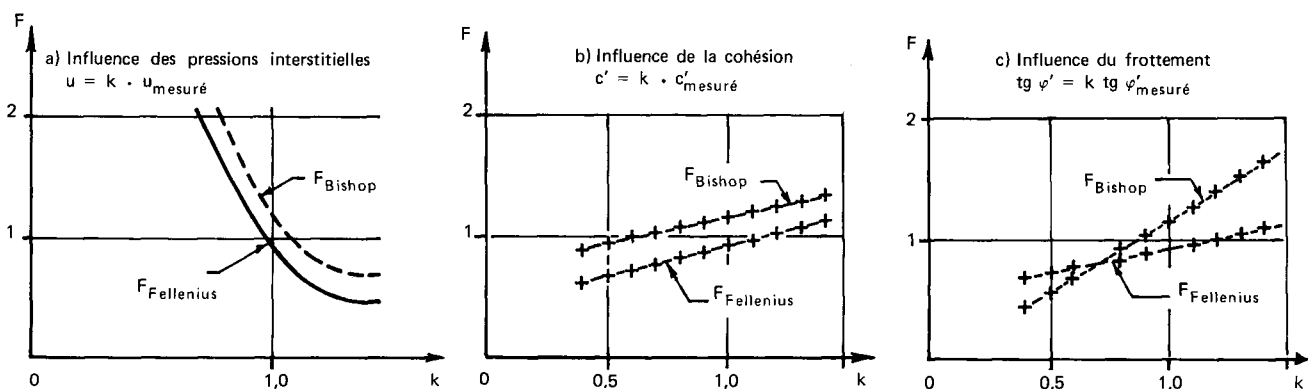


Fig. 27. — Influence sur le coefficient de sécurité de la distribution de pression interstitielle, de la cohésion et de l'angle de frottement interne.

On a affiné ces résultats en approfondissant le calcul le long de la courbe réelle, composée d'une fissure verticale dans le remblai à 14 m du pied du talus et d'un arc de cercle de 18 m de rayon aboutissant à 10,5 m en avant du remblai.

Dans ces conditions, la valeur du coefficient de sécurité s'abaisse à $F = 1,16$, ce qui représente presque correctement la rupture observée. La différence par rapport à la valeur obtenue initialement ($F = 1,68$) s'explique par la forme exacte de la courbe de rupture prise en compte lors du second calcul, ainsi que dans une mesure moindre, par le découpage en tranche différent.

L'examen détaillé de la distribution de la résistance au cisaillement le long de la courbe de rupture (fig. 26) montre que les concepts de contraintes totales et de contraintes effectives conduisent à des prises en compte

très différentes : en contraintes totales $\tau = C_u$ varie peu le long de la courbe, tandis qu'en contraintes effectives, $\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$ présente des valeurs très faibles au-delà du pied du talus, mais supérieures à C_u sous le remblai.

L'écart qui demeure, entre $F = 1,16$, valeur calculée et $F = 1$ valeur obtenue par définition, provient soit de l'inadaptation de la méthode de calcul, soit de l'imprécision des données introduites dans le calcul. A cet égard, on a testé la sensibilité du calcul du coefficient de sécurité aux variations de la pression interstitielle et des paramètres de cisaillement c' et φ' .

La figure 27 a montre les variations de F , calculé par les méthodes de Fellenius et de Bishop, correspondant à l'introduction, sur le cercle de glissement défini précédemment, de distributions de pressions interstitielles (u)

déduites de celle utilisée dans le calcul initial (u mesuré) par la relation :

$$u = K \cdot u \text{ mesuré.}$$

On voit que F est très sensible à ces variations de pression interstitielle, puisqu'il suffit de retenir $K = 1,07$ pour ramener le coefficient de sécurité de 1,16 à 1.

Cette sensibilité présente l'inconvénient de rendre les calculs prévisionnels délicats puisque, on l'a vu précédemment, il n'est pas possible de faire une prédiction très exacte des pressions interstitielles.

Sur la figure 27 b, on note que F n'est pas très sensible à la variation de c' , puisqu'il faudrait diminuer sa valeur de 40% pour retrouver $F = 1$.

L'influence des variations de $\text{tg } \varphi'$, rapportée figure 27 c, est intermédiaire entre les deux précédentes.

Il résulte donc de cette étude que la différence constatée entre $F = 1,16$ et $F = 1$ peut provenir du cumul d'incertitudes sur les mesures de c' , φ' et u , cette dernière étant la plus déterminante.

CONCLUSION

Les observations faites à l'occasion de la rupture expérimentale du remblai de Lanester, ainsi que l'interprétation des mesures effectuées conduisent aux principales conclusions suivantes :

1. Il s'est confirmé que dans le cas des sols de fondations très plastiques, la valeur de la cohésion non drainée C_u , mesurée au scissomètre de chantier, est supérieure à la valeur moyenne de la résistance au cisaillement mobilisée sous le remblai au cours de la rupture.

2. La qualité de l'accord entre les déplacements mesurés et les déplacements élastiques calculés avant la rupture est très variable : suivant les emplacements, on a trouvé soit de bonnes correspondances (tassement sous le corps du remblai, déplacement horizontal au-delà du pied du remblai) soit des discordances importantes (soulèvement au-delà du pied de remblai).

3. Les mesures de pression interstitielle ont dégagé (ou confirmé) quelques idées :

— le champ des courbes en $\Delta u / \gamma H$ est pratiquement stationnaire,

— l'apparition de la plasticité à l'aide des mesures de pression interstitielle est difficile à repérer,

— la prévision des pressions interstitielles à partir des accroissements de contraintes totales (élastiques) est mauvaise; il faudrait adopter une loi $\Delta u = k \Delta \sigma_{\text{tot}}$, k variant par zones dans le sol de fondation pour obtenir un ajustement convenable.

4. L'étude de stabilité en contraintes effectives n'est pas assez fiable pour être utilisée à titre opérationnel.

Cela montre la nécessité de recourir à des voies d'étude plus approfondies (prise en compte de lois de comportement réalistes) pour espérer une meilleure prédiction du comportement des ouvrages.

BIBLIOGRAPHIE

BJERRUM L., Rapport général du thème 1 « *Embankment on soft ground* », Purdue conference on « *performance of earth and earth supported structures* », C.R. ASCE, 11 (1972), p. 1-54.

D'APOLONIA D. J., LAMBE T. W., POULOS H. G., Evaluation of pore pressures beneath an embankment, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, vol. 97, SM 6 (juin 1971), p. 881-897.

HENKEL D. J., *The shear strength of saturated remoulded clays*, Proceedings of the Research Conference on shear strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, Colorado (juin 1960), p. 533-554.

MANDAGARAN B., Calcul des contraintes dans un massif d'épaisseur limitée soumis à une charge trapézoïdale, *Rapport de recherche LPC*, 29 (nov. 1973).

MEIMON Y., *Loi de comportement des sols mous et application au calcul d'ouvrages en terre*, Thèse de docteur-ingénieur, Univer-

sité Paris VI (1975), consultable au département des sols et fondations du LCPC.

PILOT G., MIEUSSENS C., Évolution de quelques paramètres peu avant la rupture d'un remblai sur sols compressibles, Journées du comité français de la mécanique des sols et des fondations, *Bull. liaison Labo. P. et Ch., spécial le comportement des sols avant la rupture* (juin 1972), p. 263-272.

PILOT G., MOREAU M., PAUTE J.-L., Étude en vraie grandeur de la rupture des remblais sur vase, remblai de Lanester, *Bull. liaison Labo. P. et Ch., spécial T remblais sur sols compressibles* (mai 1973), p. 194-206.

SKEMPTON A. W., The pore pressure coefficients A and B, *Geotechnique*, vol. IV, 4 (déc. 1954), p. 143-147.

ZA-CHIEH MOH, BRAND E. W., NELSON J. D., *Pore pressures under a bund on soft fissured clay*, Proceedings of Purdue speciality conference, ASCE, Vol. 1, part 1, Purdue University, Lafayette, Indiana (juin 1972), p. 243-272.



Rupture du remblai d'essai à Saint-André-de-Cubzac

J.-P. BRU
Ingénieur

A. DEVAUX
Ingénieur
Laboratoire régional de Bordeaux

L'autoroute A62, dans la région E dite de « la Grave d'Ambarès-à-la-Garosse », traverse les marais de Cubzac-les-Ponts, site « réputé » compressible (fig. 1) et qui se trouve dans un large méandre de la Dordogne entre Saint-Vincent-de-Paul et Cubzac-les-Ponts.

Dans cette section, la réalisation des études APS avait permis de cerner les problèmes de compressibilité et de stabilité qui se poseraient lors de la réalisation des remblais. Cependant pour obtenir une précision plus fine sur les temps de tassement liés aux conditions réelles de drainage donc de consolidation, le principe de l'exécution d'un remblai d'essai était accepté par le maître d'œuvre (arrondissement opérationnel autoroutes de la direction départementale de l'Équipement de la Gironde).

Cet article est destiné à résumer succinctement les différentes conditions de réalisation du remblai et à exposer plus en détails les mécanismes de rupture observés, mécanismes qui ont pu être en partie mesurés, bien que dans des conditions difficiles et défavorables, à cause de leur aspect imprévisible (coefficient de sécurité supérieur à 1).

CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES DU SITE

Sur les plans géotechnique et géologique, les différents sols rencontrés sont les suivants :

— En surface, une couche de sol organique très plastique de 1 m d'épaisseur (Ot), soumis à des phénomènes de dessiccation périodique (hétérogène et fissuré).

— En dessous, et sur une puissance de 2 m, une couche de tourbe argileuse, passant par endroits à une argile tourbeuse, couche peu consolidée et présentant de très fortes teneurs en eau.

— Entre 3 et 9 m de profondeur, une couche de vase dont les cinq premiers mètres sont très plastiques (Ot), peu consolidés et compressibles, et dont le mètre inférieur peut être considéré comme couche de transition entre les

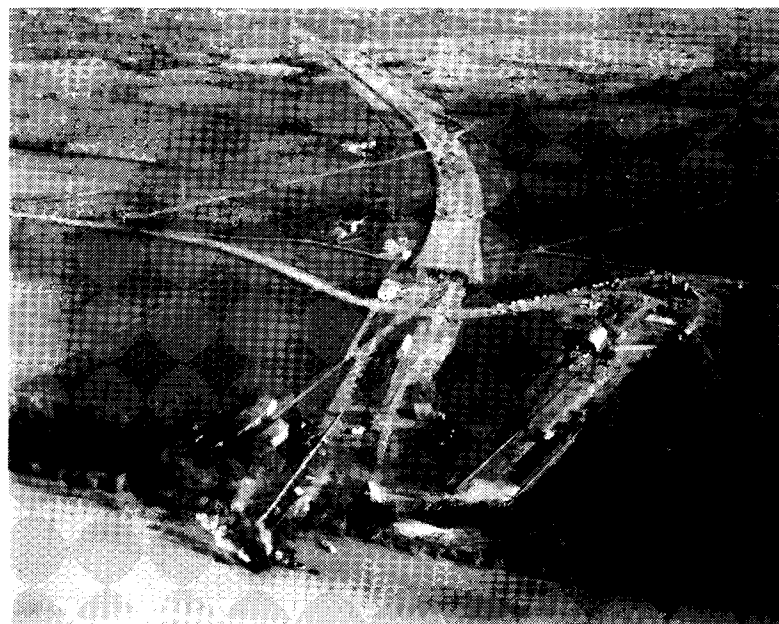


Fig. 1. — Chantier de l'autoroute A62 début 1973
au centre : remblai anticipé,
au fond : falaise de Saint-André-de-Cubzac,
en bas : la Dordogne.

Ot et la grave, à cause de sa nature progressivement plus sableuse et ses caractéristiques plus favorables vis-à-vis des tassements et de la stabilité des remblais.

— L'ensemble de ces sols fins (alluvions compressibles) repose sur des alluvions sableuses et graveleuses rencontrées à une profondeur moyenne de 9 m. Les alluvions les plus anciennes dont l'épaisseur moyenne est de 5,50 m environ au droit du remblai d'essai sont peu compressibles et peuvent être considérées comme rigides vis-à-vis des problèmes de stabilité et de tassements.

— Le substratum marneux, très compact (marnes du Sannoisien).

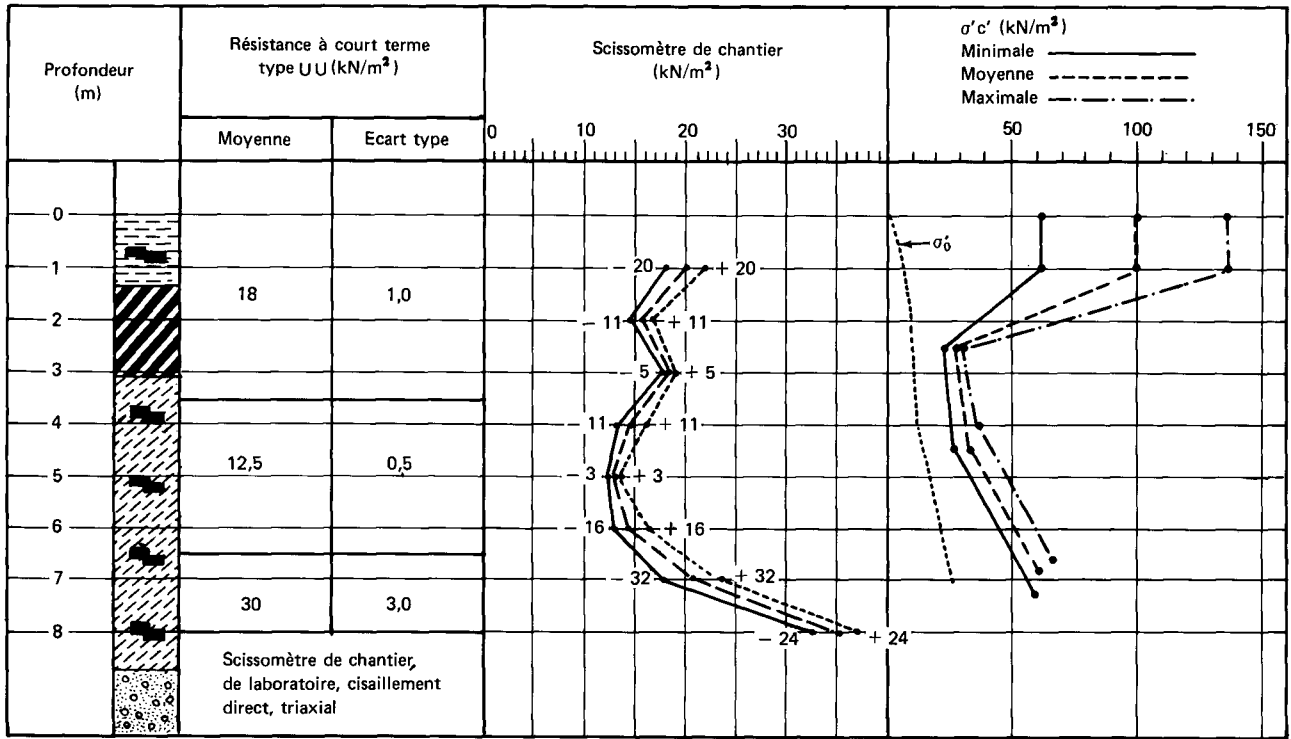


Fig. 2. — Coupe géotechnique.

La synthèse des différentes études réalisées permettait alors de dresser une coupe géotechnique précise des sols, aussi bien sur le plan de la résistance au cisaillement que sur celui de la compressibilité. Les résultats ainsi obtenus sont schématisés sur la figure 2.

On constate ainsi que la résistance au cisaillement pour les essais de type non consolidé, non drainé, que définit la condition de stabilité des remblais, est définie, pour une profondeur donnée, avec une incertitude relativement faible, puisque les coefficients de variation sont de l'ordre de 5% (en exceptant quelques résultats d'essais au scissomètre de laboratoire, peu adapté à ce type de sol).

La compressibilité, quant à elle, était toujours importante, puisque le coefficient C_c variait dans la plage de 1 à 10 (fig. 3), mais nous noterons surtout l'état de surconsolida-

tion des sols, état qui apparaît sur la figure 2, et cela principalement dans les deux mètres les plus superficiels, puis à la base de la couche compressible (7 à 8 m de profondeur).

Les pressions interstitielles initiales en place, présentaient un régime très particulier pouvant peut-être jouer un rôle dans l'étude de la stabilité. On observait ainsi :

- des pulsations « sinusoïdales » journalières dues aux fluctuations de la marée dans le lit de la Dordogne;
- des pulsations périodiques de forme quelconque, dues au régime de précipitations (alimentation ou drainage des sols compressibles par la couche graveleuse).

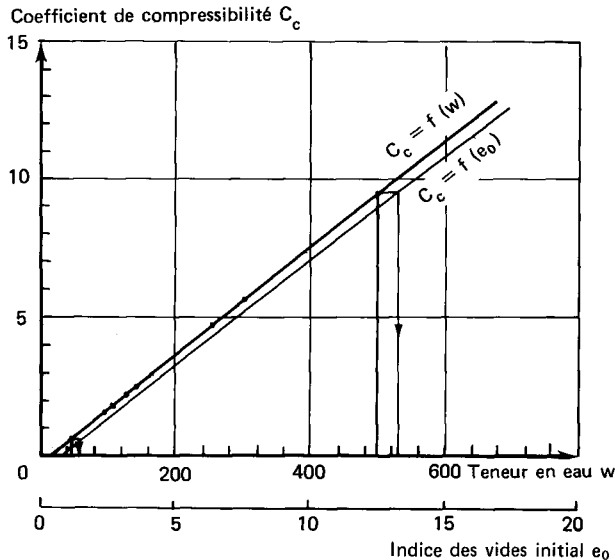


Fig. 3. — Corrélation $C_c = f(w)$ et $C_c = f(e_0)$.

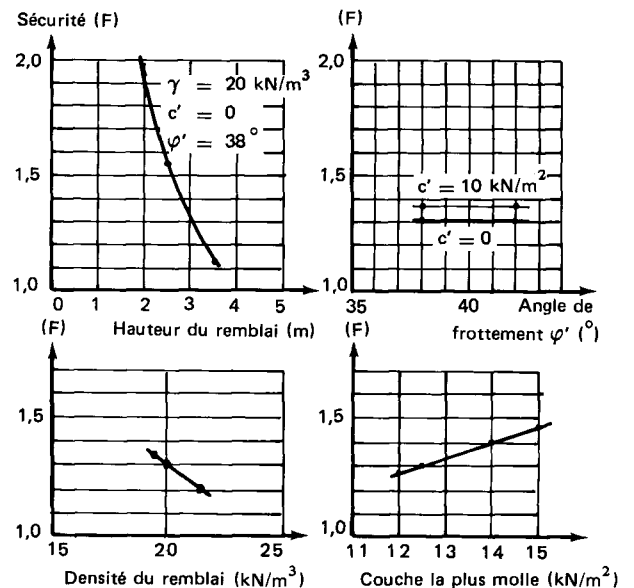


Fig. 4. — Analyse de stabilité.



Fig. 5 a. — Photographie du remblai après les deux ruptures.

Cependant les phénomènes de variation des pressions interstitielles n'ont jamais pu être exploités de façon satisfaisante.

Dans ces conditions, des calculs de stabilité ont été réalisés en faisant varier les données géotechniques du sol en place dans des plages fonction des écarts types définis, faisant apparaître ainsi un coefficient de sécurité égal à 1,3 pour une hauteur de remblai égale à 3 m. Des calculs complémentaires ont également permis de montrer que les variations plausibles dans les qualités du matériau mis en remblai (densité, cohésion, angle de frottement interne) n'avaient qu'un très faible impact sur ce coefficient de sécurité qui semblait alors ne pas devoir être inférieur à 1,25 (fig. 4).

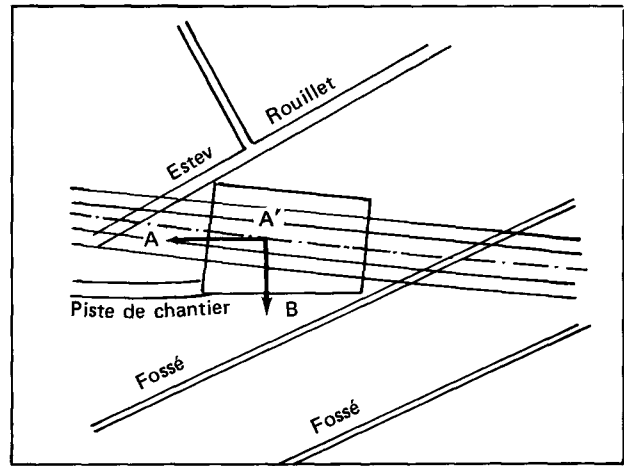


Fig. 5 b. — Position du remblai sur l'axe.

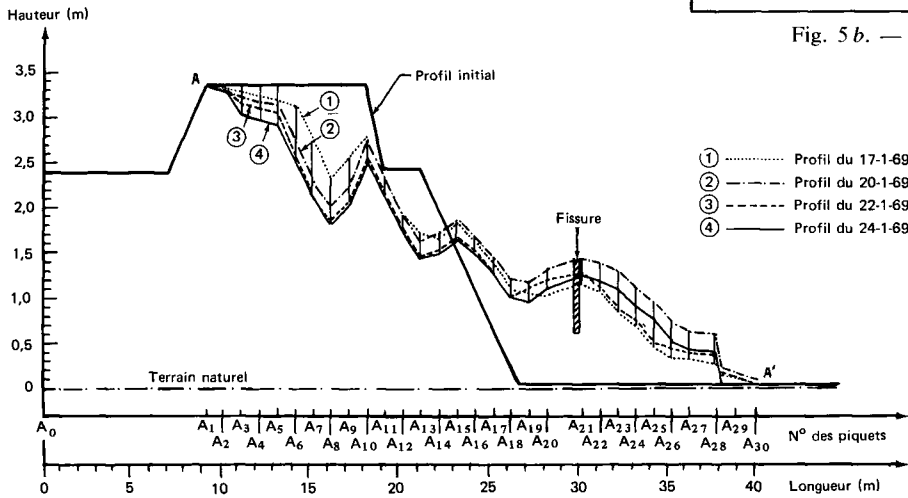


Fig. 6. — Évolution de la rupture axiale AA' (échelle dilatée).

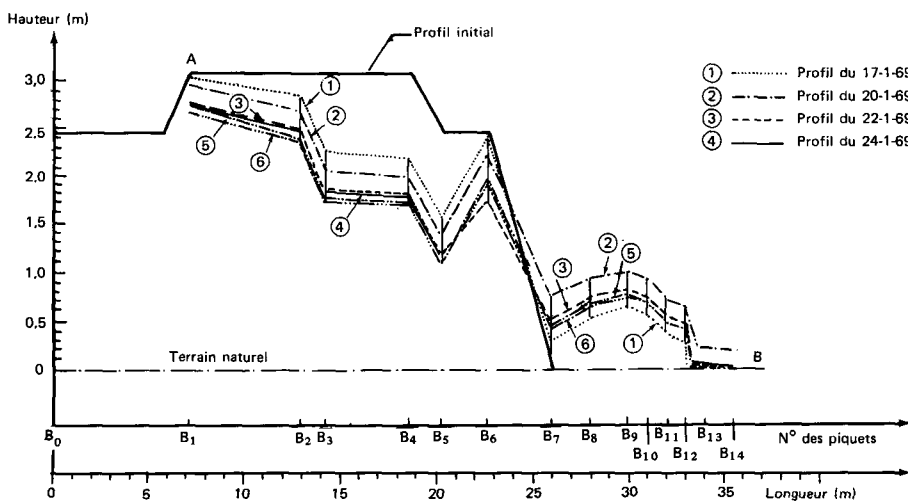


Fig. 7. — Évolution de la rupture axiale AB (échelle dilatée).

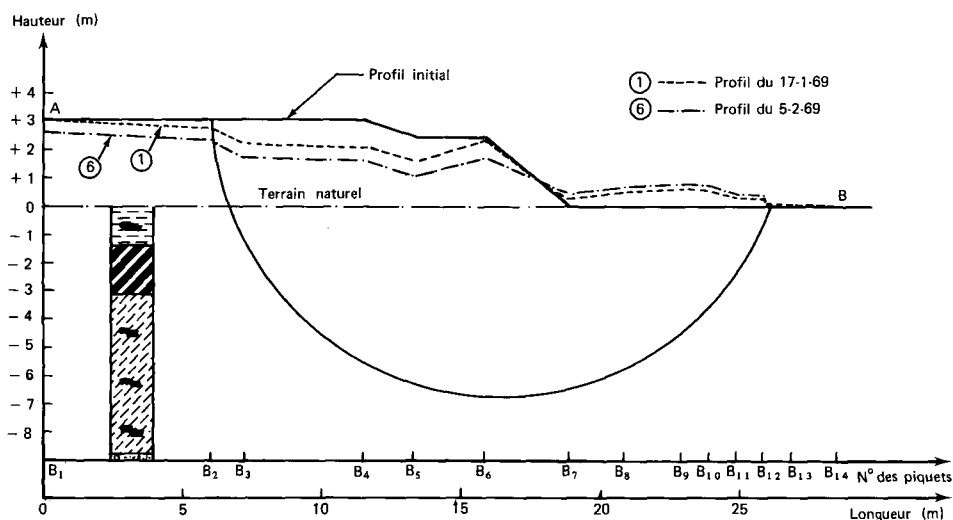


Fig. 8. — Cercle de rupture sur l'axe AB.

CONSTATATIONS

En cours de réalisation de l'ouvrage expérimental, la vitesse d'avancement des travaux a été très variable en fonction des conditions météorologiques : la première tranche de remblai, de un mètre d'épaisseur, a été mise en place entre le 10 décembre 1968 et le 2 janvier 1969. La deuxième tranche de chargement, portant l'épaisseur à 2 ou 2,50 m suivant les points, a été mise en place entre le 27 décembre 1968 et le 14 janvier 1969. Le chargement suivant, portant la hauteur totale du remblai mis en place à 3 ou 3,30 m a été effectué du 13 au 15 janvier 1969. Ce chargement a été interrompu dès l'apparition de la deuxième rupture, ce qui explique que des niveaux différents de chargement aient été obtenus sur les diverses parties de la plate-forme.

La première rupture s'est produite le 15 janvier 1969 à 14 h 15, suivant la direction AA' précisée sur la figure 5 b.

La figure 5 a montre une photographie du chantier après les deux ruptures constatées.

Le mécanisme de la rupture peut être décomposé chronologiquement de la façon suivante :

- un effondrement instantané de la plate-forme de remblai sur 40 à 50 cm de hauteur, sans observation corrélative d'une remontée de niveau du terrain naturel (pas de formation de bourrelet). Après cet effondrement, il n'y a pas eu de mouvement apparent pendant 10 mn environ;

- un mouvement de rotation de l'ensemble plate-forme effondrée et sols compressibles apparaît ensuite. Ce mouvement de rupture circulaire s'effectue à vitesse relativement rapide (visible à l'œil) pendant 15 mn environ. En fin de mouvement, la surface de cisaillement visible dans le corps de remblai (c'est-à-dire la hauteur de l'affaissement du remblai) atteint une hauteur égale à 1,50 m. Le déplacement des sols, le long de la surface de rupture, se faisant donc à une vitesse voisine de 7 cm/mn environ (14 fois plus vite que dans les essais dits « rapides » de cisaillement direct en laboratoire).

Les profils relevés aux différentes dates sont présentés sur la figure 6.

La deuxième rupture, figure 7, s'est produite le 16 janvier 1969 à 11 h 45 suivant l'axe AB, perpendiculaire à l'axe

AA' précédemment défini (donc sur une autre face du remblai). Dans cette rupture, le mouvement est beaucoup plus continu, et correspond du début à la fin à un glissement circulaire progressif (fig. 8) :

- à 11 h 45, légère remontée du terrain naturel et ouverture d'une fissure dans le corps de remblai. Les déplacements mesurés au tassomètre T5 sont voisins de 1 cm pour 5 à 10 mn;

- jusqu'à 15 h, le mouvement continue à vitesse lente;

- après 15 h, la vitesse est plus importante, visible à l'œil, mais les lectures au tassomètre ne sont pas réalisables à cause de l'importance des déformations déjà observées (bourrelet de 0,80 m environ);

- après 15 h 30, le mouvement se poursuit à vitesse plus lente : 10 cm d'affaissement en 1 h 30 mn (début de stabilisation).

CONCLUSION

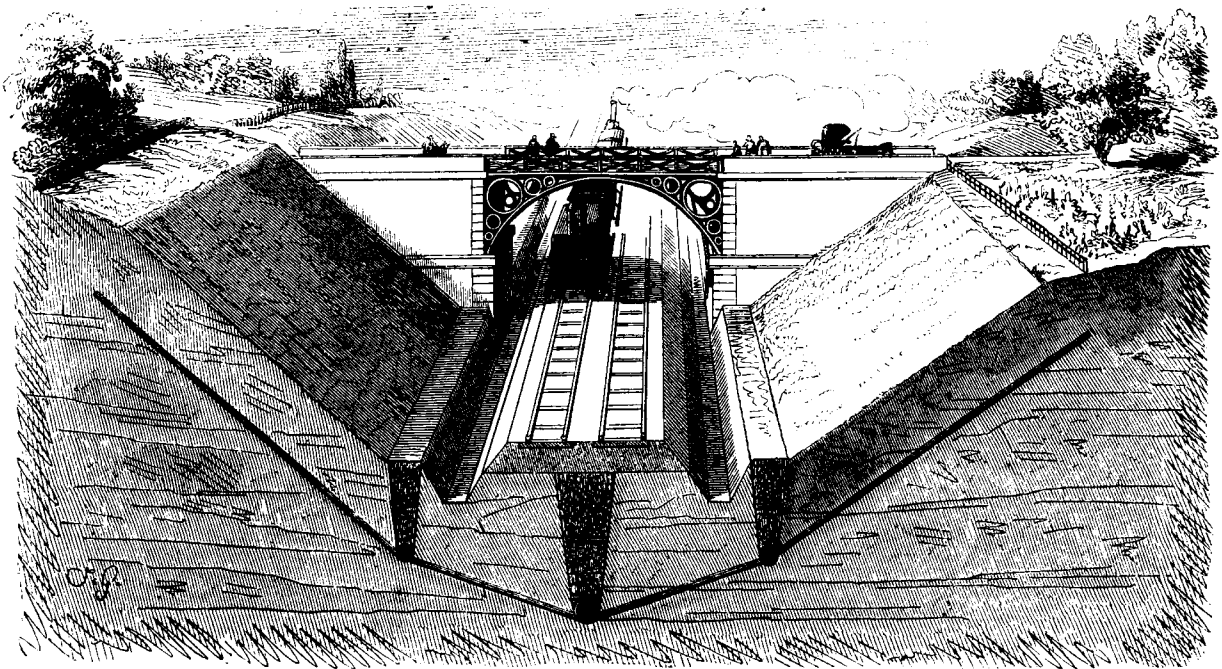
Les ruptures se sont produites pour des hauteurs de remblai variant entre 3 et 3,30 m, c'est-à-dire pour des coefficients de sécurité « calculés » voisins de 1,20 à 1,30, et ceci malgré toutes les précautions prises à l'époque en cours d'étude.

Le fait beaucoup plus intéressant, est que le mécanisme de la rupture n'est pas forcément toujours celui que l'on admet au niveau des calculs :

- la rupture a bien été intégralement de type « circulaire » dans le cas de la deuxième observation, et s'est localisée dans la zone des faibles valeurs de cohésion. On a montré depuis (cf. article de G. Pilot dans cet ouvrage) qu'il faudrait introduire un coefficient réducteur tenant compte notamment de la plasticité des sols;

- en revanche il n'en a pas été de même pour la première rupture : l'effondrement brusque de toute une partie de la plate-forme sans qu'apparaisse parallèlement de soulèvement (visuellement détectable) en pied, montre que le phénomène de la rupture (sur des sols du type de ceux rencontrés dans les marais de la Dordogne) tient peut-être autant du poinçonnement par fluage que du glissement.

Les dispositifs de confortation



*Coupe d'une tranchée dans un terrain marneux desséché
au moyen de tubes de drainage, avec collecteurs*



Drainages

M. RAT

Adjoint au chef du département de géotechnique
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

La majorité des désordres survenant dans les talus est en relation avec un problème d'ordre hydrogéologique. L'eau diminue la stabilité des talus par les différents processus suivants :

- en produisant des pressions interstitielles qui diminuent les contraintes effectives, et donc la résistance au cisaillement. Ces phénomènes se produisent lorsqu'il existe une nappe dans une pente naturelle ou un déblai, ou lorsqu'il y a naissance de forts excès de pression interstitielle sous un remblai,
- en augmentant le poids spécifique du sol, mais cela est négligeable en général,
- en dégradant superficiellement le sol.

A titre d'illustration, la stabilité d'une pente β naturelle ne subissant pas d'écoulement hydraulique, et dont le sol serait uniquement caractérisé par son poids spécifique et son angle de frottement interne φ' , est chiffrée par la valeur du coefficient de sécurité $F = \frac{\text{tg } \varphi'}{\text{tg } \beta}$ (fig. 1).

Matériaux	Type de l'écoulement	Limite - Valeur théorique β de l'angle du talus	Sable $\varphi' = 35^\circ$	Argile toarcienne $\varphi' = 22^\circ$	Argile de Levallois $\varphi' = 14^\circ$
Parallèle à la pente		$\beta = \text{Arctg } (1/2 \text{ tg } \varphi')$	$\beta = 19^\circ$	$\beta = 11^\circ 30'$	$\beta = 7^\circ$
			$m = \text{tg } \beta = 3/1$	$m = \text{tg } \beta = 5/1$	$m = \text{tg } \beta = 8/1$
Horizontal		$\beta = 1/2 \varphi'$	$\beta = 17^\circ$	$\beta = 11^\circ$	$\beta = 7^\circ$
			$m = \text{tg } \beta = 3,2/1$	$m = \text{tg } \beta = 5/1$	$m = \text{tg } \beta = 8/1$
Vertical descendant		$\beta = \varphi'$	$\beta = 35^\circ$	$\beta = 22^\circ$	$\beta = 14^\circ$
			Tout se passe comme si le talus était sec	$m = \text{tg } \beta = 3/2$	$m = \text{tg } \beta = 2,5/1$

Fig. 1. — Stabilité d'une pente infinie en fonction de l'écoulement.

Lorsqu'un écoulement parallèle à la pente s'établit dans le talus, cette valeur du coefficient de sécurité s'abaisse à $F = \frac{1}{2} \frac{\text{tg } \varphi'}{\text{tg } \beta}$. Pratiquement, la pente limite correspondant à $F = 1$ est divisée par deux lorsqu'il y a écoulement de l'eau.

Ainsi, si l'étude de stabilité fournit un coefficient de sécurité insuffisant, il est très généralement possible de l'améliorer en drainant les terrains. Le but du drainage est donc double :

- réduire la pression interstitielle dans les terrains, et non pas comme on le pense souvent évacuer un débit d'eau important,
- orienter plus favorablement les lignes d'écoulement de l'eau dans le sol, et ainsi les forces d'écoulement exercées par l'eau sur le squelette solide.

Avant de concevoir un système de drainage, il est nécessaire de connaître l'état de la nappe avant les travaux et de faire une étude hydrogéologique complète.

ÉTUDE HYDROGÉOLOGIQUE

Elle a pour but de mettre en évidence les problèmes que la présence de l'eau posera, et de fournir tous les éléments nécessaires à leur solution, c'est-à-dire :

- nature et hétérogénéité des terrains,
- géométrie des terrains aquifères,
- anisotropie des terrains,
- surface piézométrique de la nappe à différentes époques,
- alimentation et exutoire.

C'est à partir de ces éléments que l'on réalise en laboratoire l'étude d'hydraulique des sols, qui permet de choisir un système de drainage et de juger de son efficacité.

Sans revenir dans le détail du contenu de l'étude hydrogéologique, nous insisterons sur les cinq points suivants.

Durée de l'étude

Le niveau piézométrique d'une nappe peut varier de plusieurs mètres dans une année. Il est donc nécessaire de suivre les variations de ce niveau pendant deux cycles. Ce suivi permet de connaître les conditions d'alimentation de

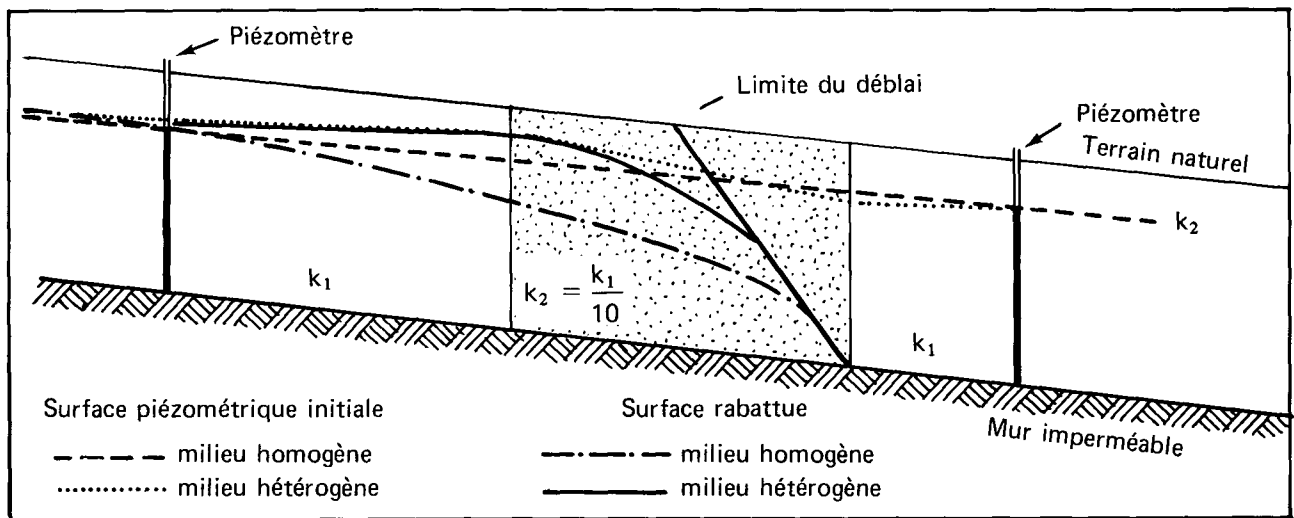


Fig. 2. — Influence d'une hétérogénéité sur le rabattement d'une nappe.

la nappe, le niveau piézométrique le plus élevé et le plus bas qui correspondent respectivement aux conditions les plus défavorables pour la stabilité des talus et les répercussions à grande distance d'un rabattement éventuel.

Étendue de l'étude

Il est nécessaire d'étudier la nappe sur une étendue dépassant largement l'emprise des travaux : l'étude linéaire, suivant l'axe d'un tracé est presque toujours insuffisante. On ne peut pas non plus se contenter d'un profil en travers, le sens de l'écoulement n'ayant aucune raison a priori de coïncider avec la direction du profil en travers. Seule l'étude d'une surface permet de connaître exactement les écoulements et les conditions d'alimentation lointaines des nappes, qui sont fournis par l'examen attentif de la surface piézométrique.

Hétérogénéités

Elles peuvent être soit horizontales, soit verticales. Leur importance est considérable sur l'écoulement. Un exemple simple le montre (fig. 2).

La reconnaissance faite sur une pente régulière par deux piézomètres a montré l'existence d'une nappe, qui en terrain homogène serait parallèle à la pente. Si entre les deux piézomètres on introduit une zone 10 fois moins perméable, on obtient la ligne piézométrique tracée sur la figure. On voit qu'elle diffère très peu de celle de l'écoulement parallèle. Mais, si l'on creuse une tranchée, les profils de la nappe rabattue sont très différents, l'hétérogénéité introduisant des conditions très défavorables. On voit d'ailleurs, que dans ce cas, le meilleur drainage est un système par drains subhorizontaux traversant la zone peu perméable, qui constitue en fait un véritable barrage.

Ce cas, qui peut paraître très théorique, se rencontre en fait fréquemment sur les pentes, où des poches d'ébouils grossier très perméable se comportent comme de véritables réservoirs.

Pour se prémunir contre ce risque, il est nécessaire, d'une part d'adapter la maille de la reconnaissance à la taille des hétérogénéités, d'autre part de disposer de plusieurs piézomètres sur les profils en travers, pour essayer de mettre en évidence les anomalies de la surface piézométrique (fig. 3).

Il est généralement moins important de détecter les hétérogénéités sur une verticale. Elles se traduisent souvent par une anisotropie des terrains (cf. § précédent). Des petits niveaux argileux peuvent créer des nappes suspendues, après les pluies. Si l'extension latérale de ces niveaux est faible, leur importance est nulle pour la stabilité d'un talus. Il pourra être nécessaire de prévoir dans de tels cas des drainages locaux, pour évacuer l'eau et protéger ainsi la surface du talus.

Des niveaux argileux peuvent aussi introduire des variations du niveau piézométrique sur une verticale. Les variations restent limitées, en revanche elles rendent très difficile l'établissement de la synthèse hydrogéologique. Le cas extrême est celui où un niveau argileux (en fait, moins perméable) sépare deux aquifères (fig. 4). Si h_1 et h_2 sont les niveaux piézométriques dans ces aquifères, dans un piézomètre crépiné sur toute sa hauteur, on mesure un niveau h , l'aquifère le plus en charge alimentant l'autre. En écrivant les formules de Dupuit pour les puits, on obtient, si les deux nappes sont captives :

$$Q = 2 \pi k e_1 \frac{h_1 - h}{\ln \frac{R_1}{2p}} = 2 \pi k e_2 \frac{h - h_2}{\ln \frac{R_2}{2p}}$$

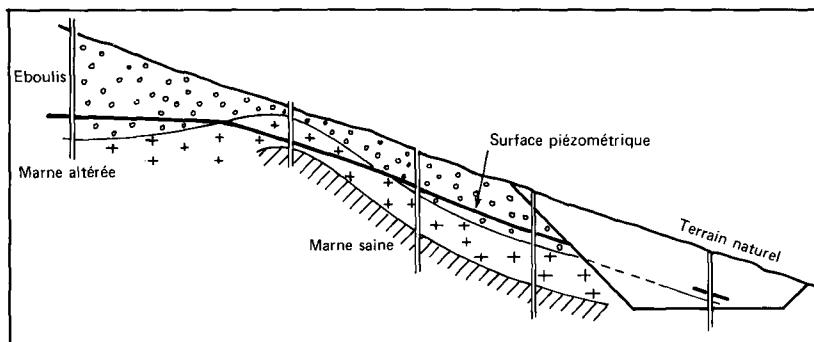


Fig. 3. — Profil en travers de la tranchée de la Fourrasse (autoroute A 31, Meurthe-et-Moselle).

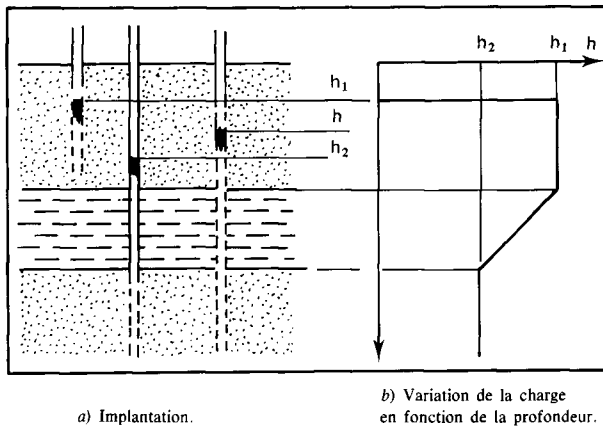


Fig. 4. — Schéma de deux aquifères superposés.

k , e , R désignant respectivement la perméabilité, l'épaisseur, le rayon d'action d'un puits de l'aquifère 1 ou 2 selon l'indice. Généralement on peut supposer $R_1 = R_2$, et l'on obtient :

$$h = \frac{T_1 h_1 + T_2 h_2}{T_1 + T_2}$$

$T = ke$: transmissivité de l'aquifère.

Cette formule montre en particulier que si l'un des deux aquifères est beaucoup plus puissant que l'autre (très forte transmissivité), le niveau de stabilisation est très voisin de celui de cet aquifère. Dans ces conditions, on risque de négliger le deuxième pendant la reconnaissance. Dans le niveau argileux, la charge varie régulièrement avec la profondeur (tout au moins, si les aquifères sont en équilibre). La charge en un point M , situé à une distance x du premier aquifère, sera en première approximation, si e est l'épaisseur du niveau argileux :

$$h(M) = h_1 + (h_1 - h_2) \cdot \frac{x}{e}$$

Il existe un cas où l'hétérogénéité verticale présente un grand risque, c'est celui où la perméabilité des terrains croît avec la profondeur. Dans le cas d'une tranchée, il apparaît alors des écoulements verticaux ascendants, en pied de talus, très défavorables pour la stabilité (possibilité de renard sur la plate-forme). C'est par exemple le cas de la tranchée du Tronchon (cf. l'article de J.-P. Gosset et J.-P. Khizardjian, étude de la tranchée d'essai du Tronchon, dans cet ouvrage).

Anisotropie

Le comportement hydraulique des sols est très rarement isotrope; du fait de leur condition de dépôts, ils présentent généralement une très forte anisotropie, la perméabilité verticale étant beaucoup plus faible que la perméabilité horizontale. Les loess et lehm font exception à cette règle.

Dans le cas général, l'anisotropie relève le niveau piézométrique et ainsi augmente les pressions interstitielles. La figure 5 montre que pour un rapport égal à 9, la surface piézométrique est plus voisine de celle obtenue dans un milieu à perméabilité verticale nulle, que de celle du milieu isotrope. Cette constatation justifie en particulier le choix de la répartition des pressions interstitielles que l'on fait pour les calculs de stabilité des pentes.

L'anisotropie rend le drainage des terrains beaucoup plus difficile, puisqu'il est nécessaire de recouper toute l'épais-

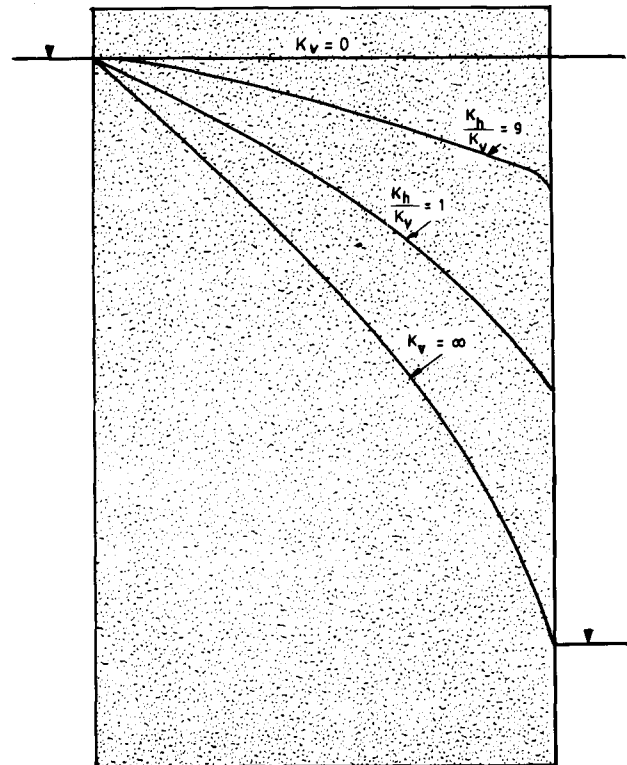


Fig. 5. — Effet de l'anisotropie sur la position de la surface libre. Écoulement à travers une digue perméable.

seur d'une nappe pour la rabattre d'une manière homogène.

Alimentation

C'est une condition aux limites pour tout calcul de système drainant et à ce titre elle est primordiale.

On peut définir schématiquement deux types d'alimentation qui peuvent d'ailleurs être combinés : l'infiltration et l'alimentation arrière, par un réservoir important. On peut les distinguer relativement facilement par la réaction des piézomètres aux pluies.

Pour une alimentation lointaine, le problème du drainage sera de choisir le rayon d'action du système et la hauteur des plus hautes eaux à ce niveau. L'étude du rabattement se fera alors en régime permanent. Le choix du rayon d'action se fait généralement par approximations successives, en tenant compte :

— du débit réduit de la nappe Q/k , qui est donné par la carte piézométrique ($Q/k = Hi$ (H épaisseur de la nappe, i gradient hydraulique)). Cette valeur ne varie pas;

— on étudie, pour diverses valeurs de R la surface piézométrique et la valeur du débit recueilli par le système drainant. La valeur choisie est celle qui donne pour débit Q/k .

Il faut noter que le rayon d'action augmente quand le débit de la nappe diminue. Si des répercussions sur des puits sont à craindre, l'étude du rayon d'action doit se faire aux plus basses eaux de la nappe.

Pour l'infiltration, il s'agira d'éviter que le niveau de la nappe dépasse une certaine cote. L'étude doit se faire en régime transitoire, en faisant intervenir le coefficient d'emménagement du sol. Il faut penser aussi que l'infiltration peut être limitée par des travaux relativement peu

importants à la surface (drainage des points bas par exemple). C'est le cas en particulier des zones qui ayant glissé, ont une topographie très complexe.

ÉTUDE DES ÉCOULEMENTS

Pour étudier la stabilité de l'ouvrage, il faut prévoir la répartition des pressions interstitielles. On l'obtient, en résolvant l'équation de Laplace $\Delta h = 0$ (h = charge hydraulique), avec comme conditions aux limites, celles fournies par l'étude hydrogéologique. Cette résolution ne pourra être généralement faite, qu'après s'être ramené à un problème à deux dimensions, et en régime permanent.

Différentes méthodes peuvent être utilisées :

- méthode analytique,
- méthode analogique (papier conducteur, réseau de résistance),
- méthode numérique (par différences finies ou éléments finis).

Il ne faut cependant pas oublier, que les données dont on dispose sont imprécises. Pour la plupart des cas, on peut donc se contenter de solution approchée. Ces solutions approchées ont pour point de départ la théorie des tranchées drainantes.

Tranchées drainantes

Soit une tranchée complète (tranchée dont le fond repose sur le mur imperméable). On supposera que la nappe est réalimentée par une deuxième tranchée, parallèle à la première à une distance R (fig. 6).

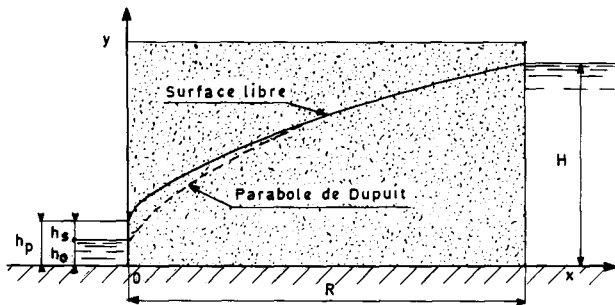


Fig. 6. — Tranchée complète dans une nappe libre.

Dupuit a établi les formules donnant le débit et la position de la nappe, en faisant les hypothèses suivantes :

1. la loi de Darcy est applicable,
2. le milieu est homogène et isotrope,
3. la composante horizontale de la vitesse est la même en tout point d'une verticale,
4. la composante verticale de la vitesse est négligeable par rapport à la composante horizontale.

Dans ces conditions, le débit Q est :

$$Q = k \frac{H^2 - h_p^2}{2R}$$

et l'équation de la courbe de dépression :

$$h^2 - h_p^2 = (H^2 - h_p^2) \frac{x}{R} \quad (\text{parabole de Dupuit}).$$

En fait, la formule qui donne le débit est exacte, même si les hypothèses 3 et 4 ne sont pas respectées. En revanche,

la surface libre de la nappe est située au-dessus de la parabole de Dupuit, car en négligeant les vitesses verticales, on ne tient pas compte de la surface de suintement.

Pour les problèmes de drainage, la position de la nappe libre est importante. On l'obtiendra à l'aide des éléments suivants :

- à partir d'une certaine distance de la tranchée, la parabole de Dupuit est une excellente approximation,
- des abaques donnent la hauteur de la zone de suintement : par exemple ceux de de Cazenove (1961) qui tiennent compte de l'anisotropie du terrain (fig. 7),
- la courbe a une tangente verticale au niveau de la tranchée.

La figure 8 montre une ligne d'eau importante, celle d'une nappe de débit $\frac{Q}{k} = 1$ totalement rabattue par une tranchée drainante.

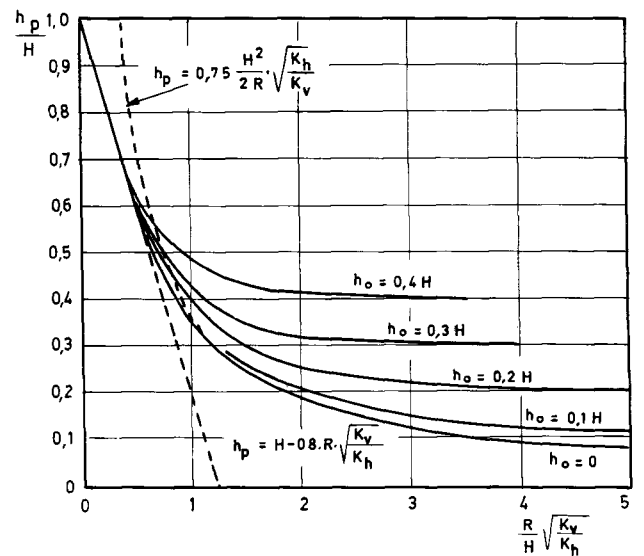


Fig. 7. — Calcul de la hauteur de suintement (d'après de Cazenove).

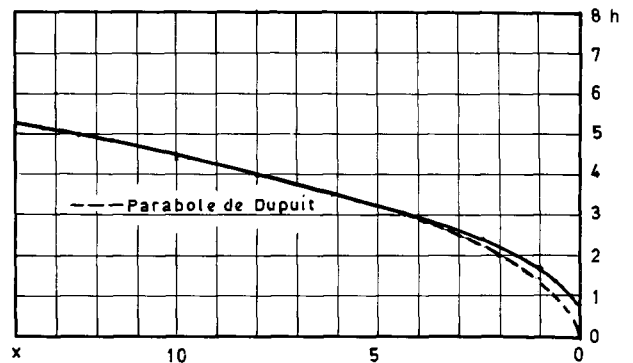


Fig. 8. — Si le débit de la nappe est multiplié par α , on obtient la surface libre en transformant la courbe donnée par une affinité de rapport α . En particulier, la hauteur de suintement h_s , est égale à $0,74 Q/k$.

Pour une tranchée incomplète (fig. 9) (ce qui sera généralement le cas), le problème est beaucoup plus difficile. A partir d'expériences sur modèle, Chapman (cité par G. A. Leonards, 1968) donne les formules suivantes (valables pour $R/H > 3$) pour une tranchée de faible largeur, avec rabattement au fond de la tranchée :

$$Q = \frac{k}{2R} \left(0,73 + 0,27 \frac{H - h_o}{H} \right) (H^2 - h_o^2)$$

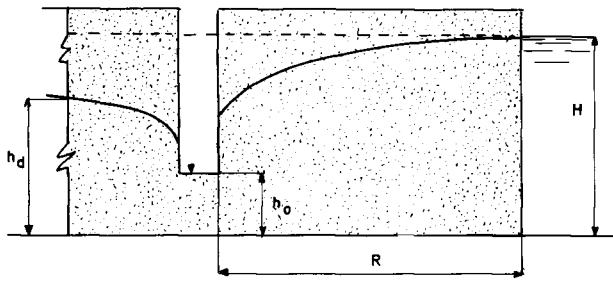


Fig. 9. — Tranchée incomplète dans une nappe libre.

et :

$$h_d = h_0 \left(\frac{1,48}{4R} (H + h_0) + 1 \right).$$

Les tranchées drainantes sont aussi utilisées pour capter les eaux d'infiltration. Dans ce cas, le problème est de choisir l'écartement ($2a$) entre deux tranchées pour éviter que le niveau de l'eau dépasse une certaine hauteur H (fig. 10) (G. Guyon, 1965).

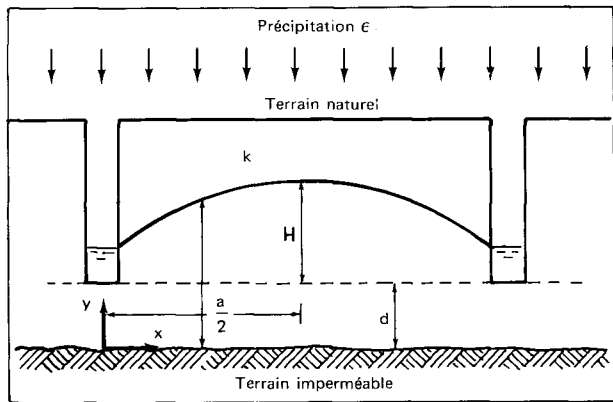


Fig. 10. — Drainage d'une nappe alimentée par infiltration.

Pour une infiltration régulière dans le temps (ϵ), on peut admettre la formule approchée :

$$a = \sqrt{\frac{kH(2d+H)}{\epsilon}}.$$

La forme de la surface rabattue est, en première approximation, une ellipse.

Au voisinage immédiat de la tranchée, elle se confond avec la parabole de Dupuit, qui correspondrait à une alimentation arrière de débit équivalent ($Q = \frac{a\epsilon}{2}$).

Si l'infiltration est irrégulière, le problème doit être résolu en mouvement transitoire, en faisant intervenir le coefficient de porosité efficace du terrain.

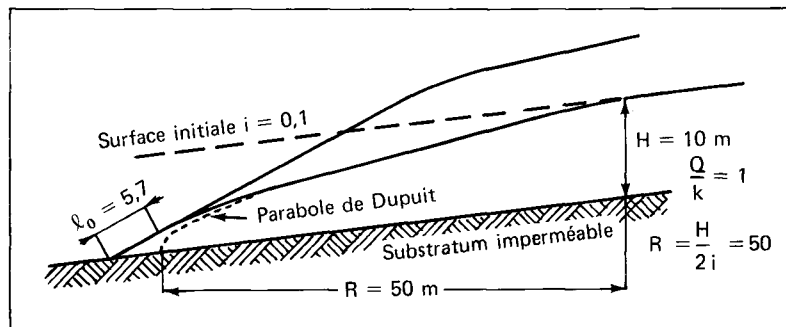


Fig. 12. — Détermination de la position de la nappe.

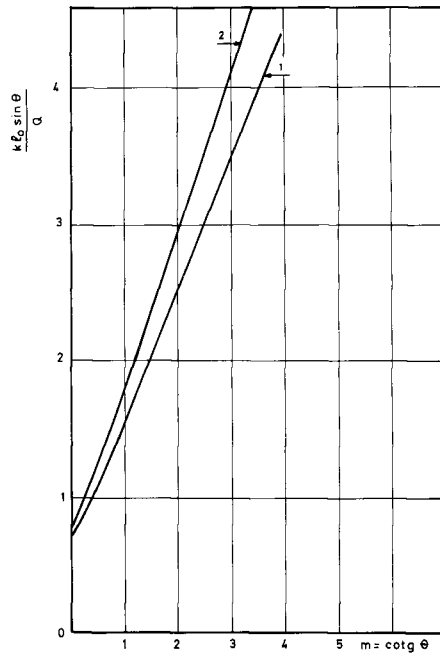


Fig. 11. — Longueur de la zone de suintement.

Détermination pratique de la surface de la nappe

L'étude géologique montre généralement que la nappe s'écoule régulièrement avec un gradient i . Si H est l'épaisseur de la nappe (déterminée par l'étude), le débit de cette nappe par unité de longueur d'équipotentielle est : $Q = kHi$.

On estimera d'abord la longueur de la zone de suintement en utilisant le graphique de la figure 11 qui donne, en fonction de la pente du talus $m = \cotg \theta$, la valeur de $\frac{kl_0 \sin \theta}{Q}$. L'alimentation est à l'infini. La courbe 1 donne

la longueur de suintement lorsque le mur imperméable recoupe le talus, la courbe 2 lorsque le niveau perméable est infini vers le bas. Ces courbes ne tiennent pas compte de l'anisotropie des terrains. Le débit $\frac{Q}{k}$ sera évalué à partir de la carte piézométrique, avant rabattement par les talus. On a généralement $m \approx 2$; $\frac{kl_0 \sin \theta}{Q}$ est donc compris entre 2,55 et 2,85, soit (pour une formation isotrope) :

$$5,70 \frac{Q}{k} < l_0 < 6,30 \frac{Q}{k}.$$

On estimera ensuite le rayon d'action en supposant le profil de rabattement parabolique, comme dans le cas des tranchées drainantes. Si le rabattement est total, le débit est :

$$Q = \frac{kH^2}{2R} \quad (\text{formule de Dupuit}).$$

H : épaisseur de la nappe à la distance R . Mais dans la zone d'écoulement non perturbée, on a vu que $Q = kHi$.

Par comparaison on obtient $R = \frac{H}{2i}$.

On construit à partir de cette donnée la parabole de Dupuit : la surface libre est tracée en tenant compte de la longueur de suintement et du fait qu'elle doit être très près de cette parabole (fig. 12).

SYSTÈMES DRAINANTS

Tranchées drainantes (fig. 13)



Fig. 13. — Tranchée drainante longitudinale.

C'est le système le plus employé, leur réalisation à la pelle ne présentant pas de difficultés insurmontables, tant que leur profondeur reste inférieure à 4 m; dans certains cas il sera cependant nécessaire de prévoir un soutènement provisoire. Ce soutènement pourra être réalisé par un coffrage blindé latéralement, à l'intérieur duquel on procède au réglage du fond de la tranchée et à la pose du drain (fig. 14). Ce coffrage est déplacé au fur et à mesure de l'avancement par la pelle. Il existe sur le marché des machines qui creusent la tranchée (jusqu'à 6 m de profondeur), posent le drain et remblaient ensuite. Elles sont adaptées aux sols fins (fig. 15).

De nombreuses expériences ont été faites pour juger de l'influence de la nature du drain : tuile, tube plastique diversement crépiné, avec ou sans cunette. Aucun système ne semble présenter d'avantages décisifs. En revanche, l'efficacité (dans le temps) de la tranchée drainante dépend beaucoup de la nature du matériau de remplissage. Ce matériau doit être à la fois filtre vis-à-vis du terrain et du drain.

Vis-à-vis du terrain, ce matériau filtre sera défini à partir des conditions de Terzaghi (par exemple), $d_{15} \leq 5 d_{85}$ terrain.

Vis-à-vis du drain :

largeur des fentes $\leq d_{60}$ filtre

ou diamètre des trous $\leq d_{10}$ filtre.

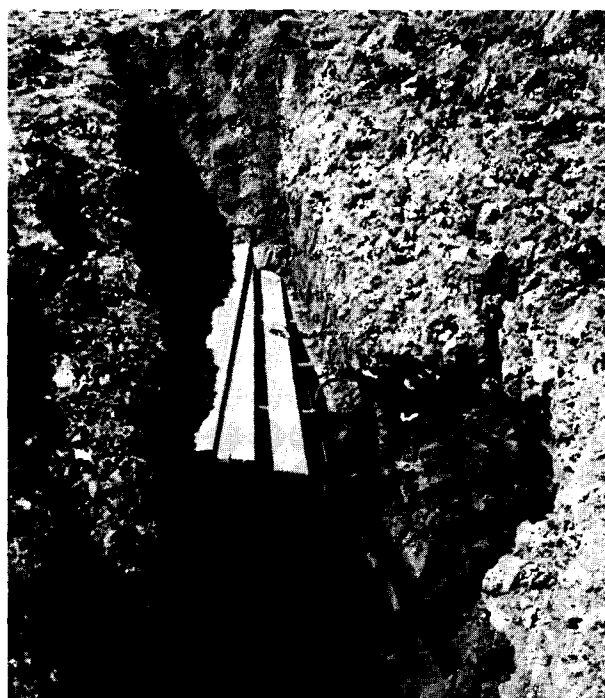


Fig. 14. — Tranchée drainante : blindage glissant provisoire.

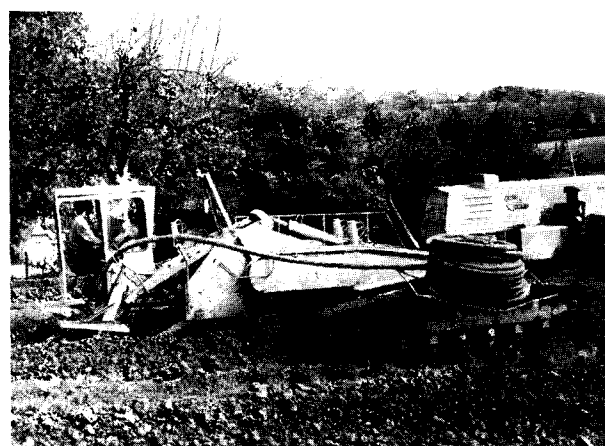


Fig. 15. — Machine réalisant les tranchées drainantes à l'avancement.

- Terrassement avec blindage.
- Pose du drain en fibre de coco.
- Remblaiement immédiat.

D'autres formules conduisent généralement à des matériaux de granulométrie voisine. Ces formules ne s'appliquent cependant pas aux matériaux argileux. Dans ce cas, on utilisera une grave 0/20 ou 0/40 (contenant 30% de 0/5) ou un sable présentant un ES supérieur à 60, pour garantir une perméabilité suffisante.

L'utilisation de non tissé (bidim par exemple) permet de s'affranchir des conditions de filtre vis-à-vis du terrain. Le non tissé est posé au contact du terrain. Il est rempli d'un matériau choisi pour sa grande perméabilité (fig. 16).

La pente longitudinale des tranchées drainantes doit être relativement élevée (5%) et les exutoires suffisamment nombreux. Il faut, en effet, éviter que les petites déformations n'entraînent la formation de cuvettes qui seraient préjudiciables au bon écoulement de l'eau. L'étude de l'écoulement autour d'une tranchée montre qu'une partie de l'eau passe par le fond de la tranchée. Il est donc décommandé d'étancher ce fond.

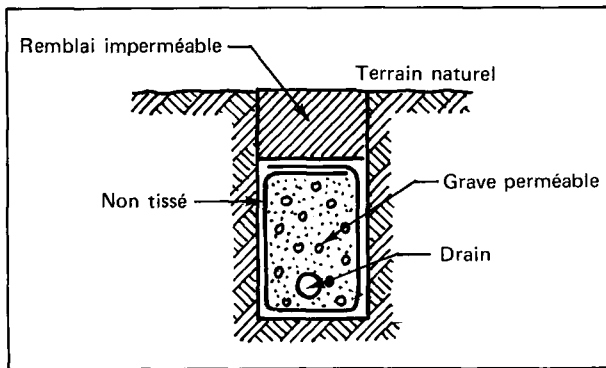


Fig. 16. — Coupe d'une tranchée drainante (avec emploi d'un non-tissé).

Les tranchées drainantes sont utilisées dans deux cas :

1. *Pour assainir en talus de déblai* : les tranchées sont longitudinales et on utilise alors les formules du paragraphe précédent pour faire le projet. Cependant, pour des questions économiques, on est limité généralement à des tranchées de 4 m de hauteur. Pour des déblais de plus grande hauteur, on réalise plusieurs niveaux de tranchées (fig. 17). Il faut remarquer que le rabattement obtenu est très superficiel.

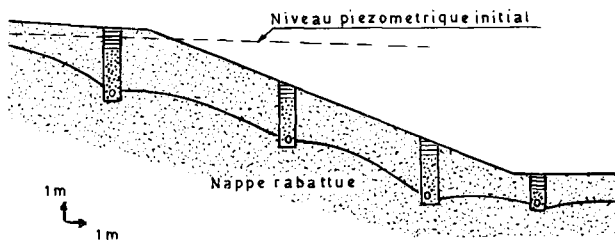


Fig. 17. — Tranchées longitudinales.

2. *Pour drainer le sol support instable de remblai* (sur une pente) : dans ce cas là, on peut éventuellement réaliser une tranchée longitudinale en tête. Cependant son efficacité est limitée par la légère remontée de la nappe à l'aval (cf. § précédent). Cette remontée est d'ailleurs amplifiée par la diminution de la perméabilité du terrain, due à sa consolidation sous le poids du remblai. On préférera donc dans ce cas des tranchées transversales, ou mieux à 45° ou 60° sur l'axe, qui assurent ainsi la continuité des écoulements sous le remblai.

Dans le premier cas, il est difficile de fixer leur espacement. Pour les terrains concernés, généralement argileux, on choisira généralement une valeur comprise entre 10 et 20 m. Pour le deuxième cas, l'espacement sera choisi pour que leur projection sur l'axe recouvre totalement celui-ci (fig. 18).

Il est nécessaire de prévoir un système de collecte des eaux en aval, pour éviter de déclencher des glissements.

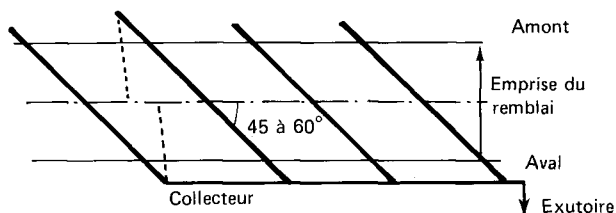


Fig. 18. — Schéma d'implantation de tranchées drainantes sous un remblai, reposant sur une pente instable.

Éperons drainants

Ce sont des murs drainants, verticaux et perpendiculaires à l'axe de la tranchée (fig. 19). Ils stabilisent le talus en rabattant la nappe, et aussi en cloisonnant le terrain, ce qui limite l'étendue possible des glissements.

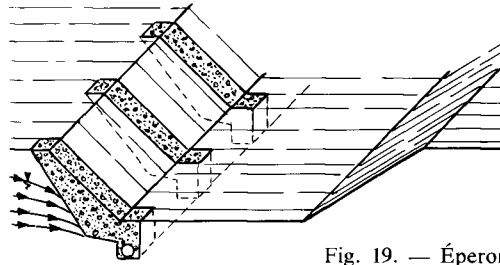


Fig. 19. — Éperons drainants.

Leur réalisation est très délicate : elle dépend surtout de la tenue verticale des terrains pour creuser la tranchée. Leur largeur dépend avant tout des moyens de réalisation. Sur le fond de la tranchée est déposé un drain (plastique ou pierre poreuse), relié au système de drainage de la plateforme : la tranchée est ensuite remplie par un matériau drainant, qui constitue un filtre vis-à-vis du terrain. Leur emploi est en conséquence limité à certains terrains (marnes, argiles compactes) et aux talus de faible hauteur.

Si la nappe est alimentée par l'infiltration, leur espacement est donné par la formule des tranchées drainantes (cf. § précédent). Pour une alimentation arrière, il est difficile de connaître la position exacte de la nappe. Cependant, pour estimer leur espacement e , on peut schématiser le problème en supposant que le talus est vertical et que le mur de la nappe est horizontal et passe par le pied du talus et que son débit à grande distance est q par mètre.

En se mettant dans le cas des approximations de Dupuit (ou en utilisant le potentiel de Tcharnii), on est ramené à un problème plan, dont la solution s'obtient facilement par les transformations conformes. On peut juger de l'efficacité du drainage en calculant le rapport R du débit s'écoulant vers l'éperon au débit total ($4aq$). On a :

$$R = 1 \left(1 - \frac{2}{\pi} \arcsin \frac{1}{\operatorname{ch} \pi \frac{e}{a}} \right)$$

La figure 20 représente la variation de R , en fonction de $\frac{e}{a}$.

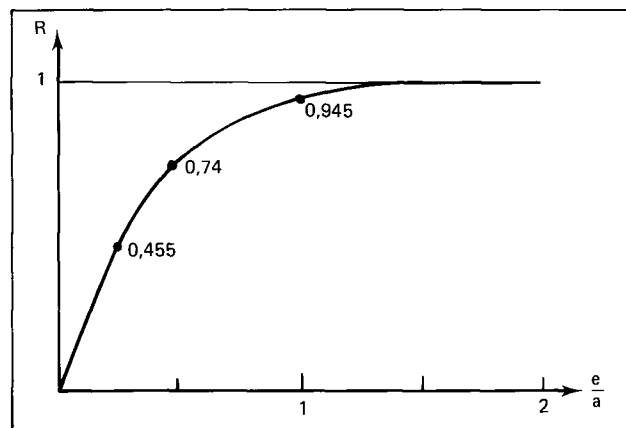


Fig. 20. — Rapport du débit drainé par les éperons au débit total en fonction de leur profondeur.

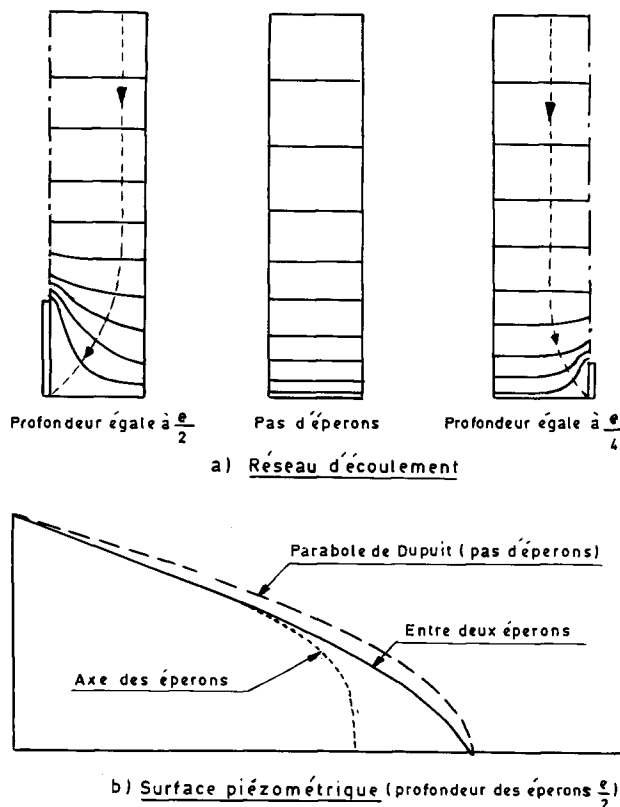


Fig. 21. — Étude théorique des éperons drainants à l'aide des hypothèses de Dupuit.

On remarque que pour la valeur $\frac{e}{a} = 1/2$, le rabattement peut être estimé satisfaisant, puisque près du 3/4 du débit est capté par le drain, pour $\frac{e}{a} = 1$, on arrive à près de 95 %.

La figure 21 schématise la surface de l'écoulement dans deux cas. On retiendra, d'une manière générale, que l'espacement des éperons doit être au plus égale au double de leur profondeur.

Drains subhorizontaux

Ce sont des tubes crépinés, placés à l'intérieur de forages horizontaux (fig. 22). Ils servent donc à drainer le talus dans sa masse, puisque leur longueur peut atteindre et même dépasser 100 m. Il est difficile de connaître la forme exacte de la nappe rabattue, et donc de donner une théorie pour dimensionner un tel système drainant. Cependant, pour le cas où l'infiltration est la principale alimentation de la nappe, et si le substratum est à l'infini, on peut appliquer la théorie des lignes de puits. Cette théorie montre qu'une ligne de puits est équivalente à une tranchée drainante, et que le caractère ponctuel des puits entraîne une perte de charge complémentaire importante.

Soit à leur écartement, q l'infiltration par mètre et d la hauteur au-dessus des drains à laquelle se stabilise la nappe. Chaque drain doit débiter $Q = aq$.

On applique la formule du rabattement d'une ligne de puits parallèle à une ligne de source, en constatant que le rabattement entre l'alimentation (surface de la nappe libre) et le puits est précisément égal à d (G. Schneebeli, 1966). On a donc :

$$\Delta = -d = \frac{Q}{2\pi k} \left(\ln \frac{2\pi r_p}{a} - \frac{2\pi d}{a} \right)$$

soit :

$$d \left(\frac{Q}{ka} - 1 \right) = \frac{Q}{2\pi k} \ln \frac{2\pi r_p}{a}$$

Le rayon des drains subhorizontaux est pratiquement constant, et de l'ordre de 50 mm. On ne peut donc jouer que sur leur espacement. Celui-ci doit rester faible, si l'on ne veut pas augmenter considérablement les pertes de charge au niveau des drains et en conséquence diminuer l'efficacité du drainage. Il faut aussi noter que les tubes utilisés sont peu crépinés (quelques %), ce qui augmente encore ces pertes. On peut à partir de cette formule choisir l'espacement des drains. Mais on peut aussi remarquer la parfaite analogie des drains dans ces conditions avec des pointes filtrantes. Dans ce cas, on sait que l'espacement doit rester faible, inférieur à 5 m, et le plus souvent de l'ordre de quelques mètres. Cet ordre de grandeur paraît correct. Pour le préciser, on dispose d'abaques (fig. 23).

Pour l'alimentation arrière, le problème est plus complexe (V. I. Aravin, S. N. Numerov, 1965). Si on assimile le drain à un plan drainant, la longueur théorique devrait être faible. En effet, il est facile de démontrer que le cas le plus défavorable est celui où le substratum imperméable est au niveau du drain. Le réseau d'écoulement est représenté sur la figure 24, il est constitué de paraboles homofocales et la surface libre a pour équation :

$$x = -\frac{Kh^2}{2q}$$

q : débit de la nappe.

La zone drainante a pour longueur $x = \frac{q}{2K}$.

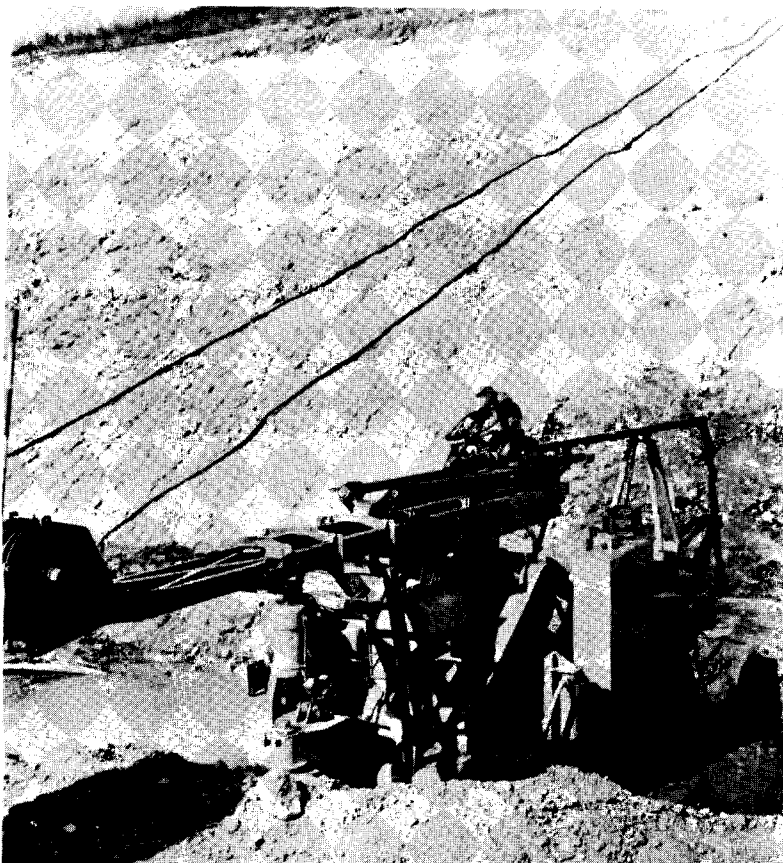


Fig. 22. — Réalisation de drains subhorizontaux.

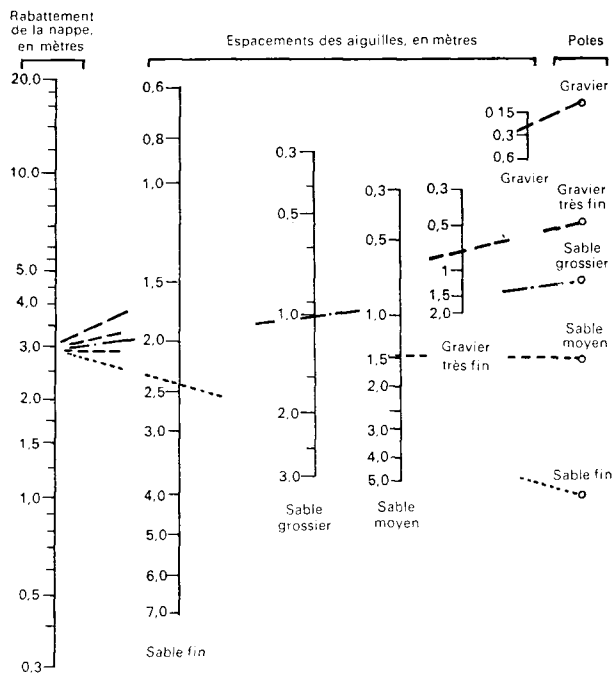


Fig. 23. — Espacement des aiguilles filtrantes dans les sables et graviers propres, à granularité uniforme (G. A. Leonards).

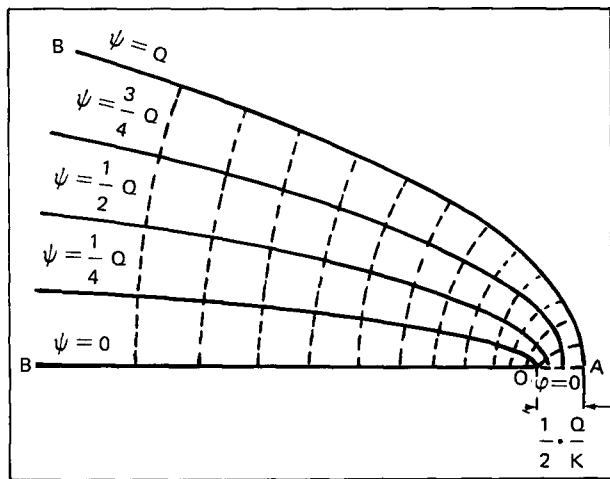


Fig. 24. — Écoulement vers un plan drainant horizontal.

Dans les cas usuels, cette valeur est très faible. Cela a pour conséquence d'entraîner une augmentation considérable des pertes de charge au niveau du drain, cette augmentation que l'on ne sait pas chiffrer est compensée par la longueur du drain.

D'une manière générale, on admet que la longueur du drain doit lui permettre de traverser la surface sur laquelle le coefficient de sécurité est minimal (ce système étant appliqué dans le cas d'instabilité de masse). Leur inclinaison est au moins égale à 3% (pour évacuer les sédiments pendant la réalisation, et pour éviter la formation de cuvette). Pour augmenter leur efficacité, ils devront traverser toute l'épaisseur de la couche aquifère, puisque la perméabilité parallèlement à la stratification est beaucoup plus grande que perpendiculairement.

Pour des problèmes d'implantation, on est amené assez souvent à faire des éventails. Dans tous les cas, on n'oubliera pas de réaliser convenablement les exutoires des drains. Pour ce type de drainage, il n'y a pas de filtre artificiel, les terrains devront le réaliser. Ainsi, il peut arriver que les drains se colmatent, leur décolmatage est possible par lavage.

Ils sont très bien adaptés aux terrains hétérogènes, où ils permettent de vider de leur eau des poches très perméables, qui ensuite augmente notablement leur rayon d'action, et aux terrains fissurés. Une étude géologique précise est nécessaire pour repérer les directions des fissures, qui permettra de déduire celle des drains.

Il est conseillé, avant de lancer un chantier complet de drains subhorizontaux, de s'assurer de leur efficacité par quelques drains d'essai.

Masques drainants

Ils sont constitués par des couches de matériaux drainants, mis en place sur le talus (fig. 25). Si on considère deux talus réalisés à la même pente, l'un sans masque, l'autre avec masque, la stabilisation est obtenue par :

1. les meilleures caractéristiques du matériau, si le cercle de glissement est un cercle de pied;
2. la butée réalisée par le masque, pour les cercles profonds (rôle analogue aux banquettes de stabilisation des remblais);
3. par le drainage : le masque étant généralement réalisé en matériaux beaucoup plus perméables que le terrain, on considère que le drainage du terrain se fait au contact terrain-masque, et qu'ainsi il ne règne pas de pression hydrostatique à l'intérieur du masque. Si le matériau utilisé est relativement peu perméable, il faut tracer le réseau d'écoulement à l'intérieur du masque. Ainsi, dans le calcul de stabilité, le rôle de l'eau est très diminué;
4. un effet annexe du masque est la protection superficielle du terrain. Il évite en particulier la formation de fissures de retrait, qui favorise l'infiltration et l'action du gel.

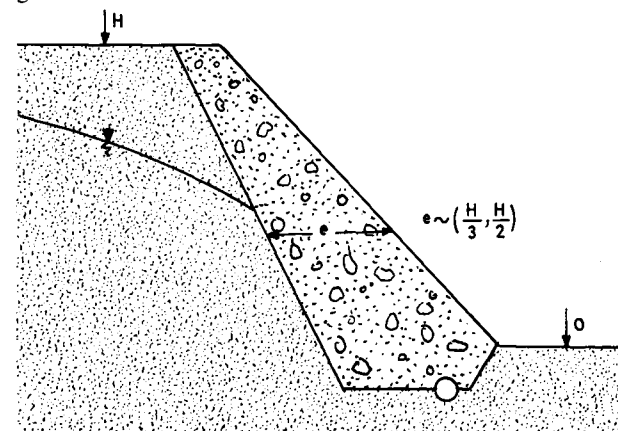


Fig. 25. — Masque drainant.

Il existe trois types de masque : triangulaire, trapézoïdal ou à épaisseur constante. Le choix se fera, d'une part en fonction du type de rupture contre lequel il faut se protéger (cercle de pied ou profond), d'autre part de la stabilité à court terme, le masque triangulaire ou trapézoïdal nécessitant des terrassements à une pente supérieure à la pente définitive.

La réalisation du masque étant très onéreuse (emprise et terrassement supplémentaires), il convient de le dimensionner le mieux possible. Pour cela, on fait les calculs de stabilité classique, en tenant compte de ses caractéristiques hydrauliques et mécaniques.

En première approximation, on peut admettre que sa hauteur minimum H correspond à la zone d'émergence de

la nappe sur le talus naturel et d'autre part que son épaisseur horizontale doit être comprise entre $H/3$ et $H/2$. La réalisation impose une contrainte sur cette épaisseur, elle ne peut être inférieure à 3 m pour permettre une mise en place par couches successives.

On peut aussi envisager une mise en place par déversement du matériau à partir du sommet du talus ou par poussage des matériaux au boteur. Ces modes ne sont pas recommandés, car les matériaux ne sont pas compactés et leurs caractéristiques mécaniques restent très faibles. On peut l'envisager pour réaliser des protections superficielles du talus, contre le gel par exemple.

Lors de la réalisation on ne négligera pas le raccordement du masque à la plate-forme, et en particulier au système drainant.

Systèmes divers

Puits perdus

S'il existe en profondeur une couche poreuse, perméable, aquifère ou non, on peut, dans certaines conditions, rabattre la nappe en la déversant dans la couche inférieure par l'intermédiaire de puits. Un essai sera nécessaire pour dimensionner un tel système.

Puits et drains subhorizontaux

Pour stabiliser une pente très faible, on ne peut guère employer les drains subhorizontaux, car leur longueur serait trop grande. On peut alors réaliser des puits verticaux d'au moins un mètre de diamètre et forer, à partir de leur fond, des drains en éventail.

L'eau sera évacuée par un exutoire foré en même temps que les drains. On peut même employer cette méthode pour rabattre la nappe avant les terrassements d'une tranchée de grande hauteur. Pendant les travaux, l'eau sera évacuée par pompage dans les puits. Après, on réalisera l'exutoire vers la plate-forme (fig. 26).

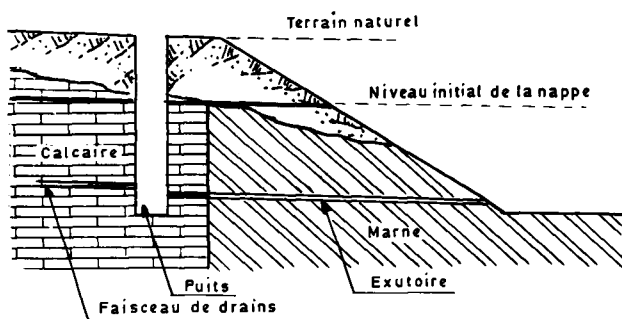


Fig. 26. — Puits et drains subhorizontaux (autoroute A6, tranchée de Lasalle, Saône-et-Loire).

Electro-osmose — Electroconsolidation

Pour des terrains très argileux, le rayon d'action des drains est très faible, ils sont donc inefficaces. Les procédés d'électro-osmose et d'électroconsolidation peuvent être envisagés, mais pour les choisir, il faut tenir compte de leur caractère expérimental.

Quelques applications ont été réalisées en Allemagne, dans cette combinaison, dans certains cas, avec des drains subhorizontaux (K. F. Henke, 1970).

CONCLUSION

Le choix et le dimensionnement d'un système drainant ne peuvent se faire qu'après une étude hydrogéologique très détaillée. Cette étude est longue, elle ne se limite généralement pas à l'emprise du projet, elle est difficile, car elle doit mettre en évidence toutes les hétérogénéités qui influent considérablement sur la répartition des pressions.

Avant de réaliser les travaux, il sera prudent d'installer quelques piézomètres, qui auront pour but de contrôler l'efficacité du drainage. Le débit évacué n'est pas un critère absolu (puisque'il dépend avant tout de la perméabilité). En revanche, ses variations dans le temps peuvent éventuellement renseigner sur un colmatage.

La stabilité des talus dans le temps ne sera obtenue, que si le système de drainage fonctionne correctement. Il est donc absolument nécessaire au moment de la construction de choisir des matériaux, qui respectent les conditions de filtre et d'apporter un grand soin à la réalisation des systèmes, et en particulier aux exutoires des drains.

BIBLIOGRAPHIE

ARAVIN V. I., NUMEROV S.N., *Theory of fluid flow in undeformable porous media*, Israël Program for Scientific Translations, Jerusalem (1965), 510 p.

DE CAZENOVE E., Rabattement d'une nappe à surface libre exploitée par puits ou tranchées, *La houille blanche*, 3 (1961), p. 252-265.

CEDERGREEN H. R., *Seepage, drainage and flow nets*, J. Wiley and sons, New York, Londres, Sidney (1967), 489 p.

GUYON G., *Considération sur l'hydraulique du drainage des nappes*, Thèse de Doctorat, Université de Toulouse (1965).

HENKE K. F., Sanierung von Böschungsrutschungen durch Anwendung von Horizontal-Drainagebohrungen und Elektroosmose, *Der Bau ingenieur*, 7 (juil. 1970), p. 235-241.

LEONARDS G. A., *Les fondations*, Dunod, Paris (1968), 1 106 p.

POLUBARINOVA P. Y., KOCHINA A., *Theory of ground water movement*, University Press, Princeton, New Jersey (1962), 613 p.

SCHNEEBELI G., *L'hydraulique souterraine*, Eyrolles, Paris (1966), 362 p.

Stabilisation des sols stériles par enherbement

G. COLAS
Ingénieur géologue
Laboratoire régional d'Aix-en-Provence

J.-C. MOGIER
Ingénieur agronome
Syndicat intercommunal d'Arles

P. URSAT
Ingénieur
Laboratoire régional de Strasbourg

Prenant appui sur l'expérience de la région méditerranéenne et de la région Alsace et Vosges, cet article a pour but, non pas de donner des recettes particulières permettant aux maîtres d'œuvre de résoudre leurs problèmes, mais d'attirer leur attention sur les difficultés posées par l'ensemencement des emprises routières.

Nous espérons pouvoir ici faire sentir l'importance des principaux paramètres à prendre en considération au stade des projets, et nous mettons l'accent sur les problèmes d'entretien et de garantie.

Du point de vue terminologique, les termes enherbement ou ensemencement sont équivalents dans le langage courant. Le terme engazonnement quoique impropre est également utilisé.

ÉLABORATION D'UN PROJET D'ENHERBEMENT

Les préoccupations actuelles de défense de l'environnement et de lutte contre l'érosion imposent le schéma suivant en vue du traitement des emprises non circulées :

— une étude paysagère pour définir les lignes de remodelage des terrassements, afin qu'ils s'harmonisent avec le relief environnant et les plantations à effectuer pour rétablir l'équilibre avec la végétation locale (fig. 1);



Fig. 1. — Autoroute A 7. Échangeur d'Avignon nord. Exemple d'esthétique paysagère.

— la mise en application de techniques élaborées pour stabiliser les pentes pendant la période d'implantation de la végétation. Il faut en effet de nombreuses années avant que celle-ci atteigne son équilibre écologique et soit suffisamment développée pour protéger les terrains.

Il faut donc pendant toute cette période mettre en place des moyens de lutte antiérosive qui sont d'une part des aménagements comme les terrasses, les fossés, les exutoires et d'autre part l'enherbement des surfaces exposées.

C'est au premier stade de l'enherbement que l'on constate actuellement le plus d'échecs (fig. 2). La solution du problème suppose que soient remplies deux conditions :

- la définition du résultat recherché par le maître d'œuvre;
- l'étude préalable des éléments du complexe écologique.



Fig. 2. — Érosion des argiles du Plaisancien dans le Gard. La hauteur du ravinement dans ces formations est d'environ 30 mètres.

C'est seulement à ce stade qu'on pourra effectuer un choix dans le matériel végétal afin d'utiliser les espèces capables d'obtenir le résultat cherché dans les conditions du milieu considéré.

OBJECTIFS DES MAÎTRES D'ŒUVRE

L'objectif principal du maître d'œuvre quel que soit le type d'ouvrage est de *fixer* rapidement et solidement les sols dénudés en les mettant à l'abri des divers agents d'érosion (P. Hénensal, 1971).

Les espèces choisies devront donc généralement remplir les conditions suivantes :

— fixer le sol le plus profondément possible, être durables, être rustiques.

A ces conditions générales s'ajouteront des conditions plus particulières liées aux types d'ouvrages et au milieu naturel :

- résistance à des variations de température de très grande amplitude (zones de montagne par exemple),
- résistance au sel contenu dans le sol et au sel apporté par des embruns (zones littorales et portuaires),
- résistance au piétinement (zones de parking ou de passage pour piétons),
- résistance à la sécheresse (zone méditerranéenne),
- taille peu élevée (terre-pleins centraux d'autoroute et autoroutes urbaines).

ÉLÉMENTS DU COMPLEXE ÉCOLOGIQUE

Climat

Il faut définir pour chaque cas, le profil climatique de la zone, de façon à déterminer les périodes de l'année où l'ensemencement est possible sans risque grave d'échec (P. Hénensal et A. Spake, 1974).

Ces risques d'échecs sont liés :

- aux basses températures hivernales,
- aux fortes températures estivales,
- à la pluviométrie.

BASSES TEMPÉRATURES

Pour chaque espèce il existe un seuil de température au-dessous duquel la germination ne peut avoir lieu. Chaque espèce possède une plus ou moins grande résistance au froid, au stade plantule. La connaissance de ces deux caractères permet de déterminer la date ultime des semis d'automne et celle du début des semis de printemps.

FORTES TEMPÉRATURES

Comme pour les basses températures elles ont une influence à deux stades du cycle végétatif. Tout d'abord au stade de la levée, elles peuvent par dessèchement du substrat, interdire la germination. Ensuite dans la période de croissance, avant l'établissement d'un système racinaire normal, elles peuvent provoquer la mort de jeunes plants dans une proportion importante.

Cette action des fortes températures est particulièrement sensible dans toutes les zones méridionales ou continentales où elle est souvent conjuguée à celle du vent. Dans ces régions la perte d'eau par évapo-transpiration est considérable et la capacité de rétention en eau des sols est la plupart du temps insuffisante pour la compenser. Par conséquent dans la mesure où l'arrosage est impossible, il faut que les plantes abordent cette période avec un enracinement suffisamment profond pour survivre. On peut donc, en fonction des données macroclimatiques généralement disponibles aux stations régionales de la météorologie, déterminer les dates optimales des semis.

PLUVIOMÉTRIE

Ce facteur est également primordial pour déterminer la période possible d'ensemencement. Il peut jouer dans un sens bénéfique ou non selon les cas. En effet dans les régions à pluviométrie étalée et bien répartie, à précipitations sans caractère orageux prononcé on peut estimer qu'il va corriger l'effet limitant des fortes températures estivales. En revanche en région méridionale notamment les précipitations sont souvent très violentes et ont un effet d'érosion considérable sur les pentes. A titre d'exemple, on a enregistré en 1974 des précipitations de 84 mm en 14 h à Salon-de-Provence. Il est donc nécessaire dans ce cas que les plantes aient un enracinement suffisant avant la période des fortes pluies pour tenir les terrains.

MACRO ET MICRO-CLIMAT

Les facteurs macro-climatiques sont généralement les plus accessibles à l'étude grâce à la documentation disponible aux services de la météorologie nationale : moyennes des températures mensuelles, durée d'insolation, précipitations atmosphériques, bilan hydrologique.

L'évaluation des éléments du bilan hydrologique est faite en suivant régulièrement la balance entre les gains dus aux précipitations atmosphériques et les pertes provoquées par l'évapotranspiration du sol. On en déduit en outre :

- les fluctuations de la réserve,
- le déficit d'alimentation en eau de la végétation. Ce déficit constitue en même temps un indice qualitatif de « sécheresse ».

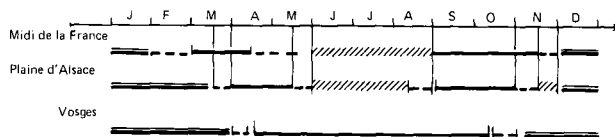
L'étude générale du climat de la zone considérée est évidemment à compléter par l'étude du micro-climat du site lui-même. Par exemple l'exposition des terrains a une influence sur la durée d'ensoleillement et la quantité d'eau reçue. Le résultat sur la végétation peut se traduire par un certain retard d'un talus par rapport à son vis-à-vis. Or s'il s'agit d'une pente particulièrement sensible, il est évident que l'augmentation de la durée de l'enracinement de la végétation constitue un risque important d'échec. Il est d'ailleurs souvent nécessaire de compenser ces différences dues au micro-climat par un choix d'espèces différent.

En conclusion de cette étude très succincte des facteurs climatiques importants, il apparaît indispensable que les maîtres d'œuvre prennent en compte dans leurs études préliminaires les renseignements de la météorologie.

Ils pourront ainsi incorporer les ensemencements dans le planning d'exécution du chantier, en choisissant la période la plus favorable tout en tenant compte du rythme des travaux de terrassement.

Périodes favorables

D'après les constatations faites sur ces dernières années, les périodes favorables sont : l'automne (■) et surtout le printemps.



Périodes possibles

Elles correspondent, à la limite, à tout le reste de l'année. Cependant, selon les époques, on a un risque acceptable (périodes indiquées ---) ou assez grand (périodes indiquées //) de dépérissement des jeunes plantules par la chaleur ou la gelée.

Enfin dans les périodes (———), la pousse est ralentie ou bien la germination est différée. Les ensemencements en décembre ne présentent pas un grand intérêt, on peut tout au plus escompter une stabilisation du talus pour l'hiver grâce au fixateur.

Sols

D'une façon générale les sols concernés ont une très mauvaise valeur agronomique. Il s'agit souvent de substrats d'extraction profonde, plus ou moins hétérogènes et carencés en éléments de nutrition des végétaux.

On peut les classer par exemple en :

- *terrains rocheux* (calcaires, grès granites) où s'établissent de préférence des végétations xéro-thermophiles;
- *terrains très argileux* (dits « lourds » : marnes et argiles plastiques) à végétation diversifiée de préférence;
- *terrains limoneux et argilo-sableux* à végétation mésophile;
- *terrains « légers »* (limons sableux, sables) à végétation de préférence xérophile.

Pour corriger les carences du sol et assurer l'alimentation des plantes par des apports d'amendements et engrais appropriés, il est indispensable d'effectuer une analyse du sol permettant de connaître en particulier :

- le pH,
- les teneurs en azote, acide phosphorique assimilable, potasse et magnésium absorbables,
- calcium total et calcium actif,
- les chlorures éventuellement (zones littorales),
- la perméabilité,
- la capacité de rétention en eau.

Ces analyses sont réalisées par des laboratoires spécialisés.

Matériel végétal

L'expression « mauvaise herbe » n'a plus en la matière toute sa signification. Elle ne sert en effet qu'à désigner les plantes adventives qui par leur présence nuisent au rendement des plantes cultivées. Or pour revégétaliser des sols stériles dans *des conditions extrêmes* la « bonne espèce » sera avant tout celle qui survivra et offrira une couverture suffisante. Ce sont les espèces vivant à l'état spontané entourant la zone à traiter qui a priori peuvent présenter une aptitude suffisante à la stabilisation des talus.

Malheureusement le catalogue des espèces commercialisées ne comporte que des plantes fourragères ou plantes à gazon. Dans l'immédiat on doit s'en contenter et en tirer le meilleur parti possible, en soulignant la nécessité d'entreprendre des études spécifiques à chaque région, pour sélectionner les espèces les plus aptes à satisfaire aux conditions imposées.

CARACTÉRISTIQUES MORPHOLOGIQUES

Appareil végétatif aérien

Sa forme et son volume conditionnent à la fois l'aspect plus ou moins esthétique et le coût d'entretien. Certaines zones planes comme les parkings ou les bas côtés de chaussées nécessiteront l'emploi d'espèces rases pour dégager la signalisation ou limiter les risques d'incendie sans que l'on soit dans l'obligation de faucher fréquemment. En revanche les talus peuvent recevoir une végéta-

tion beaucoup plus haute sans qu'il soit pour autant indispensable de les faucher. La question des tontes de talus et de leur coût d'entretien nous paraît être un faux problème. En effet la tonte est une pratique culturale qui, conjuguée avec l'apport d'engrais permet d'augmenter dans des proportions importantes, le rendement en herbe car elle provoque l'émission de nouvelles tiges, par conséquent, une meilleure couverture théorique du sol. Mais il est nécessaire pour obtenir ce résultat d'effectuer l'opération à des moments précis du cycle végétatif des plantes et d'apporter les éléments nutritifs nécessaires. Or dans les conditions d'exploitations des autoroutes il est impossible de respecter ces règles précises. Il est donc beaucoup plus intéressant d'obtenir la densité des couvertures avec une densité de plantes plus élevée et laisser ensuite les plantes effectuer leur cycle végétatif complet, ce qui permet d'obtenir un resemis. Le coût d'entretien peut donc à notre sens être réduit aux apports d'engrais strictement nécessaires. A signaler qu'il existe des « espèces courtes » ne nécessitant aucune tonte.

Besoins minimums en éléments nutritifs.

Chaque espèce a une aptitude plus ou moins grande à subsister sur terrain pauvre. Or s'il est possible d'amender le sol au moment du semis, il est trop souvent impossible d'assurer des apports d'entretien, les budgets étant trop limités. On doit prendre garde en conséquence de ne pas semer des espèces trop exigeantes qui disparaîtront par malnutrition.

Faculté de reproduction

Si on n'intervient pas au cours du cycle végétatif, les plantes fleurissent et réensemencent naturellement le terrain. Mais toutes les espèces n'ont pas le même pouvoir de production de graines et de trop grandes différences peuvent rapidement déséquilibrer la composition d'origine en faveur des plus prolifiques.

ASSOCIATIONS VÉGÉTALES

Dans la nature les espèces constituent ce que les botanistes appellent des associations végétales, directement liées à la nature des sols et au climat (exemple : garrigue, maquis, prairies naturelles, etc.).

Il serait évidemment idéal de reconstituer l'association végétale de la région considérée. Mais cette association est un équilibre complexe, résultat d'un très lent processus naturel. On est donc bien obligé de procéder par étapes pour la reconquête et d'autant plus qu'on ne dispose pas à l'heure actuelle d'études précises sur toutes les espèces spontanées ni des semences nécessaires.

On ne sait malheureusement que fort peu de choses sur les phénomènes complexes qui déterminent un état d'équilibre entre les espèces d'une association végétale. Actuellement, on recherche un équilibre de quatre espèces au maximum avec légumineuses et graminées. Les premières procurent une alimentation azotée aux secondes. Pour utiliser cette propriété des légumineux, il faut choisir des espèces dont les systèmes racinaires s'établissent aux mêmes niveaux.

ESPÈCES COMMERCIALISÉES

Il devient impératif que les responsables de l'exécution des travaux soient mieux informés des normes strictes de qualité auxquelles doivent satisfaire par décret les semences fourragères, au même titre qu'ils connaissent parfaitement les normes des ciments agrégats ou armatures. En effet certaines entreprises pour satisfaire aux conditions de prix les plus bas utilisent des semences à très bon

marché dont les qualités ne sont aucunement garanties. De nombreux échecs sont certainement imputables à cet état de fait.

En définitive, on constate qu'on ne dispose pas des semences d'espèces les mieux adaptées et dans les espèces dont on dispose on n'impose pas la meilleure qualité de semence. Le décret du 15.10.1970 paru au Journal Officiel du 5.12.1970 réglemente la vente des semences de plantes fourragères destinées à la production agricole de plantes fourragères ou à l'enherbement de la surface non agricole. Schématiquement, ce décret précise que les semences d'espèces fourragères sont obligatoirement commercialisées sous 3 catégories :

1. certaines espèces sous la dénomination de « semences certifiées » uniquement;
2. certaines espèces sous la dénomination de « semences commerciales »;
3. toutes les autres espèces n'appartenant pas aux catégories précédentes sous la dénomination de « semences de ... » (nom de l'espèce et de la variété).

De plus l'annexe 3 du même arrêté précise pour les deux premières catégories :

- la pureté minimale spécifique,
- la teneur maximale en graines de plantes adventives,
- la faculté germinative minimale,
- la teneur maximale en graines dures.

Il suffit donc aux maîtres d'œuvre de faire référence à ce décret dans un Cahier de prescriptions spéciales pour obliger l'entreprise à fournir la meilleure qualité possible de semences. De plus, il appartient aux maîtres d'œuvre d'effectuer des prélèvements dans les sacs et de les faire tester dans un laboratoire spécialisé (institut national de recherches agronomiques par exemple). De cette façon, sera éliminée au moins une des causes d'échec des ensemencements.

Dans la majorité des cas le commerce fournit des « compositions » destinées aux gazons (ray grass anglais, fétuques rouges, etc.). Ces espèces ont elles-mêmes des variétés aux propriétés spécifiques. Dans le ray grass anglais on trouve par exemple :

- les ray grass tardifs qui montent très lentement en une belle végétation;
- les ray grass précoces qui montent très rapidement en floraison et fournissent une herbe peu apte à stabiliser les talus (espèce de pérennité médiocre).

Les seconds sont en abondance sur le marché et à un prix trois ou quatre fois moindre que les premiers, d'où leur emploi abusif.

Le ray grass anglais ainsi que les fétuques des prés sont généralement à proscrire dans le midi de la France. On y emploiera plutôt des graminées de type fétuques rouges, ovines ou élevées, du brome des prés, du brome Cartaticus, de la cretelle des prés ou du cynodon. La flève des prés sera réservée aux chantiers en altitude humide.

Les luzernes (Sative ou Varia), les trèfles blancs nains, le lotier Cornicula, la luzerne lupuline sont les légumineuses semées dans le midi.

Il peut être enfin intéressant de compléter la formule d'ensemencement par des graines de plantes buissonnantes telles que : genêt d'Espagne, laurier, thym, lavande, cyste, romarin, etc.

TECHNIQUES DE TRAITEMENT DE TALUS PAR ENHERBEMENT

De tout ce qui précède, il ressort qu'en matière de fixation par enherbement, les maîtres d'œuvre se heurtent à des difficultés de valeur très inégale en fonction des variables que sont le climat, le sol et le but recherché. Il est donc nécessaire qu'ils disposent de toute une gamme de procédés permettant de faire face aux différents degrés de difficulté.

Il est évident que plus les techniques seront sophistiquées plus elles seront chères. Par conséquent les responsables doivent être capables en prenant le cas échéant conseil auprès de spécialistes d'évaluer les difficultés de façon à choisir la ou les techniques suffisantes pour le cas considéré.

Cela suppose également que les techniques nouvelles soient diffusées et testées sérieusement afin de définir leur champ d'action possible.

On peut classer les techniques actuelles en cinq catégories (G. Colas, M. Payani, 1971).

Semis classiques

Il s'agit des procédés traditionnels de semis à la main ou au semoir et des semis par voie liquide (à l'hydroseeder).

Ces techniques sont suffisantes sous réserve de réunir les conditions suivantes :

- bons sols, convenablement préparés avec apport éventuel de terre végétale,
- climat à humidité permanente bien répartie sans période très sèche de longue durée.

L'apport de terre végétale en surface afin de mettre à la disposition des plantes un milieu plus favorable est une solution à conseiller chaque fois que cela est possible. Elle présente cependant des inconvénients :

- elle est souvent onéreuse,
- elle peut être difficile à mettre en œuvre,
- la couche rapportée en surface n'a pas avec le sol en place, une liaison suffisante. De ce fait, elle est assez instable (fig. 3). Pratiquement elle n'est réellement fixée que lorsque les racines l'ont traversée et ont pénétré dans la sous-couche en place. Cela suppose d'abord qu'on ait choisi des espèces à enracinement assez profond adaptées à la sous-couche et que la couche de terre végétale ne soit pas trop épaisse (10 à 30 cm).

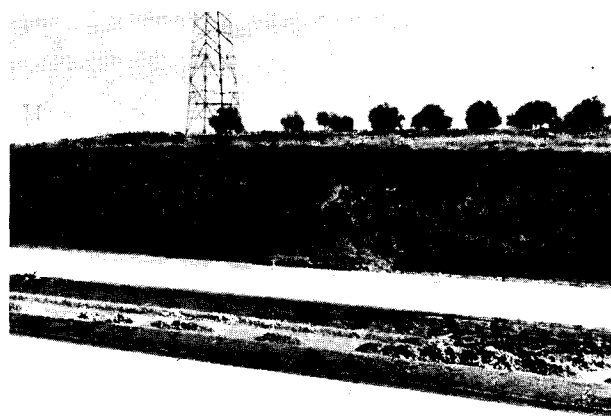


Fig. 3. — Exemple de désordres provoqués par une épaisseur trop importante de terre végétale et un système racinaire trop court.

La période de vulnérabilité de cette couche rapportée est donc assez longue et la possibilité de décollage par action de l'eau subsiste très longtemps.

La technique de placage de terre végétale est de plus limitée par :

— la pente du talus qui doit être inférieure à 30 degrés dans le cas d'un placage sans fascinage, 40 degrés dans le cas d'un placage avec fascinage (fig. 4);

— la hauteur du talus qui doit être inférieure à une dizaine de mètres dans le cas d'un placage sans fascinage.



Fig. 4. — Exemple de fascinage avec des roseaux refendus.

Lorsque la hauteur du talus est supérieure à 20 m, le fascinage ne pouvant lutter contre l'érosion due aux eaux de ruissellement il sera nécessaire d'aménager des cunettes de descentes en béton disposées en « arête de poisson » (fig. 5).

Il existe maintenant sur le marché des fascines industrielles en matière plastique livrées sous forme de rouleau avec poteaux assortis.



Fig. 5. — Autoroute Estérel-Côte d'Azur. Vue générale des fascinages et des cunettes centrales et latérales sur le revêtement de terre végétale.

Semis avec emploi des produits de fixation du substrat

On lutte contre l'érosion pendant la période de germination en «collant» les matériaux de surface avec des dispersions plastiques. L'action de ces dispersions est malheureusement limitée dans le temps et fonction de la

dose employée. Elles doivent être évidemment non phytotoxiques.

Les produits les plus souvent utilisés peuvent être :

— Le Curasol employé à raison de 40 à 60 g/m² dilué à raison d'une partie de curasol pour 40 à 50 parties d'eau;

— Unisol 9 L : il s'agit d'une émulsion de latex huile;

— BL 801 : il s'agit d'un plastique liquide employé en émulsion dans l'eau (même l'eau de mer). Cet agent stabilisateur résiste au gel. On peut l'employer jusqu'à la dose de 80 g/m²;

— Verdiol : il s'agit pour son élément essentiel d'un alginate de sodium.

Tous ces produits se mettent en place en une seule opération : le semoir (Seeder) se compose d'un tank avec brasseur. Eau, produit de fixation, graines, engrais, etc. y sont mélangés et appliqués en une seule passe (fig. 6).

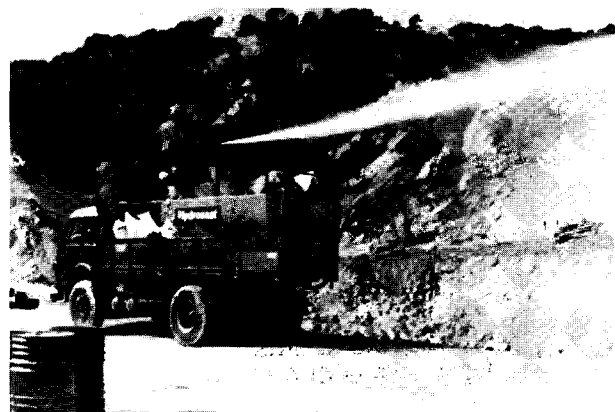


Fig. 6. — Hydroseeder en action sur l'autoroute Roquebrune-Menton.

Leur emploi permet par exemple de semer à des périodes où la pluviométrie — trop abondante — provoque des érosions. Ces techniques augmentent fortement les chances de réussite pendant la phase sensible et permettent d'allonger la période possible de semis.

Semis avec « mulch »

Dans ces techniques la surface semée est recouverte par une couche aérée, permettant la levée des plantes, diminuant l'évaporation du sol et apportant une certaine protection mécanique contre l'érosion par les précipitations.

Les mulchs utilisés ont tout d'abord été d'origine végétale, paille hachée éventuellement encollée légèrement par une émulsion bitumineuse pour empêcher son soulèvement par le vent. La paille est mise en place par une machine appelée Mulcher. Dans certaines techniques le mulch est la cellulose. Enfin le dernier procédé mis au point utilise une mousse de synthèse de couleur blanche (fig. 7), l'agromousse, à très fort pouvoir de rétention d'eau (70 % du volume).

Divers procédés peuvent être utilisés.

PROCÉDÉ SCHIECHTL

L'ordre des opérations est la suivante :

— mise en place d'une couche de paille ou mulch,

— semis de graines avec eau, engrais, au seeder,

— pulvérisation d'une émulsion de bitume pour fixer le mulch.

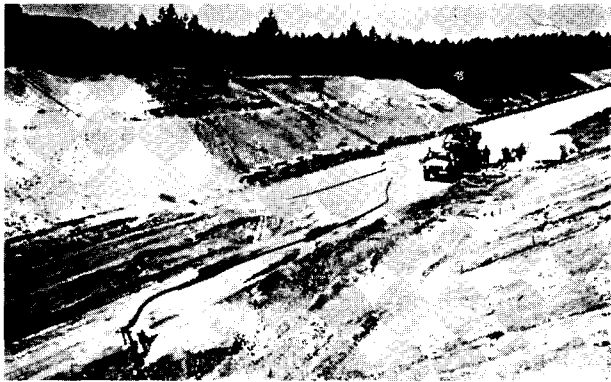


Fig. 7. — Talus traité à l'agromousse.

La quantité moyenne de matériaux par hectare est : 400 kg de graines, 400 kg d'engrais, 10 000 kg de paille et 3 000 kg de bitume résiduel.

PROCÉDÉ HYDROSAAT

D'origine américaine, il est voisin du précédent. Cependant l'ordre des opérations est changé :

- ensemencement,
- mise en place du mulch,
- fixation du mulch par le film de bitume.

Sur le plan pratique il faut veiller à ce que la quantité d'émulsion bitumineuse employée ne soit pas trop importante de façon à ne pas provoquer d'élévation de température trop forte pendant la période estivale. Cet inconvénient n'existe pas évidemment lorsqu'on emploie la cellulose. On peut également estimer que l'emploi de la paille sous certains climats apporte un peu de matière organique par décomposition.

En ce qui concerne la mousse de synthèse, il semble qu'il s'agisse d'un procédé mieux adapté aux zones à forte sécheresse. Il faut signaler également que ce produit est capable de réhumidification immédiate à la moindre pluie ou forte rosée, ce que ne peuvent faire ni la paille ni la cellulose. C'est donc à l'heure actuelle le seul procédé qui s'attaque à la principale cause de mortalité des plantes pendant la période estivale.

Semis avec adjonction d'un produit modifiant la structure du sol

Cette catégorie de procédés est pour l'instant peu développée et le mode d'action exact est encore assez mal défini.

A titre d'exemple on peut citer le procédé Agrosil. Il s'agit d'un hydrosilicate colloïdal qui, incorporé dans le sol et humidifié forme un gel de silice colloïdale. Ce colloïde a la propriété de retenir de l'eau par absorption. Ce produit est actuellement diffusé en République d'Allemagne fédérale comme substance activante du sol et est utilisé pour régénérer les gazons et les golfs. Son utilisation pour les fixations donne de bons résultats sous le climat de ce pays. En France il n'a été utilisé qu'en complément de l'agromousse dans les cas difficiles.

Il faut pour conclure indiquer que des recherches dans cette voie sont intéressantes. La mise au point de produits bon marché ayant une grande pérennité (supérieure à 3 ou 4 ans) serait un facteur de progrès.

Semis avec armatures

Dans certains cas particulièrement difficiles, il est nécessaire « d'armer » la surface du sol pour éviter des arrachements en plaque. C'est le cas par exemple :

- des talus taillés dans un substrat très caillouteux ou rocheux,
- des talus humides soumis au gel,
- des berges soumises au battilage,
- des exutoires non maçonnés des eaux de ruissellement sur de fortes pentes.

On peut, à ce titre, présenter quelques procédés déjà utilisés.

Le procédé Grünlig est complémentaire du mulch et de ce type de semis. Ce sont des paillasons, préfabriqués en usines, constitués de roseaux et paille sur lesquels sont déversés à l'avancement : une couche de tourbes, de l'engrais, des graines.

Les paillasons, livrés en rouleaux sur le chantier, sont ensuite déroulés sur le talus (fig. 8) et fixés par de petits piquets. Cette technique est très utilisée en République d'Allemagne fédérale pour protéger les digues. Il est possible de limiter les risques d'éboulement en plaquant sur les surfaces à traiter un filet ou un grillage métallique ou plastique solidement fixé et en projetant sur le tout l'ensemencement avec ou sans mulch. Il existe actuellement deux types de filets préfabriqués spécialement mis au point pour ces problèmes.



Fig. 8. — Pose d'un paillason Grünling.

Le procédé Gobimatt a été mis au point en Hollande pour la protection des berges de rivières, canaux, digues et dunes littorales. Il s'agit de pavés de béton profilés ou lisses collés sur un tissu filtrant synthétique retenant sable et limon mais perméable à l'eau (fig. 9). Les tapis préfabriqués en usine ont une largeur de 1,20 m et une longueur de 2 à 7 m.

Le procédé Enkamat plus léger que le précédent consiste en un matelas grillagé en nylon qui, bourré de grave à granulométrie adaptée sert de protection stable, filtrante et perméable à la végétation.

Il faut souligner que l'énumération de ces techniques n'est sûrement pas complète, et que l'examen de leurs possibilités mériterait une étude moins schématique. Cependant cette liste permet de se rendre compte qu'il est possible à condition d'avoir sérieusement étudié les problèmes de choisir la ou les solutions les mieux adaptées techniquement et économiquement.



Fig. 9. — Vue d'une berge d'un canal protégée par Gobimatt et enherbée.

REMARQUES SUR QUELQUES DISPOSITIONS PARTICULIÈRES

On a généralement intérêt à traiter les talus dès qu'ils sont livrés par l'entreprise de terrassement. Il faut éviter en effet que la partie fine du substrat, celle qui constitue le vrai lit de semence ne soit emportée par l'eau et le vent, l'ensemencement n'étant possible qu'à certaines périodes de l'année, il faut éviter que les terrassements ne soient prêts qu'aux périodes défavorables et soient ainsi exposés plusieurs mois aux intempéries qui déclenchent les processus d'érosion.

En République d'Allemagne fédérale, où ces problèmes ont été étudiés depuis longtemps plusieurs dispositions sont prises pour préparer les talus avant enherbement :

- le raccordement entre le talus et le terrain naturel est réalisé en cercle évitant l'érosion lorsqu'il y a un raccordement aigu (fig. 10);
- dans les argiles et les loess le lissage du talus par les lames des engins est nuisible à l'implantation des semences. Un griffage longitudinal du talus préalablement au traitement est recommandé;
- les ensemencements suivent les terrassements ce qui évite les dégradations consécutives à une trop longue attente et des dégâts tels que l'engorgement des réseaux de drainage.



Fig. 10. — Désordres dus à un mauvais raccordement en crête de talus.

On a tendance à tailler les talus de grès, arène granitique et loess avec des pentes fortes : 35-40° (voire 45° à 50° dans le cas des grès micacés des Vosges). Ces pentes se révèlent généralement trop importantes en raison de l'altérabilité du matériau. Il est à craindre en effet que même si une végétation s'implante sur la surface altérée, il y aura au moment du dégel (surtout en zone humide) des « glissements de peaux » et ainsi perte de la totalité du travail réalisé. Un placage drainant de 50 à 80 cm reste donc nécessaire dans les zones où il y a des circulations d'eau.

Pour les loess, des talus avec pente de 2/3 sont courants mais une légère scarification est obligatoire dans les loess surconsolidés (à noter que le lissage produit par la lame des engins de terrassement est très préjudiciable à la germination).

Nous avons noté par ailleurs, sur les talus anciens de 1 ou 2 ans (loess, sable, grès) que la crête en encorbellement devait être éliminée, au risque de voir cette dernière balayer toute la végétation implantée.

Chaque entreprise tend évidemment à présenter son procédé comme le plus avantageux. En fait, c'est le travail réalisé sur le terrain qui est le principal facteur de réussite. Ainsi, le procédé doit être adapté aux cas à traiter : certains terrains sont très faciles et ne justifieront pas des dépenses supérieures à 1 F/m² (1975). D'autres, exigeant des entretiens annuels ou bi-annuels pendant trois ou quatre ans (cf. § garantie), ne pourront pas être traités sans un coût inférieur à 1,50 à 3 F/m². Si bien, que l'on ne peut pas dire que tel procédé est plus valable que tel autre sans tenir compte du rapport entre le prix payé, la difficulté de réussir et la garantie offerte.

CRITÈRES DE RÉUSSITE. GARANTIE

Il nous est apparu très important de ne pas juger les résultats dans un délai très court. En accord avec les entreprises spécialisées elles-mêmes, on constate que s'il est facile d'implanter une végétation, il est plus difficile d'en assurer sa survie à long terme.

Pour qu'il y ait stabilisation, il faut que se crée en premier un système racinaire dense et profond. La « belle végétation » doit venir dans un deuxième temps. Celle-ci devra être la plus courte possible pour éviter le fauchage mécanique ou l'emploi de ralentisseur de croissance (difficile à contrôler). Toutefois, dans les zones urbaines, on admettra le plus souvent au départ la nécessité de procéder à des fauchages afin d'avoir un « gazon » de bel aspect.

Un choix correct consiste en la mise en place de semences dont la germination s'échelonne sur trois semaines à trois ou quatre mois. Cela permet, en effet, d'équilibrer les différentes formes de végétation.

Un constat de réussite ou d'échec devrait donc se faire par une :

- première observation après six mois,
- deuxième observation après un an. Au-delà d'un an, on peut dire s'il y a échec ou réussite provisoire.

Enfin, à l'issue d'une période de trois à cinq ans suivant les cas, un constat définitif peut être fait :

- couverture végétale et protection antiérosion à 100%,
- aspect de la végétation : elle doit être saine et correspondre aux espèces prévues dans une large proportion.

Problème de la garantie

Travaux d'entretien, établissement des prix, contrôle et garantie sont liés.

Précisons tout d'abord, *qu'il nous paraît nécessaire de dissocier les « marchés de stabilisation des talus par ensemencement » des marchés de terrassement.*

Dans cette optique, afin de pouvoir demander à un applicateur un service complet et pour pouvoir le contrôler, il faudrait exiger la remise, jointe à l'offre de prix, du détail des opérations prévues et des quantités :

1. pour l'opération de stabilisation et le semis :
 - nature et quantité de chaque matériau utilisé (fixateur, mulch);
 - formule de semences;
 - type de matériel utilisé;
2. pour l'opération d'entretien :
 - le nombre d'opérations prévues;
 - le détail des opérations (nature et quantité des produits utilisés).

CONCLUSION

La stabilisation des sols par enherbement est une technique dont la mise en œuvre est délicate et nécessite une étude préalable par des spécialistes.

Cette phase des travaux ne doit pas être traitée avec légèreté mais doit être programmée — avec un financement — dès le début de l'opération projetée. Elle devrait être dissociée du marché terrassement.

Des études se révèlent nécessaires pour, d'une part, étoffer le catalogue des espèces herbacées et arbustives et d'autre part progresser dans la connaissance des conditions optimales d'application propres à chaque région.

La plupart des techniques actuelles donnent de bons résultats mais chacune dans un domaine d'action déterminé. L'apparition de matériaux nouveaux — meilleur

marché — permet d'envisager les traitements de talus d'une manière quasi systématique.

De même que pour les ouvrages d'art, les maîtres d'œuvre doivent exiger en matière de protection végétale des garanties de la part des entrepreneurs, tant sur la qualité des produits mis en œuvre que sur le résultat obtenu à court terme ainsi qu'après 3 ou 4 ans.

Les garanties doivent être assorties d'un contrat d'entretien rémunéré généralement au fur et à mesure des différentes opérations. Les critères de réussite doivent à cet effet être précisés dans le Cahier des prescriptions spéciales.

BIBLIOGRAPHIE

COLAS G., PAYANY M., Constatations sur les techniques de protection des talus par engazonnement, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, 53 (juin-juil. 1971), p. 109-115.

HÉNENSAL P., La végétation sur les routes et autoroutes, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, 55 (oct.-nov. 1971), p. 45-66.

HÉNENSAL P., SPAKE A., *Engazonnement de l'emprise routière*, Note d'information technique LCPC-SETRA (oct. 1974).

AUTRES RÉFÉRENCES

ASSOCIATION SUISSE DE NORMALISATION, *Plantations gazon-gravier*, Norme SNW 40 673.

ASSOCIATION SUISSE DE NORMALISATION, *Plantations, acquisition des plantes*, Norme SNW 40 674.

GATTIKER E. H., La plante comme matière naturelle de construction et sa mise en place par semis hydraulique, *L'entreprise*, 43 (nov. 1964).

INDERMAUR R., Les plantations en construction routière, *Route et circulation routière*, 4 (avril 1965), p. 162-167.

ROUSSEL J.-P., Techniques d'habillage des talus par placage de terre végétale et fascinage, *Revue générale des routes et des aérodromes*, 398 (avril 1965), p. 125-129.

SPAKE A., Autoroutes et paysage, *Espaces verts*, 14 (avril-mai 1968), p. 11-25.

URSAT P., *Optimisation des techniques et produits d'engazonnement de talus en Alsace*, Rapport interne (avril 1974).

Les talus rocheux



Dent du Nivolet (1553 m) à Chambéry



Stabilité des talus rocheux

M. PANET

Chef du département de géotechnique
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

J.-P. ROTHEVAL

Adjoint au Directeur du Laboratoire régional de Lyon

Les ingénieurs du génie civil ont pendant longtemps considéré que les travaux au rocher posaient essentiellement des problèmes d'exécution. Les problèmes de stabilité n'étaient pas abordés et construire au rocher était un gage de solidité et de pérennité pour l'ouvrage.

La résistance mécanique, que l'on peut mesurer sur un échantillon, est généralement surabondante vis-à-vis des contraintes induites dans le rocher par la construction d'un ouvrage ou l'excavation d'un déblai. La rupture de la matrice rocheuse reste exceptionnelle, mais les masses rocheuses ne peuvent pas, en règle générale, être considérées comme des solides continus. Elles sont affectées par des surfaces dites de discontinuité où se localisent les déformations et les ruptures. Ces surfaces de rupture privilégiées délimitent des masses ou des blocs qui, sous l'action de leur propre poids ou de sollicitations extérieures, peuvent devenir instables. L'étude des ruptures de masses rocheuses qui se sont produites naturellement, ou ont été provoquées par des travaux et dont les conséquences ont parfois été dramatiques, conduit à tempérer une confiance trop aveugle en la stabilité des masses rocheuses.

Les versants naturels, les talus de déblai peuvent être le siège de désordres ayant une extension plus ou moins grande depuis des chutes de blocs de petites dimensions jusqu'à des éboulements de pans de montagne, tel le célèbre éboulement du mont Granier dans le massif de la Chartreuse qui en 1248 détruisit plusieurs villages : la masse éboulée couvre une vaste zone : « les Abîmes de Myans » (fig. 1). Les chutes de pierres n'ont évidemment pas le même caractère de gravité et n'émeuvent pas autant l'opinion publique. Elles n'en constituent pas moins un risque pour les usagers du domaine public et le caractère imprévisible de ce risque est de moins en moins accepté. Dans l'étude d'un déblai rocheux, des dispositions permettant de se prémunir contre les chutes de pierres doivent être prévues.

D'un point de vue cinématique, on peut distinguer très schématiquement les éboulements et les ruptures par glissement. Quel que soit le type de mouvement, l'étude de la stabilité d'une masse rocheuse doit toujours comprendre une étude structurale détaillée, permettant de



Fig. 1. — Le mont Granier surmonté par une falaise urgonienne correspondant à l'éboulement de 1248.

mettre en évidence les surfaces potentielles de rupture, et une étude hydraulique, permettant de définir les conditions hydrodynamiques qui jouent un rôle souvent prépondérant.

STRUCTURE DES MASSIFS ROCHEUX

La géologie étudie les surfaces de discontinuité d'un point de vue génétique; ce point de vue, parfois contesté par les mécaniciens des roches, se révèle très utile. Il permet de mieux éclairer les grandes lignes de la structure d'un site et par conséquent de mieux interpréter les observations tirées de la campagne de reconnaissance. Certaines grandes orientations de fracturation se rencontrent parfois depuis l'échelle kilométrique jusqu'à l'échelle centimétrique.

Discontinuités des massifs rocheux

La continuité des formations sédimentaires est interrompue par les joints de stratification; la surface de ces joints est plus ou moins régulière. Ils sont parfois soulignés par

de minces dépôts argileux ou schisteux qui leur confèrent alors des caractéristiques de résistance au cisaillement particulièrement faibles. Le glissement banc sur banc est alors facile.

Les roches schisteuses se délitent en feuillets parallèles. La schistosité résulte de la déformation de la masse rocheuse sous l'action d'une compression qui lui est perpendiculaire. Dans les roches métamorphiques (micaschistes, gneiss, ...), elle s'accompagne d'une recristallisation importante (la foliation est soulignée notamment par l'orientation des micas). Elle introduit une anisotropie de résistance mécanique très marquée avec, notamment, une résistance à la traction beaucoup plus faible perpendiculairement au plan de schistosité.

Les failles et les diaclases sont les manifestations de la déformation discontinue des roches. Les lèvres des failles présentent un rejet tandis que les diaclases n'en ont pas. Il existe des failles à toutes les échelles. Certaines s'étendent sur plusieurs centaines de kilomètres avec des rejets kilométriques. La direction du rejet peut être essentiellement verticale, c'est notamment le cas de celles qui limitent les fossés d'effondrement. En revanche la composante horizontale du rejet est prépondérante pour les failles de décrochement (fig. 2). Mais il existe de nombreuses failles ayant des étendues et des rejets beaucoup plus modestes parfois centimétriques; les accidents majeurs sont très souvent accompagnés d'un ensemble de failles secondaires. Les épontes de la cassure sont souvent marquées par des stries ou des cannelures qui indiquent le sens du mouvement; c'est dans cette direction que la faille peut rejouer beaucoup plus facilement. Dans d'autres cas la faille correspond à toute une zone broyée ayant pu être partiellement recimentée par des recristallisations ultérieures, mais le plus souvent une éponte reste très franche. Par leur extension et leur continuité, les failles constituent des surfaces potentielles de rupture particulièrement dangereuses.



Fig. 2. — Faille de décrochement dans les grès des Vosges (déblai du canal d'Arzwiller).

Les diaclases semblent correspondre à une rupture de type fragile; leur origine a pu dans certains cas être mise en relation avec la tectonique, mais elle n'est pas toujours clairement établie. Elles se regroupent suivant leur direction en un nombre limité de familles, chacune d'entre elles étant plus ou moins exprimées. Dans les roches stratifiées, les bancs sont découpés par deux familles de diaclases perpendiculaires aux joints de stratification (fig. 3). Dans les massifs éruptifs, on observe généralement trois familles



Fig. 3. — Massif stratifié et diaclasé.

de diaclases donnant des blocs parallélépipédiques; les angles que font les faces entre elles sont de l'ordre de 60 à 80°. La fréquence des diaclases est variable. Près des affleurements et sur les versants, elles sont beaucoup plus rapprochées alors qu'à l'intérieur du massif elles sont beaucoup plus discrètes. On peut souvent faire une distinction entre des diaclases majeures, ayant une certaine extension et dont l'espacement est de l'ordre du mètre ou de quelques mètres, et des diaclases secondaires beaucoup plus rapprochées avec une fréquence décimétrique mais qui ne présentent pas de continuité. Ces dernières apparaissent nettement à la faveur d'un terrassement à l'explosif. La fracturation naturelle des masses rocheuses emprunte généralement le tracé des diaclases appartenant à une ou deux familles; il en est souvent ainsi des fissures gravitaires que l'on observe à proximité des versants.

Les flancs des vallées montrent souvent une fracturation dite de décompression parallèle à la vallée et qui est liée à son creusement en particulier lorsqu'elle est d'origine glaciaire. Le passage d'un état de contrainte tridimensionnel à un état de contrainte bidimensionnel, près de la surface où la contrainte normale au flanc de la vallée est pratiquement nulle, est à l'origine de cette fracturation.

Étude structurale d'un massif rocheux

L'étude structurale d'un massif rocheux doit donner tous les éléments qui permettent d'extrapoler raisonnablement la distribution spatiale des surfaces de discontinuité. On assimile généralement dans une zone donnée les surfaces de discontinuité à des plans.

Pour repérer la direction d'un plan, il est commode de considérer sa ligne de plus grande pente et de l'orienter vers le bas. La direction d'un plan P est alors donnée par deux angles (α, β) :

- α est l'azimuth de la projection horizontale de la ligne de plus grande pente par rapport au nord magnétique;
- le pendage β est l'angle aigu que fait la ligne de plus grande pente avec le plan horizontal (fig. 4).

On peut rassembler les directions de tous les plans de discontinuité sur des diagrammes polaires, où l'on représente un plan $P(\alpha, \beta)$ par son pôle, c'est-à-dire la projection stéréographique de sa normale. Pour cela on peut utiliser un canevas de Wulf qui correspond à la projection stéréographique et qui, par conséquent, conserve les angles; mais il est préférable d'utiliser pour les diagrammes polaires le canevas de Schmidt qui est une projection équiaérale qui n'introduit, par conséquent, pas de distorsion quant à la densité des poles. Lorsque les poles de

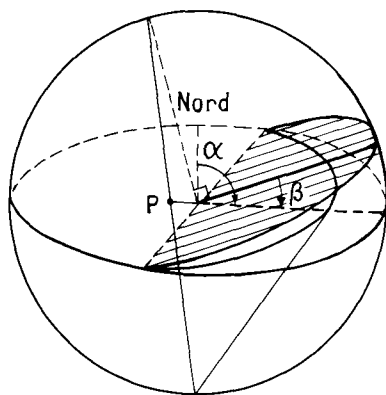


Fig. 4. — Projection stéréographique P (α , β).

toutes les directions de plans de discontinuité rencontrés ont été portés sur un diagramme polaire, il peut être utile de tracer les courbes d'égale densité de points pour faire apparaître les orientations caractéristiques des différentes familles de discontinuité (fig. 5).

Une famille de surfaces de discontinuité est aussi caractérisée par sa fréquence k qui est l'inverse de l'espacement moyen entre deux surfaces consécutives de la famille. A partir des données orientation (α , β) et fréquence (k), il est possible de définir un bloc unitaire qui correspond au volume moyen de roche non parcouru par une discontinuité. Cette notion de bloc unitaire présente un intérêt pratique en cas de menace d'éboulement d'une masse rocheuse, puisqu'elle donne un ordre de grandeur de la dimension des blocs résultant de l'écroulement.

La reconnaissance de la structure d'une masse rocheuse en vue de l'étude de sa stabilité doit être précise, notamment en ce qui concerne les orientations; celles-ci devraient être définies à 5° près. Au stade de la reconnaissance, cette précision est souvent illusoire aussi, au cours des travaux, il faut continuer le lever de manière à améliorer les données de l'analyse initiale. La reconnaissance commence toujours par un lever détaillé et scrupuleux de toutes les discontinuités apparaissant à l'affleurement, sans négliger des surfaces qui, a priori, ne semblent pas appartenir à une famille. Cette opération est certes fastidieuse, mais elle est indispensable. L'extrapolation à l'intérieur du massif des observations faites sur des affleurements est généralement délicate, les surfaces des affleurements n'étant pas des surfaces quelconques d'intersection du massif rocheux. Si elles sont naturelles, elles correspondent souvent elles-mêmes à une des familles de discontinuités, elles sont soumises aux phénomènes de décompression ou de fauchage des couches sur les versants. Dans d'autres cas, la patine superficielle peut masquer, à une observation insuffisante, la fracturation, c'est le cas par exemple des falaises créées par l'érosion glaciaire. Si les surfaces résultent d'une excavation, elles ont été traumatisées par l'abattage, en particulier, lorsqu'il a été réalisé à l'explosif. Pour toutes ces raisons, il est nécessaire de compléter le lever superficiel par d'autres méthodes de reconnaissance.

Les sondages carottés judicieusement implantés à partir du lever superficiel peuvent donner des indications sur la fréquence des différentes discontinuités et l'évolution de la fracturation en fonction de la profondeur. En revanche ils laissent subsister un doute sur l'azimut α des plans. L'implantation des sondages doit tenir compte du lever superficiel, on a, à tort, insuffisamment recours à des sondages inclinés. Le carottage doit être excellent et il convient d'être exigeant vis-à-vis du sondeur. En milieu rocheux, le pourcentage de carottage doit être égal ou très voisin de 100%, sinon un accident majeur peut échapper à l'examen. Les caisses de carottes de chaque sondage sont

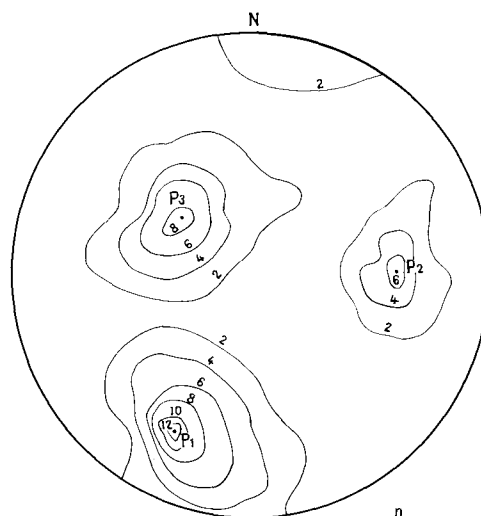


Fig. 5. — Courbes d'égale densité de pôles de discontinuités (à partir d'un canevas de Schmidt) pour un massif de gneiss.

	α	β
P ₁	26°	70°
P ₂	266°	63°
P ₃	127°	31°

Courbe d'égale densité de discontinuités exprimée en pourcentage de la somme totale des discontinuités.

répertoriées et photographiées en couleur. L'utilisation de l'indice de carottage RQD (Rock Quality Designation) proposé par D. Deere (1968) tend à se généraliser. Cet indice est égal au pourcentage de carottes ayant une longueur supérieure à 10 cm en supposant un carottage à 100%. Cet indice fournit une indication globale qui n'a de valeur que si le sondage a été exécuté correctement et si le diamètre des carottes est supérieur à 50 mm (fig. 6).



Fig. 6. — Sondage carotté dans un gneiss. Les premiers mètres sont très fracturés (RQD = 20%) alors que les derniers mètres correspondent à un rocher peu fracturé (RQD = 80%).

Le coût des sondages carottés est élevé. Pour la définition de la structure d'un massif rocheux, on peut obtenir des informations plus nombreuses et aussi précises en limitant le nombre de sondages carottés qui servent de référence et en multipliant des sondages non carottés et l'utilisation de diagraphies. De ce point de vue, les résultats des sondes sismiques mesurant la vitesse de propagation des ondes sur une base de 50 cm sont très encourageants (fig. 7). Dans certains cas particuliers on peut aussi utiliser la télévision en sondage.

Les méthodes géophysiques de surface et notamment la sismique réfraction intègrent de trop nombreux paramè-

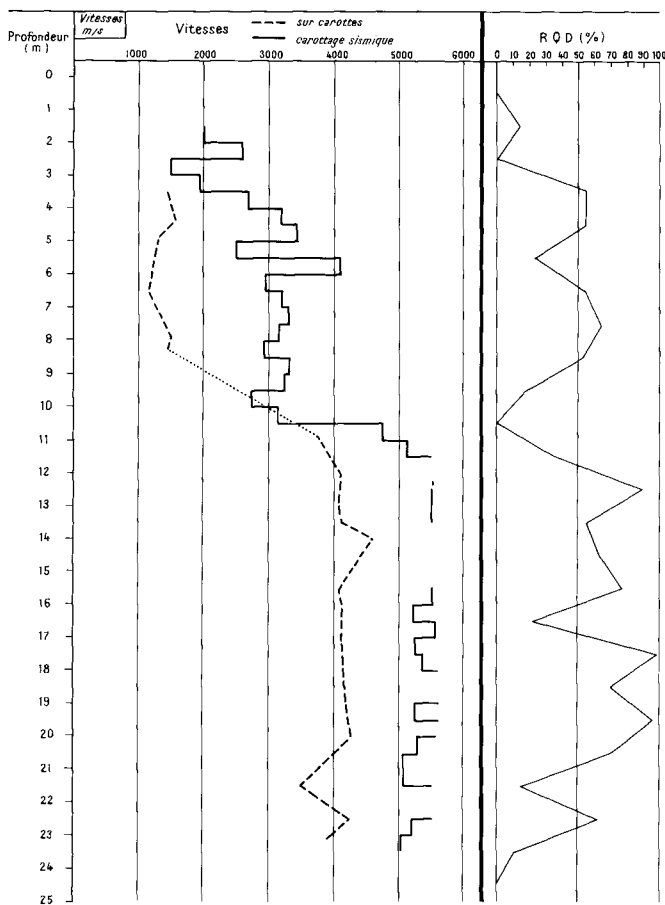


Fig. 7. — Diagramme sonique dans un massif granitique avec indication du RQD.

tres pour donner des indications précises sur la structure. Cependant avec des dispositifs particuliers, on peut mettre en évidence les principales directions de fracturation. Les diagrammes soniques facilitent l'interprétation des profils sismiques donnés par la sismique réfraction.

L'ingénieur qui étudie la stabilité d'une masse rocheuse attend du géologue une description claire de la structure à partir de laquelle il pourra appliquer une analyse mécanique se fondant sur un schéma structural. Cette transition entre des observations souvent qualitatives et un modèle quantitatif constitue la difficulté majeure. Aussi est-il indispensable que le géologue et l'ingénieur travaillent en commun de manière à ce que le modèle mécanique s'appuie sur un schéma structural qui ait quelque rapport avec la réalité imposée par la nature toujours trop complexe pour l'ingénieur.

COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES DISCONTINUITÉS

Considérons deux blocs séparés par une discontinuité dont l'aire est égale à A .

Si on exerce une sollicitation ayant une composante de traction perpendiculairement au plan de discontinuité P , la résistance au décollement est faible et est, en général, négligée dans les études de stabilité lorsqu'il n'y a pas de ponts rocheux. La présence de ponts rocheux accroît très sensiblement la résistance au décollement. L'importance

des ponts rocheux est caractérisée par le degré de séparation χ :

$$\chi = 1 - \frac{\sum Ap}{A}$$

$$0 \leq \chi < 1$$

$\sum Ap$: somme des aires des ponts rocheux.

La résistance au décollement est alors donnée par $(1 - \chi) R_t$ où R_t est la résistance en traction du matériau constituant les ponts rocheux. Le degré de séparation χ est extrêmement difficile à déterminer en place.

Si on applique un effort normal N au plan P (fig. 8), et un effort tangentiel croissant T , les déformations propres de la discontinuité sont en général très supérieures aux déformations propres des blocs que l'on néglige souvent. La discontinuité constitue avant la rupture une hétérogénéité locale de faible épaisseur où se concentrent les déformations. La déformabilité propre de la discontinuité peut être caractérisée par deux courbes :

- la première donne le tassement u_n en fonction de la contrainte normale σ_n supposée uniforme;
- la seconde donne le déplacement tangentiel u_t en fonction de la contrainte de cisaillement τ supposée uniforme.

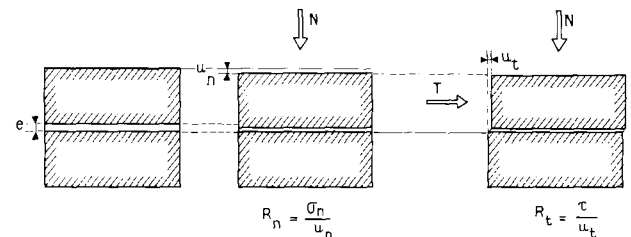


Fig. 8. — Définitions de la raideur normale et de la raideur tangentielle d'une discontinuité.

Certains auteurs ont proposé de caractériser ces deux courbes avant la rupture par deux coefficients :

- la raideur normale $R_n = \frac{\sigma_n}{u_n}$,
- la raideur tangentielle $R_t = \frac{\tau}{u_t}$.

Mais ces courbes peuvent être difficilement assimilées à des droites, néanmoins la connaissance d'une valeur même approchée de ces paramètres serait très utile dans de nombreux problèmes.

Si pour un effort normal donné, on trace la courbe donnant la contrainte de cisaillement τ en fonction du déplacement tangentiel au-delà de la rupture, on peut obtenir schématiquement les comportements suivants (fig. 9) :

- un comportement type plastique où la résistance maximale dite de pic est peu différente de la résistance résiduelle. Ce type de comportement est obtenu lorsque les épontes en contact sont planes et lisses, ou peu rugueuses, ou si le matériau de remplissage est une argile à faible indice de consistance. La résistance au cisaillement est donnée par l'équation :

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi;$$

- un comportement type sol granulaire dense ou sol dilatant avec une résistance résiduelle inférieure à la résistance de pic. La rupture s'accompagne d'une légère dilatance. On observe ce comportement lorsque les épontes

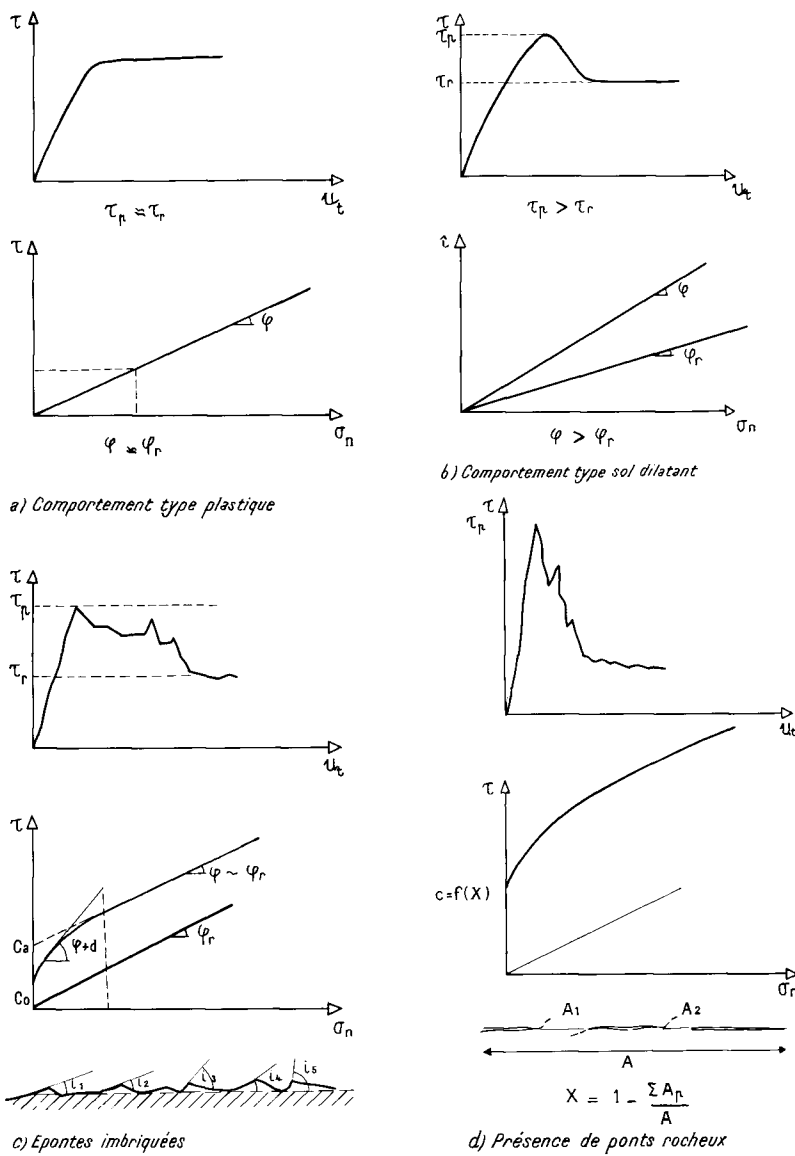


Fig. 9. — Résistance au cisaillement des discontinuités.

tes sont planes mais rugueuses, ou que le matériau de remplissage est granulaire, bréchique ou une argile raide ou schisteuse;

— les discontinuités présentent souvent des épontes irrégulières et imbriquées. Si on imagine des imbrications régulières (modèle de Patton, 1966) faisant un angle d'incidence i , pour des contraintes normales faibles, le glissement se produit si la direction de la sollicitation est extérieure au cône de frottement des faces des irrégularités. Le frottement apparent φ est donc égal à la somme du frottement réel entre les faces φ_r et de l'angle d'incidence i que font les irrégularités avec le plan moyen de la discontinuité :

$$\varphi = \varphi_r + i.$$

Le cisaillement s'accompagne d'une dilatance d_n :

$$d_n = \frac{u_n}{u_t} = i.$$

En fait pour une discontinuité réelle, les angles d'incidence des imbrications sont extrêmement variables; φ_r est en général compris entre 25 et 35° et les irrégularités dont les angles d'incidence sont supérieurs à environ 60° sont cisailées même pour des contraintes normales faibles. Par des études expérimentales sur des discontinuités obtenues par rupture en traction, N. Barton a montré que l'angle de

dilatance était maximum à la résistance de pic et donnée par l'expression :

$$d_n = 10 \lg \frac{R_c}{\sigma_n}.$$

d_n est exprimé en degrés, R_c est la résistance en compression simple de la roche. On obtient donc, pour des contraintes normales faibles, la résistance de pic par la relation :

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg}(\varphi_r + d_n) + c.$$

c est un terme de cohésion due au cisaillement des irrégularités ayant une forte incidence. Mais cette loi n'est pas satisfaisante pour des contraintes normales élevées. Les imbrications sont cisailées et on retrouve un angle de frottement roche-roche φ_r et une cohésion apparente c_a due au cisaillement des imbrications.

N. Barton (1971) propose une loi expérimentale :

$$\frac{\tau}{\sigma} = \operatorname{tg} \left(20 \lg \frac{R_c}{\sigma_n} + 30^\circ \right),$$

— lorsque la discontinuité a des ponts rocheux, les efforts de cisaillement se concentrent sur eux, des fissures secondaires y apparaissent, avant la rupture. La rupture des ponts rocheux peut se faire successivement. Ce type de

discontinuité se caractérise donc par une cohésion plus ou moins forte suivant le degré de séparation χ .

Ces quatre types de comportement que nous venons de décrire sont schématiques et la réalité est souvent plus complexe, une discontinuité peut présenter des comportements mixtes.

Les considérations précédentes montrent que pour déterminer la résistance de pic, il faut réaliser un essai de cisaillement sur un échantillon représentatif de la discontinuité avec ses particularités (rugosité, matériau de remplissage, imbrications, ponts rocheux, ...). Cette constatation a conduit, il y a quelques années, les mécaniciens des roches à faire sur les sites de barrages des essais de cisaillement en place gigantesques intéressant parfois plusieurs dizaines de mètres carrés de surface cisailée. Or un essai ne permet pas de déterminer la résistance de cisaillement de pic correspondant à une seule valeur de l'effort normal. L'emplacement de l'essai doit être choisi avec soin, en tenant compte de l'accessibilité et des difficultés expérimentales liées notamment au découpage du bloc; aussi peut-on souvent mettre en doute la représentativité de l'essai; d'autre part son coût est très élevé. Pour ces diverses raisons, ces essais sont peu à peu abandonnés. En revanche, il est facile de déterminer au laboratoire sur des échantillons de petites dimensions la valeur de la résistance résiduelle caractérisée par l'angle φ . Comme l'a fait remarquer P. Londe (1974), cette caractéristique est une des seules qui ne soit pas influencée par un effet d'échelle.

La question se pose actuellement de savoir si dans les études de stabilité on doit prendre en compte la résistance de pic ou la résistance résiduelle.

Pour les fondations d'un grand ouvrage comme un barrage, une prudence bien compréhensible compte tenu des risques encourus, conduit les ingénieurs à opter pour les valeurs résiduelles. Cette position est plus difficilement acceptable pour le dimensionnement d'un talus de déblai, les valeurs résiduelles conduisant généralement à des pentes de talus très faibles. Les caractéristiques de résistance au cisaillement doivent être choisies soigneusement en fonction de l'expérience acquise, notamment par l'analyse de ruptures réelles et d'essais sur échantillons au laboratoire. Dans le cas de remplissage argileux, il faut réaliser des essais drainés lents. Le problème du prélèvement d'échantillons représentatifs est l'un des plus mal résolus, il faut y apporter un soin tout particulier.

L'analyse précédente a permis de dégager les principaux paramètres qui régissent le comportement mécanique des discontinuités. Ce sont (fig. 10) :

- l'épaisseur : e ,
- le degré de séparation : χ ,
- la nature du matériau de remplissage éventuel : argile à

faible consistance, argile raide, schiste, matériau granulaire sableux ou bréchiqne,

- la rugosité des épontes : la rugosité a trait aux aspérités inférieures au centimètre,
- les imbrications et le degré d'imbrication des épontes.

La description des surfaces de discontinuité doit fournir des éléments sur ces différents paramètres.

ROLE DE L'EAU ET DES ÉCOULEMENTS DANS LA STABILITÉ DES MASSIFS ROCHEUX

En règle générale, l'eau joue un rôle prépondérant dans la rupture des masses rocheuses car les forces résultant des conditions hydrodynamiques dans un versant sont toujours orientées de manière très défavorable.

Les écoulements dans les massifs rocheux se font essentiellement par les fissures et les fractures. La perméabilité propre de la roche est le plus souvent négligeable (généralement de l'ordre de 10^{-10} à 10^{-12} m/s), aussi la perméabilité du massif est très anisotrope. L'étude hydraulique d'un massif doit être fondée sur une bonne connaissance de la structure, le plus souvent, elle doit être tridimensionnelle.

Plusieurs auteurs, notamment C. Louis (1968), ont étudié expérimentalement les lois d'écoulement dans les fissures, ils ont proposé des lois de la forme :

$$v = KJ^\alpha,$$

- v , vitesse d'écoulement,
- K , conductivité hydraulique de la fissure,
- J , projection du gradient hydraulique sur le plan de la fissure,
- α , un coefficient dépendant de la nature de l'écoulement,

- $\alpha = 1$ si l'écoulement est laminaire,
- $0,5 \leq \alpha < 1$ si l'écoulement est turbulent (α étant égal à 0,5 pour un régime turbulent complètement rugueux).

La conductivité hydraulique K peut être déterminée par des essais d'injection dont le principe est hérité de l'essai Lugeon. Elle n'est pas la même en régime laminaire et en régime turbulent. La distribution de la charge hydraulique ne varie pas beaucoup en fonction de α , aussi peut-on considérer que la détermination du type d'écoulement dans les fissures est certainement un raffinement excessif. L'écoulement n'est d'ailleurs pas homogène mais tortueux dans le plan de la fissure, il emprunte des cheminements préférentiels. Pour déterminer le réseau d'écoulement, deux méthodes peuvent être utilisées utilisant l'une et l'autre soit un modèle analogique soit un modèle numérique. La première consiste à considérer le réseau des fissures, chacune d'elle étant caractérisée par sa conducti-

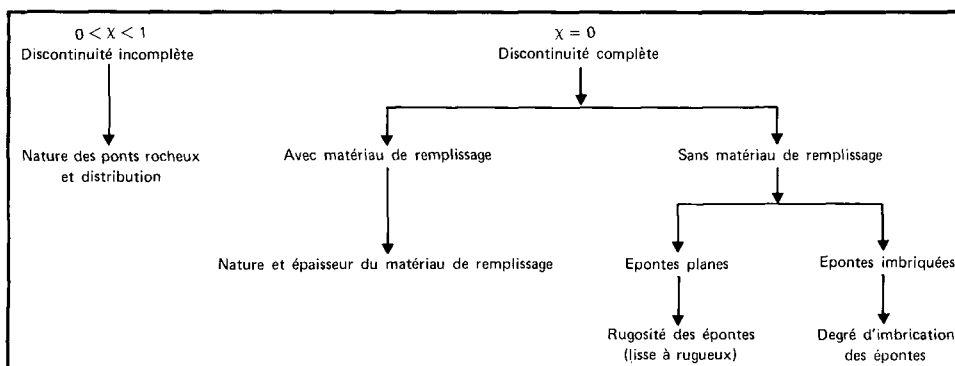


Fig. 10. — Paramètres définissant le comportement mécanique d'une discontinuité.

tivité hydraulique. Elle ne peut être mise en œuvre que si le nombre des discontinuités est réduit. Dans la deuxième méthode on affecte globalement à la masse rocheuse un tenseur de perméabilité.

Quelle que soit la méthode utilisée pour déterminer un réseau d'écoulement, les résultats obtenus méritent d'être utilisés avec circonspection pour les raisons suivantes :

— le choix des conditions imposées aux limites est essentiel, il faut donc introduire les conditions les plus critiques qui peuvent se présenter;

— les conditions hydrauliques conduisant à l'instabilité sont souvent transitoires, par exemple à la fin d'une période de gel, certains exutoires mal exposés peuvent rester obturés et provoquer momentanément une mise en charge;

— les caractéristiques hydrauliques du massif sont très sensibles à l'état des déformations et par conséquent aux sollicitations. La conductivité hydraulique des fissures varie rapidement en fonction de leur épaisseur qui elle-même varie sensiblement par tassement ou dilatance.

Dans l'étude de la stabilité d'une masse rocheuse, il faut accorder plus d'importance aux hypothèses introduites sur les conditions aux limites qu'aux méthodes plus ou moins sophistiquées utilisées pour résoudre le problème du réseau d'écoulement. Il est important de mesurer localement les pressions interstitielles par des piézomètres. Ceux-ci doivent être implantés en tenant compte de la structure du massif et les mesures doivent être effectuées pendant au moins un an. En l'absence d'observations précises, il faut faire varier les hypothèses assez largement et envisager les conditions les plus pessimistes.

A l'approche de la rupture, certaines discontinuités de la masse rocheuse ont tendance à s'ouvrir et l'évolution ultérieure peut être très différente suivant l'énergie potentielle de l'eau. Si ces discontinuités sont en relation avec une masse d'eau importante, comme par exemple le réservoir d'un barrage, leur ouverture ne modifie pas la charge hydraulique et on assiste à une accélération du mécanisme de la rupture. Inversement, si l'alimentation est faible, voire nulle, l'ouverture des discontinuités entraîne une chute de la charge hydraulique et la masse rocheuse peut se stabiliser au moins momentanément. Le drainage naturel du massif, dû à l'augmentation de la perméabilité et de la conductivité hydraulique des fissures, explique que certaines masses rocheuses dont l'ouverture des fissures laissait présager une ruine prochaine, peuvent rester stables pendant de longues périodes. Dans d'autres cas où les exutoires restent faibles, la charge hydraulique se rétablit peu à peu dans les discontinuités et le même phénomène peut se reproduire à nouveau. On a là un exemple de rupture progressive par saccades, mettant finalement en jeu les caractéristiques de résistance résiduelle des discontinuités.

Un autre aspect du rôle de l'eau dans la cinématique du glissement de grandes masses rocheuses a été proposé par P. Habib (1967) pour interpréter la vitesse atteinte par la masse en glissement lors de la catastrophe du barrage du Vaïont. Cette vitesse a été estimée entre 30 et 90 km/h suivant les experts. L'énergie dissipée par le démarrage du mouvement provoque, au niveau de la surface de glissement, une élévation de température suffisante pour amener la vaporisation de l'eau interstitielle. Le glissement se produit alors sur un coussin de vapeur équilibrant le poids des terrains susjacentes. J. Goguel (1969) a précisé les conditions dans lesquelles un tel phénomène peut se produire. Il exige une faible perméabilité des terrains susjacentes et il faut de plus appliquer les circonstances provoquant initialement la vaporisation de l'eau. J. Goguel et A. Pachoud (1972) proposent de retenir cette

hypothèse pour expliquer le grand glissement dans les marnes associé à l'écroulement du mont Granier.

L'eau est aussi le principal agent d'altération. Les modifications des conditions de gisement d'un matériau, provoquées par exemple par les terrassements, peuvent entraîner une reprise ou accélération de l'altération. Les processus physico-chimiques mis en jeu sont complexes. Des méthodes permettant d'étudier l'altérabilité des roches ont été proposées par R. Struillou (1970). Certaines roches poreuses sont sensibles à l'action du gel et les cycles de gel-dégel provoquent la mise en surplomb des roches susjacentes non gélives. La gélivité des roches peut être prévue par des essais de laboratoire.

ÉTUDE DE L'ÉBOULEMENT DE MASSES ROCHEUSES

L'éboulement d'une masse rocheuse est toujours l'aboutissement d'une lente évolution liée soit à des processus d'altération ou d'érosion, soit à de lents mouvements de fluage.

L'écroulement des bancs en surplomb est un cas relativement fréquent (fig. 11) bien que des surplombs peuvent subsister très longtemps si la roche est suffisamment résistante et non fracturée. L'altération ou la gélivité des bancs sous-jacents, le travail de sape à la base d'une falaise par un cours d'eau ou le ressac des vagues, sont les principaux facteurs naturels conduisant à la création d'un surplomb (fig. 12).



Fig. 11. — Éboulement d'une falaise en surplomb à Forcalquier.



Fig. 12. — Surplomb dans une falaise calcaire du Jurassique supérieur dû à la gélivité des bancs sous-jacents.

La vitesse de creusement du surplomb est extrêmement variable mais décroît au fur et à mesure que la profondeur croît. Celle-ci n'évolue pratiquement plus pour une valeur dépendant de l'épaisseur du banc érodé. On a pu constater, par exemple, que dans les grès des Vosges, où l'altération différentielle des différents bancs subhorizontaux est très apparente, cette profondeur n'excède pratiquement pas une valeur égale à la moitié de l'épaisseur du banc. L'éboulement peut se produire à la faveur d'une fracture plus ou moins verticale ou parallèle à la falaise, ou de deux fractures qui s'intersectent à l'arrière de la falaise. Ces fractures correspondent à un système de diaclases ou de failles du massif rocheux. On est souvent confronté à une situation où la masse en surplomb, qui menace de s'ébouler, est limitée vers l'arrière par une fissure ou un système de fissures gravitaires dont il est difficile d'apprécier la continuité, et de déterminer le prolongement éventuel en arrière de la zone actuellement en surplomb. D'autre part, la profondeur du surplomb est irrégulière et il peut subsister des piliers latéraux retenant au moins en partie le poids de la masse en surplomb.

Les éboulements sont aussi assez fréquents dans les formations rigides surmontant des formations plus plastiques et plus déformables. On trouve de nombreuses traces d'éboulements au pied des falaises calcaires du Jurassique supérieur ou de l'Urgonien des chaînes subalpines. Ces puissantes formations calcaires surmontent des marnes ou des marno-calcaires qui forment un talus recouvert d'éboulis ayant généralement une pente très légèrement supérieure à 40°. Le tassement et le fluage des formations plastiques sous-jacentes sont à l'origine de la fissuration et mettent progressivement en déséquilibre les pans rocheux. La colonne de 35 m de haut dont l'éboulement a menacé un quartier de la ville de Nantua, au cours de l'été 1973, est un exemple typique de ce phénomène. Dans ce cas on a pu mesurer un lent basculement plus ou moins parallèle à la falaise jusqu'à l'éboulement final (fig. 13).

Il convient d'analyser plus complètement quelles sont les conditions mécaniques qui peuvent conduire à l'instabilité d'un pan de falaise.

Si on considère un pan rocheux limité vers l'arrière par une fissure quasiment verticale, et si on prend globalement en compte le poids et la résistance du rocher, on obtient un coefficient de sécurité en général très élevé donné par l'expression :

$$F = \frac{\gamma H}{R_c}$$

γ poids spécifique du rocher,

H hauteur du pan rocheux,

R_c résistance en compression simple du rocher.

Même pour une roche ayant une résistance en compression peu élevée de 10 MN/m² et un poids spécifique de 25 kN/m³, F est égale à 1 pour $H = 400$ m. Cette analyse n'est pas acceptable, le pan rocheux étant un solide élancé, les conditions de stabilité dépendant surtout de la forme du solide.

Les conditions de stabilité dépendent notamment de la position de la projection du centre de gravité au niveau de la surface d'appui considérée (fig. 14). Si la projection est très excentrée, la distribution des contraintes au niveau de la surface d'appui n'est pas uniforme, il peut en résulter des tassements différentiels qui entraînent de légères rotations du pan rocheux et contribuent ainsi à aggraver la situation. Ce phénomène est d'autant plus perceptible que les assises sont plus plastiques et plus déformables. Dans ce cas les mouvements ont surtout lieu après de fortes pluies ou en période de dégel. Une partie de la face



Fig. 13. — La colonne de Nantua. Le mouvement de basculement se produisait vers la gauche avec une rotation autour du point C.

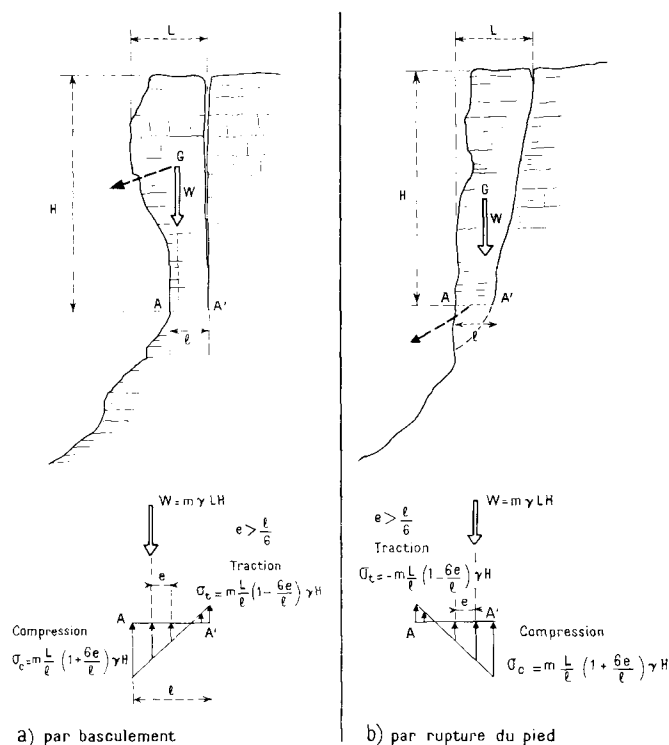


Fig. 14. — Schémas types d'éboulement de pans rocheux (on donne à titre d'indication la distribution des contraintes supposée linéaire sur le plan horizontal correspondant à la base de la fracture arrière).

d'appui peut devenir entièrement décomprimée, des tractions faibles peuvent même apparaître, mais étant donné la faible valeur de la résistance en traction, elles peuvent être négligées. A l'inverse d'autres zones peuvent être fortement comprimées et on peut même parfois observer des ruptures en compression simple. On assiste alors soit à un basculement progressif de la masse rocheuse vers le vide, soit à une rupture du pied du pan rocheux. L'un et

l'autre phénomènes ont pu être observés. Si la colonne de Nantua a basculé vers le vide, on peut citer le cas de l'éboulement de Vêrel-Pragondran en Savoie qui s'est produit en février 1974 par rupture de pied du pan rocheux (fig. 15). Cette circonstance a conduit à un étalement relativement faible de la masse éboulée en pied de falaise si bien que des habitations proches ont été épargnées.

L'influence de l'eau qui peut se mettre en charge, notamment en fond de fissure, doit aussi être prise en compte (fig. 16).



Fig. 15. — Éboulement de Vêrel-Pragondran



La connaissance précise des conditions géométriques et structurales est un préalable indispensable à toute étude de stabilité. Un lever topographique, par exemple par restitution photogrammétrique à l'échelle du 1/100, est un outil particulièrement précieux, il doit être complété par un lever géologique précis mettant l'accent sur la structure de la masse rocheuse.

Pour une masse rocheuse dont l'éboulement paraît de toute évidence inéluctable à l'échelle des temps géologiques, la prévision de l'échéance de cet événement est impossible. C'est cependant la question qui est le plus souvent posée au géotechnicien que l'on consulte parce que l'étude de projets, la réalisation de travaux à proximité, ou certaines manifestations observées de manière qualitative, on fait naître une certaine inquiétude.

Une enquête sur les mouvements anciens ou récents est évidemment nécessaire. Les témoignages oraux doivent être recueillis avec beaucoup de circonspection. Il faut noter les couloirs d'éboulis récents, les chutes de blocs et

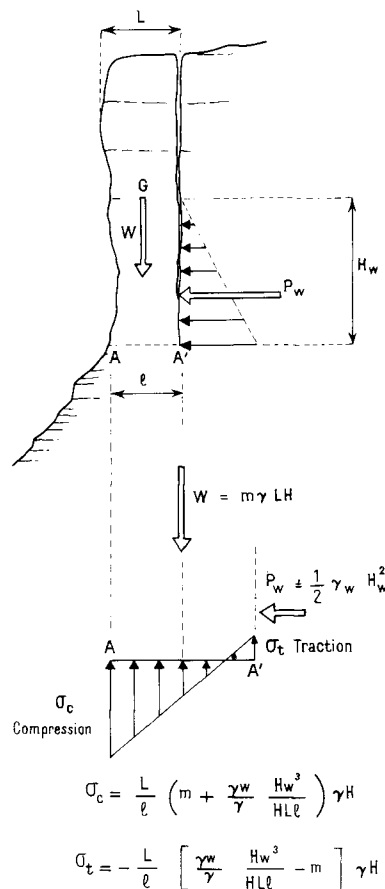


Fig. 16. — Rôle des pressions hydrostatiques dans les fissures sur la stabilité d'un pan de falaise.

leurs trajectoires marquées par les cicatrices souvent très apparentes. Les éboulements sont souvent précédés pendant une période plus ou moins longue de signes prémonitoires, en particulier, de chutes de pierres dont la fréquence croît, mais cette observation n'est pas systématique.

La mise en place dans les meilleurs délais d'appareils de mesure est seule susceptible de renseigner de manière objective sur les mouvements même faibles. Pour parer au plus pressé, on peut se contenter de témoins rudimentaires donnant des indications peu précises. Mais il faut ultérieurement, à la lumière du lever topographique et structural, remplacer les témoins par un véritable dispositif de mesures permettant de suivre les mouvements des différents blocs par rapport à une partie stable de la falaise. On doit viser deux objectifs distincts :

1. suivre l'évolution des mouvements dans le temps pour prévoir les éboulements. Une accélération des mouvements constitue la meilleure alerte : elle donne généralement le temps nécessaire pour prendre les dispositions de sécurité : faire fermer une route, évacuer des habitations... Il ne faut cependant pas coupler le dispositif de mesure à un système d'alerte car il est difficile de fixer un seuil de danger. D'autre part, le déclenchement inopiné d'une alerte peut toujours se produire, ce qui est dommageable sur le plan psychologique et engendre une défiance vis-à-vis du dispositif. Aussi lorsqu'on observe une accélération des mouvements, la présence permanente d'un spécialiste capable d'interpréter rapidement les mesures est indispensable;

2. analyser les déplacements de manière à prévoir le type de rupture. A cet effet il faut disposer d'un nombre suffisant de points de mesure. Pour chaque point il faut pouvoir mesurer les trois composantes du déplacement par rapport à un point fixe stable dans le temps. Si la masse étudiée peut être considérée comme monolithique

et indéformable, trois points de mesure suffisent pour déterminer les déplacements d'ensemble du solide. Cependant, une certaine redondance d'informations n'est pas inutile. De plus les masses rocheuses sont rarement monolithiques et indéformables, et le dispositif de mesures doit tenir compte de l'analyse structurale et des déplacements possibles au niveau des discontinuités.

Les mesures doivent avoir une précision de l'ordre du millimètre et surtout être faibles dans le temps. Les mesures de déplacement doivent être accompagnées de l'enregistrement de la température de manière à mettre en évidence l'influence des variations thermiques sur les mesures et les déplacements. En effet, en cas de baisse de température les parties superficielles se refroidissent plus rapidement que la masse de la falaise et, par conséquent, se contractent plus, ce qui entraîne une ouverture des fissures. Ce mouvement d'ouverture n'est d'ailleurs que très partiellement réversible pendant le réchauffement car il y a toujours des phénomènes de coins qui s'opposent à la fermeture des fractures. Il en résulte d'ailleurs des contraintes internes qui sont théoriquement susceptibles d'aggraver la situation.

Un soin particulier doit être apporté au dispositif de mesures en tenant compte des contraintes diverses (précision, accessibilité des points de mesures, etc.) et en considérant les diverses hypothèses plausibles de mouvement d'ensemble et de déformations internes de la masse. Des méthodes de télémessure et d'enregistrement automatique sont en cours d'élaboration et leur utilisation doit se développer.

Des méthodes d'auscultation indirectes ont été envisagées. Près de la rupture on a observé dans un certain nombre de cas une chute très sensible de la vitesse de propagation des ondes, liée à l'ouverture et à la propagation des fissures. De même les microruptures qui précèdent l'écroulement s'accompagnent d'une émission de microbruits dont l'intensité et le nombre vont en croissant. Des dispositifs sismoacoustiques permettent l'enregistrement des microbruits dans une gamme de fréquences adéquate. La fiabilité de ces différentes méthodes est cependant sujette à caution.

En présence d'un éboulement qui paraît probable à brève échéance et qui menace des habitations ou des voies de communication, trois situations peuvent être envisagées :

— *stabiliser la masse rocheuse* par des soutènements ou des tirants. La mise en œuvre de tels procédés se révèle souvent inadmissible sur le plan financier car l'accès des zones à consolider et la réalisation des travaux sont particulièrement difficiles;

— *implanter des dispositifs de protection* permettant d'arrêter les blocs avant qu'ils n'atteignent la zone à protéger. La conception de ces dispositifs est très voisine de celle des paravalanches;

— *purger la masse instable*. Lorsque la masse est importante, la purge se fait par un abattage à l'explosif. Il s'agit d'une opération délicate dont la réalisation doit être soigneusement étudiée, le choix du plan de tir doit tenir compte non seulement du désir d'obtenir une bonne fragmentation, mais aussi de la nécessité de pouvoir faire la foration des trous de mine dans des conditions de sécurité pour les équipes et dans un délai relativement bref. Toutes les précautions nécessaires (évacuation, interdiction de circulation, etc.) peuvent être prises au moment du tir, cette dernière méthode présente donc des avantages indiscutables. Cependant, comme pour tous les travaux de purge, il faut bien s'assurer que la situation après la purge ne sera pas aussi précaire que la précédente. On peut citer le cas de la falaise du Chainon du

Cornuet qui surplombe la voie ferrée Paris-Rome et la route nationale 491 sur la rive est du lac du Bourget : après le pétardage et la purge d'une masse de 20 000 m³, il s'est avéré nécessaire de construire sur une longueur de 75 m une galerie couverte pour la voie ferrée, et une énorme dalle inclinée en béton s'appuyant sur la galerie et protégeant par un porte-à-faux la route nationale (fig. 17).

La trajectoire des blocs au cours d'un éboulement naturel ou provoqué est très difficile à prévoir. L'observation des éboulis naturels montrent en général un étalement sur une longueur assez faible de la masse éboulée avec un classement des matériaux suivant leur taille, les blocs les plus gros et les plus cubiques ayant la trajectoire la plus longue. Dans la plupart des cas, il semble qu'une partie très importante de l'énergie cinétique acquise au cours de la chute se dissipe à l'impact. On peut cependant observer des blocs isolés qui ont pu franchir des distances parfois considérables en provoquant des saignées spectaculaires. Une étude des trajectoires des blocs paraît nécessaire afin de mieux dimensionner les ouvrages de protection.



Fig. 17. — Ouvrage de protection de la voie ferrée Paris-Rome et de la RN 491 sur la rive est du lac du Bourget.

ÉTUDE DES GLISSEMENTS DE MASSES ROCHEUSES

Le glissement des masses rocheuses se produit très généralement sur des surfaces de discontinuité préexistantes approximativement planes.

Dans les massifs stratifiés, les glissements banc sur banc sont fréquents. Les massifs calcaires présentent souvent un versant à peu près conforme à la stratification. Les bancs superficiels, lorsqu'ils ne sont pas butés en pied, glissent d'autant plus facilement que le joint de stratification est argileux ou marneux. Le glissement de grandes dalles structurales monolithiques est rare. On peut cependant citer le cas du Claps-de-Luc dans la Drôme (L. Moret, 1945) qui s'est produit en 1442: la dalle de calcaire tithonique qui a glissé a donné naissance à un chaos de blocs impressionnant (fig. 18). Le glissement des bancs superficiels diaclasés et altérés est plus facile que celui des bancs profonds, plus continus, car la masse rocheuse s'adapte plus facilement aux irrégularités des surfaces structurales. Les terrassements qui entaillent des bancs ayant un pendage défavorable orienté vers le déblai (pendage dit « aval ») risquent toujours de provoquer des glissements. Les volumes susceptibles d'être mis en mouvement sont souvent importants, les travaux de stabilisation et les terrassements supplémentaires qu'ils entraînent doivent être réalisés dans des conditions difficiles et sont donc particulièrement onéreux (fig. 19).



Fig. 18. — Glissement du Claps-de-Luc. On remarque sur le chaos des blocs résultant du glissement.



Fig. 19. — Ce glissement banc sur banc s'est produit lors de l'exécution des déblais de l'autoroute A 55 à Châteauneuf-les-Martignes; seuls, les bancs supérieurs diaclasés ont glissé sur une intercalation marneuse.

Les glissements de masses rocheuses sont souvent délimités par plusieurs surfaces de discontinuités formant des surfaces polyédriques (fig. 20).

L'étude détaillée de cas concrets montre que le modèle de rupture suivant des discontinuités planes n'est pas toujours rigoureusement respecté, et que les surfaces de rupture sont parfois assez différentes.

Certains massifs sont très fracturés avec un espacement moyen des diaclases décimétriques. On peut assimiler ces massifs à des milieux pulvérulents à angle de frottement interne élevé du fait d'un certain ordre dans l'arrangement des blocs. On peut alors observer des glissements superficiels de type sol pulvérulent lorsque la pente des talus est élevée, supérieure à 50-55°. Ces glissements s'accompagnent néanmoins d'un foisonnement important lié au phénomène de dilatance.

Les surfaces de glissement peuvent ne pas coïncider totalement avec une surface structurale. Il peut se produire localement des ruptures locales de la roche notamment en pied de glissement, établissant des relais entre des diaclases ou des fissures de faible extension (fig. 21).

Il arrive que des glissements importants se produisent sur des surfaces structurales non planes. Ils s'accompagnent de déformations et de ruptures internes dans la masse rocheuse. La rigidité et la résistance interne de la masse s'opposent à ces mouvements qui ne sont donc possibles que pour des volumes importants dans des terrains déformables comprenant des couches plastiques et des bancs très fracturés (marno-calcaires, flysch, schistes argileux, schistes houillers, ...). L'analyse mécanique de ces glisse-

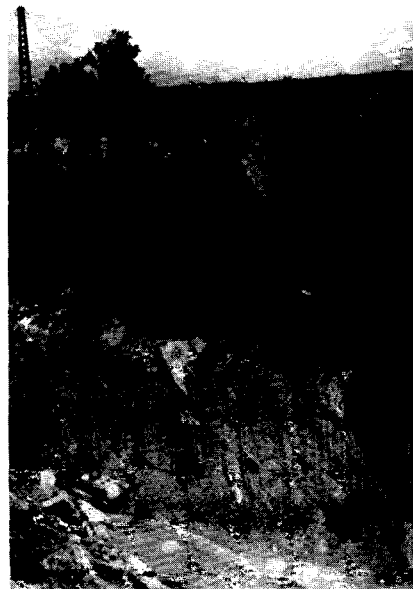


Fig. 20. — Glissement sur un dièdre (déblai de Cluses, autoroute Blanche).

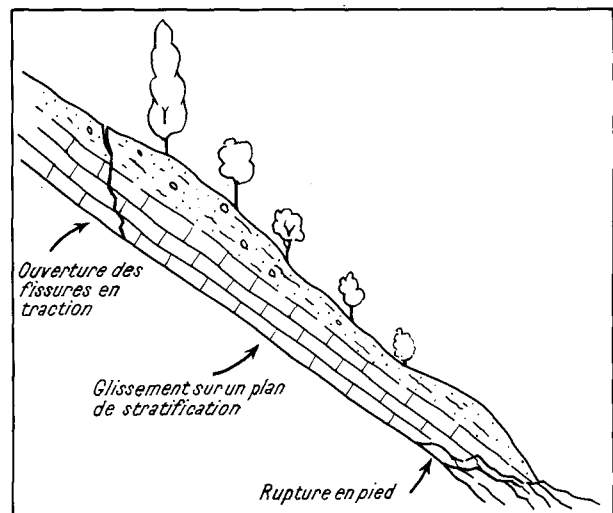


Fig. 21. — Glissement d'une masse rocheuse diaclasée avec fissures de traction en tête et rupture de la masse rocheuse en pied.

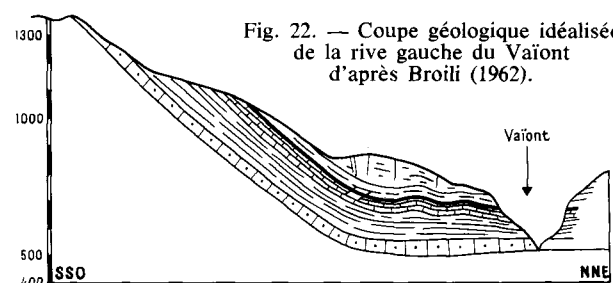


Fig. 22. — Coupe géologique idéalisée de la rive gauche du Vaïont d'après Broili (1962).

ments est difficile car on ne peut pas assimiler la masse qui glisse à un solide cinématique indéformable. Le glissement des 350 millions de mètres cubes du mont Toc dans la retenue du barrage du Vaïont s'est fait pour l'essentiel le long d'un joint de stratification d'allure synclinale. La surface de rupture recoupe cependant dans la partie inférieure orientale des formations formées de strates peu épaisses (L. Broili, 1967). La forme en « chaise » de la surface de rupture n'est sans doute pas étrangère à l'accélération prise par la masse rocheuse au cours du glissement (fig. 22).

Diverses méthodes d'analyse de la stabilité des masses rocheuses ont été proposées : quelle que soit la méthode

utilisée, les hypothèses sont assez restrictives. Il est inutile de rechercher un très grand raffinement qui serait excessif étant donné les imprécisions des données sur les conditions géométriques, mécaniques et hydrauliques.

Analyse à deux dimensions de la stabilité d'une masse rocheuse monolithique

Soit une masse rocheuse monolithique supposée indéformable limitée par un talus de déblai et deux surfaces de discontinuité P_1 et P_2 (fig. 23), nous supposons que l'analyse de la stabilité puisse être faite à deux dimensions : l'azimut du talus de déblai et ceux de deux surfaces P_1 et P_2 sont très voisins.

On analyse le glissement du bloc sur le plan P_1 , la face P_2 se détachant du massif. La résistance au cisaillement le long de la surface P_1 est donnée par une cohésion c_1 et un angle de frottement φ_1 .

La discontinuité P_2 présente des ponts rocheux qui s'opposent par leur résistance en traction R_2 au glissement; soit χ_2 le degré de séparation.

Les conditions hydrauliques sont données par la hauteur H_w de l'eau dans la fissure P_2 et nous supposons que dans la fissure P_1 la distribution des pressions interstitielles est linéaire.

Si on définit le coefficient de sécurité F comme le rapport entre la résistance maximale que l'on peut mobiliser pour s'opposer au glissement et les forces qui tendent à le produire, il est donné par l'expression :

$$F = \frac{c_1 L_1 + R_2 (1 - \chi_2) L_2 \frac{1}{\cos(\beta_2 - \beta_1)} + [W \cos \beta_1 - U_1 - \chi_2 U_2 \cos(\beta_2 - \beta_1)] \operatorname{tg} \varphi_1}{W \sin \beta_1 + \chi_2 U_2 \sin(\beta_2 - \beta_1)}$$

W : poids du bloc,

U_1, U_2 : représentant les pressions hydrauliques sur les faces P_1 et P_2 .

(Cette formule suppose que les ponts rocheux sont uniformément répartis sur la face P_2 .)

La détermination de la valeur du coefficient χ est généralement impossible et on prend le plus souvent la valeur pessimiste $\chi = 1$ dans l'expression ci-dessus qui devient :

$$F = \frac{c_1 L_1 + [W \cos \beta_1 - U_1 - U_2 \cos(\beta_2 - \beta_1)] \operatorname{tg} \varphi_1}{W \sin \beta_1 + U_2 \sin(\beta_2 - \beta_1)}$$

Si nous prenons $c_1 = 0$ et $H_w = 0$ (donc $U_1 = U_2 = 0$) on obtient la formule triviale :

$$F = \frac{\operatorname{tg} \varphi_1}{\operatorname{tg} \beta_1}$$

En l'absence de cohésion, de ponts rocheux et de sous-pressions, le coefficient de sécurité vis-à-vis du glissement est le même si les conditions géométriques sont semblables et les angles de frottement identiques. Or, dans la nature, cette règle de similitude n'est pas satisfaite. Les grandes masses sont plus instables que les petites, cela montre l'importance des paramètres pris égal à zéro.

Prenons, à titre d'exemple, une dalle rocheuse limitée par un joint de stratification et une fracture amont perpendiculaire à la stratification. Les conditions géométriques sont précisées sur la figure 24. Les conditions hydrauliques sont fixées par la hauteur h_w de l'eau dans la fissure amont.

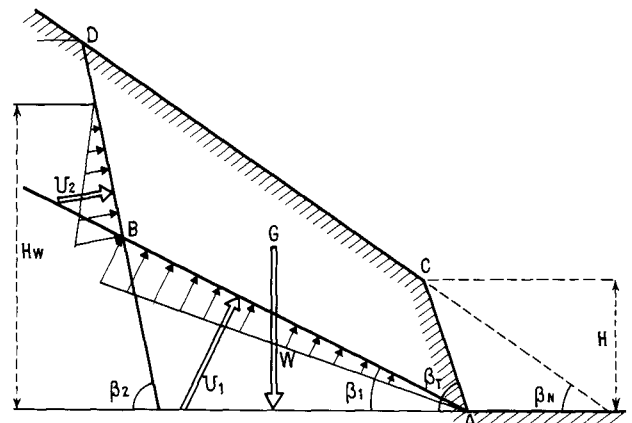
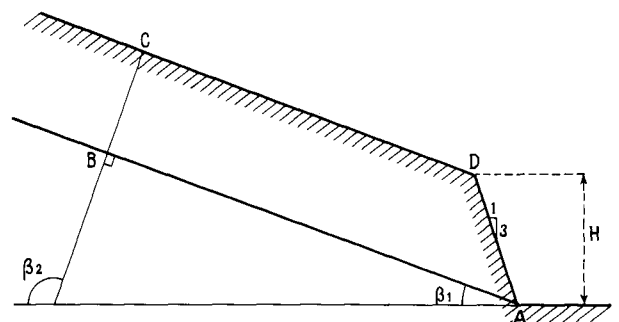


Fig. 23. — Analyse bidimensionnelle de la stabilité d'un bloc monolithique.



$$\begin{aligned} AB = L_1 &= 20 \text{ m} \\ H &= 6 \text{ m} \\ \beta_n = \beta_1 &= 20^\circ \\ \beta_2 &= \beta_1 + 90^\circ \end{aligned}$$

Fig. 24.

Le coefficient de sécurité est donné par l'expression :

$$F = \frac{c_1 L_1 + \left(W \cos \beta_1 - \frac{1}{2} \gamma_w h_w L_1 \right) \operatorname{tg} \varphi_1}{W \sin \beta_1 + \frac{1}{2} \gamma_w h_w^2 \frac{1}{\cos \beta_1}}$$

soit :

$$F = \frac{20 c_1 + (1973 - 100 H_w) \operatorname{tg} \varphi_1}{718 + 5,32 h_w^2}$$

a) Cas $h_w = 0$ $F = 0,027 c_1 + 2,75 \operatorname{tg} \varphi_1$

soit en prenant pour caractéristiques de résistance au cisaillement les valeurs de pic :

$$\begin{aligned} \varphi_{1p} &= 25^\circ \quad \text{et} \quad c_{1p} = 10 \text{ kN/m}^2 \\ F &= 0,27 + 1,28 = 1,55 \end{aligned}$$

dans ce cas particulier l'influence du terme de cohésion apparaît nettement.

Si on introduit des caractéristiques résiduelles de résistance au cisaillement :

$$c_1 = 0 \quad \varphi_1 = 16^\circ$$

on obtient :

$$F = 0,79.$$

b) Cas $h_w \neq 0$

En prenant les valeurs de pic de résistance au cisaillement dans le plan P_1 , l'équilibre limite est obtenu ($F = 1$) pour $h_w = 5,35$ m. Si l'eau remplit la fissure amont, le bloc devient instable, mais un faible mouvement du bloc provo-

que une ouverture de la fissure et une chute de h_w suffisante pour arrêter le glissement. On peut alors imaginer deux évolutions :

1. un processus de rupture progressive avec nouveau remplissage de la fissure, provoquant un léger déplacement, puis stabilisation due à la chute du niveau d'eau et ainsi de suite. Les caractéristiques de résistance au cisaillement évoluent peu à peu vers les caractéristiques résiduelles presque jusqu'à la rupture;

2. inversement, après ouverture de la fissure amont, l'eau peut trouver un exutoire permanent qui empêche la mise en charge de l'eau dans la fracture amont et on observe une stabilisation du bloc.

Cet ensemble montre bien l'influence relative des divers paramètres et, en particulier, des conditions hydrauliques. Un drainage efficace peut conduire à une stabilité durable.

Analyse à trois dimensions d'une masse rocheuse monolithique limitée par une surface polyédrique

Le bloc monolithique est limité par une surface polyédrique correspondant à des plans de discontinuité. L'analyse à trois dimensions est fondée sur les mêmes hypothèses que celles qui sont faites précédemment.

La première phase de l'analyse consiste à déterminer les mouvements de glissement du bloc qui sont cinématiquement admissibles, compte tenu du poids et des sous-pressions. Le bloc peut soit glisser sur une face, les autres faces se détachant du massif, soit dans la direction de l'arête d'un dièdre en s'appuyant sur deux faces. Des règles simples permettent de mettre en évidence les mouvements possibles à partir des projections stéréographiques des différents plans.

L'analyse du glissement sur une seule face s'apparente au problème à deux dimensions (cf. § précédent). Examinons plus complètement la stabilité au glissement d'un bloc limité par trois plans de discontinuité P_1, P_2, P_3 dans la direction de l'intersection I_{12} des plans P_1 et P_2 . Le bloc se détache du massif suivant la face P_3 ; nous faisons l'hypothèse qu'il n'existe pas de ponts rocheux suivant la face P_3 (fig. 25).

L'analyse vectorielle nous conduit à l'expression du coefficient de sécurité :

$$F = \frac{\sum_{r=1,2,3} c_r A_r + \left[W \sin(i_{12}, v) \left| \frac{\sin(n_r, j_v)}{\sin(n_r, n_r)} \right| - U_1 - U_2 \sin(n_r, i_{12}) \left| \frac{\sin(n_r, n_r)}{\sin(n_r, n_r)} \right| \right] \operatorname{tg} \varphi_r}{W \cos(i_{12}, v) + U_3(i_{12}, n_r)}$$

où :

$i_{1,2}$: le vecteur unitaire de I_{12} orienté dans le sens descendant,

v : le vecteur unitaire vertical descendant,

j_v : le vecteur unitaire dans le plan vertical tel que

$$(i_{12}, j_v) = \frac{\pi}{2},$$

n_r : le vecteur unitaire sur la normale à P_r orienté vers l'intérieur du bloc,

A_r : l'aire de la face P_r du bloc,

c_r, φ_r : respectivement la cohésion et l'angle de frottement caractérisant la résistance au cisaillement le long de P_r .

Les différents angles sont obtenus facilement par la projection stéréographique.

On peut faire les mêmes remarques que dans le cas précédent sur l'influence des différents paramètres de

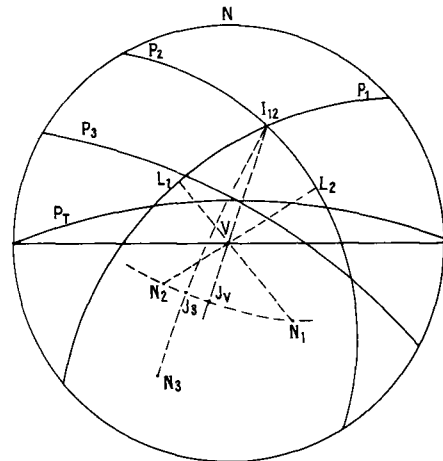
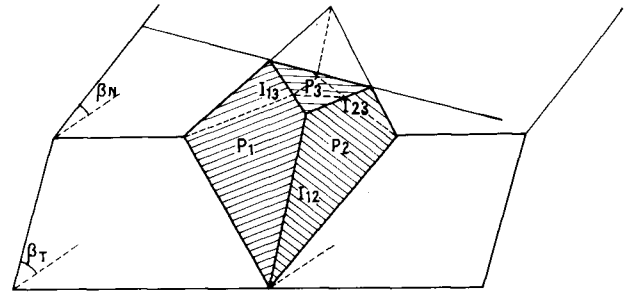


Fig. 25. — Analyse tridimensionnelle de la stabilité d'un bloc monolithique.

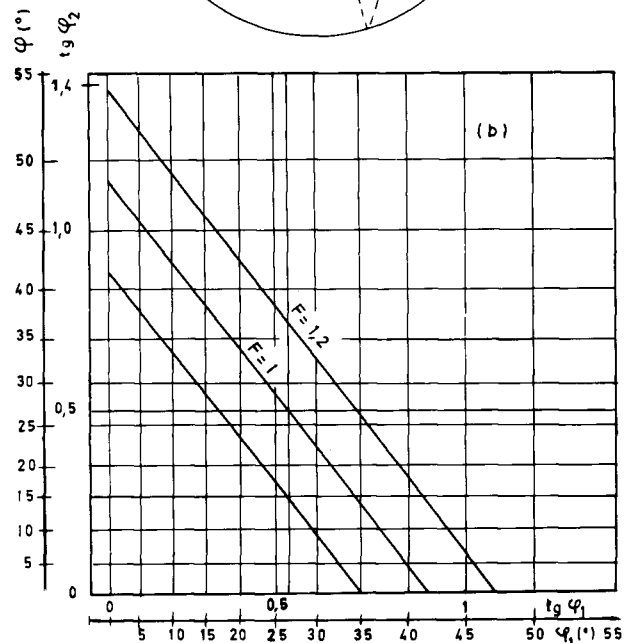
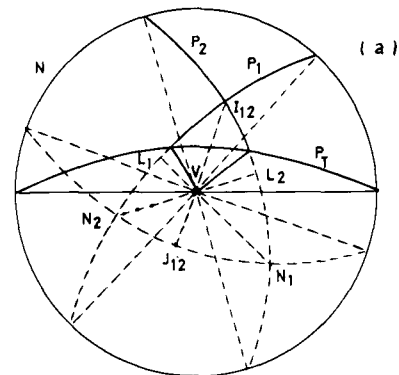


Fig. 26. — Exemple d'analyse de la stabilité au glissement de blocs pour un déblai d'autoroute.

résistance (valeurs de pic, valeurs résiduelles) et des conditions hydrauliques.

La figure 26 donne un exemple simple d'analyse de la stabilité d'un bloc limité par un dièdre P_1, P_2 vis-à-vis du glissement dans la direction de l'intersection I_{12} . On fait l'hypothèse qu'il n'y a pas d'eau et on néglige la cohésion sur les faces P_1 et P_2 . La formule donnant le coefficient de sécurité se réduit alors à :

$$F = \frac{\text{tg}(i_{12}, v)}{|\sin(n_1, n_2)|} [|\sin(n_2, j_v) \text{tg} \varphi_1 + |\sin(n_1, j_v) \text{tg} \varphi_2|].$$

Analyse de la stabilité au glissement d'une masse rocheuse non monolithique

L'analyse de la stabilité d'une masse rocheuse constituée de plusieurs blocs jointifs, susceptible de glisser suivant une surface polyédrique, suppose des hypothèses supplémentaires relatives aux interactions des blocs entre eux. On peut faire des hypothèses analogues à celles qui sont faites en mécanique des sols pour l'analyse des ruptures non circulaires par la méthode des tranches.

Une autre méthode consiste à faire une analyse pas à pas de la stabilité des différents blocs en commençant par les blocs les plus hauts. On analyse les conditions de stabilité du bloc le plus haut supposé sans interaction avec les blocs inférieurs. S'il est stable l'interaction est prise égale à zéro, sinon on suppose le bloc en équilibre limite, on calcule alors la réaction sur les blocs inférieurs et on passe à l'étude de la stabilité de ceux-ci en tenant compte des réactions des blocs situés en amont.

La figure 27 donne un exemple d'une telle analyse sur un cas théorique pour une masse rocheuse composée de trois blocs. L'analyse est faite à deux dimensions; les niveaux d'eau dans les fissures P_1, P_3 et P_6 permettent de déterminer les sous-pressions U_1, \dots, U_6 . On suppose une répartition linéaire des pressions interstitielles dans les plans P_2, P_3, P_4 . La résistance au cisaillement le long des discontinuités P_i est donnée par un angle de frottement φ_i , la cohésion étant égale à zéro. La fissure P_1 est une fissure de traction ouverte, il n'y a donc pas d'interaction avec la masse rocheuse située au-dessus. L'analyse de la stabilité du bloc (a) permet de déterminer la réaction R_5 du bloc (b) nécessaire à assurer l'équilibre limite. Pour cela on fait l'hypothèse que R_5 est dirigée dans la direction de glissement du bloc (a) soit inclinée de β_2 sur l'horizontale, cette direction est compatible avec l'angle de frottement φ_2 .

Connaissant R_5 , le polygone des forces à l'équilibre limite pour le bloc (b) donne R_6 . R_6 ne peut pas avoir la direction de glissement du bloc (b) car cette direction est extérieure au cône de frottement du plan P_6 . On choisit donc la direction limite donnée par l'angle de frottement φ_6 , en cas de mouvement les deux blocs coulisent selon le plan P_6 . Connaissant R_6 on étudie alors la stabilité du bloc (c), le coefficient de sécurité est donné par :

$$F = \frac{\text{tg} \alpha_4}{\text{tg} \varphi_4}$$

où :

$$\text{tg} \alpha_4 = \frac{|R_6| \sin(\beta_3 - \varphi_6) + |U_6| \sin \beta_6 + |U_4| \sin \beta_4}{|W_c| + |R_6| \cos(\beta_6 - \varphi_6) + |U_6| \cos \beta_6 + |U_4| \cos \beta_4}$$

R_6 est déterminé à partir des deux équations vectorielles :

- (1) $W_b - R_5 - U_5 + U_3 + U_6 + R_6 + R_3 = 0$
- (2) $W_a + U_1 + U_2 + U_5 + R_5 + R_2 = 0$

Sur le même principe, il est possible de faire des analyses tridimensionnelles; bien qu'elles soient plus complexes, il est possible d'en venir à bout. Cependant la multiplication de blocs et de faces entraînent une multiplication des paramètres et il devient difficile d'utiliser le coefficient de sécurité.

Les différentes méthodes d'analyse proposées conduisent à la définition de coefficients de sécurité. La notion de coefficient de sécurité est toujours l'objet de bien des controverses. En fait, le concept de sécurité est lié essentiellement à l'impossibilité de définir rigoureusement les conditions de stabilité d'une masse rocheuse.

Les mesures des paramètres caractérisant le massif rocheux (structure du massif, conditions hydrodynamiques-résistance mécanique) ont souvent une dispersion importante et il peut en outre subsister un écart parfois difficile à apprécier, entre la valeur d'un paramètre estimée à partir de mesures insuffisamment représentatives et sa valeur réelle.

L'analyse de la stabilité se fonde sur des schémas de rupture dont la simplicité a évidemment pour corollaire une représentation plus ou moins approchée du schéma réel. L'analyse usuelle à l'équilibre limite d'un solide rocheux indéformable ne peut que très mal représenter la rupture progressive d'un massif rocheux ayant subi pendant de longues périodes des déformations lentes. Certaines analyses, a posteriori de ruptures de talus, prétendent

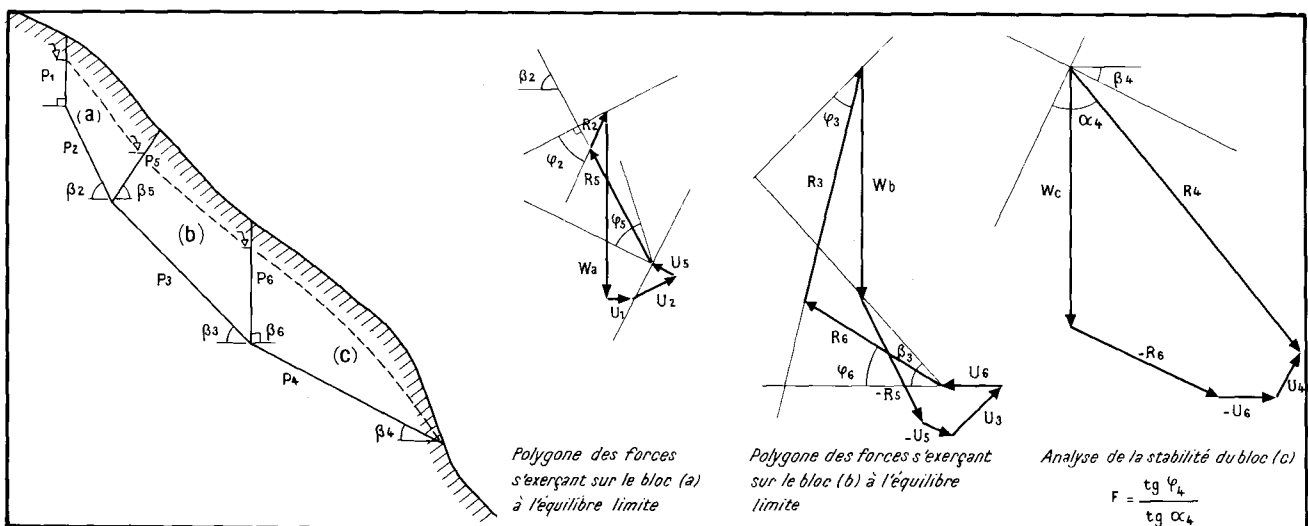


Fig. 27. — Analyse de la stabilité au glissement d'une masse rocheuse non monolithique.

par exemple définir les paramètres de résistance au cisaillement réels sans discuter la validité du schéma de rupture pris en compte; il y a là peut-être une explication à une utilisation vraisemblablement par trop abusive de la notion de résistance résiduelle.

Il convient donc de considérer avec une certaine prudence les valeurs des coefficients de sécurité en tant que mesure de la distance entre l'état du massif et sa rupture. Le coefficient de sécurité est avant tout une fonction qui pour un schéma de rupture donné permet d'analyser le poids respectif des divers paramètres que l'on fait varier dans des fourchettes d'autant plus larges que leur détermination est plus délicate. Il permet en outre d'étudier l'efficacité des diverses dispositions qui peuvent être prises pour améliorer la stabilité du massif.

Comme pour les éboulements, l'étude des glissements doit se fonder sur une étude géologique et structurale à l'échelle du 1/100 ou du 1/200. Dans une situation critique, la mise en place de témoins et de dispositions de mesure permettent de suivre l'évolution des déplacements et de prévoir la rupture. Une auscultation piézométrique des surfaces de glissement peut aussi se révéler très utile.

Diverses solutions de stabilisation peuvent être envisagées :

— l'efficacité et la disposition optimale de tirants précontraints peuvent facilement être analysées. « Dès qu'il y a précontrainte, la traction cesse d'être dangereuse et la résistance au cisaillement est améliorée » ainsi s'exprimait E. Freyssinet, mettant ainsi en évidence tout le parti que l'on peut tirer de la précontrainte pour la stabilisation des masses rocheuses. Cependant les efforts que l'on peut mettre en œuvre économiquement deviennent rapidement faibles vis-à-vis des forces motrices lorsque le volume excède quelques milliers de mètres cubes. Le problème de la pérennité des tirants précontraints demeure un sujet d'inquiétude. Il semble néanmoins que des méthodes de

protection mises en œuvre avec soin donnent satisfaction. On peut citer à cet égard l'exemple des 37 tirants du barrage des Cheufas réalisés par A. Coyne où l'on a observé en trente ans une perte de 9% de tension sur les 37 000 t initiales;

— la stabilisation par précontrainte est de plus en plus concurrencée par l'utilisation de simples aciers passifs (barres d'acier scellées sur toute leur longueur par un mortier ou par des résines synthétiques). En s'opposant à l'ouverture des joints par dilatance, les barres scellées semblent être très efficaces. Néanmoins le mode de sollicitation des aciers passifs n'est pas connue de façon très sûre et les méthodes de calcul restent prudentes;

— les méthodes d'analyse développées montrent le rôle tout à fait primordial joué par l'eau dans les mécanismes de rupture par glissement. Le drainage des discontinuités peut s'avérer être la méthode la plus efficace et la moins onéreuse. La conception d'un système de drainage nécessite une bonne connaissance de la structure et du réseau d'écoulement. Il ne faut pas perdre de vue que le but n'est pas tant de capter de l'eau que de faire baisser les pressions hydrostatiques dans les discontinuités. Des sondages horizontaux forés à la percussion sont généralement efficaces.

La purge par terrassement de la masse susceptible de glisser est souvent la solution la meilleure et la moins chère. Le volume à terrasser doit être défini avec soin de manière à ne pas rendre de nouvelles masses instables. Le coût unitaire de ces terrassements est généralement élevé vis-à-vis des coûts habituels car les travaux sont délicats. Afin d'assurer la sécurité des engins de terrassements, on est souvent obligé de rétablir une butée de pied.

Dans le traitement des masses rocheuses instables, ces diverses solutions doivent faire l'objet d'une analyse détaillée, des solutions mixtes sont souvent les plus économiques et surtout compatibles avec les délais d'exécution qui souvent constituent la contrainte majeure.

BIBLIOGRAPHIE

BARTON N. R., *A model study of the behaviour of deep excavated slopes*, PHD, Thesis Imperial College of Science and Technology, Londres (1971).

DEERE D. U., *Geologic considerations* in K. G. Stag and O. C. Zienkiewicz (Ed), *Rock Mechanics in Engineering Practice*, New York (1968).

GOGUEL J., Le rôle de l'eau et de la chaleur dans les phénomènes tectoniques, *Rev. géogr. phys. géol. dyn. fr.* (2) 11 2 (1969).

GOGUEL J., PACHOUD A., Géologie et dynamique de l'écoulement du mont Granier dans le massif de la Chartreuse en novembre 1248, *Bull. BRGM (2^e série), section III*, 1 (1972).

HABIB P., *Mécanique des roches. Sur un mode de glissement des massifs rocheux* (note de P. Habib présentée par A. Caquot), C.R. Acad. sciences, série A et B, tome 264 (16 janvier 1967), p. 151-153.

LONDE P., *La mécanique des roches et les fondations des grands barrages*, Commission internationale des grands barrages (1974).

LOUIS C., *Étude des écoulements d'eau dans les roches fissurées et leurs influences sur la stabilité des massifs rocheux*, Thèse de doctorat, Université de Karlsruhe (1967), *Élec. Fr. Bull. Dir. Ét. Rech. A*, 3 (1968).

PANET M., STRUILLOU R., *Méthodes d'étude de la stabilité de déblais rocheux pour les projets de routes et d'autoroutes*, C.R. 2^e Congrès international de mécanique des roches, Belgrade (1970).

PATTON F. D., *Multiplés modes of shear failure in rocks*, C.R. 1^{er} Congrès international de mécanique des roches, Lisbonne (1966).

AUTRES RÉFÉRENCES

AMAT, CHANTOUX R., BARFETY J.-C., DESSEMME J.-L., DONZELLE M., LIENHARDT G., PANET M., ROIGNOT R., ROCHET L., *Note sommaire sur la destruction de la Colonne de Nantua*, Symposium national sol et sous-sol et sécurité des constructions, Tome II, Cannes (1973).

BROILI L., New knowledge on the geomorphology of the Vajont slide slip surface, *Rock Mechanics in Engineering Geology* 5, 1 (1967).

GOODMAN R. E., The deformability of joints. Determination of the in situ modulus of deformation of rock, *ASTM STP*, 477 (1970).

HOEK E., Estimating the stability of excavated slopes in open cast mines, *Inst. Min. and Metall. Trans.*, **79** (oct. 1970).

JAEGER J.-C., Friction of rocks and stability of rock slopes, 11th Rankine lecture, *Geotechnique*, vol. XXII, **2** (1971).

LONDE P., VIGIER G., VORMERINGER R., Stability of rock slopes, Graphical methods, *Journal of Soil Mech. Found. Div., ASCE*, **SM4** (juil. 1970).

MENCL V., The influence of the stiffness of a sliding mass on the stability of slopes, *Rock Mechanics and Engineering Geology* **4**, **2** (1966).

MORET L., Les éboulements de terrains en montagne et spécialement dans la région alpine, *Rev. les Alpes* (1945).

PANET M., Étude de la structure d'un massif rocheux, *Bull. liaison Labo. routiers P. et Ch.*, **28** (nov.-déc. 1967), p. 2-1/2-12.

PANET M., *La stabilisation des massifs rocheux. Rapport général thème III*, Symposium international de mécanique des roches sur la fissuration des roches, Nancy (1971).

TERZAGHI K., Stability of steep slopes on hard unweathered rock, *Geotechnique*, vol. XII, **4** (1962).

RÉSUMÉS

PARTIE 1

LES TALUS DE DÉBLAIS

Le rapport général fait la synthèse des méthodes d'étude de stabilité particulièrement adaptées aux tranchées de déblai. On y rappelle les notions de court terme et de long terme et l'on insiste sur la nature des paramètres mécaniques à prendre en compte dans les calculs de stabilité à la rupture, en se référant tant à l'enseignement tiré des cas exposés dans la littérature internationale qu'à l'expérience des chantiers suivis par les Laboratoires des Ponts et Chaussées et aux résultats de recherches réalisées au cours des dernières années.

Dans cet esprit, on présente les principaux éléments recueillis de l'étude de l'influence des paramètres d'essais sur la mesure de la résistance au cisaillement des argiles raides. On notera qu'en faisant varier la dimension des éprouvettes, la vitesse d'essai, l'orientation des échantillons, la résistance au cisaillement mesurée varie dans des proportions importantes pour les quatre sols français testés :

- argile des Flandres (Yprésien)
- argile de Provins (Sparnacien)
- argile de Dozulé (Callovo-Oxfordien)
- argile verte du Sannoisien (Oligocène)

On a cherché à rapprocher ces résultats de la texture minéralogique des sols testés et, pour ce faire, on a utilisé la classification des différentes textures de roches argileuses et marneuses, mise au point au LCPC et développée ici.

Pour compléter cette information, on présente trois cas intéressants de tranchées de déblai dont deux ont été fortement instrumentées. A l'entrée nord de Lyon, sur l'autoroute A6 (12 m de profondeur) la tranchée du Tronchon, taillée dans une argile graveleuse assez raide, donnait lieu à un problème hydraulique délicat, traité par un modèle d'analogie électrique recalé sur les mesures en place. De plus, la taille des éléments grossiers contenus dans le sol, a imposé la mesure des paramètres mécaniques sur triaxial géant (\varnothing 30 cm pour les échantillons), ce qui a donné des résultats satisfaisants.

La tranchée expérimentale de la Bosse-Galin était taillée dans une argile molle normalement consolidée dont on cherchait à déterminer les conditions de stabilité à court terme sur 5 m de haut ainsi que l'évolution du régime hydraulique à long terme. Les calculs de stabilité en contraintes totales ont été mis en défaut par l'expérience (la rupture s'est produite pour une profondeur inférieure à la profondeur critique prévue). Les calculs en contraintes effectives effectués sur la base des pressions interstitielles mesurées sont assez corrects. Les déformations observées à court terme ne sont pas celles d'un sol évoluant à volume constant ce qui peut être attribué soit à la non saturation du matériau initial, soit à un passage à long terme plus rapide que prévu.

Deux glissements de nature différente se sont produits à Rognac sur l'autoroute A7 au nord de Marseille. L'un, survenu au cours de travaux, affectait une tranchée de 25 m taillée dans une alternance de grès et marnes dont le régime hydraulique avait été sous-estimé au stade de l'étude préliminaire. Il a été traité par adoucissement de la pente initialement prévue et par adjonction d'éperons drainants de forte taille. Le second était la réactivation d'un glissement ancien dans une zone analogue à la précédente dans laquelle cependant, le tracé affectait peu la géométrie naturelle. Il fut traité par adjonction de masque drainant sur le versant et d'une butée de pied.

Mots clés : 42 — Déblai — Tranchée — Stabilité des talus — Méthode — Calcul — Temps — Cisaillement — Résistance (mater) — Argile — Essai — Texture (Géomorphol) — Minéralogie — Mou — Hydraulique (fluide) — Glissement — Drainage.

PARTIE 2

LES REMBLAIS SUR SOLS MOUS

Le rapport général présente d'abord brièvement les méthodes classiques d'étude de la stabilité; on examine ensuite le comportement réel de remblais ayant subi des désordres, en commençant par l'examen d'ouvrages ayant fait l'objet de constatations dans les Laboratoires des Ponts et Chaussées; en joignant ces exemples à ceux de la bibliographie internationale, on met en évidence des désaccords entre la prédiction et le comportement. Les causes de ces désaccords font l'objet d'une analyse détaillée dans laquelle on analyse l'influence de facteurs tels que la forme de la courbe de rupture, la prise en compte de la résistance dans le remblai, l'effort du temps et de l'anisotropie sur la cohésion non drainée C_u du sol de fondation. On examine également les résultats du calcul en contraintes effectives et on présente les calculs en déplacement.

Les deux articles qui suivent ont traité à la mesure des paramètres de résistance du sol de fondation. On présente d'abord un scissomètre à pales coaxiales qui permet de mesurer séparément la résistance au cisaillement dans le plan horizontal et dans le plan vertical. Ensuite, on rapporte une série d'essais en laboratoire permettant de déterminer la loi de comportement (essais CAU) tenant compte de l'état initial du sol (état K_0), de la vitesse de cisaillement et de l'anisotropie.

Les deux derniers articles présentent deux ruptures observées de remblais sur sols mous. La première, provoquée expérimentalement près de Lorient, a fait l'objet de nombreuses mesures que l'on rapporte brièvement; on insiste sur l'analyse des pressions interstitielles, le calcul en contraintes effectives et l'interprétation, par le calcul élastique, des déplacements. La seconde constatée lors de l'édification d'un remblai d'essai constitue une illustration de rupture inattendue, le coefficient de sécurité calculé ne permettant pas de prévoir de tels désordres.

Mots clés : 42 — Remblai — Sol — Mou — Stabilité — Résistance (math) — Courbe de Glissement — Temps — Anisotrope — Cohésion — Sol — Fondation — Calcul — Mesure — Cisaillement — Rupture — Argile.

PARTIE 3

LES DISPOSITIFS DE CONFORTATION

On traite de deux points importants concernant la confortation des talus :

— La confortation vis-à-vis de la stabilité d'ensemble au moyen de systèmes de drainages : tranchées drainantes, éperons drainants, drains subhorizontaux, puits, dont on explique le principe et dont on donne des coupes schématiques qui en précisent les proportions respectives et le mode de mise en œuvre. On cite des exemples d'applications des divers procédés.

— La confortation vis-à-vis de l'érosion superficielle, qui peut être un problème important, surtout dans les zones à précipitations de type orageux (midi de la France par exemple). En s'appuyant sur des études et des observations faites en Alsace et en Provence, on précise les divers procédés de stabilisation utilisables en fonction des conditions climatiques, pédologiques et géométriques des talus à traiter : terre végétale, procédés utilisant des supports chimiques projetés au canon, tapis stabilisateurs de matériaux divers mis en place mécaniquement.

Mots clés : 42 — Talus — Stabilisation des talus — Drainage — Tranchée — Horizontal — Conduite — Puits — Erosion — Surface — Gazon — Armature — Béton — Hydraulique — Éperon drainant.

PARTIE 4

LES TALUS ROCHEUX

Les désordres sont moins fréquents dans les talus rocheux que dans les sols. Ils peuvent être cependant d'une grande ampleur et sont de manière générale beaucoup plus difficiles à maîtriser. Les ruptures de masses rocheuses sont toujours liées à la présence de surfaces de discontinuité. L'analyse de la stabilité d'une masse rocheuse se fonde sur :

— l'étude structurale dont l'objet est de mettre en évidence les surfaces de discontinuité et les différents types de ruptures potentielles;

— la détermination des caractéristiques mécaniques des surfaces de discontinuité;

— la définition des conditions hydrodynamiques les plus sévères et néanmoins réalistes.

On distingue deux grands types de rupture : les éboulements et les glissements.

Mots clés : 43 — Stabilité des talus — Roche — Structure (géomorphologie) — Discontinuité — Caractéristiques — Mécanique — Hydraulique (fluide) — Comportement — Écoulement — Eau — Éboulement.

ABSTRACTS

PART 1

CUTTING SLOPES

The general report sums up methods of studying stability which are particularly suited to cuttings. The notions of short term and long term are reviewed, and emphasis is laid on the nature of the mechanical parameters to be taken into account in calculating failure stability, with reference to the lessons drawn from cases cited in the international literature on the subject as well as to experience gained on working sites observed by the Laboratoires des Ponts et Chaussées and to the results of research conducted in recent years.

From this angle, the principal elements gathered as a result of the study of the influence of the parameters of tests on the measurement of shear strength of stiff clay are presented. It is noted that when the dimensions and orientation of the samples and the rate of testing are varied, the shear strength measured varies substantially in the case of the four French soils tested :

- Flanders clay (Ypresian)
- Provins clay (Sparnacian)
- Dozulé clay (Callovo-Oxfordian)
- Sannoisien green clay (Oligocene)

An attempt was made to relate these results to the mineralogical texture of the soils tested, and for this purpose recourse was had to the classification of different textures of argillaceous and marly rocks developed by the LCPC and elaborated upon in this report.

To complement this data, three interesting cases of cuttings are presented, two of them very thoroughly instrumented. At the Northern entrance to Lyon, on Autoroute A6, the Tronchon cutting (12 metres deep), excavated in fairly stiff gravelly clay, gave rise to a tricky hydraulic problem which was treated with an electric analog model adjusted to in situ measurements. Furthermore, the size of the coarse elements present in the soil necessitated the use of a giant triaxial test apparatus (diameter 30 cm for the samples) for the measurement of the mechanical parameters; this gave satisfactory results.

The Bosse-Galan experimental cutting was excavated in normally consolidated soft clay. An attempt was made to determine the conditions of stability of this cutting in the short term to a height of 5 metres, and the long term evolution of the hydraulic conditions. Calculations of stability under total stresses were invalidated by experience (failure occurred at a depth less than the predicted critical depth). Calculations under effective stresses based on measured pore pressures were fairly accurate. The deformations observed in the short term were not those of a soil evolving at constant volume; this may be attributed either to non-saturation of the original material or to a more rapid long term passage than was predicted.

Two slips of different kinds occurred at Rognac on Autoroute A7 North of Marseille. One of them occurred while work was in progress in a 25-metre cutting excavated in an alternation of sandstone and marl whose hydraulic conditions had been underestimated at the stage of preliminary investigation. The slip was remedied by reducing the angle of slope initially planned and by adding large drainage spurs. The second slip was the reactivation of a former slip in a zone analogous to the preceding one but in which the alignment caused little change in the natural geometry. It was treated by adding a drainage curtain to the slope and placing an abutment at the foot of the slope.

PART 2

EMBANKMENTS ON SOFT SOILS

The general report first briefly sets forth the conventional methods of studying stability. There follows an examination of the real behaviour of embankments which have suffered disturbances, commencing with a reference to structures observed by the Laboratoires des Ponts et Chaussées. Relating these examples to those contained in the international literature on the subject, disparities between predicted behaviour and real behaviour are revealed. The causes of these disparities are the subject of a detailed analysis in which an examination is made of factors such as the shape of the failure curve, allowance for strength in the embankment, and the effect of weather and anisotropy on the undrained cohesion C_u of the foundation soil. Also examined are the results of the calculation of effective stresses; and calculations of movements are also presented.

The two following articles deal with the measurement of the parameters of resistance of the foundation soil. First comes a description of a vane test apparatus with coaxial blades, making it possible to measure separately shear strength in the horizontal and vertical planes. An account is then given of a series of laboratory tests making it possible to determine the law of behaviour (CAU tests) allowing for the initial state of the soil (K_o state), rate of shearing, and anisotropy.

The final two articles describe two observed failures of embankments on soft soils. The first, induced experimentally near Lorient, was the subject of numerous measurements which are briefly reported, with emphasis on the analysis of pore pressures, the calculation of effective stresses, and the interpretation of displacements by elastic analysis. The second failure was observed during the construction of a trial embankment, and is an example of an unexpected failure; the calculated coefficient of safety does not make it possible to foresee such disorders.

PART 3

REMEDIAL MEASURES

Two important points concerning the strengthening of embankments are dealt with :

— The strengthening of overall stability by means of drainage systems : drainage trenches, drainage spurs, subhorizontal drains and shafts. The principles of these systems are explained, and diagrammatic cross-sections are given, specifying the respective proportions and the way they are built. Examples of applications of the various systems are given.

— Reinforcement in respect of surface erosion, which can be a serious problem, especially in regions subject to rainstorms, as in the South of France. On the basis of studies and observations made in Alsace and Provence, details are given of the different methods of stabilization which can be employed, in the light of weather conditions, pedological conditions, and the geometry of the slopes concerned : topsoil treatment, the use of sprayed chemicals, and stabilizing layers of various materials applied mechanically.

PART 4

ROCK SLOPES

Disorders are less frequent in rock slopes than in soils. But they may be of considerable magnitude, and in general they are much more difficult to deal with. Failures of rock masses are always related to the presence of surfaces of discontinuity. The analysis of the stability of a rock mass is based on :

- The structural study, the purpose of which is to reveal surfaces of discontinuity and different types of potential failures.
- The determination of the mechanical characteristics of the surfaces of discontinuity.
- The definition of the most severe, but nevertheless realistic, hydrodynamic conditions.

Two major types of failure are distinguished : falls and slides.

ZUSAMMENFASSUNGEN

TEIL 1

EINSCHNITTSBÖSCHUNGEN

Der allgemeine Bericht befasst sich mit den Methoden, die ganz besonders auf die Untersuchung der Standsicherheit von Einschnittsböschungen abgestimmt sind. Die Begriffe « kurz- und langfristig » werden wachgerufen und die Art der mechanischen Parameter, die bei der Berechnung der Bruchfestigkeit zu berücksichtigen sind, wird angegeben. Dabei wird auf die Angaben der internationalen Litteratur und auf die von den Laboratoires des Ponts et Chaussées an Hand von Baustellen gesammelten Erfahrungen Bezug genommen. Auch während der letzten Jahre gesammelte Forschungsergebnisse werden in Betracht gezogen.

In diesem Sinne werden die hauptsächlichsten Elemente vorgestellt, die bei der Untersuchung des Einflusses der Versuchsparameter auf die Vermessung der Scherfestigkeit von steifen Tönen herausgestellt werden konnten. Es konnte notiert werden, dass bei Veränderung der Prüfkörperabmessungen, der Versuchsgeschwindigkeit und der Lage der Prüfkörper die Scherfestigkeit der vier nachgenannten und getesteten französischen Böden sehr stark schwankte :

- Ton aus Flandern (Stufe der eozänen Ablagerungen)
- Ton von Provins (unterer Bereich des Eozän)
- Ton von Dozulé (Callovo-Oxfordian)
- Grünthon von Sannois (Oligozän)

Diese Resultate wurden mit der mineralogischen Struktur der getesteten Böden verglichen. Hierzu wurde die vom LCPC entwickelte und bereits hier vorgestellte Klassifizierung der verschiedenen Gefüge von ton- bzw. mergelhaltigen Gesteinen angewandt.

Zur Vervollständigung dieser Information werden drei interessante Fälle von Einschnittsböschungen, von denen zwei intensiv instrumentiert waren, vorgestellt. Nördlich von Lyon auf der Autobahn A6 stellte die in einen ziemlich steifen, körnigen Ton eingeschnittene Strasse von Tronchon (Tiefe 12 m) ein besonderes hydraulisches Problem, das nur durch Analogie an Hand eines elektrischen Modells und an Ort und Stelle durchgeführten Vermessungen behandelt werden konnte. Dazu kam noch, dass die im Boden vorgefundenen groben Elemente für die Vermessung der mechanischen Parameter einen gross ausgelegten Triaxialversuch nötig machten (\varnothing der Prüfkörper = 30 cm), der zu zufriedenstellenden Resultaten führte.

Die Versuchstrasse von La Bosse-Galin war in ein Gelände aus lockerem, normal verstärktem Ton eingeschnitten. Die kurzfristigen Standsicherheitsbedingungen über 5 m Höhe und die langfristige Entwicklung des hydraulischen Regimes sollten bestimmt werden. Die Standsicherheitsberechnungen bei totaler Beanspruchung konnten bei praktischer Erprobung nicht bestätigt werden (der Bruch erfolgte in einer Tiefe, die unterhalb der vorausgesehenen kritischen Tiefe zu liegen kam). Die Berechnung bei effektiver Beanspruchung beruhte auf dem gemessenen Porenwasserdruck und ergab ziemlich zufriedenstellende Resultate. Die kurzfristig beobachteten Verformungen sind nicht diejenigen eines volumenbeständigen Bodens. Das ist entweder auf die Nichtsättigung des Ursprungmaterials oder auf einen Langfristübergang, der sich schneller als vorausgesehen ereignet, zurückzuführen.

Zwei verschiedenartige Rutschungen ereigneten sich in Rognac auf der Autobahn A7, im Norden von Marseille. Die eine ereignete sich während der Erdarbeiten und betraf eine 25 m tiefe, in einen sandstein- und mergelhaltigen Boden eingelassene Einschnitt, deren hydraulisches Regime bei der Vorplanung weit unterschätzt worden war. Die ursprünglich geplante Neigung wurde berichtigt und sachgemäss dimensionierte Drainagekanäle eingelassen. Die zweite war die Reaktivierung einer schon einmal stattgefundenen Rutschung und das in einer der vorgenannten ähnlichen Zone, deren natürliche Geometrie aber durch die Autobahnanlage nur geringfügig beeinflusst wurde. Gegen weitere Rutschungen wurde hier eine Drainagemaske längs des Hanges und im Fussbereich eine Abstützung vorausgesehen.

TEIL 2

DAMMBÖSCHUNGEN AUF UNSTABILEN BÖDEN

Der allgemeine Bericht stellt zuerst kurz die herkömmlichen, für die Begutachtung der Standsicherheit häufig angewandten Methoden vor. Man untersucht anschliessend das tatsächliche Verhalten von Dammböschungen, die gewissen Störungen ausgesetzt waren. Begonnen wird mit der Untersuchung von Bauwerken, die bereits in den Laboratoires des Ponts et Chaussées zu Beanstandungen geführt hatten.

Diese Beispiele werden mit einigen in der internationalen Litteratur angegebenen verglichen. Es wird festgestellt, dass Voraussage und tatsächliches Verhalten nicht übereinstimmen. Die Ursachen dieser Abweichungen werden näher behandelt; der Einfluss gewisser Faktoren wie Form der Bruchkurve, Berücksichtigung des Widerstands innerhalb der Dammböschung, Witterungsbeanspruchungen und Anisotropie des Erdplanums (Kohäsionsunterschied im Bereich der unentwässerten Zone Cu) wird besprochen. Diverse Berechnungsergebnisse, bei denen effektive Beanspruchung und Verschiebung berücksichtigt wurden, werden vorgestellt.

Die beiden folgenden Artikel behandeln die Vermessung der Parameter, die sich speziell auf den Widerstand des Erdplanums beziehen. Ein Scissometer mit koaxialen Schaufeln für die jeweilige Vermessung in waagerechter und senkrechter Ebene der Scherfestigkeit wird vorgestellt. Anschliessend wird eine Laborprüfreihe besprochen, die unter Berücksichtigung des Anfangszustandes des Bodens (Zustand Ko), der Schergeschwindigkeit und der Anisotropie das Verhaltengesetz (CAU-Versuche)* aufzustellen erlaubt. Die beiden letzten Artikel besprechen zwei Brüche von Dammböschungen auf unstablen Böden. Der erste wurde zu Versuchszwecken im Raum von Lorient künstlich hervorgerufen; zahlreiche Vermessungen wurden vorgenommen, die kurz vorgestellt werden. Auf den Porenwasserdruck, die Berechnung bei Effektivbeanspruchung und die Interpretierung der Verschiebungen mittels Elastizitätsberechnungen wird ganz besonders eingegangen. Der zweite Bruch wurde anlässlich der Errichtung einer Versuchsdammböschung verzeichnet und war völlig unerwartet. Der errechnete Sicherheitskoeffizient liess derartige Störungen nicht voraussehen.

* Undrainierte Anisotrope-Konsolidation.

TEIL 3

VERSTÄRKUNGSVORRICHTUNGEN

Auf zwei besonders wichtige Punkte bezüglich der Böschungsverstärkung wird hier eingegangen.

— Zuerst wird die Stangestigkeitsverstärkung mittels Entwässerungssystemen wie Entwässerungsgraben und -bunnen, unterirdischen und waagrecht liegenden Sickergraben und Schächten vorgestellt. Ihr Arbeitsprinzip wird erläutert. Schnittzeichnungen geben Auskunft über die jeweiligen Masse und Einsatzweisen. Anwendungsbeispiele werden für die verschiedenen Verfahren gegeben.

— Anschliessend wird die Böschungsverstärkung zur Verhütung jeglicher Oberflächenerosion behandelt. Diese Erscheinung stellt in Gegenden mit häufig auftretenden Starkregen (z.B. in Südfrankreich) grosse Probleme. An Hand von im Elsass und in der Provence angestellten Untersuchungen und Beobachtungen werden die verschiedenen zur Verwendung gekommenen Stabilisierungsverfahren unter Berücksichtigung der klimatischen Bedingungen sowie der pedologischen und geometrischen Gegebenheiten der zu behandelnden Böschungen vorgestellt : Humus; Verfahren, die auf dem Spritzen mittels Kanone von chemischen Trägermaterialien beruhen; mechanisch eingebaute Stabilisierungsbeläge aus verschiedenartigen Materialien.

TEIL 4

GESTEINSBÖSCHUNGEN

Störungen sind innerhalb von Gesteinsböschungen seltener als in Böden. Treten sie aber auf, so können sie grosse Ausmasse annehmen und sind auf jeden Fall schwer zu beherrschen. Die Brüche von Gesteinsböschungen werden immer durch das Vorhandensein von Unstetigkeiten an der Oberfläche hervorgerufen. Die Untersuchung der Standsicherheit einer Gesteinsmasse beruht auf :

— Einer Studie der Struktur; diese zielt darauf hin, die Unstetigkeiten an der Oberfläche näher zu erfassen und die eventuell möglichen Brucharten vor auszusehen;

— Der Bestimmung der mechanischen Eigenschaften der mit diesen Unstetigkeiten behafteten Oberflächen;

— Der Definierung der schwersten aber trotzdem realistischen hydrodynamischen Bedingungen.

Zwei Brucharten sind von ganz besonderer Bedeutung : die Einstürze und Rutschungen.

RESUMENES

PARTE 1

TALUDES DE EXCAVACIONES

En el informe general, se sintetizan los métodos de estudio de estabilidad especialmente adaptados a las zanjas de excavaciones. Se recuerdan las nociones de corto plazo y de largo plazo, insistiéndose en la naturaleza de los parámetros mecánicos que se han de tomar en cuenta para los cálculos de estabilidad a la ruptura, refiriéndose tanto a la enseñanza extraída de los casos expuestos en la literatura internacional como a la experiencia de las obras seguidas por los « Laboratoires des Ponts et Chaussées » y a los resultados de investigaciones realizadas en los últimos años.

En esta óptica, se presentan los principales elementos recogidos del estudio de la influencia de los parámetros de ensayos en la medición de la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas rígidas. Se observará que si se varía la dimensión de las probetas, la orientación de las muestras y la velocidad de ensayo,

varía la resistencia al esfuerzo cortante medida en proporciones importantes para los cuatro terrenos franceses ensayados :

- Arcilla de Flandes (Ipresiano)
- Arcilla de Provins (Esparciano)
- Arcilla de Dozulé (Callovo-Oxfordiano)
- Arcilla verde de Sannois (Oligoceno).

Se intentó ver la relación de estos resultados con la textura mineralógica de los terrenos ensayados y, para ello, se utilizó la clasificación de las distintas texturas de rocas arcillosas y margosas, preparada en el LCPC y aquí expuesta.

Para completar la información, se presentan tres interesantes casos de zanjas de excavaciones, dos de los cuales fueron instrumentados en sumo grado. En la entrada Norte de Lyon, en la autopista A6 (12 m de profundidad), la zanja de Tronchon, labrada en arcilla de grava bastante rígida, ocasionaba un delicado problema hidráulico, tratado por un modelo de analogía eléctrica ajustado a las medidas locales. Además, el corte de los elementos bastos contenidos en el suelo, impuso que se midieran los parámetros mecánicos en un triaxial gigante (\varnothing 30 cm para las muestras), lo que dio resultados satisfactorios.

La zanja experimental de Bosse-Galin estaba labrada en una arcilla blanda normalmente consolidada cuyas condiciones de estabilidad a corto plazo en 5 m de alto así como la evolución del régimen hidráulico a largo plazo se intentaba determinar. La experiencia mostró que eran erróneos los cálculos de estabilidad en tensiones totales (se produjo la ruptura para una profundidad inferior a la profundidad crítica prevista). Son bastante correctos los cálculos en tensiones efectivas efectuados en base a las presiones intersticiales medidas. Las deformaciones observadas a corto plazo no son las de un terreno que evoluciona a volumen constante, lo que se puede atribuir a la no saturación de la materia inicial, o bien al paso a largo plazo más rápido de lo previsto.

Se produjeron dos corrimientos de distinta índole en Rognac en la Autopista A7 al Norte de Marsella. Uno, sobrevenido durante las obras, afectaba a una zanja de 25 m labrada en una alternancia de gres y margas cuyo régimen hidráulico había sido subestimado en la fase de los estudios preliminares. Fue tratado suavizando la pendiente inicialmente prevista y agregando espolones drenantes de gran tamaño. El segundo era la reactivación de un corrimiento antiguo en una zona análoga a la anterior en la que sin embargo, el trazado afectaba poco a la geometría natural. Se le trató añadiendo una pantalla drenante en la vertiente y un contrafuerte de pie.

PARTE 2

TERRAPLENES EN TERRENOS BLANDOS

En el informe general, se presentan primeramente y de modo sucinto los métodos clásicos de estudio de la estabilidad; seguidamente, se examina el comportamiento real de terraplenes en los que se produjeron desórdenes, empezando por el examen de obras de ingeniería inspeccionadas por los « Laboratoires des Ponts et Chaussées »; añadiendo estos ejemplos a los de la bibliografía internacional, se ponen de manifiesto desacuerdos entre la predicción y el comportamiento. Se analizan con pormenores los motivos de tales desacuerdos, haciendo especial hincapié en la influencia de factores tales como la forma de la curva de ruptura, la toma en cuenta de la resistencia en el terraplén, el esfuerzo del tiempo y de la anisotropía sobre la cohesión sin drenar Cu del terreno de cimentación. También se examinan los resultados del cálculo en tensiones efectivas y se presentan los cálculos en desplazamiento.

Los dos artículos que siguen se refieren a la medición de los parámetros de resistencia del terreno de cimentación. Primeramente se presenta un cizallámetro de palas coaxiales con el que se puede medir independientemente la resistencia al esfuerzo cortante en el plano horizontal y en el plano vertical. Acto seguido se informa sobre una serie de ensayos en laboratorio para determinar la ley de comportamiento (ensayos CAU)* que tienen en cuenta el estado inicial del terreno (estado Ko), la velocidad de esfuerzo cortante y la anisotropía.

En los dos últimos artículos, se presentan dos rupturas observadas de terraplenes en terrenos blandos. La primera, provocada experimentalmente cerca de Lorient, fue sometida a múltiples mediciones de las que se informe brevemente; se insiste en el análisis de las presiones intersticiales, el cálculo en tensiones efectivas y la interpretación, mediante cálculo elástico, de los desplazamientos. La segunda, comprobada en la edificación de un terraplén de ensayo, constituye una ilustración inesperada de ruptura, ya que el coeficiente de seguridad calculado no permitía prever tales desórdenes.

* Ensayo de corte sin drenaje, en compresión con probetas reconsolidadas anisotrópicamente.

PARTE 3

DISPOSITIVOS DE CONFORTACIÓN

Se tratan dos puntos importantes relativos a la confortación de los taludes.

— La confortación cara a la estabilidad general mediante sistemas de drenajes : zanjas drenantes, espolones drenantes, drenes subhorizontales, pozos, cuyo principio se explica y de los que se proporcionan los cortes esquemáticos indicando las proporciones respectivas y el modo de aplicación. Se citan ejemplos de aplicaciones de los diversos procedimientos.

— La confortación cara a la erosión superficial, que puede ser un problema importante, principalmente en las zonas de precipitaciones de tipo tormentoso (sur de Francia por ejemplo). Basándose en estudios y observaciones efectuados en Alsacia y Provenza, se indican los diversos procedimientos de estabilización que se pueden utilizar en función de las condiciones climáticas, pedológicas y geométricas de los taludes por tratar : tierra vegetal, procedimientos que emplean soportes químicos lanzados con cañón, carpetas estabilizadoras de diversos materiales colocadas mecánicamente.

PARTE 4

TALUDES ROCOSOS

Los desórdenes son menos frecuentes en los taludes rocosos que en el suelo, aunque sin embargo pueden ser de gran amplitud, por lo que generalmente son más difíciles de dominar. Las rupturas de masas rocosas están unidas siempre a la presencia de superficies de discontinuidad. El análisis de la estabilidad de una masa rocosa se basa en :

- el estudio estructural cuyo objeto es poner de manifiesto las superficies de discontinuidad y los distintos tipos de potenciales rupturas;
 - la determinación de las características mecánicas de las superficies de discontinuidad;
 - la definición de las condiciones hidrodinámicas más severas y sin embargo realistas.
- Se distinguen dos grandes tipos de ruptura : desprendimientos y corrimientos.

РЕЗЮМЕ

ЧАСТЬ 1

ОТКОСЫ ВЫЕМОК

В генеральном докладе дан обзор методов исследования устойчивости, наиболее подходящих в случае траншейных выемок. Уточнены понятия кратковременной и длительной устойчивости; исходя из опубликованных в международной литературе данных, на основании наблюдений, которые велись лабораториями ведомства автомобильных мостов и дорог, а также результатов исследовательских работ последних лет, выделены механические характеристики, необходимые для расчета откосов на устойчивость до разрушения.

В связи с этим приведены основные результаты, которые были получены при исследовании влияния условий испытания на значение сопротивления сдвигу глин жесткой консистенции. В случае 4-х исследованных французских глин :

- глин Фландров (ипрского яруса),
- глин Провэн (спарнакского яруса),
- глин Дозюлэ (каллово-оксфордского яруса),
- зеленых глин саннуазского яруса (олигоцен),

измеренные сопротивления сдвигу значительно меняются в зависимости от размеров образцов, скорости проведения испытания, ориентации образцов.

Сделана попытка увязать полученные результаты с минералогической текстурой исследованных грунтов; с этой целью была использована классификация текстур глинистых и мергелистых пород, разработанная в ЛЦПЦ (Центральная лаборатория ведомства автомобильных мостов и дорог); эта классификация приводится в статье.

Кроме того, описаны три интересных случая траншейных выемок, две из которых были оснащены многочисленной измерительной аппаратурой. На севере от г. Лиона, трасса магистральной автомобильной дороги А6 проходит в 12-метровой выемке Троншон, которая устроена в гравелистой довольно жесткой глине; устойчивость откосов зависела от сложных гидравлических условий, которые были исследованы на аналоговой электрической модели с учетом результатов измерений, проведенных на самом объекте. В виду крупного размера частиц, находящихся в грунте, механические характеристики были определены на больших трехосных установках (испытывались образцы диаметром 30 см); получены удовлетворительные результаты.

ЧАСТЬ 2

НАСЫПИ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ

В генеральном докладе кратко описаны классические методы исследования устойчивости; рассматривается вопрос о действительном поведении насыпей при нарушении устойчивости, начиная с тех, за которыми велись наблюдения в системе лабораторий ведомства автомобильных мостов и дорог; эти примеры и литературные данные позволили выявить расхождения между прогнозом и действительностью. Детально изучены причины этих расхождений, в частности проанализированы такие факторы, как : формы поверхности скольжения, прочность самой насыпи, влияние времени и анизотропии на значение когезии грунтов основания, определенной в недренированных условиях. Рассмотрены результаты расчетов по эффективным напряжениям и описаны методы расчета по деформациям.

Следующие две статьи посвящены вопросам измерения прочностных характеристик грунтов основания. Дано описание крыльчатки с соосными лопастями, которые позволяют отдельно определять сопротивление сдвигу в горизонтальной и вертикальной плоскостях. Приводятся результаты серии лабораторных испытаний, которые позволяют определять закономерности поведения грунта (испытания CAU*) с учетом его исходного состояния (K₀), скорости сдвига и анизотропии.

В двух последних статьях описаны два наблюдавшихся случая разрушения насыпей, устроенных на слабых грунтах. В первом случае под г. Лориан при экспериментально вызванном разрушении проводились многочисленные замеры; приведены основные результаты, причем особое внимание уделяется вопросам исследования порового давления, расчета эффективных напряжений и интер-

* Испытания анизотропно уплотненных образцов в недренированных условиях.

претации замеренных перемещений в постановке упругой задачи. Второй случай, наблюдавшийся при возведении экспериментальной насыпи, иллюстрирует потерю устойчивости, совершенно неожиданную, если судить по значению рассчитанного коэффициента безопасности. Экспериментальная выемка Босс-Галэн была устроена в мягкой нормально уплотненной глине; при 5-метровой глубине выемки требовалось определить условия временной устойчивости, а также длительное изменение гидравлического режима. Расчетная устойчивость по суммарным напряжениям не подтвердилась опытом (разрушение наступило при глубине меньше расчетной). Расчет на устойчивость по эффективным напряжениям, с учетом значений измеренного порового давления дал удовлетворительный результат. Наблюдаемые краткосрочные деформации не соответствовали условиям сохранения постоянного объема грунта; это объясняется или тем, что в исходном состоянии грунт был не насыщен, или тем, что переход к длительной деформации произошел раньше предвиденного.

На севере от г. Марселя, в местности Роньяк, на магистральной дороге А7, наблюдались два оползневых явления. Первое имело место во время производства работ, в 25-метровой выемке, проходящей сквозь толщу песчаника, чередующегося с мергелем, из-за недооценки на стадии предварительного исследования гидравлического режима. Принятые меры свелись к уменьшению первоначально намеченного уклона и к устройству крупных дренирующих шпор. Во втором случае наблюдалась реактивизация старого оползня в зоне, похожей на предыдущую, но в которой дорожная трасса мало нарушала естественную геометрическую форму. Противооползневые мероприятия свелись к устройству дренирующего экрана на откосе и упоров в основании.

ЧАСТЬ 3

УКРЕПИТЕЛЬНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ

Рассмотрены следующие два важных вопроса укрепления откосов.

— Метод укрепления общей устойчивости дренирующими системами: устройством дренирующих траншей, шпор, почти горизонтальных дрен, колодцев; в каждом случае изложены принципы работы дренирующей системы, даны схематические разрезы с указанием относительных размеров и способов производства работ по их устройству. Даны примеры применения различных систем.

— Метод борьбы с поверхностной эрозией, которая может быть очень активна в особенности в районах, где бывают грозные ливни (как например на юге Франции). На основании исследований и наблюдений, проведенных в Эльзасе и Провансе, определены методы укрепления откосов различного очертания, применимые в зависимости от климатических и грунтовых условий: использование растительных почв, способы нанесения химических веществ шприц-приборами, механическая укладка укрепительных ковриков из разных материалов.

ЧАСТЬ 4

УСТОЙЧИВОСТЬ СКАЛЬНЫХ ОТКОСОВ

В скальных породах нарушения устойчивости откосов наблюдаются реже чем в грунтах. В то же время, они могут быть очень значительными, причем, как правило, с ними намного трудней бороться. Разрушение скальных массивов всегда связано с наличием нарушений сплошности. В связи с этим исследование устойчивости скального массива основано на:

- структурном анализе нарушений сплошности под влиянием возможных типов разрушений;
- определении прочностных характеристик поверхностей разрыва сплошности;
- определении наиболее неблагоприятных, но тем не менее реалистических гидродинамических условий.



Ce numéro spécial regroupe les conférences données à Pont-à-Mousson en juin 1973, au cours des journées de mécanique des sols des Laboratoires des Ponts et Chaussées, consacrées à la «Stabilité des Pentes».

Couverture et maquette réalisées par le Service des publications du LCPC

*Publié par le LCPC – Directeur de la publication : G. Batsch
Commission paritaire des Publications et Agences de presse : n° AD EP 129*