

# INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



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

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

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

# Les piles du quai de Floride

## The Floride Dock Piers

par C. CHAZY Ingénieur des Ponts et Chaussées au Port Autonome du Havre

et

P. HABIB Ancien Elève de l'École Polytechnique Docteur ès-Sciences Ingénieur en Chef à la Direction générale des Recherches du Bâtiment et des Travaux publics

### Sommaire

Etude de la butée à l'intérieur d'un cylindre de 11 m de diamètre havé dans un milieu pulvérulent, chargé en tête par les masses à quai et latéralement par les remblais du terre plein. Des essais sur modèles réduits de grandes dimensions montrent que la répartition des pressions internes s'étend sur une hauteur environ égale au  $\frac{4}{3}$  du diamètre intérieur de la pile et permettent de diminuer le ferrailage. Une pile du quai est équipée pour mesurer les contraintes de l'ouvrage réel.

### 1. Introduction

Le quai de la Floride, au port du Havre, est constitué par des piles creuses préfabriquées, mises en place par havage selon un procédé mis au point par l'Entreprise René LEVAUX.

Les piles sont en béton armé. Elles ont la forme d'un tube cylindrique vertical de 11 m de diamètre et 19,50 m de hauteur ; dans l'épaisseur de la paroi (0,92 m) des alvéoles de 0,70 m de diamètre ont été laissées de façon à permettre le passage d'un outil (Fig. 1). Une fois la pile amenée en place par flottaison, une batterie d'éjecteurs à air comprimé distribués dans les alvéoles permet d'enlever le sol sous la pile. La base de celle-ci a d'ailleurs une forme tranchante pour aider la pénétration ; dans le même but, la pile peut être lestée avec des rails et une cuve à eau. Ce mode de mise en place est suffisamment souple pour qu'il soit possible de conduire le havage en redressant d'éventuels dévers. Le lecteur remarquera dès maintenant que, grâce à ce procédé, la pile s'enfonce dans le sol en laissant en place le terrain qui remplira l'intérieur de la pile.

Le reste de la construction est classique : deux palplanches en béton emboîtées assurent la jonction entre deux piles successives ; les alvéoles permettant le havage sont remplis de cailloux et bloqués avec un mortier injecté. Les piles sont remplies de sable au-dessus du niveau du terrain en place, une dalle-console en tête des piles donne un moment qui s'oppose à celui de la poussée des terres (Fig. 1). Le remblaiement derrière les piles est effectué hydrauliquement.

Le quai achevé constitue un mur de soutènement de 22,50 m de hauteur dans un bassin de marée où le marnage est de 8 m.

Le calcul de l'équilibre statique du quai a été fait sous une forme générale, par la méthode du cercle de glissement et sous une forme locale en calculant le quai comme un mur de soutènement. Il n'y a pas de difficultés spéciales dans ces calculs, si ce n'est la présence d'un grand nombre d'appuis circulaires rapprochés. Cependant, au cours de l'étude même des piles il est apparu qu'un certain nombre de questions restaient

### Summary

The authors studied the pressure within a cylinder of 11 metres diameter, the soil being loaded at the top by dock equipment and at the side by earth embankments. Tests on large scale models revealed that the internal pressure extends to a height equal to about  $\frac{4}{3}$  of the internal diameter of the pier, so that the quantity of steel reinforcement could be reduced. One of the dock piers was equipped with instruments to measure and record the stresses due to the loads.

sans réponse alors que leur incidence économique sur le projet était loin d'être négligeable. Des recherches spéciales sur modèles réduits ont donc été décidées et entreprises par le port autonome du Havre. Nous ne donnerons ici que les résultats de trois d'entre-elles, dont l'intérêt est suffisamment général pour être rapporté.

Les essais ont été réalisés au laboratoire du port autonome du Havre. Leur conception et leur interprétation ont été confiées à M. Dubois, Ingénieur des T.P.E., Chef du service des études techniques. M. Fontaine, Ingénieur, chef du laboratoire, assisté de M. Guyader, technicien, en a assumé la conduite. Le travail continu de chacun était indispensable pour assurer le succès des essais ; nous les remercions ici pour l'enthousiasme et le calme qu'ils n'ont cessé de faire régner pendant la durée des essais.

Nous voulons également remercier M. l'Ingénieur Général Callet et M. l'Ingénieur en Chef Deschênes, actuel Directeur du port autonome du Havre, qui ont bien voulu encourager ces essais.

### 2. Répartition des efforts horizontaux et force portante, dans une pile isolée

2. 1. *Principe de l'étude.* — Lorsque la charge du quai est transmise au sol par les piles, il est bien clair que la charge ne s'exerce pas uniquement sur la couronne en béton qui forme la base de la pile, mais que par effet de voûte et par frottement latéral à l'intérieur de la pile, des contraintes sont transmises au sol par le fond fictif de la pile. Si, par exemple, on enfonce un tube dans du sable, il se forme rapidement un bouchon ; à ce moment, la répartition des contraintes dans le sol est évidemment identique à celle qu'on aurait si le tube était muni d'un fond rigide et rugueux. Mais, même si cette éventualité était réalisée pour les piles du quai de la Floride, cela ne serait pas suffisant pour le calcul du ferrailage horizontal car on connaît mal la distribution des contraintes sous

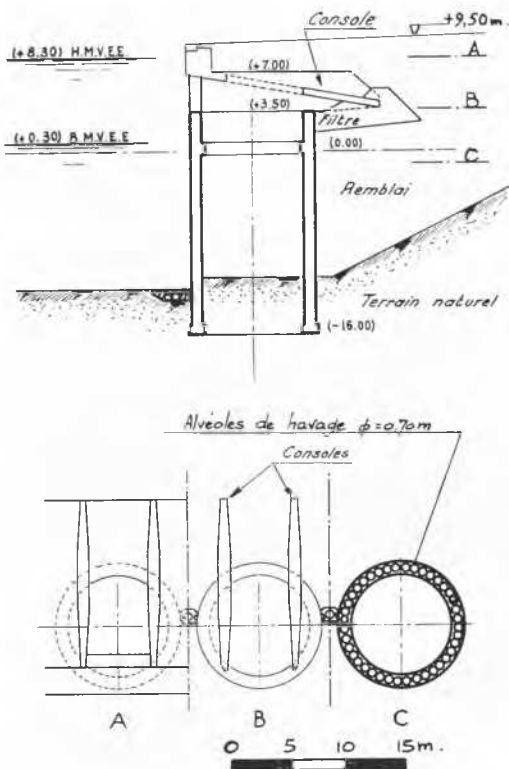


Fig. 1 Quai de la Floride : coupe transversale dans l'axe d'une pile et plan.

Quai de la Floride : Cross sectional view at axis of pier, and plan.

un corps rigide et cette connaissance est indispensable dans le cas présent. En effet, les contraintes verticales sur le fond fictif de la pile sont équilibrées par les frottements latéraux à l'intérieur du tube ; ceux-ci ne se développent dans la pile que sous l'effet d'une contrainte normale à la paroi (puisque le remblai est un sable ou un terrain assimilable à un matériau sans cohésion), dont la connaissance est nécessaire pour calculer les armatures horizontales de la pile.

Comme il n'existe pas, à l'heure actuelle, de solution théorique à un tel problème, il était donc nécessaire de faire une étude sur modèle réduit dans le but d'observer les phénomènes qui précèdent la rupture d'un tel système et de chercher ce qui pourrait en être déduit pour l'ouvrage. En effet, la similitude est très difficile et parfois impossible en mécanique du sol, même pour des cas simples.

Dans le cas présent, le poids des terres n'est pas négligeable ; ainsi, le remblai à l'intérieur de la pile transmet au sol une contrainte de  $3 \text{ kg/cm}^2$ . En plus, le sol sous les piles du quai de la Floride n'est pas homogène. D'après une reconnaissance très serrée et des études géotechniques précises, il est constitué de la succession suivante de haut en bas :

- (i) une couche de sable fin de 4 m d'épaisseur ; caracté-

ristiques mécaniques :  $\varphi = 38^\circ$   $c = 0$ . C'est à travers cette couche que le havage est mené ;

- (ii) une couche très compacte de graviers et galets de 3 m d'épaisseur. Caractéristiques mécaniques d'après des essais de poinçonnement *in situ* avec des charges allant jusqu'à 50 t on peut admettre :  $\varphi = 49^\circ$   $c = 0$  ; ou peut-être :  $\varphi = 42^\circ$   $c = 100 \text{ g/cm}^2$ . C'est sur cette couche que viennent prendre appui les caissons ;
- (iii) une couche très épaisse d'argile compacte de l'étage oxfordien. On peut admettre pour ce sol un angle de frottement interne apparent nul et un taux de travail en service de  $8 \text{ kg/cm}^2$ .

Cette stratification du sol imposait, après l'étude du cas simple de la maquette reposant sur un sol homogène, de réaliser différents cas d'hétérogénéité pour voir comment les premiers résultats seraient modifiés. Il est bien évident, en effet, que la présence d'une couche très résistante sous les fondations change considérablement la répartition des contraintes. A la limite, par exemple, avec un sol d'appui infiniment résistant, il n'y a plus de contraintes horizontales dans le tube. D'où la nécessité d'étudier différents cas.

2. 2. Dispositif expérimental. — Le dispositif expérimental permet d'étudier une ou plusieurs piles placées au milieu d'une cuve remplie de sable représentant un massif semi-infini.

2.2.1. La cuve a 6,50 m de diamètre et 4,35 m de profondeur (Fig. 2).

2.2.2. Le matériau est un sable fin légèrement humide (teneur en eau de l'ordre de  $w = 6,5$  pour cent) car il est difficile de sécher une telle masse de sable et de la mettre en place ensuite en assurant une densité constante et réglable. Avec le sable humide, par contre, on atteint facilement une compacité donnée par compactage de couches de 30 cm d'épaisseur au moyen d'une pilonneuse Delmag de 100 kg. Si l'humidité du sable favorise la mise en place elle introduit malheureusement une certaine cohésion. D'après des essais en laboratoire, on peut admettre comme caractéristiques mécaniques :

pour  $\gamma_d = 1,40$  (densité critique)  $\varphi = 31^\circ$   $c = 25 \text{ g/cm}^2$   
 pour  $\gamma_d = 1,60$   $\varphi = 38^\circ$   $c = 50 \text{ g/cm}^2$

On a la relation :  $e \text{ tg } \varphi = 0,50$  ( $e =$  indice des vides).



Fig. 2 Dispositif d'essai.  
Experimental apparatus.

Après chaque essai, le sable est enlevé; on mesure systématiquement sa densité et sa teneur en eau, en différents points de chaque couche. On contrôle de même la compacité par des poinçonnements locaux d'un cylindre de 35 mm de diamètre. Remplir et vider la cuve sont les opérations les plus longues des essais.

2.2.3. Le chargement des maquettes est assuré par des vérins hydrauliques prenant appui sur des poutres métalliques (Fig. 2) permettant une charge verticale de 200 T.

2.2.4. L'échelle de réduction des modèles a été choisie de façon à utiliser au mieux la force disponible. On a ainsi adopté une réduction de 7/100. Le diamètre extérieur des piles au niveau de l'embase élargie est alors de 0,79 m, le diamètre intérieur est de 0,62 m et la hauteur est voisine de 1,60 m. Les piles sont remplies de sable jusqu'en haut.

2.2.5. Différents modèles ont été réalisés. Pour obtenir la répartition des contraintes horizontales dans le caisson, un modèle composé d'un empilage de 7 anneaux indépendants a été construit. Les anneaux étaient coupés diamétralement et les moitiés étaient réunies par des barres doublement articulées sur lesquelles étaient collées des extensomètres électriques. Le dynamomètre ainsi formé permettait de connaître la force de traction dans l'anneau, donc la composante normale de la contrainte sur la paroi. L'extérieur des anneaux était en tôle et l'intérieur en ciment pour assurer un frottement sur la paroi identique à celui du caisson réel. Nous donnons ci-dessous les résultats les plus caractéristiques obtenus avec ce montage.

2. 3. Résultats expérimentaux obtenus avec une seule pile.

2.3.1. Milieu homogène ( $\gamma = 1,70$ ;  $\gamma_a = 1,60$ ;  $w = 6$  pour cent;  $\varphi = 38^\circ$ ;  $c = 50 \text{ g/cm}^2$ ).

La rupture se produit essentiellement par poinçonnement de l'ensemble de la pile pour une charge d'environ 50 t (Fig.3); cette valeur est tout à fait comparable à ce que donne une pile pleine à fond plat de même diamètre extérieur que le modèle et située à la même profondeur (0,31 m). A la fin de l'essai une légère remontée du sable se produit à l'intérieur de la pile. Le calcul de la force portante décompose la résis-

tance en trois termes : appui, profondeur et cohésion ; dans le cas présent, ils sont tous trois à peu près du même ordre de grandeur. Le calcul donne une charge limite de 48 t pour le poinçonnement de l'ensemble et de 12 t si l'anneau seul poinçonne, sans participation du sable dans la pile.

La valeur de la contrainte normale à différents niveaux de la pile pour différentes charges est donnée sur la Fig. 4.

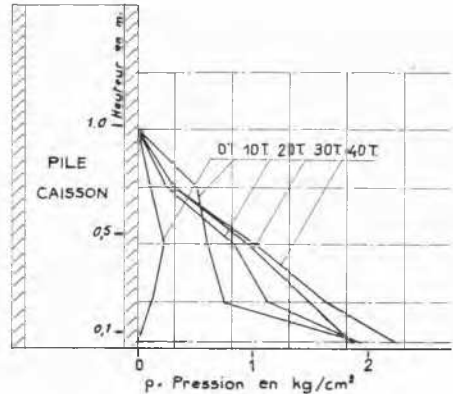


Fig. 4 Répartition de  $p$ , composante normale à la paroi de la contrainte à l'intérieur de la pile en fonction de la hauteur et de la charge (courbe B Fig. 3).

Distribution of the normal components of wall stress within a pier, as a function of load and of height (curve B, Fig. 3).

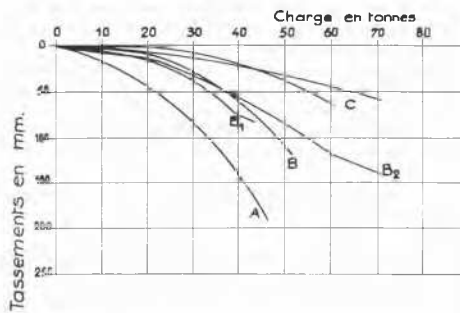


Fig. 3 Enfoncement des piles-caissons en fonction de la charge.

- Courbe A Milieu homogène  $\varphi = 38^\circ$  et dans la pile  $\varphi = 30^\circ$
- B — — —  $\varphi = 38^\circ$  — — —  $\varphi = 38^\circ$
- B<sub>1</sub> — — —  $\varphi = 38^\circ$  Disque rigide en surface
- B<sub>2</sub> — — —  $\varphi = 38^\circ$  Disque rigide à 31 cm de profondeur
- C id. B mais pile centrale d'un groupe de 3 piles.

Settlement of pier caisson as function of load

- Curve A Homogenous medium  $\varphi = 38^\circ$  and in the pier  $\varphi = 30^\circ$
- B — — —  $\varphi = 38^\circ$  — — —  $\varphi = 38^\circ$
- B<sub>1</sub> — — —  $\varphi = 38^\circ$  Rigid disc at surface
- B<sub>2</sub> — — —  $\varphi = 38^\circ$  Rigid disc at depth of 31 cm
- C id B but at mid pier of a group of three piers.

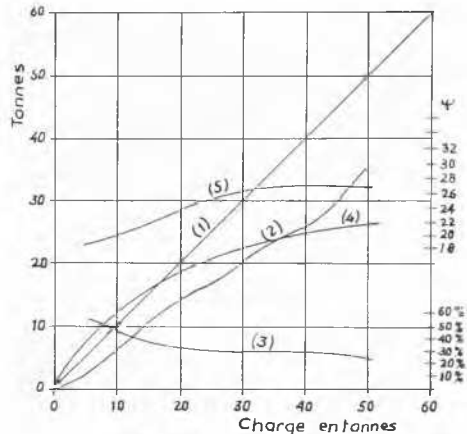


Fig. 5 Répartition des charges dans la pile et frottement mobilisé dans la pile.

- Courbe 1 charge totale exercée sur le modèle,
- 2 charge supportée par la couronne inférieure,
- 4 valeur de  $\Sigma p \cdot \Delta S$  (d'après la Fig. 4),
- 3 pourcentage de l'effort supporté par le sable de remplissage,
- 5 valeur moyenne du frottement mobilisé.

Distribution of load and friction in the pier.

- Curve 1 total load applied on the model,
- 2 load carried by the lower crown,
- 4 the value  $\Sigma p \cdot \Delta S$  (according to Fig. 4),
- 3 percentage of load carried by sand,
- 5 average values of friction.

La répartition des charges au moment de la rupture est, d'après la moyenne des différents essais, de l'ordre de 70 pour cent pour la couronne et de 30 pour cent pour l'intérieur de la pile. Ces valeurs, calculées d'après les contraintes normales internes ont été vérifiées directement en plaçant sous la pile un vérin plat en forme de couronne circulaire rempli de glycérine et en mesurant la pression par un manomètre dont la variation de volume était très faible (de l'ordre de quelques  $\text{mm}^3$ ). La mesure directe de la contrainte sous la pile permet de calculer l'angle  $\psi$  de frottement du sable sur la paroi interne de la pile au moment de la rupture et, avant la rupture, d'évaluer la part du frottement latéral mobilisé : c'est ce qui est représenté sur la fig. 5;  $\psi$  varie de  $18^\circ$  à  $28^\circ$ .

2.3.2. Sol de fondation identique à celui de l'essai précédent mais la pile est remplie d'un sable très peu compact ( $\gamma_d = 1,40$ ;  $\varphi = 30^\circ$ ).

La rupture se produit pour une charge nettement plus faible qu'au cours de l'essai précédent (de l'ordre de 60 pour cent) et dès le début de l'essai le sable remonte à l'intérieur de la pile. La participation du frottement à l'intérieur de la pile n'est cependant pas négligeable, de l'ordre de 10 pour cent de la force totale: la Fig. 6 indique la répartition des contraintes normales à la paroi en fonction de la hauteur pour différentes charges.

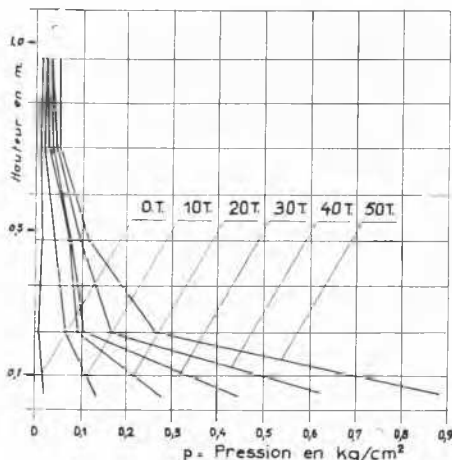


Fig. 6 Répartition de  $p$ , composante normale à la paroi de la contrainte à l'intérieur de la pile en fonction de la hauteur et de la charge (courbe A Fig. 3).

Distribution of  $p$  normal component of wall stress at the interior of a pier as a function of load and of height (curve A Fig. 3).

2.3.3. Essai se rapprochant du cas réel :

En dessous du plan de fondation : sable très compact ( $\gamma_d = 1,80$ ;  $\varphi = 45^\circ$ ).

Au-dessus du plan de fondation : sable compact ( $\varphi \neq 35^\circ$ ).

Dans la pile : sable lâche et sec ( $\gamma_d = 1,47$ ;  $\varphi = 34^\circ$ ;  $c = 0$ ).

Lorsque la pile poinçonne le sol, il y a mise en butée du massif; la contrainte extérieure normale à la pile s'oppose à la contrainte normale interne (pour la partie enterrée de la pile) et diminue la traction horizontale dans la pile. Pour se

placer délibérément dans des conditions pessimistes le sable a été enlevé à l'extérieur immédiat de la pile.

Cet essai a mis en évidence une phase élastique où les contraintes sont proportionnelles à l'effort exercé (Fig. 7). Lorsque la phase plastique apparaît, les contraintes horizontales dans la pile augmentent considérablement (Fig. 7). Le début de l'essai donne la possibilité d'interpréter une similitude élastique des contraintes.

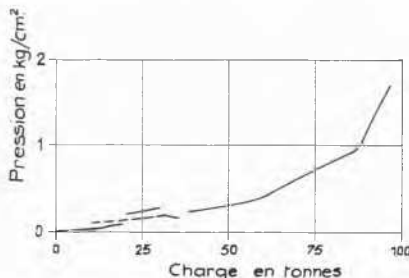


Fig. 7 Variation de la pression moyenne à 42 cm au-dessus du bas de la pile, en fonction de la charge.

Average pressure variations 42 cm above the pier base, as a function of load.

2. 4. *Conclusions.* — La répartition des contraintes normales à la paroi varie d'un essai à l'autre, mais en première approximation, une diminution linéaire des contraintes en fonction de la hauteur peut toujours être admise. Pratiquement, au-delà d'une hauteur égale au  $4/3$  du diamètre intérieur de la pile, les contraintes normales à la paroi sont négligeables, même dans la phase élastique qui, en principe, doit être le domaine de service.

Enfin, lorsqu'il y a poinçonnement de l'ensemble, la répartition des contraintes sous la pile est très comparable à celle qu'on aurait sous une fondation rigide et rugueuse.

L'ensemble de ces résultats doit pouvoir être extrapolé à l'ouvrage réel : la vérification par des mesures en place (cordes vibrantes dans le béton, vérins plats dans le sol et à la surface du sol) sur une pile expérimentale est en cours; les mesures seront poursuivies sur l'ouvrage en service.

### 3. Répartition des efforts horizontaux et force portante dans une file de piles

Avec le même dispositif expérimental, trois piles, dont les bases étaient pratiquement tangentes, ont été chargées simultanément; la détermination des contraintes internes était faite sur la seule pile centrale; les piles latérales étaient chargées de façon qu'elles suivent exactement l'enfoncement de la pile centrale. Les piles extérieures étaient reliées par une cerce afin d'éviter tout déplacement latéral.

Les répartitions des tractions horizontales ainsi obtenues sont analogues aux précédentes; en particulier, une approximation suffisante est donnée par une décroissance linéaire depuis le bas jusqu'à une hauteur égale à  $4/3$  du diamètre intérieur. Par contre, la force portante est nettement augmentée; des arcs-boutements doivent prendre naissance entre les piles, la répartition des charges au moment de la rupture est de l'ordre de 60 pour cent pour la couronne et 40 pour cent pour l'intérieur de la pile; la résistance de l'ensemble pour le même enfoncement augmente d'au moins 60 pour cent (Fig. 3).

L'action des arcs-boutements a pu être mise en évidence de la manière suivante : les tractions à divers niveaux dans les piles ont permis de calculer la somme des efforts s'exerçant normalement aux parois intérieures. En rapportant à cette somme l'effort équilibré par le milieu intérieur, on calculait la tangente de l'angle de frottement. Lorsque l'essai comprenait trois piles, on a obtenu ainsi des valeurs qui, de toute évidence étaient trop élevées. Ces valeurs trop élevées s'expliquent par les arcs-boutements extérieurs qui développaient des frottements supplémentaires et diminuaient les tractions dans les piles.

Ainsi, dans certaines conditions de compacité, non seulement la pile évidée peut être considérée comme ayant un fond, mais de plus une ligne de piles peut être assimilée à une fondation rectangulaire dont la largeur est égale ou à peine inférieure au diamètre des piles.

Avec le même dispositif expérimental, deux essais avec charges inclinées ont été étudiés. Les charges de rupture observées semblent en bonne concordance avec celles calculées d'après les coefficients minorateurs

$$\left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 \text{ et } \left(1 - \frac{\alpha}{\varphi}\right)^2$$

donnés par Meyerhof, où  $\alpha$  représente l'inclinaison de la force par rapport à la verticale.

#### 4. Lignes de glissement sous une fondation rectangulaire

Pour la comparaison de la force portante de la série de piles à celle d'une fondation très allongée de largeur constante, dont nous avons parlé au paragraphe précédent, des essais de poinçonnement de fondations rectangulaires ont été réalisés. Au cours de ces essais, nous avons réussi à mettre en évidence des lignes de glissement dans le sable. Le procédé opératoire était le suivant : après l'essai de poinçonnement on dégage le massif de sable le long d'un plan vertical transversal à la fondation ; on laisse ce plan se dessécher pendant quelques jours, puis on le brosse avec un pinceau doux. Le double réseau des lignes de glissement apparaît alors parfaitement (Fig. 8).

Il nous a paru intéressant de présenter ce résultat étant donné l'importance des forces mises en jeu et les grandes dimensions du modèle étudié. On voit nettement sur la Fig. 8 que les lignes de glissement issues du coin de la fondation sont nettement incurvées dans la zone de l'équilibre de Prandtl ; que le triangle en équilibre de Rankine se soulève d'une façon homogène ; que le déplacement vers la droite de ce triangle est moins important que celui du sol situé immédiatement en-dessous et à gauche ; que l'angle au sommet du triangle en équilibre surabondant est plus grand que  $\frac{\pi}{2} - \varphi$  ; enfin, que la ligne de glissement émerge plus près de la fondation qu'on aurait pu le prévoir par le calcul.

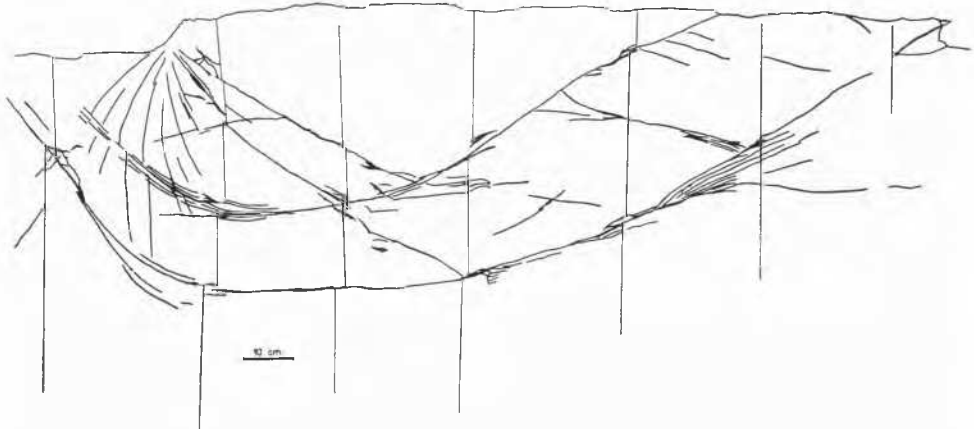


Fig. 8 Lignes de glissement.  
Slip lines.