

le renforcement des sols ⁽¹⁾

F. SCHLOSSER

Professeur de Mécanique des Sols, E.N.P.C.*

H.M. JACOBSEN

Département de Génie Civil, Université d'Aalborg, Danemark

I. JURAN

Docteur

Centre d'Enseignement et de Recherches en Mécanique des Sols,
E.N.P.C.*

1. INTRODUCTION

Le renforcement des sols est un domaine récent et particulier de l'amélioration des sols. Il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sein du sol.

Parmi les conférences internationales qui ont été consacrées partiellement ou totalement à l'amélioration des sols, celles qui ont traité du renforcement des sols sont les suivantes:

— Symposium international sur les argiles molles, Bangkok (1977);

— Symposium sur le renforcement des sols, Pittsburgh (1978);

— Conférence internationale sur le renforcement des sols, Paris (1979);

— 8^e conférence européenne sur la mécanique des sols et les travaux de fondation, Brighton (1979);

— Conférence internationale sur la mécanique des sols et les travaux de fondation, Stockholm (1981);

— Seconde conférence internationale sur les géotextiles, Las Vegas (1982);

— Symposium international sur l'amélioration des sols et des roches, Bangkok (1982).

Le concept de sol renforcé a été utilisé pour la première fois par Henri Vidal, dans le cadre de la technique de la Terre Armée qu'il a inventée et développée au début des années 60. Ce concept a depuis été étendu, par d'autres auteurs, à des techniques variées telles que: micropieux, colonnes ballastées, colonnes en sol stabilisé, clouage des sols, Texsol, membranes, etc.

Selon le type d'inclusion utilisé, deux cas extrêmes peuvent être considérés dans le renforcement des sols:

1. Le cas de «l'inclusion uniforme» où les phénomènes d'interaction sol-inclusion peuvent se développer tout au long de l'inclusion.

2. Le cas de «l'inclusion composite» qui consiste en une inclusion renforcée en certains points particuliers

(1) Renforcement des sols: compte rendu du 8^e congrès européen sur la Mécanique des Sols et les Travaux de Fondation. Helsinki, 23-26 mai 1983. A.A. Balkema, P.O. B.P. 1675, Rotterdam, Pays-Bas.

* Ecole nationale des Ponts et Chaussées, 28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris.

2. DESCRIPTION DES TECHNIQUES ET DE L'INTERACTION SOL-INCLUSIONS

2.1. Description des techniques et des principaux efforts

Les inclusions utilisées pour le renforcement des sols sont des éléments résistants qui sont en général soit linéaires, soit plans. Selon leur rigidité relative par rapport au sol, leur comportement est assez semblable à celui d'une poutre ou d'une plaque quand elles sont relativement rigides, et à celui d'un fil ou d'une membrane quand elles sont flexibles. En conséquence, les principaux efforts mobilisés dans les inclusions peuvent être de quatre sortes : traction, compression, flexion et cisaillement.

Le tableau III montre ces principaux efforts en considérant les divers systèmes de renforcement des sols. En fait, la mobilisation de ces efforts dépend d'un grand nombre de paramètres, dont la rigidité relative des inclusions, leur orientation, leur densité, la structure géométrique, le procédé de construction, les propriétés mécaniques des inclusions et du sol, etc.

Ainsi que le montre le tableau III, la plupart des techniques utilisables peuvent être classées dans les systèmes de renforcement des sols. C'est pourquoi, ces systèmes seront plus particulièrement décrits, en tenant compte des différents champs d'application.

Lorsqu'il s'agit d'améliorer les sols de fondation, les techniques de renforcement des sols communément utilisées sont :

— **Les colonnes ballastées.** Cette technique est utilisée dans les sols mous ; l'inclusion de renforcement est une colonne verticale en sable, gravier ou agrégats fortement compactés. En général, la mise en place de la colonne comporte deux phases principales :

1. un tube ou un vibreur est enfoncé dans le sol jusqu'au niveau souhaité en refoulant le sol environnant ;

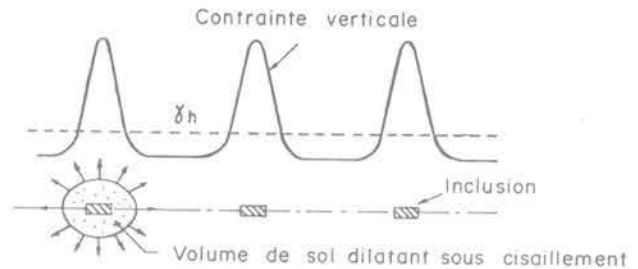


Fig. 2. — Mécanisme d'interaction sol-inclusion dans un sol dilatant.

2. le système est ensuite remonté progressivement pendant que la cavité est comblée par un matériau granulaire fortement compacté statiquement ou par vibrations.

Le rôle principal de la colonne est d'augmenter la résistance et le module du sol de fondation, en outre la colonne agit comme un drain vertical. Cette inclusion est relativement souple et résiste principalement à la compression. Cependant, lorsque les colonnes ballastées sont utilisées pour améliorer la stabilité du sol de fondation vis-à-vis d'un glissement général, elles améliorent aussi, de façon significative, la résistance au cisaillement du sol.

— **Les colonnes en sol stabilisé.** L'efficacité des colonnes ballastées a conduit au développement d'une technique assez proche qui consiste à créer des colonnes en sol stabilisé. Différentes méthodes ont été mises au point ; elles comprennent : la stabilisation in situ à la chaux (Broms, 1975), la stabilisation in situ par injection (Yahiro et Yoshida, 1978), les pieux avec déplacement du sol par injection (Baker, 1981). Si on les compare aux colonnes ballastées, ces inclusions sont en général plus rigides et peuvent supporter à la fois de la compression, de la flexion et du cisaillement.

Tableau III. — Efforts majeurs dans les inclusions des systèmes de renforcement de sols

Système de renforcement	Sols renforcés								Inclusions multiples et composites		Inclusion isolée		
	Colonnes ballastées	Colonnes de sol stabilisé	Micro-pieux		Membranes ou grillages multiples	Clouage des sols (pentes)	Clouage des sols (soutènements)	Texsol	Mur à échelle	Ancrages multiples actifs	Membrane ou grillage	Pieu (pentes)	Ancrage
Effort majeur													
Traction			**	***	***		**	***	***	***	***		***
Compression	**	**	**										
Flexion		*	*			**	*					**	
Cisaillement	*	*	*			**	*					**	

— **Les micro-pieux.** Cette technique consiste à mettre en place dans le sol de petits pieux injectés. Chaque pieu est constitué d'une barre ou d'un tube de quelques centimètres de diamètre entouré de coulis sur toute sa longueur. Le diamètre total est d'environ 10 à 15 cm. Cette technique est utilisée depuis trente ans, principalement dans les sols de fondation, mais elle a aussi d'intéressantes applications pour la stabilisation des pentes, les ouvrages de soutènement et les reprises en sous-œuvre. Il s'agit d'inclusions plutôt rigides dans lesquelles les efforts mobilisés dépendent essentiellement de l'effet de structure du groupe de pieux. Les efforts principaux sont la traction et la compression.

Si l'on considère les ouvrages de soutènement, les techniques de renforcement du sol les plus couramment utilisées sont:

— **La Terre Armée.** Cette technique consiste en l'association d'un matériau granulaire frottant et d'armatures linéaires flexibles de grande résistance à la traction. Le parement extérieur de l'ouvrage est relativement mince et souple; il est généralement constitué de panneaux en béton. Pour limiter la déformation de la structure on utilise des armatures en acier, relativement inextensibles vis-à-vis du sol de remblai et qui sont galvanisées pour empêcher la corrosion.

— **Les multimembranes et les grillages.** Le développement rapide de la Terre Armée a conduit récemment à utiliser toutes sortes d'inclusions dans les systèmes de renforcement des sols, y compris des membranes et des géotextiles. Ces derniers ne peuvent supporter que des efforts de traction. La principale différence entre l'acier ou les plastiques rigides et les géotextiles réside dans leur déformabilité qui a une influence significative sur les déplacements latéraux des structures. Bien qu'il y ait eu quelques tentatives d'utilisation des géotextiles dans des ouvrages de soutènement à parement vertical, ceux-ci sont plutôt utilisés pour renforcer des pentes de talus et des sols de fondation. Les grillages métalliques ou en plastique rigide sont utilisés avec efficacité pour limiter les déformations latérales des remblais.

— **Le clouage des sols.** C'est une technique de renforcement des sols in situ à l'aide de barres passives, soit scellées dans des trous de forage, soit simplement battues dans le sol. Lorsque cette technique est utilisée pour des ouvrages de soutènement, les barres sont généralement horizontales et l'effort principal est la traction. Au contraire, quand cette technique est utilisée pour la stabilisation des pentes, les barres sont généralement verticales et les efforts principaux sont la flexion et le cisaillement.

— **Le Texsol.** Cette nouvelle technique, inventée par LEFLAIVE (1982), consiste à renforcer un matériau de remblai granulaire à l'aide d'un ou plusieurs fils continus résistants à la traction.

Parmi les techniques que nous n'avons pas classées dans le renforcement des sols, il est intéressant de citer les murs à échelles, inventés en 1926 par COYNE. Il s'agit d'un système par ancrages multiples associé à un parement de faible épaisseur soit continu, soit en panneaux de béton. Les forces de tractions sont

constantes tout au long des tirants. L'interaction sol-inclusion est concentrée sur les ancrages à l'extrémité des tirants. Plus récemment, il a été développé des systèmes à ancrages multiples similaires (Terre Ancrée — MURRAY, 1981).

2.2. L'interaction sol-inclusions

Les efforts dans les inclusions des différents systèmes de renforcement des sols décrits ci-dessus résultent essentiellement de quatre sortes de mécanismes d'interaction:

- 1) frottement latéral le long des inclusions;
- 2) pression latérale sur les inclusions;
- 3) butée du sol sur les éléments transverses des inclusions composites;
- 4) pression latérale en butée sur les colonnes ballastées.

2.2.1. Le frottement latéral

Le frottement latéral le long des pieux et des inclusions de renforcement a fait l'objet de nombreuses recherches et de synthèses (BAGUELIN et al., 1975; SCHLOSSER et GUILLOUX, 1981, etc.). Ces études ont montré que dans un sol granulaire dense le frottement sol-inclusion dépend d'un grand nombre de paramètres (caractéristiques de surface de l'inclusion, densité et propriétés mécaniques du sol, contrainte normale sur l'inclusion, etc.) dont plus particulièrement la dilatance du sol.

La figure 2 illustre le mécanisme sol-inclusion dans un sol dilatant. Comme l'a montré expérimentalement BACOT (1981) en utilisant une technique photométrique sur un modèle à deux dimensions, l'extraction d'une inclusion a pour effet de provoquer du cisaillement dans toute une zone de sol autour de l'inclusion. Le volume de cette zone dépend principalement de l'état de surface de l'inclusion. Dans un sol granulaire dense, cette zone en cisaillement tend à se dilater, mais le changement de volume en est empêché par le sol environnant, ce qui conduit à une augmentation des contraintes normales sur l'inclusion.

Cette augmentation de la contrainte normale sur l'inclusion a été montrée expérimentalement par WERNICK (1978), qui a réalisé des essais de traction sur des tubes cylindriques en acier (2,5 m de long et 5 à 10 cm de diamètre) et mesuré à l'aide de cellules les contraintes de cisaillement τ et les contraintes normales σ sur les tubes. Ces derniers étaient placés dans une cuve cylindrique remplie de sable compacté ($\gamma_d = 17,1 \text{ kN/m}^3$). La figure 3a montre un chemin de contraintes typique au cours d'un essai d'arrachement (chargement et déchargement). Partant de K_0 , l'état des contraintes atteint rapidement l'équilibre limite puis la contrainte normale augmente jusqu'à une valeur représentant environ 8 fois la valeur initiale. A la rupture, par suite d'un effet de radoucissement, il y a décroissance de la contrainte de cisaillement. Le chemin des contraintes en déchargement montre qu'il n'y a pas de dilatance résiduelle et que l'on revient pratiquement à l'état initial. Dans le but d'étudier cet effet de la dilatance, GUILLOUX et SCHLOSSER

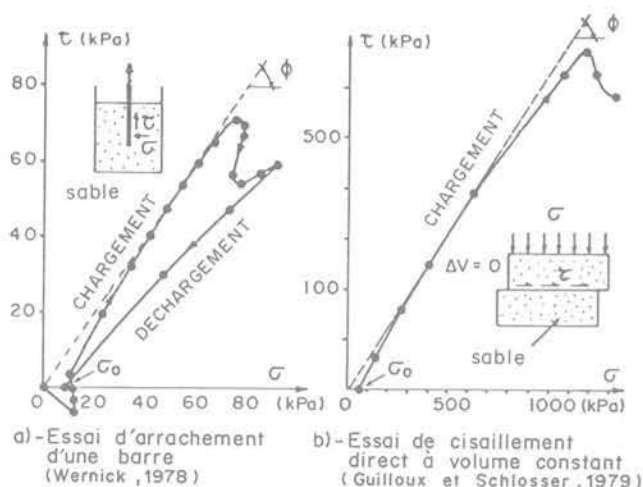


Fig. 3. — Effet de la dilatance empêchée dans un sol granulaire dense.

(1979) ont analysé des résultats d'essais de cisaillement direct, à volume constant, sur du sable compacté ($\gamma_d = 17,3 \text{ kN/m}^3$). Comme le montre la figure 3b, le chemin des contraintes au cours de ces essais est tout à fait semblable à celui représenté à la figure 3a.

Il est intéressant de noter que l'essai de cisaillement direct à volume constant représente le cas extrême d'une dilatance totalement empêchée alors que dans l'essai d'arrachement une variation de volume limitée est possible. C'est pourquoi l'état limite des contraintes dans l'essai de cisaillement direct à volume constant correspond à la valeur de l'angle de frottement mesuré à l'état critique ϕ_{cv} tandis que l'état limite dans l'essai d'arrachement est caractérisé par la valeur de ϕ au pic de la courbe effort-déformation. Il est également intéressant de noter que l'augmentation de la contrainte normale dans cet essai est plus grande que dans l'essai d'arrachement ($\sigma = 14 \sigma_0$).

La communication de KOIRUMAKI (congrès d'Helsinki) analyse les effets de la dilatance sur l'angle de frottement sol-inclusion entre un sable, compacté à différentes densités, et des plaques d'aluminium. L'auteur a réalisé une série d'essais de cisaillement direct à contrainte normale constante. A partir de considérations énergétiques, il a montré que la part de l'angle de frottement due à la dilatance décroît en même temps que croît la contrainte normale. Il faut noter cependant que les essais de cisaillement direct à contrainte normale constante ne sont pas représentatifs du phénomène complexe de la dilatance empêchée telle qu'il se produit autour des inclusions résistant à la traction.

En fait, comme l'ont montré tant les essais en laboratoire sur modèles réduits que les expériences grandeur nature, les effets de la dilatance décroissent avec la contrainte normale. On a ainsi été amené à définir un coefficient de frottement apparent μ^* , qui est le rapport de la contrainte de cisaillement maximum le long de l'inclusion à la contrainte normale initiale σ_0 : $\mu^* = \tau_{\max}/\sigma_0$ (SCHLOSSER et GUILLOUX,

1979). Ce coefficient de frottement apparent dépend fortement de la dilatance du sol. Il peut atteindre des valeurs qui sont très supérieures à la tangente de l'angle de frottement interne du sol. Par ailleurs sa valeur diminue lorsque la contrainte normale augmente.

GIGAN et CARTIER (congrès d'Helsinki) ont réalisé des essais d'extraction sur des cornières métalliques battues et utilisées dans la construction d'un mur de soutènement en sol cloué. Ils ont montré que les valeurs du coefficient de frottement apparent découlant de ces essais sont en assez bon accord avec celles proposées par SCHLOSSER et GUILLOUX pour le calcul des murs en Terre Armée. Il faut cependant noter que, dans le clouage des sols, la contrainte normale initiale sur l'inclusion est difficile à déterminer en raison de paramètres variables comme la géométrie du mur et l'inclinaison des inclusions. C'est pourquoi il a été proposé (SCHLOSSER, 1983) d'utiliser plutôt pour le dimensionnement la valeur de la contrainte de cisaillement limite le long de l'inclusion ($\tau_{\max} = \mu^* \cdot \sigma_0$) qui est à peu près constante quelle que soit la profondeur ainsi que l'ont montré différents auteurs et comme l'ont confirmé les observations de CARTIER et GIGAN (fig. 4).

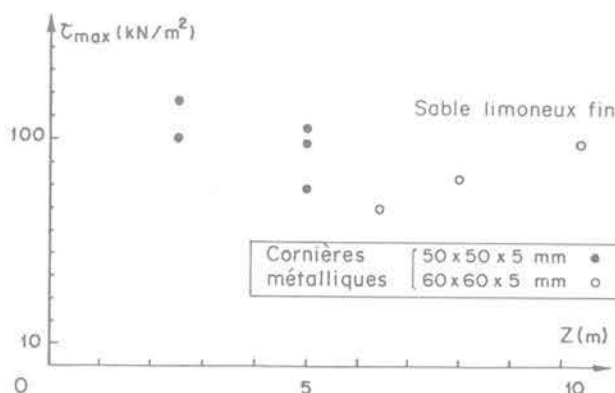


Fig. 4. — Valeurs de la contrainte de cisaillement limite le long de barres (d'après Cartier et Gigan, 1983).

La figure 5 montre qu'il suffit d'un déplacement relativement faible (quelques millimètres) pour mobiliser la contrainte de cisaillement limite le long d'inclusions lisses. Ce résultat est en accord avec les observations faites tant sur les pieux que dans la Terre Armée. Mais il faut se rappeler que la mobilisation du frottement sol-inclusion dans les sols granulaires compactés dépend du volume de la zone en dilatance autour de l'inclusion et en conséquence de l'état de surface de l'inclusion. Ainsi, dans le cas d'armatures nervrées (fig. 5b) il faut un grand déplacement, de l'ordre de 5 à 10 cm, pour obtenir la valeur de pic.

2.2.2. Pression latérale sur l'inclusion

C'est lorsqu'une inclusion relativement rigide est soumise à des efforts de flexion dans une zone de sol en cisaillement que se développent des pressions

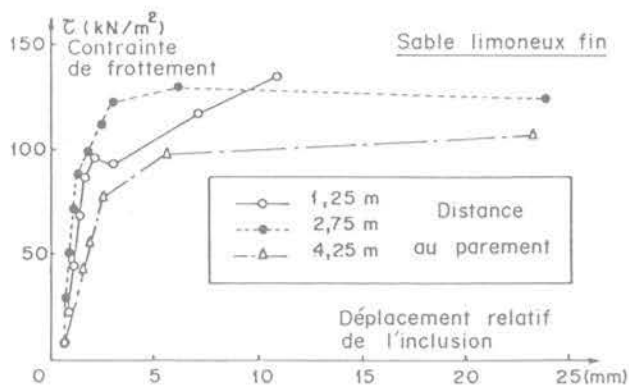


Fig. 5a. — Mobilisation du frottement lors d'essais d'arrachement de tubes battus (Cartier et Gigan, 1983).

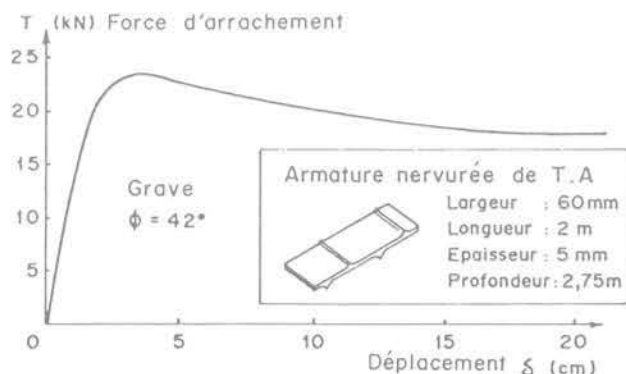


Fig. 5b. — Essai d'arrachement d'une armature nervurée de Terre Armée (Schlosser et Guilloux, 1979).

latérales sur l'inclusion. Deux états différents doivent être considérés :

1. d'une part, les pressions latérales exercées par le sol lorsqu'un équilibre statique est atteint ;
2. d'autre part, les pressions latérales exercées par le sol lorsqu'on utilise des inclusions pour ralentir la vitesse de déplacement d'une pente en cours de glissement.

Le développement de pressions latérales en conditions statiques a été largement étudié dans le cas de pieux soumis à des chargements horizontaux (BRINCH HANSEN, 1961; MATLOCK et REESE, 1960; MÉNARD, 1962; BROMS, 1967; BAGUELIN et JÉZÉQUEL, 1972). Les expérimentations et les analyses théoriques ont montré que le concept de courbe de réaction locale, liant la pression p sur le pieu au déplacement relatif y/R (R : rayon du pieu), est valable à condition que la flexion du pieu déformé ne soit pas trop grande. La figure 6 montre une courbe de réaction expérimentale qui donne les valeurs initiale et sécante du module du sol $E_s = 2k_s R$ (k_s : coefficient de réaction) et qui est limitée par la pression ultime p_u . Ces deux paramètres ne dépendent que du sol et ne dépendent pas du pieu.

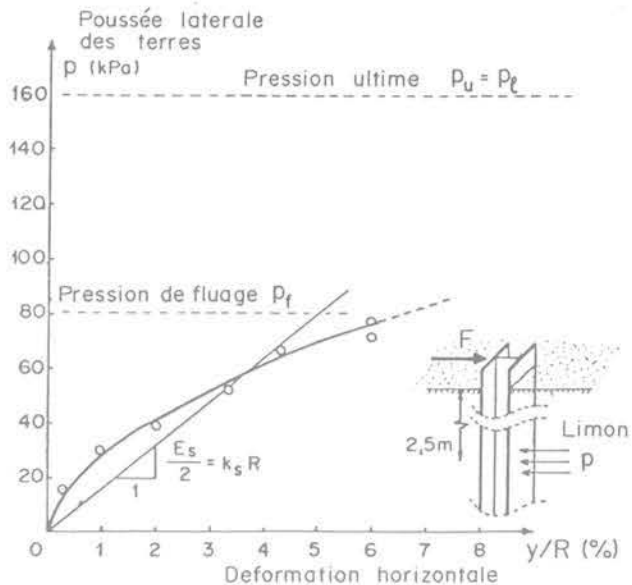


Fig. 6. — Courbe de réaction lors du chargement horizontal d'un pieu (Baguelin et Jézéquel, 1972).

Des courbes de réaction ont été proposées par différents auteurs, en particulier par MÉNARD (1962, 1969) et MATLOCK (1970). La prévision de MÉNARD est basée sur la courbe pressiométrique qui semble être en bon accord avec la courbe de réaction en raison de la similitude entre le phénomène d'expansion de cavité à l'intérieur d'un sol et le développement de pressions latérales lors de chargements horizontaux. On suppose que la pression ultime p_u est égale à la pression limite p_l . D'autres valeurs proposées pour p_u ne sont pas aussi facilement reliables aux paramètres mécaniques du sol; par exemple BROMS (1964) donne la formule suivante :

$$\text{Sol sans cohésion: } p_u = p_0 \cdot 3 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\text{Sol cohérent: } p_u = 9c_u$$

La similitude entre la courbe pressiométrique et la courbe de réaction suggère que la déformation y/R , correspondant à la pression ultime p_u , devrait être très élevée et de l'ordre de 100 %. En fait, les grandes déformations dues au développement de zones plastiques autour des pieux commencent approximativement lorsque $p = p_f$, ce qui correspond à une valeur de déformation relativement faible ($y/R = 5$ à 10 %).

BAGUELIN et JEZEQUEL (1982) ont montré expérimentalement que la pression latérale p est essentiellement due à la réaction du sol à l'avant du pieu et que seule une petite partie correspond à la réaction à l'arrière et au frottement sur les deux faces latérales.

Il faut noter que l'on atteint difficilement la pression ultime p_u dès que le diamètre de l'inclusion dépasse 2 à 3 cm compte tenu du déplacement relativement grand (1 à 1,5 cm) que cela implique. De plus, les expérimentations sur des pieux ont montré que la méthode de mise en place, en perturbant le sol autour

du pieu, a une grande influence sur le module du sol E_s et donc sur le déplacement nécessaire pour mobiliser la pression ultime p_u .

Fluage du sol. Les poussées latérales qui se développent sur des inclusions relativement rigides utilisées pour stabiliser des pentes instables en mouvement dépendent essentiellement de l'état du sol dans le voisinage immédiat de la surface de glissement potentielle. Lorsqu'il y a fluage du sol, le rôle principal de l'inclusion est de réduire le taux de distorsion $\dot{\gamma}$ dans la zone de cisaillement. Comme on le verra plus loin, la poussée latérale mobilisée à l'interface sol-inclusion dépend à la fois du gradient $d\dot{\gamma}/dz$, du taux de distorsion dans la zone de cisaillement et de la valeur de $\dot{\gamma}$. On peut donc pour décrire ce mécanisme d'interaction utiliser la loi d'écoulement plastique du sol proposée par LEINENKUGEL (1976) et considérée par WINTER et al. (conférence d'Helsinki). Selon cette loi, la contrainte de cisaillement ultime τ_l dans la zone de cisaillement est liée au taux de distorsion ($\dot{\gamma}$) par ce qu'on appelle l'indice de viscosité I_{v_0} , suivant l'expression :

$$\tau_l = c_u(\dot{\gamma}_0) \left[1 + I_{v_0} I_n \left(\frac{\dot{\gamma}}{\dot{\gamma}_0} \right) \right]$$

où : $c_u(\dot{\gamma}_0)$ représente la cohésion non drainée correspondant à un taux de distorsion de référence $\dot{\gamma}_0$. L'indice de viscosité peut être déterminé à partir d'essais de cisaillement triaxiaux non drainés sur des échantillons de sol saturés et consolidés.

En diminuant le taux de distorsion du sol, l'inclusion réduit la contrainte de cisaillement ultime τ_l mobilisée dans la zone de cisaillement. Si l'on considère une couche représentative d'épaisseur dz dans la zone de cisaillement, les équations de l'équilibre statique impliquent que, dans une pente non renforcée, la contrainte de cisaillement ultime τ_l soit égale à la contrainte de cisaillement motrice τ_0 , alors que dans une pente renforcée la variation de la contrainte de cisaillement ultime $\Delta\tau_l$ dans le sol au voisinage de l'inclusion doit être équilibrée par la poussée latérale sur l'inclusion. Sur un élément représentatif de l'inclusion (fig. 7), l'interaction sol-inclusion est alors décrite par l'équation suivante :

$$p \cdot B \cdot dz = d\tau_l \cdot S^{eq}$$

$$p = \frac{S^{eq}}{B} \frac{d\tau_l}{dz} = \frac{S^{eq}}{B} \frac{k}{\dot{\gamma}} \left(\frac{d\dot{\gamma}}{dz} \right)$$

avec : $k = c_u(\dot{\gamma}) I_{v_0}$

dans laquelle $d\tau_l$ est la variante moyenne de la contrainte de cisaillement limite sur la surface équivalente S^{eq} de l'inclusion, et B est le diamètre de l'inclusion.

Cette équation montre que localement la poussée latérale du sol, lorsqu'il y a un fluage, dépend à la fois de $d\dot{\gamma}/dz$ et de $\dot{\gamma}$.

2.2.3. Butée du sol sur les éléments transverses des inclusions composites

Les éléments transverses des inclusions composites peuvent être soit des plaques verticales, comme dans le cas des « murs à échelle », soit des barres transversales, comme dans le cas des grillages. Il se

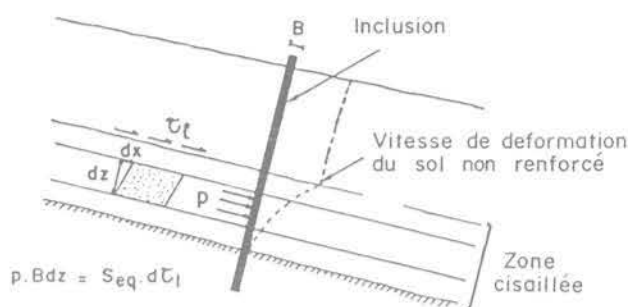


Fig. 7. — Pression latérale sur une inclusion dans une pente en mouvement.

contre ces éléments transverses une butée du sol dont le mécanisme est assez semblable à celui décrit dans le paragraphe précédent.

Il est cependant intéressant de connaître la distribution des efforts résistants dans un renforcement composite, et plus particulièrement la part prise par les éléments transverses (par butée du sol) et la part prise par les barres longitudinales (par frottement). Généralement, la part du frottement le long d'une barre longitudinale lisse, ancrée à son extrémité, est faible. Dans le cas des grillages, BACOT (1981) a montré que ce frottement est le phénomène principal tant que les valeurs du déplacement relatif sol-inclusion restent faibles (0,5 cm), et que la butée du sol n'est mobilisée que pour de grandes valeurs de ce déplacement. Il a réalisé des essais d'arrachement sur différents types de renforcements (grillages et barres) de 5 m de longueur, placés dans une grande cuve remplie de sable compacté. Les résultats en sont présentés à la figure 8. La force d'arrachement maximale est plus faible pour une barre lisse que pour une barre composite munie de très petits éléments transversaux de 2 cm de long, en raison de « l'effet de nervure » qui augmente le volume de sol en dilatance. On n'observe cependant aucune différence si la longueur des barres transversales est augmentée (fig. 8). Malheureusement tous les essais

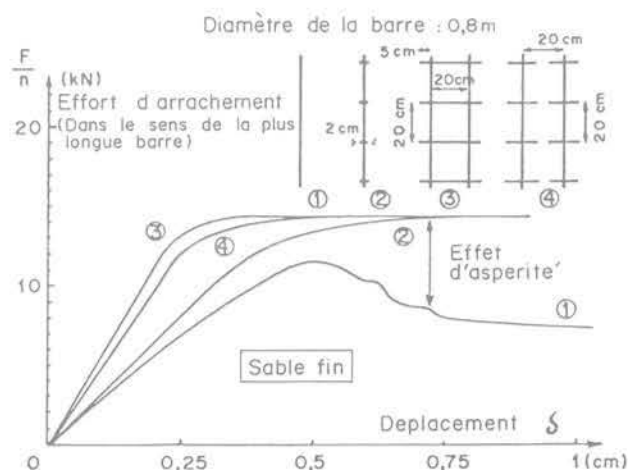


Fig. 8. — Essais d'arrachement de barres avec éléments transversaux (d'après Bacot, 1981).

d'arrachement ont été arrêtés à une valeur du déplacement en tête d'environ 1 cm. Un seul essai a été poussé jusqu'à de grands déplacements, mais sur un grillage de géométrie légèrement différente (deux barres longitudinales espacées de 15 cm et des barres transversales espacées de 20 cm) et avec un sol également différent (grave). La figure 9 montre bien les deux phases observées lors de l'arrachement d'un grillage: il y a tout d'abord le frottement et l'effet de nervure qui sont mobilisés pour un très petit déplacement (0,5 cm), ce qui correspond à un premier maximum dans la courbe force-déplacement; puis l'on constate une augmentation progressive de la force d'arrachement, ce qui correspond à la mobilisation de la butée du sol sur les barres transversales et donne lieu à un second maximum pour un déplacement de 25 cm.

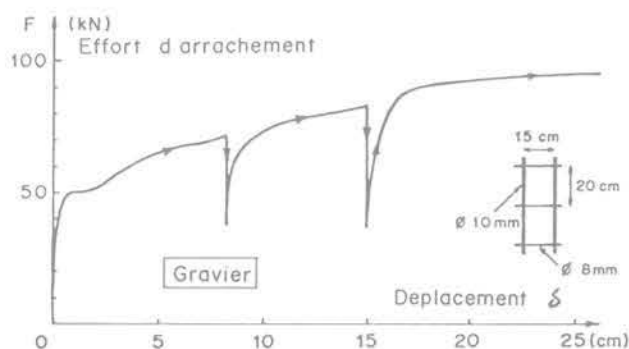


Fig. 9. — Essai d'arrachement d'un grillage (Bacot, 1981).

2.2.4. Pression latérale en butée sur les colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont des inclusions qui peuvent supporter aussi bien la compression que le cisaillement. Elles sont en général utilisées en compression; leur déformabilité et leur résistance étant éventuellement fonction de la pression de confinement mobilisée dans le sol mou environnant.

L'interaction sol-colonne peut être considérée, en première approximation, comme un phénomène plan et dans lequel la pression de confinement q est une fonction de la déformation radiale ϵ_r à l'interface. Dans le cas d'une colonne isolée dans un sol semi-infini la relation $q = f(\epsilon_r)$ peut être approchée par la courbe pressiométrique (HUGUES et al., 1975). Dans la pratique, quand une fondation renforcée par des colonnes ballastées est uniformément chargée, l'effet de groupe modifie les conditions aux limites et impose une déformation latérale nulle à la périphérie de la zone tributaire de chaque colonne. Cette condition aux limites peut augmenter sensiblement la valeur de la pression de confinement mobilisée et a été utilisée par différents auteurs (PRIEBE, 1976; GOUGHNOUR et BAYUK, 1979) qui ont considéré le comportement d'une « cellule élémentaire » contenant la colonne et le sol tributaire environnant. En laboratoire ce comportement peut être étudié dans un œdomètre spécial à colonne centrale (ABOSHI et al., 1979) mais la

détermination de la relation $q = f(\epsilon_r)$ nécessiterait l'utilisation d'un mini-pressiomètre à l'endroit de la colonne.

3. COMPORTEMENT DES OUVRAGES ET MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT

3.1. Ouvrages de soutènement

3.1.1. Ouvrages de soutènement en sol renforcé

Le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé dépend beaucoup de la déformabilité et de la rigidité relative des inclusions. Parmi les techniques mentionnées précédemment, la Terre Armée représente le cas où les inclusions sont linéaires, inextensibles et complètement flexibles. Le comportement de ce matériau a déjà été étudié en détail tant sur des modèles réduits en laboratoires que sur des expérimentations en vraie grandeur. La figure 10 illustre les aspects caractéristiques du fonctionnement d'un mur en Terre Armée. Le lieu géométrique des points de traction maximale dans les armatures sépare une zone active, près du parement, d'une zone résistante à l'arrière du mur. Ce lieu, qui représente une surface de rupture potentielle, est très différent du classique plan de rupture de COULOMB derrière les murs de soutènement. La distribution des forces de traction maximales est aussi très différente de la répartition triangulaire de la poussée telle qu'elle résulte de la théorie de RANKINE. On peut expliquer ces différences en étudiant l'influence d'inclusions inextensibles sur les champs de contraintes (SCHLOSSER, 1969) ou de déformation (BASSETT, 1978) qui se développent dans le massif. Les inclusions limitent les déformations latérales du mur et maintiennent le sol de la zone active dans un état élastique ou pseudo-élastique. C'est la raison pour laquelle les forces de traction maximales dans la partie supérieure du mur correspondent à la pression latérale du sol au repos.

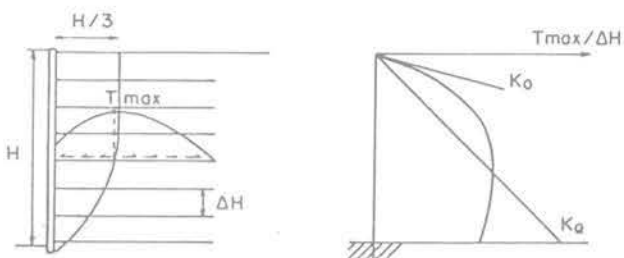


Fig. 10. — Comportement d'un mur de soutènement en Terre Armée.

Dans les murs en Terre Armée, les armatures sont habituellement en acier galvanisé. JOHN et PETLEY (conférence d'Helsinki) présentent des mesures de forces de traction dans les armatures en matière synthétique (paraweb) de deux murs en sol renforcé: le mur de Portsmouth (2,5 m de haut) et le mur de

Jersey (8 m de haut). Le paraweb est constitué de fibres de polyester enrobées de matière plastique. La contrainte admissible du paraweb est d'environ 200 MPa, soit du même ordre que la contrainte admissible dans l'acier qui est d'environ 160 MPa. Mais le paraweb est beaucoup plus déformable que l'acier, ce qui conduit naturellement à des déplacements latéraux des murs plus importants que dans le cas des murs classiques en Terre Armée.

La figure 11 montre la répartition des forces de traction maximales mesurées par JOHN et PETLEY. Dans la partie supérieure du mur, cette répartition est proche de la ligne K_a correspondant à la poussée de Rankine, ce qui suggère que la déformation latérale du mur a été suffisamment importante pour mettre le sol en état d'équilibre limite.

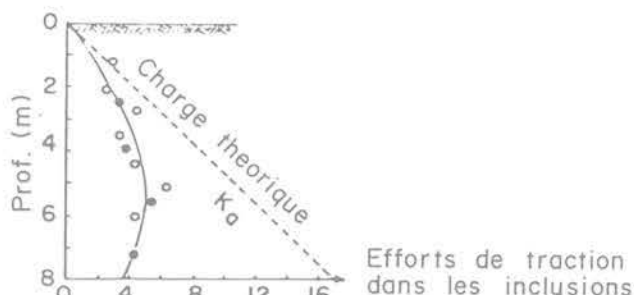


Fig. 11. — Forces de traction d'un mur en sol renforcé (John et Petley, 1983).

MARCZAL (conférence d'Helsinki) rend compte des résultats d'une expérimentation en vraie grandeur sur un mur en Terre Armée de 6 m de hauteur avec des armatures relativement inextensibles en fibres de verre enrobées de polyester. Les forces de traction mesurées sont plus grandes que celles calculées en considérant une répartition suivant la ligne K_a .

Dans le cas d'inclusions inextensibles, JURAN (1977) a développé une analyse théorique à l'équilibre limite et l'a utilisée pour les deux modes de rupture de la Terre Armée: la rupture par cassure des armatures et la rupture par défaut d'adhérence. Les méthodes de calcul actuelles des ouvrages en Terre Armée (SCHLOSSER et al., 1979) tiennent compte à la fois de ces résultats théoriques et des nombreuses observations sur des ouvrages en vraie grandeur.

Les ouvrages de soutènement réalisés in situ en utilisant la technique du clouage des sols présentent trois différences importantes avec les murs en Terre Armée:

1. le sol in situ possède généralement de la cohésion;
2. les inclusions, qui sont généralement des barres scellées dans des forages, présentent une certaine rigidité à la flexion, ce qui peut influencer sur le comportement de l'ouvrage;
3. la construction du mur se fait à partir du haut, en excavant, et il en résulte une histoire de chargement très différente.

Seuls, quelques résultats d'expérimentations ont été publiés (STOCKER et al., 1979; GÄSSLER et GUDEHUS, 1981; SHEN et al., 1981) mais il y a eu de nombreuses observations partielles sur des ouvrages réels au cours de la décennie passée. Ces résultats ont montré le développement de zones active et résistante au sein du sol renforcé. Bien que la ligne des tractions maximales soit en général difficile à déterminer, il semble qu'il y ait une certaine différence avec les murs en Terre Armée et ce en raison de certains facteurs parmi lesquels: un plus grand déplacement horizontal en tête, une cohésion du sol en place, une inclinaison des inclusions et du parement, etc.

CARTIER et GIGAN (congrès d'Helsinki) présentent une expérimentation en vraie grandeur sur un mur de soutènement en sol cloué de 5,5 m de haut à parement vertical. Les inclusions étaient des cornières battues inclinées de 20° sur l'horizontale et présentant une assez faible rigidité à la flexion (méthode hurpinoise). Le sol était un sable fin limoneux. La figure 12 montre les déplacements latéraux de l'ouvrage mesurés à l'inclinomètre; on voit clairement que les déplacements du parement sont très différents de ceux observés dans les murs en Terre Armée. Des résultats similaires ont été rapportés par GÄSSLER et GUDEHUS (1981) et par SHEN et al. (1981). Ils indiquent que le mode de construction d'un mur en sol cloué entraîne de plus grands déplacements en tête du mur.

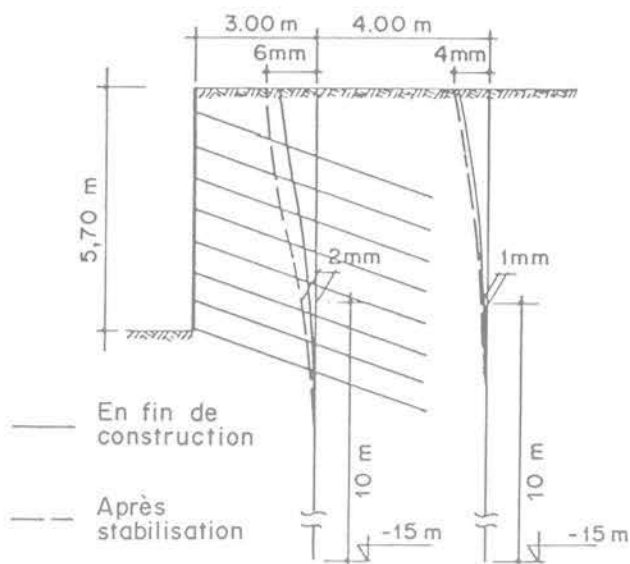


Fig. 12. — Déplacements horizontaux dans et derrière un mur en sol cloué (Cartier et Gigan, 1983).

GUILLOUX et al. (conférence d'Helsinki) rapporte le cas d'un mur de soutènement en sol cloué de 14 m de haut avec un parement légèrement incliné (pente 10/1). Le renforcement était constitué de barres scellées pratiquement horizontales. Le sol était une moraine compacte. Les forces de traction mesurées dans les barres montrent le développement d'une zone active et d'une zone résistante. Sous l'action du gel le gonflement du sol a entraîné une augmentation de

la poussée sur le parement et en conséquence les forces de traction ont évolué pour devenir maximales au parement.

GUILLOUX et al. présentent également une méthode de dimensionnement des ouvrages en sol cloué développée par Terrasol (SCHLOSSER, 1981). Cette méthode de calcul à l'équilibre limite considère quatre critères de rupture liés à la mobilisation des différents efforts dans le sol et dans les inclusions:

1. la rupture de l'inclusion due à l'effet combiné des efforts de traction, de cisaillement et de flexion;
2. la résistance au cisaillement du sol;
3. le frottement latéral le long de l'inclusion;
4. la pression latérale du sol sur l'inclusion. Les calculs sont faits par la méthode des tranches en considérant une surface de rupture circulaire.

La figure 13 montre le cas simplifié du premier critère, quand on néglige le moment de la flexion. La condition $\tau < k$ (contrainte de cisaillement maximum dans le renforcement) conduit à l'expression suivante:

$$(N/R_n)^2 + (S/R_s)^2 < 1$$

où N et S sont l'effort normal et l'effort tranchant, R_n et R_s les résistances de la barre à la traction et au cisaillement.

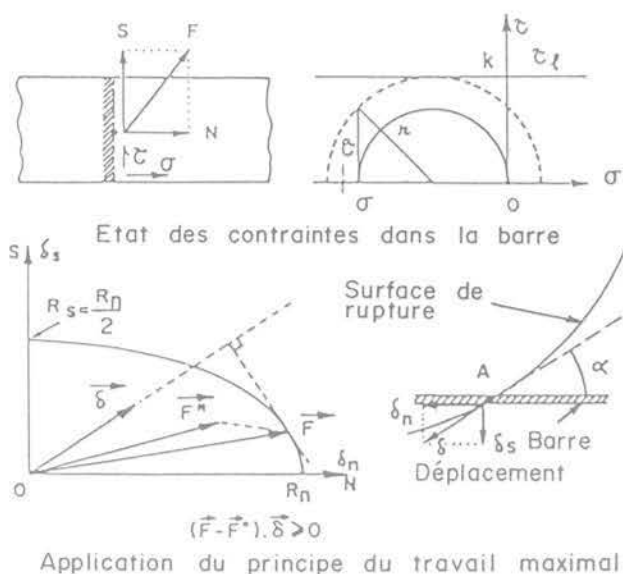


Fig. 13. — Détermination des efforts de traction et de cisaillement (Schlosser, 1983).

À la rupture, les forces de traction et de cisaillement mobilisées dans une barre sont déterminées en utilisant le principe du travail maximal comme indiqué à la figure 13. Ce principe donne:

$$(\vec{F} - \vec{F}^*) \cdot \vec{\delta} \geq 0$$

où $\vec{F}$ est la force réelle dans la barre, $\vec{F}^*$ une force virtuelle ne violant pas le critère de rupture et $\vec{\delta}$ le déplacement de la barre, supposé égal au déplacement du sol au point de rencontre avec le cercle de rupture.

Le troisième critère relatif au frottement latéral peut être écrit: $N < N_l$, où N_l est la force d'arrachement de la portion de barre située au-delà de la surface de rupture.

Pour le quatrième critère il est nécessaire de tenir compte du moment de flexion. Cela conduit, dans le plan (N,S), à une surface d'écoulement nettement plus compliquée que l'ellipse correspondant au seul premier critère.

La méthode de dimensionnement a été calée sur de nombreux ouvrages en sol renforcé (SCHLOSSER, 1983) (murs avec barres flexibles, barres rigides, pentes stabilisées par des micro-pieux). Elle est normalement utilisée avec des coefficients de sécurité qui correspondent aux éléments suivants: acier travaillant à la limite élastique, frottement latéral limité à la moitié de sa valeur maximale, pression latérale du terrain limitée à la pression de fluage dans l'essai au pressiomètre, coefficient de sécurité de 1,5 pour la résistance au cisaillement du sol. Ces valeurs ont été choisies de manière à rendre tous les critères compatibles eu égard au champ de déplacements qui se développe dans le massif renforcé.

En parallèle avec ces méthodes de calcul déterministes, des approches statistiques sont actuellement développées en vue de surmonter les difficultés rencontrées lors de la détermination des paramètres de calcul et des coefficients de sécurité. Une telle approche probabiliste est présentée par GÄSSLER et GUDEHUS (congrès d'Helsinki) pour le calcul de murs de soutènement en sol cloué.

3.1.2. Murs à ancrages multiples

Le concept de mur à ancrages multiples a été considéré pour la première fois par COYNE en 1926 avec l'invention du « mur à échelle ». Des systèmes similaires ont été récemment développés (MURRAY, 1981; FUKUOKA, 1982; etc.). FUKUOKA a décrit une expérimentation en vraie grandeur sur un mur à ancrages multiples dont le parement était constitué d'un géotextile fixé à des éléments rigides verticaux. Le sol de remblai était du limon. Le renforcement du mur était assuré par des ancrages constitués de tirants reliés à des panneaux verticaux en béton (1 m x 1 m x 0,15 m).

La figure 14 montre la rotation des éléments verticaux du parement, la poussée du sol sur le parement et la pression du sol sur les plaques de béton, qui est légèrement supérieure à la pression latérale du sol au repos. Ces résultats montrent que, dans ce système de soutènement, le déplacement (rotation) du parement est suffisant pour atteindre l'état limite de poussée derrière le parement. Par contre on ne mobilise pas la butée sur les panneaux d'ancrage et la pression qui s'y exerce peut être calculée à condition de connaître la courbe de mobilisation des pressions active et passive du terrain (fig. 14).

CHABAL et al. (congrès d'Helsinki) présentent la construction d'un barrage de 21 m de haut construit suivant la technique du « mur à échelle ». Le parement aval du barrage était constitué par les panneaux

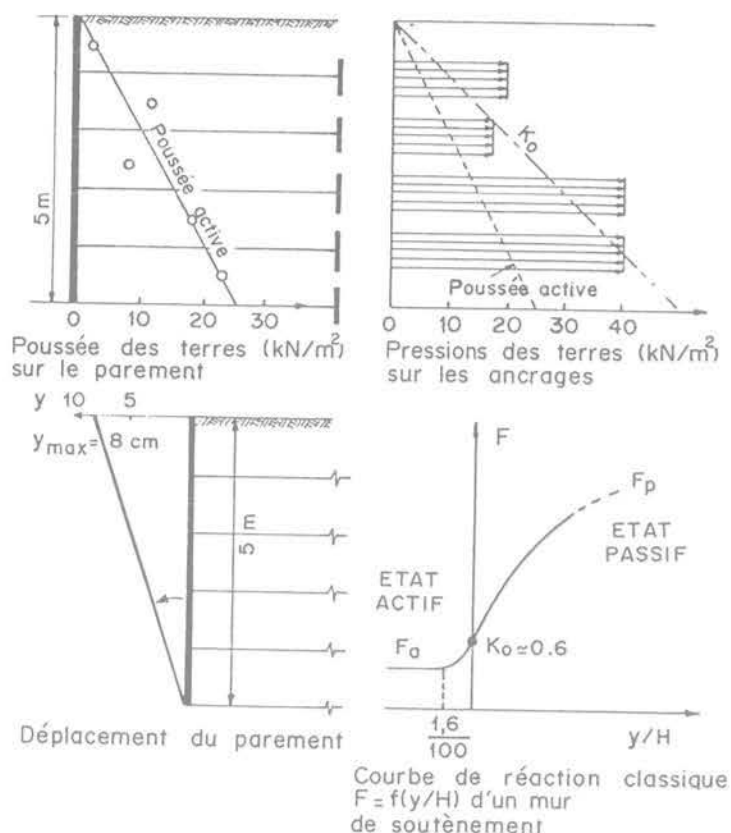


Fig. 14. — Comportement d'un mur à ancrages multiples (d'après Fukuoka et al., 1982).

d'ancrage. Des mesures ont montré que les forces de traction dans les tirants n'augmentaient pas linéairement avec le poids des terres et étaient inférieures aux prévisions. Cet ouvrage se comporte plutôt comme une structure à double parement; il est assez différent du mur classique à ancrages multiples. On peut raisonnablement s'attendre à ce que l'état des contraintes dans le sol soit proche de l'état K_0 .

Il existe une technique similaire au clouage, mais dans laquelle les ancrages sont actifs, c'est-à-dire précontraints. Le procédé de construction des murs est semblable à celui des murs en sol cloué mais le comportement est relativement différent car les ancrages précontraints restreignent beaucoup les déplacements latéraux. Cette technique a été récemment utilisée pour la construction d'un ouvrage de soutènement de 30 m de hauteur qui a fait l'objet d'une expérimentation (KÉRISEL et al., 1981); mais elle ne sera pas traitée dans le présent rapport.

3.2. Stabilisation des pentes in situ

Quatre communications soumises à ce congrès traitent de la stabilisation des pentes in situ par clouage (JURAN et al.), par pieux (WINTER et GUDEHUS, CARTIER et GIGAN) et par micro-pieux (LIZZI). Le comportement de ces systèmes est discuté ci-dessous.

3.2.1. Clouage

La stabilisation, par clouage, de pentes instables ou en mouvement consiste à placer des inclusions linéaires passives capables de résister à des moments fléchissants. Les inclusions sont des barres battues ou scellées qui sont mises en place le plus souvent verticalement et selon une répartition uniforme. Le comportement d'un tel système dépend de plusieurs paramètres dont: l'inclinaison des barres par rapport à la surface de rupture, leur densité, la rigidité relative des barres vis-à-vis du sol et l'état actuel du glissement (équilibre statique, vitesse de glissement, fluage, etc.).

L'effet de l'orientation du renforcement a été étudié par JEWELL (1980). Il a montré que l'intensité de la force de traction qui se développe dans une inclusion flexible au cours d'un cisaillement direct à la boîte dépend principalement de l'inclinaison de l'inclusion par rapport à la surface de glissement. L'augmentation maximale de la contrainte de cisaillement d'un échantillon de sable renforcé par des barres ou par un grillage est obtenue lorsque l'inclusion est orientée suivant la direction correspondant à l'extension maximale à la rupture dans l'échantillon de sable non renforcé. Lorsque l'inclusion est orientée dans la direction d'une déformation de compression, il peut en résulter une diminution de la contrainte de cisaillement du sol. La figure 15 montre les valeurs expérimentales et théoriques de l'augmentation de la résistance au cisaillement d'un échantillon de sable renforcé en fonction de l'angle d'inclinaison θ de l'inclusion par rapport à la verticale.

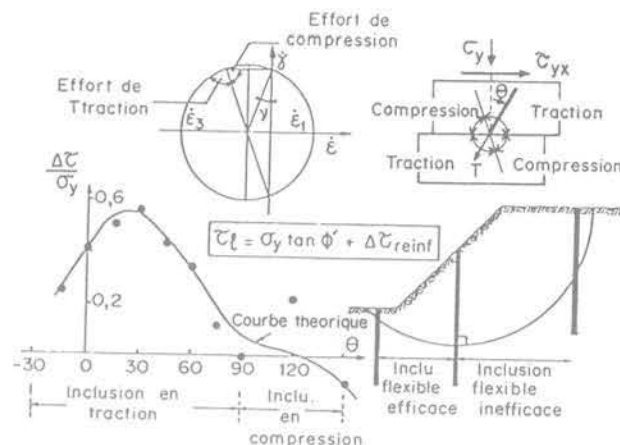


Fig. 15. — Augmentation de l'effort de cisaillement du sable $\Delta\tau/\sigma_y$ en fonction de l'orientation de l'inclusion (Jewel, 1980).

JEWELL a également montré qu'il suffit d'un déplacement très faible pour mobiliser la résistance à la traction de l'inclusion et obtenir l'augmentation correspondante $\Delta\tau$ de la contrainte moyenne de cisaillement le long de la surface de glissement.

Ces résultats laissent à penser qu'il serait inefficace de vouloir renforcer la partie supérieure d'une pente instable par des inclusions flexibles verticales, c'est-à-dire orientées suivant une direction en compression. Il

pourrait même en résulter une diminution de la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la surface de rupture. Un tel raisonnement ne prend cependant pas en compte l'action des pressions latérales du sol sur les inclusions qui a pour effet de mobiliser la résistance à la flexion des inclusions.

L'influence d'une rigidité des inclusions a été étudiée expérimentalement en laboratoire dans des essais de cisaillement direct sur un sol limoneux renforcé par une rangée de barres d'acier verticales de diamètre variable: 8 à 12 mm (JURAN et al., 1981). Les résultats ont montré que:

1. la mobilisation progressive de la résistance à la flexion des barres donne au sol cloué une cohésion apparente C^* ;
2. le déplacement nécessaire pour mobiliser cette cohésion apparente est plus grand que celui nécessaire pour mobiliser le frottement sol-inclusion. JURAN et al. (congrès d'Helsinki) présentent une analyse par la méthode des éléments finis de ces essais de cisaillement. La figure 16 montre une comparaison entre la mobilisation théorique de la cohésion apparente globale C^* et les résultats expérimentaux. Les courbes présentent un coude pour un déplacement relatif d'environ 4 %, coude qui traduit l'apparition d'une mise en plasticité du sol autour des barres. L'analyse aux éléments finis est en assez bon accord avec les résultats expérimentaux. Elle montre que la cohésion globale apparente du sol cloué est effectivement plus grande que celle correspondant à la somme des efforts tranchants mobilisés dans les barres. Cette différence est due à ce que la présence des inclusions modifie les champs des déformations et des contraintes dans le sol.

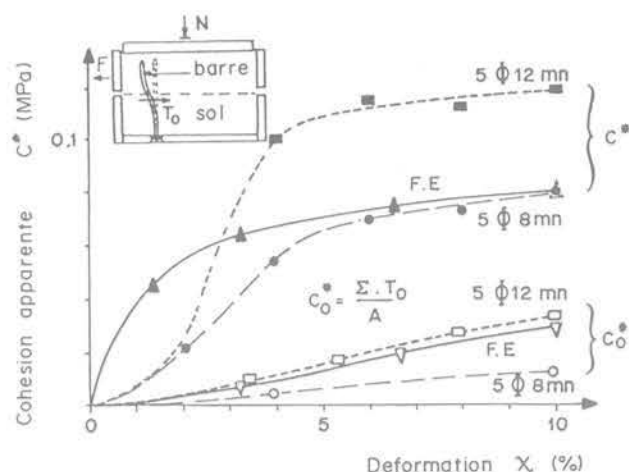


Fig. 16. — Mobilisation de la cohésion apparente dans un sol cloué (Juran et al., 1983).

FUKUMOTO (1974 et 1976) a rapporté des observations sur la stabilisation de pentes par clouage et plus particulièrement un essai de cisaillement in situ sur un massif de sol renforcé par deux pieux tubulaires en acier. Les résultats montrent une mobilisation de la résistance à la flexion des pieux semblables à celle décrite par JURAN et al.

Lorsque l'on utilise le clouage pour stabiliser une pente en mouvement, le comportement du massif cloué est gouverné par les propriétés de fluage du sol puisqu'il s'agit d'un écoulement visco-plastique. Il semble donc a priori différent du comportement du même massif cloué, mais en équilibre statique. ITO et MATSUI (1975) ont proposé deux approches pour analyser le problème de la pression latérale exercée par un sol en mouvement sur une rangée de pieux résistants en flexion. Ils ont considéré d'une part une déformation plastique du sol autour des pieux, et d'autre part un écoulement visco-plastique du sol autour des pieux. Les deux méthodes ont été appliquées pour prévoir les efforts exercés sur des pieux dans cinq sites différents; elles ont donné des résultats assez semblables qui correspondaient relativement bien aux observations expérimentales. Par ailleurs, dans la méthode de l'écoulement visco-plastique, l'effort sur chaque pieu augmente avec la viscosité et avec la vitesse de glissement du sol, mais ne varie pas beaucoup avec la limite élastique du sol considéré comme un solide de Bingham. Ces résultats indiquent que l'on peut, en première approximation, analyser et dimensionner le renforcement par clouage d'une pente en mouvement à partir de considérations pseudo-statiques. C'est ce qui a été proposé par WINTER et al. (congrès d'Helsinki) dans une méthode où la pression latérale exercée par le sol sur le pieu est calculée avec une cohésion non drainée variable en fonction de la vitesse de glissement.

La densité de clouage de la pente est également un paramètre important du comportement dans la mesure où il contrôle l'effet de groupe. Celui-ci a pour conséquence de faire participer le sol au renforcement, ce qui revient à considérer des inclusions apparentes plus épaisses constituées chacune par la barre et une partie du sol environnant. Ainsi l'effort total auquel résiste le groupe de barres est supérieur à la somme des efforts exercés par le sol sur chaque barre. Lorsque la densité est suffisamment forte, le sol cloué se comporte comme un monolithe. Mais cet effet de groupe, que l'on rencontre assez fréquemment en mécanique des sols, n'a pas encore été très étudié.

Les méthodes de dimensionnement actuelles des pentes clouées dans des conditions d'équilibre statique ne tiennent pas compte de l'effet de groupe. La méthode de Terrasol présentée par GUILLOUX et al. (1983) pour le calcul des murs de soutènement en sol cloué peut aussi être utilisée pour la stabilisation des pentes. CARTIER et GIGAN (1983) ont proposé une méthode qui prend en considération une surface de glissement circulaire et qui calcule l'accroissement du coefficient de sécurité dû aux moments et aux efforts tranchants mobilisés dans les inclusions. Pour calculer ces moments et ces efforts tranchants il est nécessaire de connaître le déplacement relatif de l'inclusion par rapport au sol et donc le champ initial des déplacements dans la pente en l'absence de tout renforcement. En dehors de quelques cas particuliers, la connaissance de ces déplacements est difficile et nécessite en général une analyse aux éléments finis.

Pour les pentes clouées en mouvement, WINTER et al. (1983) proposent une méthode de calcul pseudo-statique qui repose sur les principes décrits précédem-

ment (voir 2.2.2.). La pression latérale exercée par le sol sur chaque inclusion et correspondant à une diminution de la vitesse de glissement de V_1 à V_2 est donnée par la formule :

$$p = \lambda \cdot \frac{s}{h} \ln \frac{V_1}{V_2}$$

où s et h sont respectivement la section de l'inclusion apparente et la hauteur effective d'inclusion qui résiste à la pression latérale; λ est un paramètre qui dépend des caractéristiques de fluage du sol.

3.2.2. Pieux

On stabilise fréquemment les glissements de terrain par une ou deux rangées de pieux longs suffisamment rigides pour résister à de grands moments de flexion (YAMADA et al., 1971; FUKUMOTO, 1972; KÉRISEL, 1976; SOMMER, 1979). Le comportement de ce renforcement diffère de celui d'une pente clouée car la rangée de pieux constitue un écran relativement rigide et par suite un élément de discontinuité dans le champ des déplacements de la pente. Habituellement, les pieux sont placés au pied de la pente et il en résulte une stabilisation progressive, commençant par la partie la plus basse du glissement. Mais, comme dans le clouage des sols, la résistance à la flexion des pieux est un paramètre essentiel.

Trois types de méthodes de dimensionnement ont été développés.

La première (BRINCH HANSEN, 1960) considère un sol rigide plastique et suppose que la pression latérale du sol sur le pieu est entièrement mobilisée des deux côtés de la surface de glissement. Cette méthode est habituellement appliquée aux pieux très rigides.

La seconde est du type élasto-plastique. Elle a été proposée par JURAN et al. (1981), CARTIER et GIGAN (1983) et nécessite de connaître les déplacements du sol par rapport au pieu. Cette méthode est bien adaptée aux pieux assez flexibles.

La troisième, décrite par WINTER et al. (1983), est relative à la stabilisation des pentes en mouvement.

La première et la troisième méthode ont été utilisées par SOMMER (1979) dans son analyse d'une pente en mouvement stabilisée par une rangée de pieux rigides de 3 m de diamètre. Une couche d'argile de 10 m d'épaisseur glissait à une vitesse de 14 mm par mois. La figure 17 montre le calcul et les mesures de la pression latérale exercée par le sol sur les pieux. La résistance due aux pieux ne contribuait seulement que pour environ 5 % à la résistance totale au cisaillement le long de la surface de glissement (contrainte de cisaillement du sol + efforts tranchants dans les pieux), mais cela s'est avéré suffisant pour réduire la vitesse de glissement à environ 10 % de sa valeur initiale.

CARTIER et GIGAN (1983) ont utilisé, pour stabiliser une pente instable sous une voie de chemin de fer, des inclusions plus flexibles consistant en trois rangées de pieux forés en béton (40 cm de diamètre) renforcées par des profils métalliques H200. La pente glissait initialement à une vitesse de 10 cm par an. Les

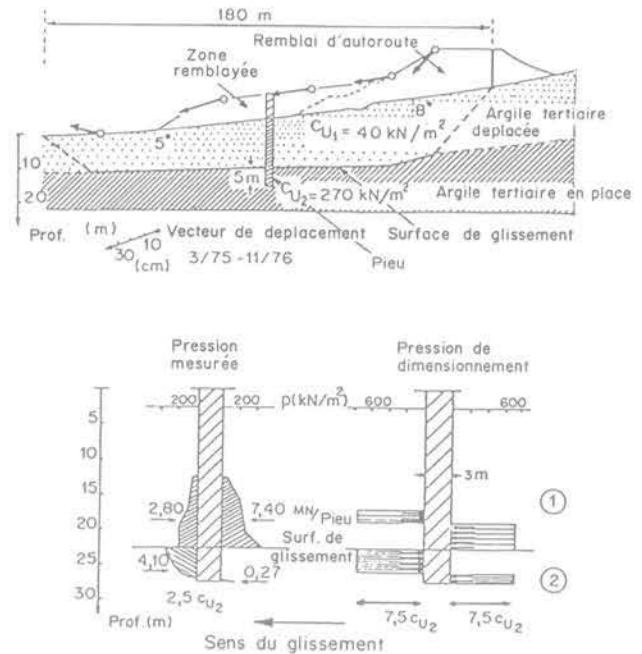


Fig. 17. — Stabilisation d'un glissement de pente (Sommer, 1979).

mesures de déplacements des pieux ont permis de calculer les efforts tranchants et les moments de flexion et ont montré qu'une augmentation d'environ 7 % du coefficient de sécurité était suffisante pour réduire la vitesse de glissement à 2,5 mm par an.

Il est intéressant de noter que dans les deux cas décrits ci-dessus, la pression latérale du sol sur le pieu était sensiblement inférieure à la pression de fluage du sol de l'essai pressiométrique.

3.2.3. Stabilisation des glissements de terrain par micropieux

Dans l'une des communications présentées à ce congrès, LIZZI décrit les nombreuses applications des micropieux à la stabilisation des pentes, aux soutènements et aux fondations. Pour la stabilisation des pentes, l'auteur distingue le cas des sols raides et celui des sols lâches. Dans le premier cas, les micropieux sont uniformément répartis le long de la pente afin de créer avec le sol un ensemble monolithe et cohérent jusqu'à une profondeur suffisante au-dessous de la surface de rupture critique. Dans le second cas, les micropieux sont concentrés en un réseau à la partie inférieure de la pente pour constituer un mur-poids in situ.

Il existe une différence essentielle entre ce système de micropieux et le clouage dans la mesure où le comportement des micropieux est très influencé par un effet de structure (LIZZI et al., 1979; SCHLOSSER et al., 1979) dû au liaisonnement particulier des micropieux en tête. L'interaction complexe sol-pieux est généralement suffisamment large pour créer un monolithe, mais ce point n'a pas été encore suffisamment étudié et explicité. C'est la raison principale pour laquelle les méthodes actuelles de dimensionnement ne

considèrent pratiquement que la stabilité externe des micropieux.

3.3. Les fondations superficielles renforcées

Six communications présentées à cette séance concernent l'influence d'un renforcement horizontal du sol sur la capacité portante des fondations superficielles. Nombre d'articles ont, pendant ces dernières années, traité de ce problème. Il serait possible de trouver une tendance générale du comportement d'une telle fondation en comparant tous ces articles, mais il est vraisemblable qu'une telle procédure s'avérerait difficile en raison de l'insuffisance de données réelles sur les travaux de recherche rapportés. Par exemple, les données sur la profondeur de la première couche du renforcement ou sur la densité du sable peuvent manquer; ou bien, l'angle de frottement mesuré à l'appareil triaxial peut être donné sans aucune information sur le niveau de contrainte moyenne, laquelle diffère beaucoup selon qu'il s'agit d'essais triaxiaux ou d'essais sur modèles réduits; ou bien encore, on ne donne aucune indication sur la capacité portante limite du même modèle réduit de fondation, mais non renforcé. Une autre difficulté résulte des différents critères de rupture qu'on peut utiliser, ainsi certains critères sont relatifs aux charges maximales alors que d'autres considèrent des charges correspondant à des valeurs de tassement bien déterminées. On présente ci-après une synthèse fondée sur des articles comportant suffisamment de données pour être correctement analysés.

3.3.1. La capacité portante des fondations sur sable renforcé

Un intérêt tout particulier a été porté aux essais sur modèles réduits de fondations en sable renforcé. Ces modèles utilisent une à six couches de renforcement.

Le champ des déplacements a été en général très soigneusement étudié par des techniques photogrammétriques ou stéréo-photogrammétriques. La cuve d'essais est dans ce cas munie d'une paroi en verre épais qui permet la photographie ou bien l'on utilise plus simplement un modèle bidimensionnel avec la technique des rouleaux de Schneebeli. Le champ des déplacements sert à déterminer les lignes d'extension nulle ou les lignes d'extension principale. Ces dernières sont très importantes puisque c'est suivant leur direction que les inclusions sont les plus efficaces (ANDRAWES et al., 1978).

Le champ des déplacements dépend entre autres choses de la matière des inclusions. Avec les matières synthétiques qui ont normalement un frottement sol-inclusion plus faible que le frottement interne du sol, les déplacements ont tendance à suivre la surface des inclusions. Un grillage en acier peut avoir un frottement sol-inclusion égal au frottement interne du sol (ANDRAWES et al., 1978) et, dans ce cas, le sens du déplacement coupe les inclusions. Lorsque l'on utilise des inclusions flexibles (par exemple des géotextiles), il peut y avoir rupture du sol avant que les inclusions ne soient sollicitées. Dans ce cas, les lignes d'extension

nulle sont presque confondues avec les lignes caractéristiques des déformations telles qu'elles sont considérées dans la théorie de la plasticité. Les champs de déplacements observés sont en général en bon accord avec le schéma classique de rupture relatif à la capacité portante (figures 18 et 19). La théorie de la plasticité semble donc constituer un bon point de départ pour étudier la capacité portante d'un sol renforcé, tout au moins lorsqu'il s'agit de renforcements par inclusions flexibles. En l'absence d'une meilleure théorie, on peut également l'utiliser pour des renforcements rigides. Cependant, l'observation des déplacements dans la partie située au-dessus des inclusions (ANDRAWES et al., 1978) semble indiquer que la partie supérieure du sol doit être considérée comme une couche spéciale.

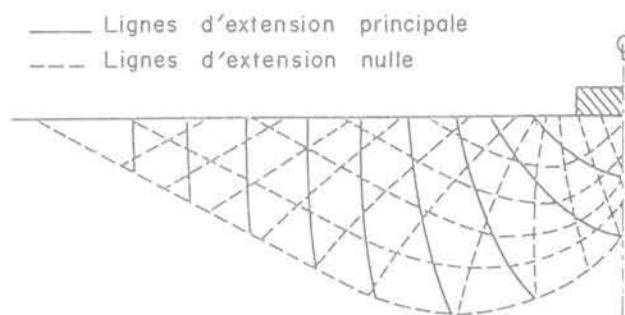


Fig. 18. — Schéma des trajectoires observées, des lignes d'extension principale et des lignes d'extension nulle pour une fondation sur du sable (Andrawes et al., 1983).

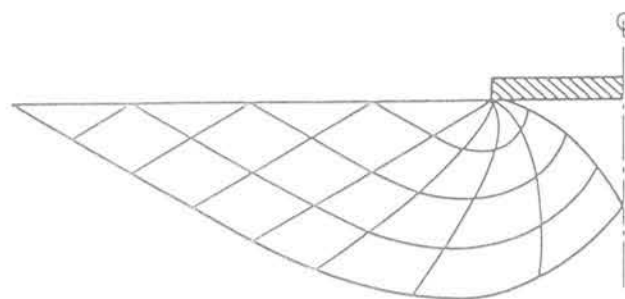


Fig. 19. — Schéma de rupture pour la capacité portante d'une fondation sur du sable (d'après Lundgren et Mortensen, 1953).

Des exemples de mauvais emplacements des inclusions sont mentionnées dans plusieurs articles et la figure 20 montre les champs de déplacements correspondants. Dans la figure 20a l'inclusion a une surface relativement lisse qui favorise le glissement entre le sable et l'inclusion, ce qui réduit la capacité portante par rapport à celle du sol seul (ANDRAWES et al., 1978). Sur les figures 20b et 20c on a placé des inclusions trop courtes dans la zone des lignes d'extension principale. A la figure 20d, c'est un grillage en P.V.C. qui a été utilisé dans un essai sur modèle réduit; bien que le champ des déplacements paraisse très différent de celui du sable seul, les capacités portantes obser-

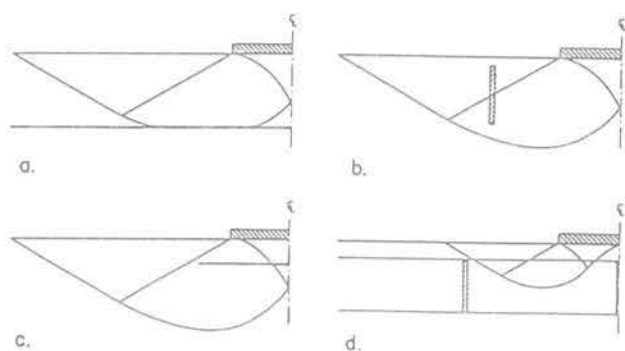


Fig. 20. — Exemples de mauvais emplacements pour des inclusions résistant à la traction.

vées sont pratiquement égales, comme on pouvait le prévoir en utilisant la théorie de la plasticité.

L'emplacement optimal (c'est-à-dire celui qui donne le facteur d'amélioration le plus élevé sur la capacité portante ultime ou résiduelle) d'une couche de renforcement unique et horizontale a été étudié dans quelques articles (tableau IV). L'amélioration maximale est obtenue quand l'inclusion est située à une profondeur de $0,25B$ à $0,5B$, ou B est la largeur de la fondation. La longueur optimale de l'inclusion dépend par contre du matériau utilisé. Des inclusions extensibles transmettent leurs contraintes au sol sur une surface limitée et la largeur optimale L s'avère être $L = 5B$ (FRAGASZY et al., 1983). Des inclusions rigides, par exemple en acier, nécessitent une plus grande longueur d'ancrage (McGOWN, 1979). L'influence du nombre de couches a été étudiée par de nombreux auteurs (tableau II). Deux ou trois couches ont un effet favorable sur la capacité portante même avec un espacement vertical Z de $0,5$ à $0,75 B$.

Le résultat le plus important de toutes ces études, c'est que le ou les facteurs d'amélioration dépendent du nombre de couches, de l'espacement vertical entre les couches, de la profondeur de la couche supérieure, de la résistance du sol, de la matière des inclusions, etc. Il semble donc difficile d'avoir une idée générale simple sur le mécanisme du renforcement ou tout au moins de faire une comparaison valable entre toutes ces études.

Dans l'un des articles présentés, DENVER et al. (1983) proposent d'utiliser la théorie de la plasticité sous sa forme la plus simple pour calculer l'influence d'un grillage en P.V.C. Cette idée peut être retenue pour analyser les résultats d'essais avec des couches de renforcement horizontales, en introduisant un angle de diffusion α .

Considérons tout d'abord le cas d'une seule couche de renforcement. Cette couche et le sable sus-jacent sont supposés constituer un matériau homogène plus résistant que le sous-sol. La rupture se produit lorsque la fondation atteint le sous-sol après avoir pénétré la couche de renforcement. Les contraintes verticales dans la couche de sable supérieure sont alors supposées se diffuser avec un angle α par rapport à la verticale (fig. 21). La fondation apparente correspondante au niveau du sous-sol a une largeur B^* qui est donnée par :

$$B^* = B (1 + 2 \operatorname{tg} \alpha D/B)$$

et une capacité portante que l'on peut exprimer ainsi :

$$q^* = \frac{1}{2} B^* N_{\gamma} s_{\gamma} + \gamma (\delta + D) N_q s_q d_q$$

où γ est la densité du sable, N_{γ} et N_q les coefficients de capacité portante, s_{γ} et s_q les coefficients de forme, d_q le coefficient de profondeur, et où δ est le tassement à la rupture. On suppose qu'il n'y a pas de surcharge à la surface du sable et que la charge sur la fondation est verticale.

Tableau IV. — Renforcement par une couche unique et horizontale d'inclusions. Sol de fondation : sable

Andrawes McGown Wilson-Fahmy 1983	Geotextile, non tissé	u/B	0,125	0,250	0,500	0,750	1,00
	Sable : $n = 0,34$	$q/\gamma B$	250	335	330	310	235
		δ/B	0,16	0,19	0,21	0,20	0,18
	Modèle : $L = \infty - B = 0,12 \text{ m}$	ϕ	48°				
Vanisek 1983	Geotextile, tissé	u/B	0,375	0,75	1,125		
	Sable : $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ (?)	$q \text{ kN/m}^2$	150	250	260	175	
		δ/B	0,13	0,22	0,22	0,15	
	Modèle : $L = \infty - B = 0,04 \text{ m}$	ϕ	48°				
Akinmusuru Akinbolade 1981	Bandes de fibres tissées	u/B	0,5	0,5	0,75		
	Espacement horizontal x/B	x/B	0	0,5	0,5		
	Sable : $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$	$q \text{ kN/m}^2$	91				
	Modèle : $B = L = 0,1 \text{ m}$	ϕ	42°5				
Milovic 1977	Tiges en polypropylène	u/B	0,25	0,5	0,75		
	Sable : $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$	$q \text{ kN/m}^2$	420	660	830	1 100 (?)	
		δ/D	0,1	0,1	0,1	0,1	
	Modèle : $D = 0,6 \text{ m}$	ϕ	41°8				
		$\operatorname{tg} \alpha$	- 0,03	- 0,07	- 0,06		

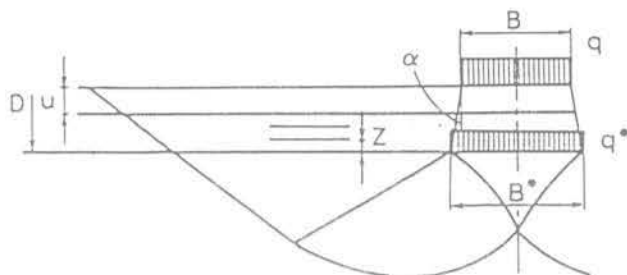


Fig. 21. — Poinçonnement d'un sable renforcé.

La charge sur la fondation réelle est alors :

$$q = \frac{A^*}{A} q^*$$

où A et A^* sont respectivement les surfaces de la fondation réelle et de la fondation apparente. On suppose implicitement que la force résultante sur les deux faces limitant la diffusion de la charge est horizontale.

On a utilisé un coefficient de profondeur $d_q = 1 + 0,35 D/B$ pour analyser les résultats. Les observations des champs de déplacements semblent en fait montrer que le sable de la couche supérieure se déplace vers la fondation, ce qui signifie que la pression horizontale y est probablement trop faible pour que l'on puisse mobiliser des forces de cisaillement suffisantes le long des lignes de rupture du schéma classique. L'utilisation d'un coefficient de profondeur différent de l'unité pourrait donc être discutée, mais de toute façon son influence sur $\tan \alpha$ reste faible.

Dans les tableaux IV et II, on donne quelques-unes des séries d'essais les plus complètes. L'angle de frottement interne a été calculé, à partir des coefficients de capacité portante de Lundgren et Mortensen (1953), en réanalysant des essais sur du sable propre. Les angles de frottement interne peuvent donc être quelque peu différents de ceux mentionnés dans les articles cités dans les tableaux IV et II. Ils dépendent beaucoup du niveau des contraintes et des dimensions du modèle, c'est-à-dire que plus les plaques d'essai sont petites et plus l'angle de frottement est élevé.

On a donné à la figure 22 les valeurs de $\tan \alpha$ calculées en fonction de la profondeur relative u/B de la couche de renforcement. Les inclusions étaient constituées de géotextiles tissés ou non-tissés, de barres de polypropylène ou de bandes linéaires de fibres de corde. En dépit d'une certaine dispersion, on observe que $\tan \alpha$ a tendance à diminuer quand u/B augmente de 0,1 à 1.

On peut interpréter les essais à plusieurs couches (2 à 6) de la même façon. La couche supérieure comprend alors toutes les inclusions. La variation de $\tan \alpha$ en fonction de u/B est donnée sur la figure 23. Le résultat est plutôt surprenant, car la dispersion est assez faible en dépit de la différence des types d'inclusions et des modes opératoires utilisés. Lorsque $u/B > 0,5$, $\tan \alpha$ est presque constant, mais pour $u/B < 0,5$, $\tan \alpha$ peut prendre des valeurs assez élevées, ce qui signifie que le renforcement est d'autant plus efficace que la couche supérieure d'inclusions est située à une plus faible

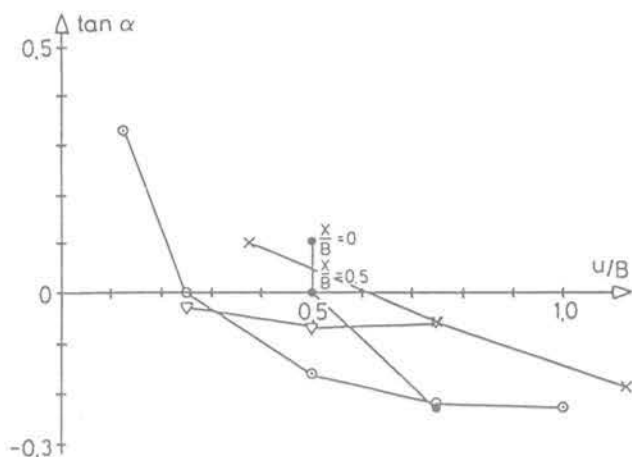


Fig. 22. — Valeurs de la pente de diffusion de la charge pour un lit isolé d'inclusions.

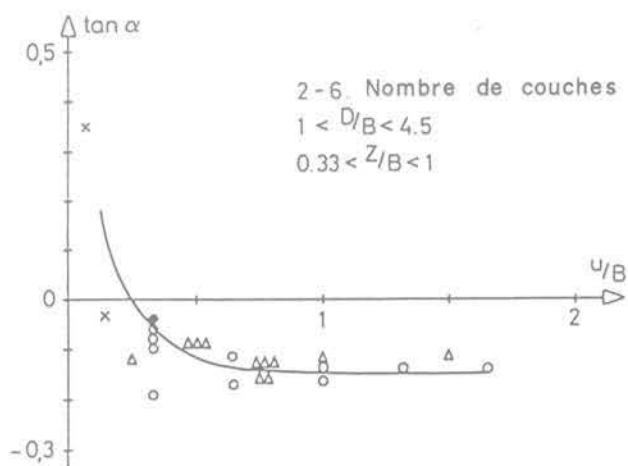


Fig. 23. — Valeurs de la pente de diffusion de la charge pour 2 à 6 lits d'inclusions.

profondeur au-dessous de la fondation. Des expériences supplémentaires s'avèrent cependant nécessaires pour confirmer et préciser ce point.

De l'analyse ci-dessus, il ressort les points suivants :

1. Il est possible d'évaluer l'amélioration de la capacité portante apportée par le renforcement d'une couche de sable propre. On peut utiliser la méthode de calcul du bicouche, mais à condition d'adopter pour la contrainte verticale des diffusions variables.
2. L'angle de diffusion α semble être pratiquement indépendant du matériau constituant les inclusions, du nombre de couches, de la densité et de la résistance du sable, ainsi que la profondeur du renforcement, et cela dans une large gamme des différents paramètres utilisés dans les essais.
3. L'angle de diffusion α semble dépendre principalement de la profondeur relative de la couche supérieure du renforcement.

Les valeurs négatives de α indiquent qu'une meilleure méthode devrait être proposée dans l'avenir.

L'idée de base de la méthode de calcul est que la rupture intervient dans le sous-sol selon un mécanisme classique, mais que le sable renforcé au-dessous de la fondation agit comme une dalle durant le poinçonnement.

Dans les essais sur modèles réduits, deux modes supplémentaires de rupture ont pu être observés. L'inclusion soit a glissé, soit s'est cassée pendant la rupture. La cassure, lorsqu'elle a lieu, est toujours approximativement sous le côté ou sous le centre de la fondation (BINQUET et LEE, 1975). Les forces de traction déterminées dans un géotextile intact (ANDRAWES et al., 1983) montrent des maxima situés aux mêmes points (fig. 24).

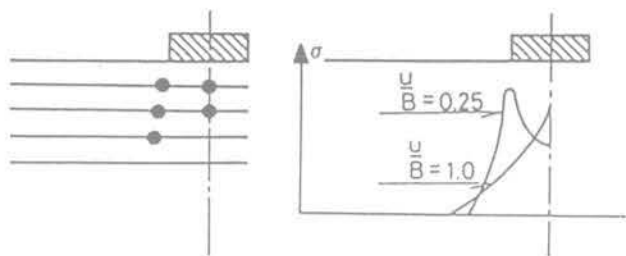


Fig. 24. — Points de cassure probable des inclusions (Binquet et Lee, 1975) et contraintes de traction dans un géotextile (Andrawes et al., 1983).

Dans les essais sur modèles, la capacité portante n'est que légèrement influencée par ces phénomènes, mais en vraie grandeur les forces de traction dans les inclusions sont beaucoup plus élevées.

Pour l'élaboration des projets, il est très important d'être en mesure de calculer les forces de traction dans les inclusions. Des méthodes de dimensionnement basées sur la théorie de l'élasticité (SCHLOSSER et LONG, 1974) ou sur la théorie de la plasticité (BINQUET et LEE, 1975) ont été proposées mais n'ont pas, jusqu'à maintenant, été comparées avec des données expérimentales appropriées.

3.3.2. Le tassement des fondations sur sable renforcé

Le tassement des fondations sur sable renforcé dépend sensiblement des caractéristiques mécaniques du matériau constituant l'inclusion comme de la flexibilité de l'inclusion et de la rugosité de sa surface, du nombre de couches de renforcement et des propriétés du sable.

Avec un géotextile flexible, non-tissé, la courbe de charge-tassement n'est pas influencée par le renforcement tant que le tassement n'a pas atteint la valeur de $0,08B$, (ANDRAWES et al., 1983). Pour tous les autres matériaux on observe une réduction des tassements, même aux très faibles chargements. Pour les géotextiles tissés, l'amélioration semble aller jusqu'à 100 % (VANICEK, 1983), pour des bandes d'aluminium 50 à 500 % (BINQUET et LEE, 1975), et pour les barres en acier et des grillages en P.V.C., jusqu'à 500-1000 % (MILOVIC, 1979; DENVER et al., 1983).

Deux communications ont traité de l'effet des chargements répétés. DENVER et al. mentionnent que lorsqu'on utilise des grillages en P.V.C. comme renforcement, les tassements sont réduits par un facteur de 2 à 5. PATEL et PALDAS utilisent un élément de renforcement composite. Ils établissent une distinction entre la composante élastique δ_e et la composante plastique δ_p du tassement. Ils ont trouvé que la composante élastique est inchangée mais que la composante plastique est réduite par un facteur qui est supérieur à 2.

3.3.3. Validité des essais en modèles réduits

Tous les essais mentionnés jusqu'à présent sont des essais en modèles réduits. En pratique leur extrapolation aux ouvrages réels reste limitée puisque les lois de la similitude ne sont pas satisfaites. On doit noter à ce propos trois points importants.

Les champs des contraintes sur modèle et sur prototype devraient être similaires. Or dans les essais sur modèles réduits les contraintes sont beaucoup plus faibles que dans le prototype. Aussi l'angle de frottement interne, qui dépend assez fortement du niveau des contraintes, est-il beaucoup plus élevé dans les essais sur modèles (tableaux IV et V) que dans les prototypes. L'échelle incorrecte des contraintes conduit probablement à un mécanisme de rupture non représentatif de la réalité. Cette difficulté peut être surmontée en soumettant le modèle à une forte accélération dans une centrifugeuse (KIM et al., 1983; OVESEN et KRARUP, 1983). Les essais sur modèles réduits peuvent être utilisés pour étudier certains phénomènes comme par exemple la forme de la relation entre $\tan \alpha$ et u/B (fig. 23), mais pour toute utilisation pratique ces résultats devraient être contrôlés par des essais en centrifugeuse.

Les inclusions doivent être soigneusement réduites à l'échelle correcte s'il faut étudier les forces de traction ou les cassures dans les inclusions. A proprement parler, les dimensions devraient être réduites à l'échelle correcte; une autre solution, moins bonne, est de réduire à l'échelle la résistance du matériau (OVESEN et DRARUP, 1983). Dans aucun des essais mentionnés plus haut la notion d'échelle n'a été introduite.

Le diamètre des grains, l'épaisseur de l'inclusion et les relations contraintes/déformations ne sont généralement pas réduites à l'échelle, de telle sorte que l'on ne peut pas comparer les tassements du modèle aux tassements du prototype.

3.3.4. Fondation renforcée sur sol mou

Cinq communications soumises à cette conférence concernent le renforcement par une couche de géotextile, placée à la surface d'un sol mou sous un remblai ou sous des couches de chaussée.

KEBS et al. (1983) ont réalisé des essais en centrifugeuse et BOUTROUP et al. (1983) ont réalisé une analyse par la méthode des éléments finis. Ces deux études fournissent des résultats qualitatifs semblables qui permettent d'expliquer le mécanisme: le géotextile restreint les déplacements latéraux du sous-sol, ce qui conduit à un tassement pratiquement uniforme de la

Tableau V. — Résultats d'essais avec N couches horizontales d'inclusions ($N > 1$). Sol de fondation : sable

Binquet Lee 1975	Bandes d'aluminium Sable : $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ Modèle : $L = \infty - B = 0,076 \text{ m}$	u/B	0,33	0,66	0,33	0,33	0,33
		D/B	1,33	1,66	1,00	1,67	2,00
		q kN/m ²	83	186	116	214	255
		N	4	4	3	5	6
		δ/B	0,08	0,07	0,07	0,07	0,07
		ϕ	42°				
		tg α	- 0,10	- 0,12	- 0,19	- 0,08	- 0,06
		u/B	0,66	1,00	1,00	1,33	1,67
		D/B	1,33	1,67	2,00	2,00	2,33
		q kN/m ²	116	128	148	141	120
Fragaszy Lawton Asgharza- Deh-Fozi 1983	Bandes d'aluminium Sable : $\gamma = 15,4 \text{ kN/m}^3$ Modèle : $L = \infty - B = 0,076 \text{ m}$	u/B	0,33				
		D/B	1,00				
		q kN/m ²	75	200			
		N	3				
		δ/B	0,1	0,22			
		ϕ	42°				
		tg α	- 0,04				
		u/B	0,15		0,07		
		D/B	1,08		0,47		
		q kN/m ²	75	244	85	390	
Denver Christensen Hansen Steenfeldt 1983	Grillage en PVC Sable : $\gamma = 15,5 \text{ kN/m}^3$ Modèle : circulaire	δ/D	0,10	0,10	0,10	0,10	
		Dm	0,065	0,065	0,15	0,15	
		ϕ	44°		41°		
		tg α	- 0,04			0,35	
		u/B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,5
		D/B	1,25	1,75	2,25	2,75	2,5
		q kN/m ²	142	136	139	139	223
		N	2	3	4	5	5
		δ/B	~ 0,1	~ 0,1	~ 0,1	~ 0,1	~ 0,1
		ϕ	40°				
Akinmusura Akinbolade 1981	Bandes de fibres tissées Espacement horizontal 0,5 Sable : $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ Modèle : $B = L = 0,1 \text{ m}$	u/B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,5
		D/B	1,25	1,75	2,25	2,75	2,5
		q kN/m ²	142	136	139	139	223
		N	2	3	4	5	5
		δ/B	~ 0,1	~ 0,1	~ 0,1	~ 0,1	~ 0,1
		ϕ	40°				
		tg α	- 0,16	- 0,16	- 0,13	- 0,13	- 0,9
		u/B	0,25	0,50	0,75	1	1,5
		D/B	2,25	2,50	2,75	3,00	3,50
		q kN/m ²	175	182	139	116	114
		N	5	5	5	5	5
		δ/D	~ 0,1	~ 0,1	~ 0,1	~ 0,1	~ 0,1
		ϕ	40°				
		tg α	- 0,12	- 0,11	- 0,13	- 0,12	- 0,11
		u/B	0,25	0,50	0,75	1	1,5
		D/B	2,25	2,50	2,75	3,00	3,50
		q kN/m ²	175	182	139	116	114
		N	5	5	5	5	5
		δ/D	~ 0,1	~ 0,1	~ 0,1	~ 0,1	~ 0,1
		ϕ	40°				

surface chargée. L'amplitude du tassement total n'est que légèrement réduite. Cependant, comme l'a montré JEWELL (1982), l'utilisation d'un géotextile s'étendant jusque sous les banquettes latérales a pour effet de restreindre encore plus les déplacements latéraux, et entraîne alors une diminution du tassement total. BOUTROUP et al. ont montré qu'en conditions non drainées ($v = 0,5$) les forces de traction qui se développent dans le géotextile sont plus grandes que celles obtenues dans des conditions drainées ($v = 0,33$).

GOURC et al. (congrès d'Helsinki) ont étudié expérimentalement le renforcement par une couche de géotextile reposant sur un sous-sol argileux. Le géotextile avait été placé à l'interface entre le sable et l'argile. Ils ont entre autres choses montré que sous charge-

ment statique le géotextile modifie le champ des déplacements dans le sous-sol argileux, ce qui a pour conséquence de réduire le tassement total et d'accroître la capacité portante.

La méthode de dimensionnement la plus couramment utilisée repose sur une analyse de la stabilité par glissement circulaire prenant en compte les forces de traction mobilisées dans les inclusions (JEWELL, 1982). QUAIST et al. (conférence d'Helsinki) considèrent que, lorsque l'on utilise un géotextile relativement déformable (déformation admissible de 5 %), ce géotextile suit les déplacements du sol notamment le long de la surface de rupture potentielle. Il en résulte que les forces de traction sont alors dirigées dans la direction de la surface de rupture.

3.4. Fondation en sols renforcés en place

3.4.1. Colonnes ballastées

L'utilisation de colonnes de sable ou de gravier pour renforcer un sol mou répond à trois objectifs :

1. accroître la capacité portante du sol de fondation ;
2. réduire les tassements et accélérer la consolidation du sol mou ;
3. accroître la stabilité générale d'ouvrages (murs, remblais) à fonder sur le sol mou.

Les colonnes jouent donc à la fois un rôle de renforcement grâce à leur résistance à la compression et au cisaillement et un rôle de drainage.

3.4.1.1. Considérations générales sur le comportement

L'utilisation la plus courante des colonnes ballastées est faite dans le but d'accroître la capacité portante d'un sol de fondation sur une surface relativement large. Le nombre des colonnes est généralement élevé et comme des pieux elles transfèrent les charges à une couche de meilleure portance. Mais, le comportement d'une colonne est très différent de celui d'un pieu dans la mesure où le mécanisme d'interaction est celui d'une expansion radiale confinée par le sol mou avoisinant comme cela a été expliqué au § 2.2.4.

Des expérimentations en vraie grandeur ont montré que, sous l'effet d'un chargement en surface soit par un remblai (VAUTRAIN, 1977; ABOSHI et al., 1979), soit par une fondation plus rigide (GOUGHNOUR et BAYUK, 1979) les tassements en surface du sol et des colonnes étaient pratiquement les mêmes. Il en résulte que la distribution de la charge est caractérisée par une concentration des contraintes verticales sur les colonnes. Le rapport de concentration des contraintes $n = \sigma_c / \sigma_s$ (où σ_c et σ_s sont les contraintes verticales respectivement dans la colonne et dans le sol mou) est un paramètre fondamental qui dépend de plusieurs facteurs, y compris le facteur de remplacement $a = A_c / A$ défini sur la figure 25.

Des études en laboratoire (ABOSHI et al., 1979) comme des expérimentations en vraie grandeur ont montré que la valeur habituelle de n en surface est généralement comprise entre 3 et 5. Cependant, comme l'a montré VAUTRAIN (1977), elle peut, dans le cas de sols particulièrement mous et hétérogènes, atteindre en profondeur des valeurs aussi élevées que 50.

Si les sols sont supposés élastiques, n est égal au rapport des modules de déformation de la colonne et du sol ($n = E_c / E_s$).

GOUGHNOUR et BAYUK (1979) ont montré que le frottement latéral à l'interface sol-colonne restait faible et n'affectait pratiquement pas l'état des contraintes dans le sol.

La mise en place des colonnes ballastées provoque une compression initiale latérale du sol et donc accroît la valeur du coefficient K_0 (GOUGHNOUR et al., 1979).

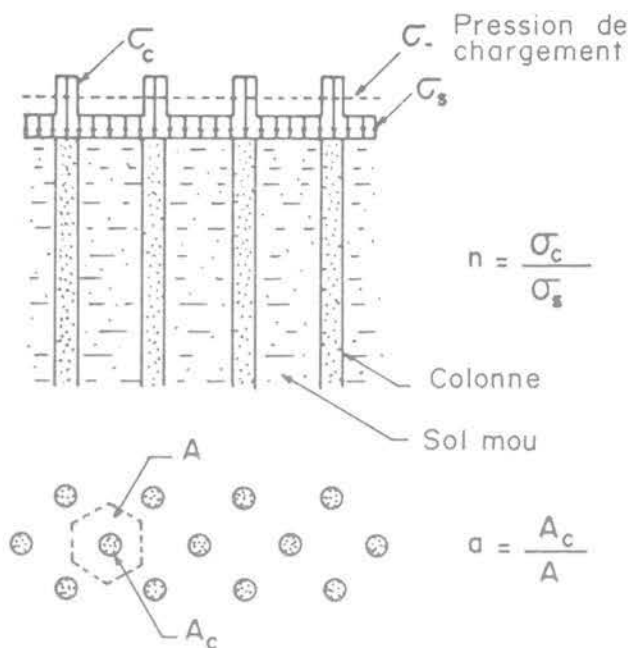


Fig. 25. — Paramètres de dimensionnement : coefficient de concentration de contrainte et facteur de remplacement.

3.4.1.2. Modélisation du comportement (capacité portante)

Deux types de modèles ont été développés. Le premier (POTTEUR, 1973; HUGHES et al., 1975; ABOSHI et al., 1979) ne tient pas compte de l'effet de groupe et considère des colonnes isolées, incompressibles et rigides-plastiques dans un sol rigide-plastique semi-infini. La pression de confinement radiale mobilisable σ_r peut être déterminée soit à partir d'un essai non drainé à l'appareil triaxial ($\sigma_r = 2C_u + \sigma_s$), soit à partir d'un essai pressiométrique ($\sigma_r = p_1$).

Dans le second type de modèle (PRIEBE, 1976; GOUGHNOUR et BAYUK, 1979) on considère le comportement d'une « cellule élémentaire » comprenant une colonne et le sol environnant. On suppose que cette cellule élémentaire est limitée latéralement par une paroi rigide et lisse et que les déformations verticales sont uniformes sur toute la hauteur. Ces modèles sont représentatifs d'un oedomètre à une colonne centrale et donnent une base plus rationnelle aux méthodes de dimensionnement.

PRIEBE suppose un comportement rigide-plastique et incompressible de la colonne combiné à un comportement élastique du sol. Il suppose également que l'état des contraintes dans le sol mou est isotrope ($K_0 = 1$) soit $\sigma_r = \sigma_s$. Dans ces conditions, le rapport de concentration des contraintes $n = \sigma_c / \sigma_s$ est une fonction du coefficient de Poisson ν et du coefficient de remplacement $a = A_c / A$. Comme l'indique la figure 26, n décroît avec $1/a$.

GOUGHNOUR et al. (1979) supposent que les colonnes ballastées sont linéairement élastiques, parfaitement plastiques à la rupture et incompressibles à l'état

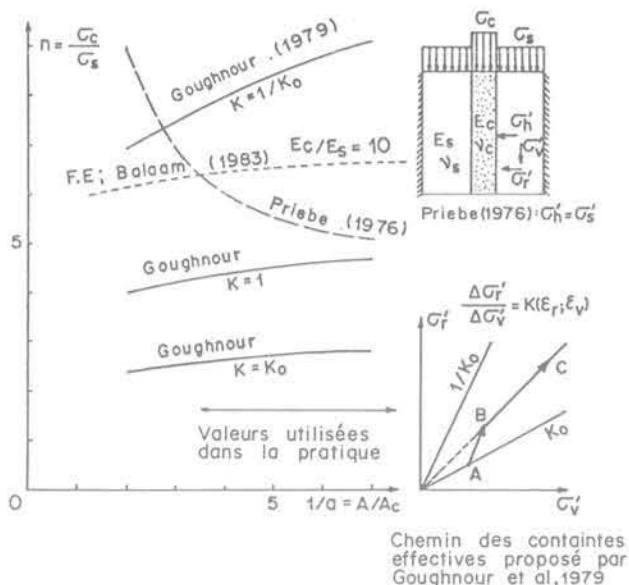


Fig. 26. — Concept de cellule élémentaire — comparaison entre différents modèles et la méthode des éléments finis.

plastique. Le sol confiné à l'intérieur de la cellule élémentaire est supposé avoir un comportement élastique non linéaire suivant un chemin de contraintes effectives qui dépend des déformations verticale et radiale ϵ_v et ϵ_r . Lorsque le coefficient de remplacement approche la valeur 1, le coefficient K , rapport de la contrainte effective radiale à la contrainte effective verticale, se rapproche de $1/K_0$. Pendant le chargement, le chemin des contraintes effectives est supposé être bilinéaire, comme l'indique la figure 26, et le coefficient K varie entre K_0 et $1/K_0$.

Suivant le niveau de la déformation, la colonne peut être soit dans un état élastique, soit dans un état de plasticité contenue. Dans ce dernier cas, n est fonction du facteur de remplacement a et de la valeur supposée de K . Les variations théoriques de n en fonction de $1/a$ pour différentes valeurs de K ($K = K_0$; $K = 1$ et $K = 1/K_0$) sont montrées sur la figure 26, où la valeur de K_0 a été prise égale à 0,6.

Il est intéressant de noter que, pour les valeurs de $1/a$ rencontrées dans la pratique ($4 < 1/a < 9$), les deux modèles donnent des résultats assez semblables pour $K = 1$, ce qui correspond bien aux observations expérimentales ($n = 3$ à 5).

BALAAM et POULOS (congrès d'Helsinki) ont réalisé une analyse du comportement de colonnes ballastées par la méthode des éléments finis. Ils ont supposé qu'à la fois les colonnes et l'argile avaient un comportement élasto-plastique, avec un critère de rupture, celui de Mohr Coulomb, et une loi d'écoulement plastique caractérisée par un angle de dilatance. L'interface sol-colonne est modélisée à partir d'éléments de contact qui permettent de prendre en compte soit une adhérence parfaite, soit un frottement pur, soit encore un frottement avec dilatance utilisant le concept de cellule élémentaire. Les auteurs ont montré qu'avec les caractéristiques de colonnes ballastées généralement

utilisées on obtenait pour des fondations flexibles uniformément chargées et reposant sur des colonnes ballastées des solutions presque égales aux solutions élastiques analytiques obtenues par BALAAM et BOOKER (1981) pour des fondations rigides uniformément chargées.

Ces auteurs ont également calculé les variations du rapport σ_s/σ en fonction du facteur de remplacement a pour différentes valeurs du rapport des modules d'élasticité E_c/E_s . D'après les résultats, la valeur de n est approximativement constante avec $1/a$ et varie d'environ 6 à 30 lorsque le rapport des modules E_c/E_s varie de 10 à 40 (fig. 26).

WALLAYS et al. (congrès d'Helsinki) ont utilisé le concept de cellule élémentaire et proposé la formulation d'un nouveau modèle en supposant que le sol et la colonne soient à la fois linéairement élastiques et parfaitement plastiques à la rupture et que leur compressibilité à l'état plastique puisse être calculée à partir de la solution de Vesic. Ils ont étudié à la fois les radiers rigides et flexibles. Ils ont déterminé les tassements et les contraintes dans la colonne et dans le sol à partir d'un calcul élasto-plastique classique. La colonne est supposée dans un état de plasticité contenue lorsque la déformation verticale dans cet état est plus grande que celle calculée pour la colonne à l'état élastique. Aucune application de ce modèle n'est présentée.

Bien que le premier type de modèles donne des solutions simples, qu'on peut rapprocher d'essais normalisés comme l'essai pressiométrique, l'hypothèse d'une mise en plasticité totale du sol entre les colonnes ne correspond pas à la réalité. Par ailleurs les valeurs de n calculées dans des conditions non drainées dépendent du niveau du chargement, ce qui ne correspond ni aux observations in situ, ni aux résultats obtenus en laboratoire (ABOSHI et al., 1979). L'opinion du rapporteur général est qu'il serait nécessaire de développer des modèles utilisant le concept de « cellule élémentaire » si l'on souhaite disposer de méthodes de dimensionnement réalistes et fiables.

3.4.1.3. Méthodes de dimensionnement

Le dimensionnement des colonnes ballastées, pour le renforcement d'un sol de fondation, doit répondre aux deux points suivants :

1. Dans la partie centrale de la zone chargée, le déplacement du sol est essentiellement vertical et le dimensionnement doit donner une estimation de la valeur du coefficient de réduction du tassement :

$$\beta = \frac{\text{tassement du sol de fondation renforcé}}{\text{tassement du sol non traité}}$$

2. Aux extrémités de la zone chargée, le déplacement latéral du sol de fondation peut être important et le dimensionnement doit alors donner une estimation de la stabilité locale vis-à-vis d'un glissement de type circulaire.

Plusieurs méthodes ont été proposées pour évaluer β : des méthodes empiriques (GREENWOOD, 1970; THORBURN, 1975), des solutions analytiques

(PRIEBE, 1976; ABOSHI et al., 1979; GOUGHNOUR et BAYUK, 1979) et des analyses par la méthode des éléments finis (BALAAM et al., 1977; MORGENTHAUER et al., 1978).

Les principaux paramètres de dimensionnement sont le rapport de concentration des contraintes n et le facteur de remplacement a .

ABOSHI et al. ont mis au point une solution analytique très simple qui repose sur l'hypothèse d'un tassement uniforme et qui donne :

$$\beta = \frac{1}{1 + (n - 1)a}$$

Des méthodes plus sophistiquées utilisent le concept de cellule élémentaire.

PRIEBE (1976) a considéré le cas d'une colonne incompressible et d'un sol élastique avec le concept de cellule élémentaire. C'est la raison pour laquelle sa solution donne la même valeur pour β .

GOUGHNOUR (congrès d'Helsinki) propose une théorie utilisant le modèle de la « cellule élémentaire » (GOUGHNOUR et al., 1979) défini précédemment. L'analyse incrémentale est faite en deux étapes : on suppose d'abord que la colonne est en état d'équilibre plastique contenu et que toutes les variations de volume sont transmises au sol compressible avoisinant. Cette hypothèse permet de calculer une valeur de la contrainte verticale. Puis la colonne est supposée avoir un comportement élastique linéaire, ce qui conduit à une deuxième valeur de la contrainte verticale. La contrainte verticale réelle est prise égale à la plus forte des deux valeurs précédentes. GOUGHNOUR donne par ailleurs des courbes utiles pour déterminer β .

VAN IMPE et DE BEER (congrès d'Helsinki) proposent une méthode de dimensionnement simple, pour estimer le coefficient β de réduction du tassement. Cette méthode utilise le modèle de « cellule élémentaire » en considérant respectivement les deux cas : 1) colonnes rigides-plastiques incompressibles ; 2) colonnes élastiques-linéaires. Dans les deux cas, le sol mou est supposé élastique. Cependant, les auteurs notent que le deuxième cas ne correspond pas au comportement habituel des colonnes ballastées. Leur solution pour le premier cas donne des coefficients de concentration des contraintes qui sont largement inférieurs et des coefficients de réduction de tassements qui sont largement supérieurs à ceux calculés dans la solution de PRIEBE (fig. 27 et 28).

Une analyse par la méthode des éléments finis a été effectuée par BALAAM et al. (1983). Les auteurs indiquent que la solution est en bon accord avec les solutions élastiques obtenues par BALAAM et BOOKER (1981) pour des fondations rigides uniformément chargées. Comme le montre la figure 28, les coefficients de réduction de tassements β obtenus en faisant varier le rapport des modules E_c/E_s de 10 à 40 correspondent bien à la solution de PRIEBE et les valeurs calculées de β sont largement inférieures à celles calculées à partir de la méthode empirique donnée par GREENWOOD. Les auteurs montrent

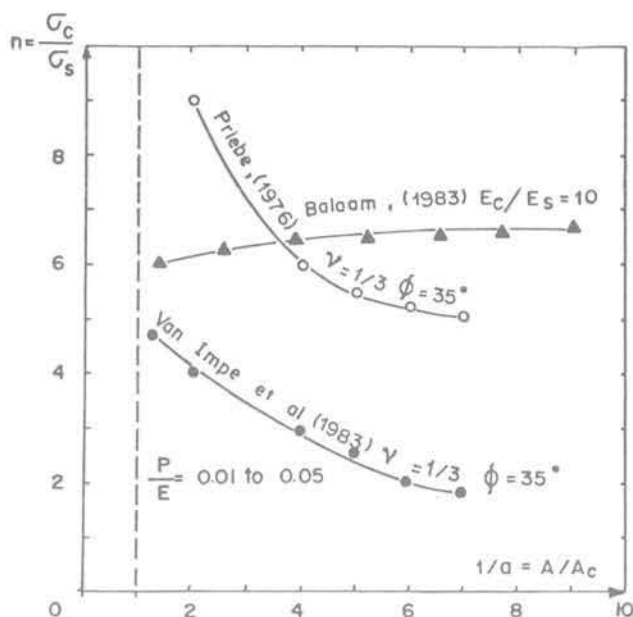


Fig. 27. — Variation théorique de n avec a .

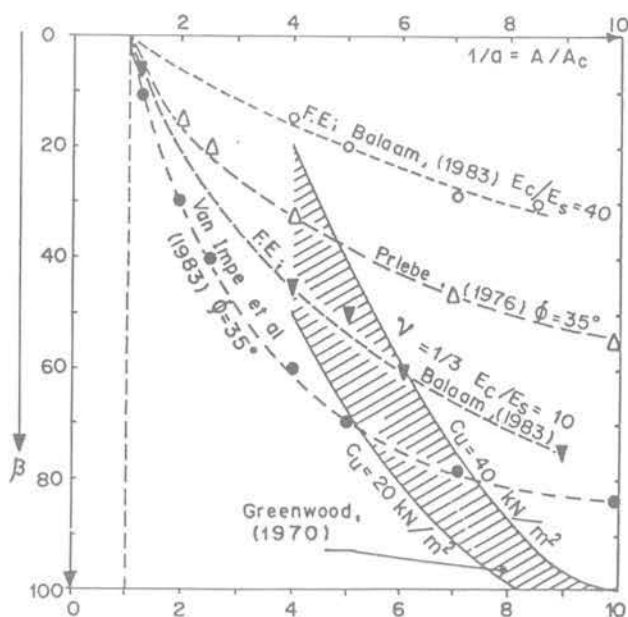


Fig. 28. — Variation théorique de β avec a .

également que les résultats obtenus par la méthode des éléments finis sont en bon accord avec les observations sur sites réels, et pourraient donc constituer une approche intéressante pour le dimensionnement des ouvrages.

L'analyse de la stabilité locale en rupture circulaire d'un sol renforcé par des colonnes ballastées sous un remblai est généralement faite de deux façons. La première méthode (ABOSHI et al., 1979) tient compte des contraintes de cisaillement mobilisées dans les colonnes le long de la surface de rupture et qui sont déterminées à partir du coefficient de concentration des contraintes. La deuxième méthode (PRIEBE, 1976)

considère des caractéristiques équivalentes pour la résistance au cisaillement (Φ^* et C^*) du matériau composite. Aucune communication traitant de cet aspect du dimensionnement n'a été présentée à ce congrès.

3.4.2. Micropieux

Les micropieux ont été largement utilisés, durant ces deux dernières décennies, soit pour des reprises en sous-œuvre, soit pour le renforcement des sols de fondation. Une très bonne synthèse des diverses applications de cette technique a été récemment écrite par LIZZI (1982). Le comportement des sols de fondation renforcés par micropieux a été étudié par LIZZI et CARNAVALE (1979) et par SCHLOSSER et JURAN (1979). Comme aucune communication traitant du comportement ou du dimensionnement des micropieux n'a été soumise à ce congrès, ces deux aspects ne seront pas développés dans ce rapport général.

4. ETUDES DE CAS ET CONTRÔLE

4.1. Etudes de cas

Dans le domaine du renforcement des sols, la pratique a presque toujours précédé le développement des méthodes de dimensionnement et des études de comportement.

En dépit des nombreuses études expérimentales en laboratoire ou théoriques par la méthode des éléments finis, des expérimentations en vraie grandeur s'avèrent toujours nécessaires en vue d'une meilleure connaissance du comportement des ouvrages. Ces expériences en vraie grandeur comme les observations sur ouvrages réels permettent par ailleurs de caler les méthodes de dimensionnement.

Parmi les différentes techniques discutées dans ce rapport général, la Terre Armée a fait l'objet de nombreuses recherches aussi bien en modèles réduits que dans des expérimentations en vraie grandeur. Par contre ces dernières sont plus rares quand il s'agit de techniques telles que: clouage, micropieux, colonnes ballastées, etc. Par ailleurs, leur interprétation est généralement rendue difficile par les hétérogénéités locales du sol en place. Cela donne d'autant plus d'intérêt aux études de cas détaillées et bien instrumentées.

Certaines communications présentées à ce congrès décrivent des expérimentations en vraie grandeur et des études de cas relatives à différentes techniques de renforcement: soutènements en Terre Armée et en sol cloué, stabilisation de talus et de pente par clouage avec mesures inclinométriques, fondations sur sols renforcés avec essais de chargement (radier renforcés, colonnes ballastées isolées ou en groupe).

Il est intéressant de noter que les méthodes de dimensionnement utilisées dans la Terre Armée et le

clouage ont fait l'objet de nombreuses comparaisons avec les observations sur ouvrages réels.

En revanche, le dimensionnement des colonnes ballastées présente des problèmes particuliers du fait de l'influence des méthodes d'exécution sur le comportement du sol renforcé. Leur dimensionnement reste de ce fait assez empirique et il est recommandé de réaliser des essais de chargement avant de définir le projet final. Bien que six communications présentées à ce congrès traitent d'applications de colonnes ballastées sous des réservoirs, des silos, et des radiers (COLLESELLI et al., GREEN et al., MAJORANA et al., ROMANA, BHANDARI) ainsi que sous des remblais (SOEIRO et al.) aucune comparaison entre prévisions et mesures n'a été faite dans ces différentes études de cas.

RANJAN et RAO décrivent l'utilisation de pieux granulaires compactés à l'aide d'un pilon pour le renforcement des sols frottants lâches en Inde. Une technique locale relativement économique a été mise au point pour installer et compacter manuellement les pieux en graviers ou en sable. Des essais sur des pieux isolés et en groupes, chemisés ou non, ont été réalisés. Les auteurs ont montré qu'un pieu isolé ou un groupe de deux ou trois pieux augmentaient de façon significative (1,5 à 4 fois) la capacité portante du sol non traité. Le chemisage procure encore une augmentation supplémentaire (de l'ordre de 1,5 fois). La réduction des tassements s'avère être d'environ 75 % pour un groupe de 3 ou 4 pieux et atteint 85 % lorsque les pieux sont chemisés. Cette dernière amélioration est en partie due au confinement provoqué par la chemise qui limite les pieux granulaires (cf.: fig. 29).

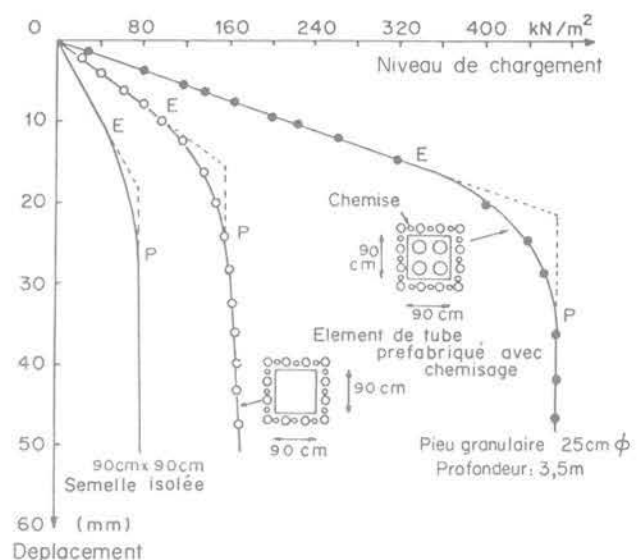


Fig. 29. — Courbes de chargement d'un groupe de pieux granulaires avec chemisage et d'une semelle isolée (Ranjan et Rao, 1983).

Deux communications présentées à ce congrès décrivent des applications particulières du renforcement des sols dans les structures côtières et offshore.

JEWEL et WISHART (1983) décrivent l'utilisation de matelas cellulaires, avec renforcement en grillages, associés à du géotextile pour empêcher l'écoulement du sable. Ces matelas cellulaires sont utilisés pour contenir et renforcer des remblais hydrauliques offshore. Ils peuvent être placés et remplis dans l'eau à partir d'une barge et permettent ainsi de réduire les pentes des remblais à 1:3. Dans un petit chantier de construction on a utilisé des renforcements verticaux en grillage de polymère associés à des géotextiles. Cette expérimentation a montré que le déplacement latéral d'un tel matelas de 3 m de hauteur a été de 15 à 18 cm, pour un remplissage très rapide par le sable (vitesse de remplissage $0,10 \text{ m}^3/\text{s}$), qui a été efficacement retenu par ce système. Après la mise en place des couches successives de matelas, le remplissage en sable du cœur de l'île a pu se poursuivre de façon continue.

SIMON et PERFETTI (1983) décrivent l'utilisation sous l'eau de géotextiles non tissés pour renforcer une couche de vases compressibles d'épaisseur 5,5 m et pour la séparer des matériaux de remblai dans la construction de l'allongement de la piste de l'aéroport international de Marseille. Le géotextile n'a pratiquement aucun effet ni sur l'amplitude ni sur le temps de tassement du remblai. Il a par contre empêché la contamination des matériaux de remblai et les ruptures locales, ce qui a conduit à un tassement général beaucoup plus uniforme en permettant un contrôle plus efficace de la consommation de remblai.

4.2. Contrôle

Le contrôle dans le renforcement des sols concerne généralement les aspects suivants:

1. le contrôle du matériau de remblai, lorsqu'il s'agit de renforcement de sol rapporté comme dans la Terre Armée;
2. le contrôle de la qualité de l'inclusion lorsqu'elle est réalisée en place, ce qui est le cas des colonnes ballastées;
3. le contrôle de la durabilité de l'inclusion dans le cas des ouvrages permanents (corrosion de l'acier ou dégradation des plastiques et des géotextiles);
4. le contrôle de l'interaction sol-inclusion mobilisable (essais d'extraction dans les soutènements en Terre Armée et particulièrement en clouage, essais de chargement des colonnes ballastées);
5. le contrôle de l'amélioration due au renforcement: mesures des tassements dans les fondations, mesures des déplacements dans la stabilisation des pentes, mesures de l'amélioration des propriétés mécaniques du sol autour des colonnes ballastées.

Certaines communications présentées à ce congrès traitent de ces divers aspects.

BATTELINO et al. (1983) décrivent les résultats d'une expérimentation intéressante sur un mur en Terre Armée de 3,5 m de hauteur, construit avec un matériau de remblai en limon, contenant 80 % de fines

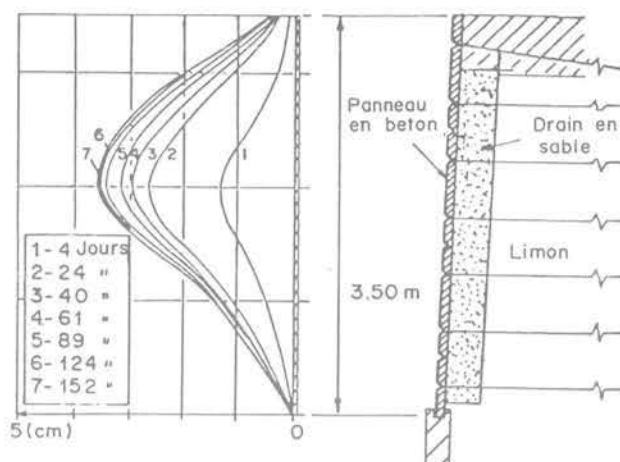


Fig. 30. — Déplacement latéral du parement d'un mur en Terre Armée construit avec un remblai limoneux (Battelino, 1983).

inférieures à $80 \mu\text{m}$ et 40 % de fines inférieures à $15 \mu\text{m}$. Ces proportions de fines sont largement supérieures à celles admises dans les spécifications habituelles des ouvrages en Terre Armée.

Comme le montre la figure 30, le parement a subi des déplacements latéraux durant et après la construction par suite du fluage du sol. Ces déplacements ont été limités à la base et à la partie supérieure du mur et ont atteint 3,5 cm au centre. Si les déplacements avaient été libres en tête, ils auraient certainement atteint des valeurs plus importantes.

CARTIER et GIGAN (1983) décrivent des essais d'extraction de tubes pour mesurer le frottement sol-renforcement dans un soutènement par clouage (fig. 5a). La procédure d'essais est similaire à celle proposée par BUSTAMANTE (1977) pour l'essai de chargement de tirants précontraints. Dans cet essai la charge est contrôlée et appliquée par étapes avec des paliers d'une durée de 4 à 8 mn. Cette procédure permet de déterminer la charge de fluage et la charge limite. Elle est différente de celle utilisée dans la Terre Armée où l'essai d'extraction se fait à vitesse de déplacement constante, de l'ordre de quelques millimètres par minute. L'essai d'extraction à vitesse contrôlée permet de déterminer la valeur du pic, celle à l'état résiduel, et donc l'effet de ramollissement qui suit éventuellement le pic.

Certaines communications présentées à ce congrès (COLLOSELLI et al., RANJAN et RAO, BHANDARI) décrivent des essais de chargement réalisés sur des colonnes ballastées isolées ainsi que sur des groupes de colonnes. Ces essais montrent que le comportement (module de déformation équivalent et capacité portante limite) d'une colonne isolée est similaire à celui d'un groupe de colonnes pour une même valeur du coefficient de remplacement. Lorsque la colonne ballastée est réalisée par vibro-remplacement, ce qui a pour effet de densifier le sol avoisinant, l'efficacité du traitement peut être contrôlée par des essais de pénétration statique, des essais au SPT ou autres.

CONCLUSIONS

En conclusion de ce rapport général, on peut citer les points suivants :

1. D'une technique à l'autre les connaissances sur le comportement d'un sol renforcé sont variables. Si le comportement de la Terre Armée est bien connu, celui des sols de fondation renforcés par micropieux est encore limité. Des recherches s'avèrent nécessaires tant en laboratoire que sur des ouvrages réels.
2. La déformabilité de l'inclusion est un paramètre important qui gouverne le comportement des sols renforcés. La nature et les propriétés mécaniques des divers types de matériaux utilisés pour les inclusions doivent donc être choisies judicieusement en fonction des objectifs assignés à l'ouvrage.
3. Les méthodes de dimensionnement utilisées actuellement sont des méthodes à l'équilibre limite. Des tentatives ont été faites pour tenir compte des déformations correspondant aux charges de service mais elles restent encore d'application limitée.
4. Les difficultés de modélisation des sols renforcés et l'influence des techniques d'exécution ont conduit à utiliser des méthodes de dimensionnement parfois encore assez empiriques. Dans le domaine des fondations (micropieux et colonnes ballastées) il faut inclure dans le dimensionnement des essais de chargement afin de mieux garantir la sécurité. Pour le clouage, des essais d'extraction sont nécessaires pour évaluer correctement le frottement sol-barre.
5. Compte tenu du caractère empirique de certains paramètres de dimensionnement (facteurs de concentration de contraintes dans les colonnes ballastées par exemple) les ouvrages en sol renforcé doivent souvent être instrumentés afin de mieux contrôler leur comportement. Par ailleurs, du fait de l'influence de la méthode de construction sur le comportement de ces ouvrages, des spécifications s'avèrent nécessaires pour chaque type de renforcement.

COMMUNICATIONS SOUMISES AU CONGRÈS D'HELSINKI

- ANDRAWES, K.Z. et al. — *The behaviour of a geotextile reinforced sand loaded by a strip footing.*
- BOUTROUP, E. et al. — *Analysis of embankments on soft ground reinforced with geotextiles.*
- BALAAM, N.P. and POULOS, H.G. — *The behaviour of foundations supported by clay stabilization by stone columns.*
- BHANDARI, R.K.M. — *Behaviour of a tank founded on soil reinforced with stone columns.*
- BATTELINO, D. — *Some experience in reinforced cohesive earth.*
- BATEREAU, C. et al. — *Improvement of ground through the application of geotextile.*

- COLLESELLI, F. et al. — *Improvement of soil foundation by vibratory methods.*
- CARTIER, G. and GIGAN, J.P. — *Experiments and observations on soil nailing structures.*
- CHABAL, J.P. et al. — *A novel reinforced fill dam.*
- DENVER, H. et al. — *Reinforcements of cohesionless soil by P.V.C.-grid.*
- FRAGASZY, R. et al. — *Bearing capacity of reinforced sand.*
- GUILLOUX, A. et al. — *Experiences on a retaining structure by nailing in moraine soils.*
- GÄSSLER, G. and GUDEHUS, G. — *Soil nailing, statistical design.*
- GOURC, J.P. et al. — *Unsurfaced roads on soft subgrade mechanism of geotextile reinforcement.*
- GOUGHNOUR, R.R. — *Settlement of vertically loaded stone columns in soft ground.*
- GREEN, P.A. and PADFIELD, C.J. — *A field study of ground improvement using vibroflotation.*
- JURAN, I. et al. — *Study of soil-bar interaction in the technique of soil-nailing.*
- JOHN, N.W.M. and PETLEY, D.J. et al. — *Instrumentation of reinforced soil walls.*
- JEWELL, R.A. and WISHART, S.J. — *Underwater construction using reinforced hydraulic fill.*
- KOIVUMAKI, O. — *Friction between sand and metal.*
- KREBS OVESEN, N. et al. — *Centrifuge tests of embankments reinforced with geotextiles on soft clay.*
- KIM, Y.S. et al. — *Oil storage tank foundation on soft clay.*
- LIZZI, F. — *Reticulated root piles for the improvement of soil resistance, physical aspects and design approaches.*
- MAJORANA, C. et al. — *Prediction of the settlement of steel petroleum tanks resting on stone columns reinforced soil.*
- MARCZAL, L. — *Measurements on reinforced soil structures.*
- PATEL, N.M. and PALDAS, M. — *Cyclic load tests on the reinforced foundation sand beds.*
- QUAST, P. et al. — *Polyester reinforcing fabric mats for the improvement of embankment stability.*
- RANJAN, G. and RAO, B.G. — *Skirted granular piles for ground improvement.*
- ROMANA, M. — *Settlement control with gravel columns under oil tanks.*
- SCHARIE, P. — *Experiments on plastic reinforced sand masses.*
- SIMON, A. and PERFETTI, J. — *Use of a geotextile on a clayey sea bed.*
- SOEIRO, F.A. and DOS SANTOS, M.P. — *Design and behaviour of an iron ore storage yard on sensitive clay foundation.*
- VAN IMPE, W. and DE BEER, E. — *Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns.*
- VANICEK, I. — *Laboratory investigation on the geotextile reinforcement on subsoil stability.*

- WINTER, H. and GUDEHUS, G. et al. — *Stabilization of clays slopes by piles*.
- WALLAYS, M. et al. — *Load transfer mechanism in soils reinforced by stone or sand columns*.
- ZHENG DATONG et al. — *Dynamic analysis of the machine pile foundation by considering the effect of embedment*.

BIBLIOGRAPHIE

- ABOSHI et al. — *A method to improve characteristic of soft clays by inclusion of large diameter sand columns*. Colloque Int. sur le Renforcement des Sols, Paris, 1979.
- AKINMUSURU, J.O. et al. — *Stability of loaded footings on reinforced soil*. Journal of the geotechnical engineering. Division A.S.C.E. 107, GT6 1981.
- ANDRAWES, K.Z.; MCGOWN, A. — *The influence of non-woven fabric inclusions on the strain behaviour of a soil mass*. Proc. Int. Conf. on the use of fabrics in Geotextiles, Paris 1977, vol. 1.
- ANDRAWES, K.Z. et al. — *Alteration of soil behaviour by the inclusion of materials with different properties*. Ground Engineering, sept. 1978, Paris.
- BAKER et al. — *Compaction grouting to limit ground movements. Instrumented case history evaluation of the Bolton Hill Tunnels*. Departement of Commerce, National Technical Information Service, 1981.
- BACOT, J. — *Contribution à l'étude du frottement entre une inclusion souple et un matériau pulvérulent: cas de la Terre Armée*. Thèse de Doctorat d'Etat, Lyon, 1981.
- BAGUELIN, F.; FRANK, R.; SAID, Y. — *Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles*. Géotechnique, vol. 27 n° 3, sept. 1977.
- BAGUELIN, F. et al. — *Quelques résultats théoriques sur l'essai d'expansion dans les sols et sur le frottement latéral des pieux*. Bull. de liaison Labo. P. et Ch. n° 78, juillet-août 1975.
- BAGUELIN, F.; JEZEQUEL, J. et al. — *Expansion de sondes cylindriques dans les sols cohérents*. Bull. liaison Labo. P. et Ch. 61, sept.-oct. 1972.
- BROMS, B.B. — *Lateral resistance of piles in cohesive soils*. Journal of soil mechanics and foundations. A.S.C.E. 90, March 1964.
- BROMS, B.B. — *Lateral resistance of piles in cohesionless soils*. Journal of soil mechanics and foundations. A.S.C.E. 90, May 1964.
- BROMS, B.B. and BROMAN, P. — *Stabilization of deep cuts with lime columns*. Proc. 6th European Conf. Soil Mech. and Foundations Eng., Vienna.
- BASSETT, R.H. and LAST, N.C. — *Reinforcing earth below footings and embankment*. Int. Sym. on earth reinforcement, Pittsburg 1978.
- BRINCH HANSEN, J. — *The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces*. The danish geotechnical institute. Bulletin n° 12, 1961.
- BRINCH HANSEN LUNDGREN — *Hautprobleme der Bodenmechanik* Springer Verlag, Berlin 1960.
- BUSTAMANTE, H. et al. — *Comportement des tirants précontraints dans une argile plastique*. Session spéciale n° 4. Congrès Int. de Mécanique des Sols, Tokyo 1977.
- BALAAM, N.P. et al. — *Settlement analysis of soft clays reinforced with granular piles*. 5^e Congrès asiatique de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Bangkok, 1977.
- BALAAM, N.P.; BOOKER, J.R. — *Analysis of rigid rafts supported by granular piles*. Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 5, 1981.
- BINQUET, J. and LEE, K.L. — *Bearing capacity tests on reinforced earth slabs*. Journal of the Geotechnical Eng. Div. A.S.C.E. 101 GT 12, 1975.
- BINQUET, J. and LEE, K.L. — *Bearing capacity analysis on reinforced earth slabs*. Journal of the geotechnical Eng. Div. A.S.C.E. 101 GT 12, 1975.
- BUTTERFIELD, R. et al. — *A stereo-photogrammetric technique for measuring displacement field*. Geotechnique 203, 1970.
- COYNE, A. — *Murs de soutènement et murs de quai à échelle*. Le Génie Civil 1 et 15 mai 1945.
- FUKUMOTO, Y. — *Researches on the behaviour of piles for preventing landslides*. Journal of E.S.C.M.F.E., vol. 12, n° 2, 1972.
- FUKUMOTO, Y. — *On the method of piling for preventing landslides*. Journal of landslides, vol. 11, n° 2, 1974.
- FUKUMOTO, Y. — *The behaviour of piles for preventing landslides*. Journal of J.S.S.M.F.E., vol. 16, n° 2, 1976.
- FUKUOKA, M. — *Fabric retaining walls*. Second Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas (U.S.A.), 1982.
- GUILLOUX, A.; SCHLOSSER, F. — *Etude du frottement sol armature en laboratoire, étude du frottement sable-armature en modèle réduit*. Int. Conf. on soil mech. and found. Eng., Stockholm, 1981.
- GOUGHNOUR, R.R. and BAYUK, A.A. — *Analysis of stone column soil matrix interaction under vertical load*. Colloque Int. sur le renforcement des sols, E.N.P.C.-L.C.P.C., Paris 1979.
- GOUGHNOUR, R.R. and BAYUK, A.A. — *A field study of long term settlement of bads supported by stone columns in soft ground*. Coll. Int. sur le renforcement des sols, Paris 1979.
- GREENWOOD, D.A. — *Mechanical improvement of soils below ground surface*. Proc. Conf. on Ground Eng. Inst. of Civil Eng. 11-22, London, 1970.
- GIROUD, J.P. and NOIRAY, L. — *Geotextile, reinforced unpaved road design*. Journal of the Geotechnical Eng. Div. A.S.C.E., Vol. 107 GT 9, 1981.
- HUGUES, J.M.O. et al. — *A field trial of the reinforced effect of a stone column in soil*. Geotechnique XXV n° 1, March 1975.
- HANSEN, J.B. — *A revised and extended formula for bearing capacity*. Danish Geot. Inst. Bull. n° 18, 1970.
- ITO, T. and MATSUI, T. — *Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles*. Soils and foundations vol. 15, n° 4.

- International Symposium on soft clay, Bangkok, 1977.
- International conference on soil reinforcement, Paris 1979.
- International European Conference on S.M.F.I., Stockholm, 1981.
- International Symposium on Soil and Rock Improvement, Bangkok, 1982.
- JURAN, I. — *Dimensionnement interne des ouvrages en Terre Armée*. Thèse de docteur-ingénieur, Paris 1977.
- JURAN, I. et al. — *Le renforcement des sols par barres passives*. Proc. of the Int. Conf. on soil mech. and found. Eng., Stockholm, 1981.
- JEWELL, R.A. — A dissertation submitted for the degree of Doctor of Philosophy at Cambridge University, March 1980.
- JEWELL, R.A. — A limit equilibrium design method for reinforced embankments on soft foundations. Second Int. Conf. of Geotextiles, Las Vegas (U.S.A.), 1982.
- KERISEL, J. et al. — *Expérimentation d'un mur à ancrages multiples*. Proc. of the 10th Conf. on soil mech. and found. Eng., Stockholm, 1981.
- KERISEL, J. — *Théorie du cloutage et application au pont de Puteaux*. Rapport interne S.I.M.E.C.S.O.L., Paris 1976.
- KINNEY, T. — Small scale load tests on a soil — Geotextile — aggregate system. 2th Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas 1982.
- LEFLAIVE, E. — The reinforcement of granular materials with continuous fibers. Second Int. Conference on Geotextiles, Las Vegas (U.S.A.) 1982.
- LIZZI, F. et al. — *Les «réseaux de pieux racines» pour la consolidation des sols, aspects théoriques et essais sur modèles*. Int. Conf. on soil reinforcement, Paris 1979.
- LIZZI, F. — *Static restoration of monuments*. Sagep Publisher, 1982.
- LEINENKUGEL, H.J. — *Deformations und Festigkeitssver halten bindiger Erdstoffe. Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Deutung*. Veröffentl. Inst. f. Bodenmech. u. Felsmech. 66, Karlsruhe 1976.
- LUNDGREN, H.; MORTENSEN, K. — *Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footing in sand*. Proc. 3rd I.C.S.M.F.E., Zürich 1953.
- MURRAY, R.T. — *Fabric reinforced earth walls: development of design equations*. Transport and road research laboratory 1981, supplementary report 1976.
- MORGENTHALER, M. et al. — *Colonnes ballastées, essais de chargement et calculs par la méthode des éléments finis*. Revue française de géotechnique, n° 5, nov. 1978.
- MATLOCK, H. and REESE, L.C. — *Generalized solutions for laterally loaded piles*. J. of soil mechanics and found. A.S.C.E. 86, oct. 1960.
- MATLOCK, H. — *Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay*, Offshore Technology Conference paper n° O.T.C. 1204, 1970.
- MENARD, L.; and ROUSSEAU, J. — *L'évaluation des tassements tendances nouvelles*. Sols-Soils 1, 1962.
- MENARD, L. — *Comportement d'une fondation profonde soumise à des efforts de renversement*. Sols-Soils 3, 1962.
- MENARD, L. et al. — *Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations. Contraintes et déformations dans un pieu soumis à des efforts horizontaux*. Notice spéciale n° 2 D/62/69, Centre d'Études Géotechniques, Paris.
- McGOWN, A. — *Discussion*. VII E.C.S.M.F.E. Brighton 1979.
- MILOVIC, D. — *Field load tests on reinforced soil*. Int. Conf. Soil Reinforcement, Paris 1979.
- NIEUWENHUIS, J.D. — *Membranes and bearing capacity of road bases*. Proc. Int. Conf. use of fabrics in Geotechnics, Paris 1977.
- POTEUR, M. — *Improvement of the bearing capacity of cohesive soils by immersion vibration*. Baumaschine und Bautechnik n° 10, 1973.
- PRIEBE, H. — *Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopverdichtung verbesserten Baugrundes*. Die Bautechnik, (53), 5, 1976.
- ROMSTAD, K.M.; HERRMAN, L.R. et al. — *Integrate study of reinforced earth, theoretical formulation*. Journal Geotech. Eng. Div. A.S.C.E. vol. 102, GTS 1976.
- Symposium on earth reinforcement, Pittsburg 1978.
- Seventh European Conference on soil Mechanics and foundation Eng. Brighton 1979.
- Second Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas, 1982.
- STOCKER, M.F. et al. — *Soil nailing*. International Conf. on soil reinforcement, Paris 1979.
- SHEN, C.K. et al. — *An in-situ earth reinforcement lateral support system, a report prepared for the national science foundation*. March 1981.
- SOMMER, H. — *Stabilization of creeping slope in clay with stiff element*. Proc. of the 7th European Conf. on soil mech. and Found. Eng. Brighton, Sept. 79.
- SCHLOSSER, F. and LONG, N.T. — *Comportements de la Terre Armée dans les ouvrages de soutènement*. V. E.C.S.M.F.E. Madrid 1972.
- SCHLOSSER, F. and VIDAL, H. — *La Terre Armée*. Bull. de liaison des lab. routiers des Ponts et Chaussées n° 41, Paris 1969.
- SCHLOSSER, F. and LONG, N.T. — *Recent results in french research on reinforced earth*. Journal of the construction Div. A.S.C.E. vol. 100 Co 3 1974.
- SCHLOSSER, F.; GUILLOUX, A. — *Le frottement dans le renforcement des sols*. Revue française de géotechnique n° 16, août 1981.
- SCHLOSSER, F. et al. — *Dimensionnement des ouvrages en Terre Armée par la méthode de l'équilibre local*. Int. Conf. on soil reinforcement, Paris 1979.
- SCHLOSSER, F. and JURAN, I. — *Design parameters for artificially improved soils*. General report, Proc. 7th E.C.S.M.F.E., Brighton.

- SCHLOSSER, F. — *Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en Terre Armée et par clouage des sols.* Paper accepted publication by the I.T.B.T.P., Paris 1983.
- THORBURN, S. — *Building structures supported by stabilized ground.* Géotechnique 25, 1.
- VAUTRAIN, J. — *Mur en Terre Armée sur colonnes ballastées.* Int. Symp. on soft clays, Bangkok, 1977.
- WERNICK, E. — *Stress and strains on the surface of anchors.* Revue française de géotechnique n° 3, janvier 1978.
- YAHIRO, T.; YOSHIBA, M. — *Induction grouting method utilizing high speed water jet.* Proc. 8th I.C.S.M.F.E. (4.3), Moscow.
- YAMADA, K. et al. — *Real conditions of landslide and slope failure and its countermeasure.* Sankaido, Tokyo, 1971.

