

# Remblais sur sol compressible et inclusions rigides. Amélioration de l'approche du dimensionnement

**O. COMBARIEU**

Ingénieur ESTP  
HDR Université de Caen

## Résumé

Cet article présente une étude du comportement d'un remblai frottant reposant sur un groupe d'inclusions renforçant un sol compressible. L'existence de plans d'égal tassement vertical dans le remblai conduit à introduire, au-dessus des têtes d'inclusions, la notion de hauteur active où se concentrent les efforts qui leur sont transmis. Il est proposé une modification de la méthode de dimensionnement publiée en 1988, ce qui permet un calcul plus réaliste de la contrainte résiduelle en surface du sol compressible et de l'effort en tête. Les répercussions en sont examinées, quant au comportement complet du réseau et particulièrement sur l'intensité des tassements obtenus qui constituent l'objectif recherché par le renforcement. Est étudiée l'incidence, sur l'efficacité du groupe, de la qualité du matériau de remblai par le biais de son module et de son éventuelle cohésion. Le dimensionnement de la pointe des inclusions dans le sol porteur est abordé.

*Mots-clés:* remblai, sol compressible, inclusions rigides, contrainte résiduelle, effort en tête, effort global, frottement négatif, hauteur active, tassement, module, cohésion.

# Fill on soft soil and rigid inclusions. New design approach

## Abstract

This paper presents a study of the behaviour of granular fill on compressible soil improved by a group of rigid inclusions. The existence, in the fill, of equal settlement planes, leads to introduce, above inclusions heads, the notion of active height where transmitted strengths are concentrated. A modification of 1988 design method is proposed, which leads to more realist residual stresses on soft soil. Incidences are examined on the whole group behaviour and particularly on values of settlement which are the final researched objective in improvement. The quality of fill, depending of modulus and cohesion, and the inclusions tip design in bearing soil are studied.

*Key words:* fill, soft soil rigid inclusions, residual stress, head strength, total strength, negative skin friction, active height, settlement, modulus, cohesion.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> août 2008.

## Introduction

Le dimensionnement d'un groupe d'inclusions rigides destiné à éliminer les tassements excessifs d'un sol compressible chargé nécessite le calcul des divers efforts, moteurs ou résistants, qui se développent tout le long de l'inclusion, depuis sa tête jusqu'à sa pointe.

La figure 1 schématise les utilisations les plus courantes d'un tel système de renforcement d'un sol.

L'inclusion, si elle présente une analogie évidente avec un pieu traditionnel, s'en distingue néanmoins par la nature de l'effort qui est appliqué en tête. Pour le pieu, l'effort est transmis directement par l'intermédiaire d'une liaison rigide ; c'est une donnée du projet qui conduit au dimensionnement de la fondation : longueur, diamètre. Pour l'inclusion, l'effort est une inconnue, à déterminer, transmis via un mécanisme complexe, par un sol reconstitué et souple. La nature de l'effort recherché s'apparente donc à celle des efforts transmis aux pieux lors des déplacements horizontaux ou verticaux du sol autour de ceux-ci. Ce dernier cas de figure, entraînant le phénomène de frottement négatif, est à la base des méthodes de calcul des inclusions que nous avons développées (Combarieu, 1988 ; Combarieu, 1990).

L'intensité des efforts à calculer est très dépendante des caractéristiques du sol, de son comportement et de l'amplitude des déformations relatives. Les mécanismes d'interaction sont complexes et si les lois rhéologiques de comportement du sol peuvent aider à mieux les appréhender en utilisant le calcul aux éléments finis, la détermination de l'intensité des efforts se heurte à la difficulté d'obtention des paramètres qui caractérisent le(s) sol(s) et qu'il y a lieu d'introduire dans les modèles. Aussi des méthodes plus simples restent et resteront-elles indispensables, surtout, si confrontées à des résultats expérimentaux, elles s'avèrent pertinentes et donc suffisantes.

On se propose d'examiner dans ce qui suit le comportement du matériau d'apport (remblai, matelas) au contact de la tête d'une inclusion au sein d'un groupe. L'analyse faite conduit à proposer une amélioration de la méthode de calcul que nous avons publiée il y a vingt ans (Combarieu, 1988).

## Rappel du calcul de l'effort en tête et de la contrainte au sol (méthode 1988)

On considère un groupe d'inclusions rigides verticales, à maillage carré, traversant un sol compressible et s'arrêtant sur un horizon résistant. L'ensemble est uniformément surchargé par un remblai infiniment étendu d'épaisseur constante. La notation des différentes données utilisées en 1988 est rappelée sur la figure 2. Le côté de la maille vaut  $2d$  ; pour les besoins du calcul, elle est remplacée par une maille circulaire

équivalente  $2b$ , tel que  $b/R = d/R \sqrt{\frac{4}{\pi}}$  où  $R$  est le rayon de la section droite de l'inclusion circulaire. Le remblai d'épaisseur  $h_r$ , de poids volumique  $\gamma_r$ , d'angle de frottement  $\varphi_r$ , amène avant mise en place des inclusions la contrainte  $\gamma_r h_r$  en surface du sol compressible.

Ce dernier est d'épaisseur  $H_s$ , de poids volumique déjaugé  $\gamma'$  et est supposé saturé (nappe en surface). Les paramètres nécessaires au calcul des efforts moteurs (frottement négatif) sont  $K \tan \varphi_r$  et  $\lambda_r = 0$  (coefficient d'accrochage) pour le remblai et  $K \tan \delta$  et  $\lambda_s$  pour le sol.

L'effort transmis à la tête de l'inclusion au niveau  $z' = h_r$  (ou bien  $z = 0$ ) résulte du frottement négatif supposé s'exercer tout le long du fût d'une colonne fictive de remblai, prolongeant, sur la hauteur  $h_r$ , le fût de l'inclusion. L'adoption d'un tel mécanisme implique un déplacement relatif suffisant entre cette colonne et le remblai alentour qui accompagne le tassement du sol mou.

Dans ces conditions, le respect de l'équilibre des efforts dans un plan horizontal conduit à l'expression de la contrainte verticale dans le plan  $z'$ , uniforme du fait de l'accrochage maximum ( $\lambda_r = 0$ ) :

$$q(z') = \frac{\gamma_r}{m_r} (1 - e^{-m_r z'}) \quad \text{avec} \quad m_r = \frac{2RK \tan \varphi_r}{b^2 - R^2}$$

A la surface du sol naturel ( $z = 0$ ), entre les inclusions, la contrainte résiduelle est donc :

$$q_s = q(h_r) = \frac{\gamma_r}{m_r} (1 - e^{-m_r h_r}) \quad (1)$$

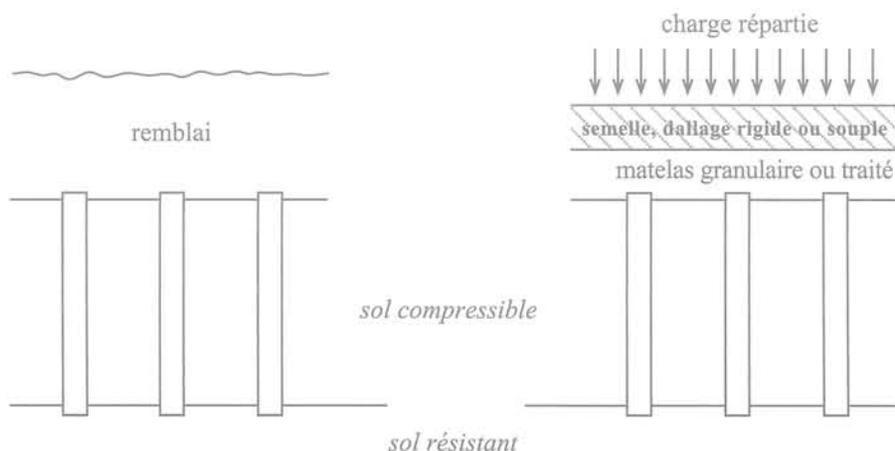


FIG. 1 Cas d'utilisation des inclusions rigides. Utilisation of rigid inclusions.

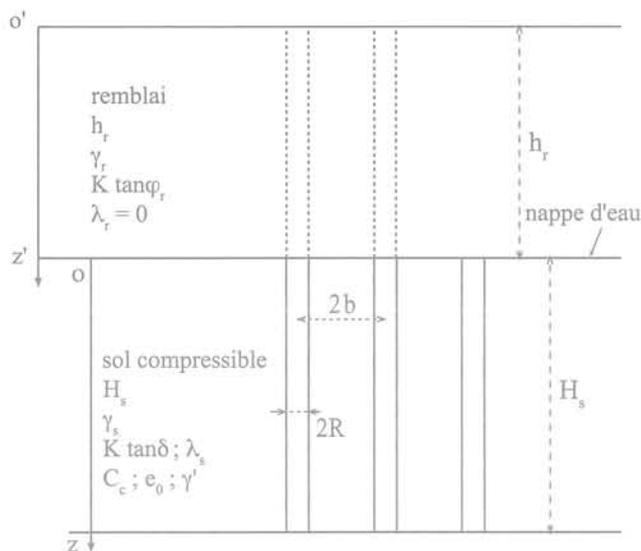


FIG. 2 Remblai sur sol renforcé par inclusions rigides (Combarieu, 1988)  
Fill improvement by rigid inclusions (Combarieu, 1988).

Et l'effort transmis à la tête de l'inclusion vaut :

$$Q = \pi b^2 \gamma_r h_r - \pi (b^2 - R^2) q(h_r) \quad (2)$$

Pour \$R\$ et \$K \tan \varphi\_r\$ fixés, l'étude des variations de \$q(h\_r)\$ et \$Q\$ avec \$b/R\$ conduit aux deux courbes représentées sur la figure 3. Pour \$b = R\$, valeur pour laquelle il y a recouvrement complet du sol par les têtes, \$q(h\_r) = 0\$ et \$Q = \pi R^2 \gamma\_r h\_r\$. Pour \$b\$ augmentant indéfiniment, (1) et (2) tendent respectivement vers \$\gamma\_r h\_r\$ et

$$Q_{MAX} = 2\pi R K \tan \varphi_r \gamma_r \frac{h_r^2}{2} \quad \text{qui est la valeur classique}$$

connue du frottement négatif. Cette valeur \$Q\_{MAX}\$ est une borne supérieure pour la charge en tête d'une inclusion. Mais la valeur \$\pi b^2 \gamma\_r h\_r\$, charge d'influence pour chaque inclusion, constitue à l'évidence une borne supérieure pour \$Q\$ meilleure que la précédente tant que \$\pi b^2 \gamma\_r h\_r\$ est infé-

rieur à \$Q\_{MAX}\$ c'est-à-dire tant que \$\frac{b^2}{R^2} < \frac{h\_r}{R} K \tan \varphi\_r\$.

Dans la pratique des projets de remblais de hauteurs les plus fréquentes (5 à 10 m), les valeurs courantes de \$b/R\$ sont faibles et la valeur de \$Q\$ s'avère assez proche de \$\pi b^2 \gamma\_r h\_r\$, qui peut dans ces conditions être éventuellement choisie pour le dimensionnement de l'inclusion.

### 3

## Proposition d'une méthode modifiée 2007

L'expression (1) \$q(h\_r) = \frac{\gamma\_r}{m\_r} (1 - e^{-m\_r h\_r})\$ donne rapi-

dement une contrainte résiduelle constante \$\frac{\gamma\_r}{m\_r}\$ dès que

\$h\_r\$ est suffisamment grand, et en l'occurrence dès que, pratiquement \$m\_r h\_r > 3\$. Au-delà de \$h\_r\$ ainsi défini, toute la charge supplémentaire est théoriquement reprise

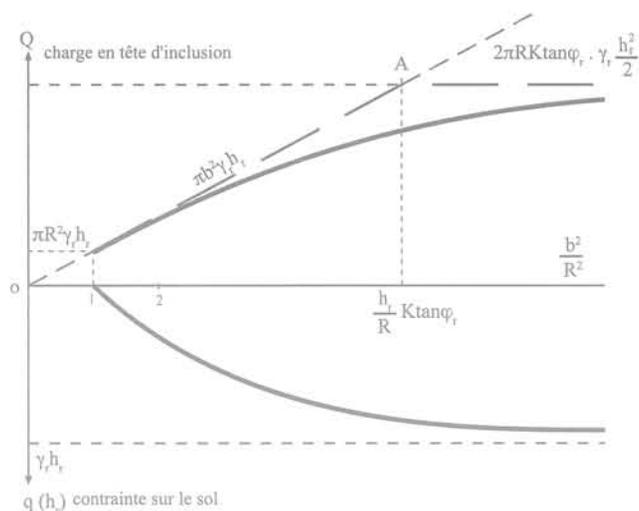


FIG. 3 Méthode 1988. Évolution, avec le maillage, de la charge en tête et de la contrainte résiduelle sur le sol  
Evolution of headstrength and residual stress with inclusion spacing.

par les inclusions (dans la mesure où celles-ci sont assez résistantes). On est amené à s'interroger sur ce résultat découlant directement des hypothèses de fonctionnement adoptées et impliquant un tassement différentiel suffisant le long de la hauteur \$h\_r\$ des colonnes fictives. Or deux éléments contrarient ce principe. Il n'a jamais été constaté sur chantiers réels, pour des épaisseurs \$h\_r\$ importantes, d'« empreinte » des inclusions en surface du remblai terminé. En revanche, une très faible épaisseur peut conduire à une plate-forme finale, préoccupante, en « boîte à œufs ». Par ailleurs la modélisation par éléments finis montre qu'à une certaine distance au-dessus des têtes, apparaît un plan d'égal tassement au-dessus duquel toute la masse de remblai descend uniformément.

Il est donc évident qu'une justification de l'effort par le développement du frottement négatif, nécessite pour les valeurs élevées de \$h\_r\$, de limiter la hauteur le long de laquelle on convient d'un déplacement relatif suffisant. On peut ainsi introduire une épaisseur « active » \$h\_a \leq h\_r\$, sachant que pour des hauteurs de remblai réel de 7 m, les efforts mesurés dans des inclusions assez serrées sont conformes à l'expression (2) avec 80 voire 90 % de la charge totale apportée. La difficulté réside dans la fixation de \$h\_a\$, sachant que tant les calculs que les expérimentations laissent de côté certains aspects, non chiffrables. Ainsi la mise en œuvre des premières couches de remblai conduit, du fait d'un compactage difficile sur du sol compressible (effet d'enclume) à un module de déformation relativement modeste ; les couches suivantes possèdent un module meilleur. La présence des têtes d'inclusions favorise pour ces premières couches la formation d'une surface en boîte à œufs, déjà évoquée. Ces déformations sont compensées par la mise en place des couches suivantes qui viennent estomper les tassements différentiels. Cette compensation est bien connue dans le cas de la montée, sans renforcement, de remblai routier dont l'épaisseur centrale en fin de construction est plus forte qu'en bordure, avec une plate-forme livrée plane ; on sait également que la base centrale du remblai peut être l'objet de décompression, voire de fissuration lorsqu'il présente de la cohésion.

Il s'agit donc de choisir  $h_a$ , distance entre la tête d'inclusion et le premier plan d'égal tassement dans le corps du remblai. L'expression retenue résulte d'abord d'une analogie avec la déformée verticale des plans horizontaux d'un massif de sol homogène sous une fondation superficielle chargée. Pour une fondation circulaire isolée de rayon  $R$ , on peut considérer dans l'axe de celle-ci, qu'à une distance de  $10R$ , il n'y a plus de déformation même avec la plastification importante sous la semelle. L'examen détaillé de l'influence réciproque, tant en contraintes qu'en déformations, conduit par ailleurs à admettre qu'un espacement supérieur à  $6R$  élimine toute interaction. Si les têtes se rapprochent jusqu'à devenir jointives ( $b/R = 1$ ), cas limite, la hauteur active  $h_a$  est évidemment nulle. On propose donc les deux expressions suivantes résultant de considérations analytiques :

$$\frac{h_a}{R} = 10 - 0,4 \left(6 - \frac{b}{R}\right)^2 \quad \text{si } \frac{b}{R} \leq 6 \quad \text{et} \quad \frac{h_a}{R} = 10 \quad \text{si } \frac{b}{R} \geq 6 \quad (3)$$

Cette proposition concerne un matériau homogène sur toute son épaisseur et, ce, immédiatement au-dessus des têtes, relativement déformable, tel celui utilisé en remblai traditionnel (avec des modules  $E$  de 50 à 150 MPa au plus). L'interposition d'un matelas très raide, traité par exemple, modifie fortement les conditions d'apparition d'un plan d'égal tassement, dont la distance se trouve réduite. En effet, la grande rigidité atténue les contraintes en profondeur en les diffusant fortement : c'est le principe de la conception des chaussées. A l'extrême, un remblai complètement traité se comporterait comme un bloc rigide très peu déformable, et avec des risques de fissuration minimes du fait de tassements faibles résultant de la présence des inclusions.

Cette expression ne contredit pas les constats expérimentaux ou obtenus par le calcul, tels, ceux relatés dans le mémoire de thèse présenté récemment à l'INSA de Lyon (Jenck, 2005).

Une approche de type pressiométrique peut guider également dans la justification du choix de  $h_a$ . La valeur  $Q_{MAX}$  obtenue pour une inclusion rigide isolée ( $b/R = \infty$ ), peut être confrontée à une estimation autre, en considérant la tête de l'inclusion comme une plaque d'ancrage enterrée soumise à un effort d'arrachement. Cet effort vaut  $kp_p$ , où  $p_i$  est la pression limite dans le remblai au niveau de la tête (Ménard, 1963 ; Ménard, 1969). Or on sait calculer cette pression limite si l'on connaît les caractéristiques du remblai ( $\phi_r, c_r, E, \gamma_r$ ). Sans entrer dans le détail de ces calculs de simulation, la comparaison montre, malgré les grandes incertitudes sur le coefficient  $k$ , que l'effort d'arrachement ainsi trouvé est largement supérieur à  $Q_{MAX}$ . Ceci signifie concrètement que le choix proposé pour  $h_a$ , pour l'inclusion isolée, est plutôt sécuritaire et qu'il en découle une efficacité du groupe sans doute un peu meilleure que celle qui résulte de la méthode proposée.

Avec l'adoption d'une hauteur active  $h_a$ , l'expression obtenue pour la contrainte résiduelle sur le sol compressible est dans ces conditions :

$$q_s = q(h_a) = \frac{\gamma_r}{m_r} + e^{-m_r h} \left[ (h_r - h_a) \gamma_r - \frac{\gamma_r}{m_r} \right] \quad (4)$$

Sur l'épaisseur  $h_r - h_a$ , tous les déplacements verticaux sont uniformes et égaux et aucun frottement ne se développe au contact de la colonne fictive et du

remblai. Le frottement négatif généré par la surcharge  $(h_r - h_a)\gamma_r$  est reporté avec une forte intensité unitaire sur la hauteur active  $h_a$ . Pour le calcul, on compare donc  $h_a$  déterminé par la relation (3) à la hauteur  $h_r$ . Si  $h_r > h_a$ , on applique l'expression (4), et si  $h_r < h_a$ , on applique (1) ou, ce qui revient au même (4) en convenant de poser  $h_a = h_r$  ;  $q(h_a)$  est toujours supérieur à  $q(h_r)$  donné en (1).

Pour  $q(h_a)$ , la charge en tête de l'inclusion vaut :

$$Q = \pi b^2 \gamma_r h_r - \pi (b^2 - R^2) q(h_a) \quad (5)$$

Cette charge est toujours bornée supérieurement par la charge d'influence  $\pi b^2 \gamma_r h_r$ , lorsque  $b/R$  est fai-

ble ; mais la valeur  $Q_{MAX} = 2\pi RK \tan \phi_r \gamma_r h_a \left( h_r - \frac{h_a}{2} \right)$  (6)

obtenue lorsque  $b/R$  tend vers l'infini, est la valeur maximale, inférieure à  $Q_{MAX}$  définie précédemment, qui peut s'appliquer à la tête de l'inclusion. Cette valeur constitue la nouvelle borne qui se substitue à la charge

d'influence dès que  $\frac{b^2}{R^2} > \frac{h_a}{R} \left( 2 - \frac{h_a}{h_r} \right) K \tan \phi_r$ . La figure 4

illustre ce changement introduit par la méthode modifiée.

4

## Effort en tête et contrainte résiduelle – modifications apportées par la méthode modifiée

L'introduction de la hauteur active diminue la charge en tête et augmente la contrainte résiduelle en surface du sol. Ces changements sont d'autant plus sensibles que l'espacement entre inclusions et que l'épaisseur  $h_r$  croissent, alors qu'ils restent modérés pour les maillages serrés et des épaisseurs modérées. Le rapport SRR de la contrainte résiduelle  $q_s$  à  $\gamma_r h_r$ , due au remblai augmente donc. Avec la méthode 1988, le rapport SRR tend vers 0 quand  $h_r$  croît indéfiniment,  $q_s$  restant constant,

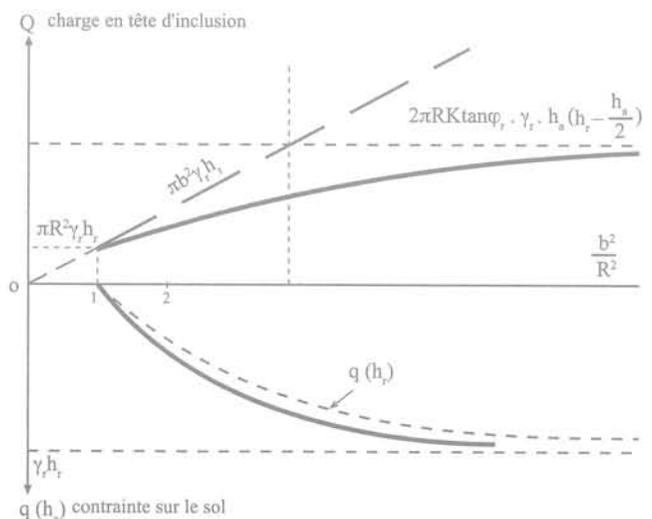


FIG. 4. Méthode 2007. Évolution, avec le maillage, de la charge en tête et de la contrainte résiduelle sur le sol  
Evolution of headstrength and residual stress with inclusion spacing.

et ceci quel que soit le maillage. La méthode 2007 donne un rapport SRR qui tend, pour  $b/R$  donné, vers  $e^{-m_r h_a^*}$  ( $m_r$  dépend de  $b/R$ ), limite de  $q_s/(\gamma_r h_r)$  quand  $h_r$  croît.

L'efficacité, rapport de la charge en tête à la charge d'influence, varie toujours de 1 pour  $b/R = 1$ , à 0 pour  $b/R$  infini, mais sa valeur est plus faible avec la méthode modifiée.

Le rapport de concentration  $n$  est le rapport entre contrainte en tête et contrainte résiduelle, qui varient en sens inverse ; il ne présente, de ce fait, qu'un intérêt restreint. Il est infini pour  $b/R = 1$ , ce qui correspond à une efficacité maximale, il décroît très rapidement et tend pour  $h_r$  infini vers la valeur limite finie

$$n = 1 + \frac{b^2}{R^2} (e^{m_r h_r} - 1)$$
 ; auparavant, cette limite était infinie et ce quel que soit le maillage.

5

## Charge totale dans l'inclusion

Les répercussions d'une baisse de la contrainte résiduelle  $q_s$  sont simples. L'action bénéfique de la présence des inclusions se poursuit en effet au sein du sol mou par l'apparition du frottement négatif  $F_{ns}$  le long de celles-ci, généré par l'action de cette contrainte résiduelle, augmentant de  $q(h_r)$  à  $q(h_a)$ . Ce frottement  $F_{ns}$  augmente donc lui aussi et compense, partiellement, la baisse concomitante de la charge en tête. En définitive, la charge totale dans l'inclusion, cumulant la charge en tête et le frottement négatif, est plus faible avec la proposition de modification, et son point d'application (le point neutre) se situe un peu plus bas dans l'inclusion (dans la mesure où il ne se situe pas déjà au bas de la couche de sol mou).

La charge totale est toujours bornée par la charge d'influence  $\pi b^2 \gamma_r h_r$ . Elle ne peut néanmoins dépasser une borne maximale, somme de la borne donnée en (2) ou en (6) et du frottement négatif dû à  $q(h_r)$  ou  $q(h_a)$  sur une inclusion rigide isolée ( $b/R = \infty$ ) au sein du sol mou. Une borne pour  $F_{nsMAX}$  est donnée par

$$2\pi R K \tan \delta \left( \gamma_r h_r H + \gamma' \frac{H^2}{2} \right)$$
, donnant une valeur un peu

supérieure à la véritable borne, car, par simplification, il a été pris en compte un accrochage maximal ( $\lambda_s = 0$ ).

Ces bornes n'ont qu'un intérêt mineur, puisqu'elles correspondent à des maillages très grands, sans utilité pratique pour la conception de groupes d'inclusions.

On peut certes se contenter pour un calcul de groupe, d'un dimensionnement arrêté au niveau des têtes, et calculer le tassement de la couche compressible sous la seule contrainte  $q(h_a)$ , en négligeant l'effet bénéfique des inclusions. C'est en effet la valeur du tassement absolu ou différentiel, souvent les deux, qui est imposée comme objectif à atteindre ; cette valeur constitue donc l'arbitre final pour juger de la pertinence de la géométrie du groupe à laquelle on est parvenu. Aussi, même si le frottement négatif  $F_{ns}$  le long des inclusions reste modeste vis-à-vis de la charge en tête,

\* Pour des raisons liées aux expressions mathématiques de  $h_r$  et  $m_r$ , la valeur limite de SSR, pour  $\frac{b}{R} \rightarrow 1$ , est la valeur  $e^{-4K \tan \phi_r}$  ( $= 0,018$  pour  $K \tan \phi_r = 1$ ), légèrement supérieure à 0, vraie valeur physique. Cette légère différence, d'ailleurs sans incidence pratique, peut être corrigée.

son effet de réduction de la contrainte verticale induite dans le sol compressible, contribue à une réduction supplémentaire non négligeable du tassement dont on aurait tort de se priver. L'exemple numérique suivant en fait la démonstration. On dispose d'ailleurs de règles de calcul des efforts de frottement négatif qui bénéficient d'une sanction expérimentale solide quant aux valeurs du terme  $K \tan \delta$  essentiel au calcul ; les calculs de tassement qui en découlent sont donc parfaitement fondés. Comme  $q(h_a) > q(h_r)$ , le tassement final s'avère un peu plus élevé. La détermination de  $F_{ns}$  relève toujours de la méthode 1988 qui n'est l'objet d'aucun changement en ce qui concerne le sol compressible.

6

## Exemple numérique

Afin d'illustrer les développements qui viennent d'être exposés, on a choisi le cas d'application d'un remblai, routier ou ferroviaire, pouvant atteindre des hauteurs importantes et reposant sur du sol compressible.

Pour le remblai, les données sont les suivantes :  $h_r = 5, 10$  et  $15$  m ;  $\gamma_r = 20$  kN/m<sup>3</sup> ;  $\phi_r = 40$  degrés ;  $K \tan \phi_r = 0,9$ .

Pour le sol compressible, il s'agit d'une argile dont les caractéristiques sont les suivantes :

$H_s = 5$  m ;  $\gamma = 8$  kN/m<sup>3</sup> ;  $e_0 = 1,15$  ;  $C_c = 0,35$  ;  $C_s = 0,05$ . La nappe varie régulièrement entre la surface du sol (niveau 0) et  $-1$  m.

Les inclusions ont 0,40 m de diamètre et trois maillages sont étudiés pour le groupe avec  $b/R$  valant respectivement 2,5 ; 4 et 6. Elles sont de type foré avec, en conséquence, les paramètres de contact sol-inclusion :  $K \tan \delta = 0,15$  et  $\lambda_s$ , coefficient d'accrochage égal à 0,235 (les relations liant  $K \tan \delta$  et  $\lambda_s$  sont données dans la méthode 1988, citée en références).

On considère dans cet exemple que la résistance intrinsèque des inclusions est toujours suffisante.

Dans les tableaux I à III sont donnés les résultats détaillés pour les deux modes de calcul : méthode initiale de 1988 et méthode modifiée de 2007. Ces résultats permettent toutes les comparaisons souhaitées entre les deux approches. La figure 5 donne les courbes d'évolution du rapport SRR avec l'épaisseur  $h_r$  pour les trois maillages étudiés. Elles illustrent les différences introduites par les conditions nouvelles (on y a reporté les valeurs calculées pour une hauteur de remblai de 2 m).

La figure 6 donne, pour la méthode 2007, les valeurs absolues des tassements moyens en surface du sol mou, tenant compte ou non de l'effet du frottement négatif le long du fût des inclusions, ainsi que celles obtenues sans inclusions ( $b/R = \infty$ ). Cet effet ne peut être négligé, son influence sur la réduction des tassements s'avérant importante.

7

## Le tassement du sol et des inclusions

Les tassements excessifs qu'accuserait le massif compressible sous le poids d'un remblai constituent une des raisons, essentielle, qui amène à renforcer ce massif par

**TABLEAU I**  $h_r = 5 \text{ m} ; \gamma_r h_r = 100 \text{ kPa}$ .

Maillage b/R	1	2,5	4	6	$\infty$	
$q_r$ contrainte résiduelle = $q(h_r)$	0	12	32	56	100	
Rapport SRR de réduction de contrainte $q(h_r)/(\gamma_r h_r)$	<b>0</b>	<b>0,12</b>	<b>0,32</b>	<b>0,56</b>	<b>1</b>	
Charge d'influence $\pi b^2 \gamma_r h_r$	13	79	201	453	$\infty$	
Charge maximale possible en tête $Q_M$					<b>282</b>	méthode 1988
Charge en tête Q	13	71	141	204	<b>282</b>	
Efficacité $E = Q/(\pi b^2 \gamma_r h_r)$	<b>1</b>	<b>0,90</b>	<b>0,70</b>	<b>0,45</b>	<b>0</b>	
Taux de concentration $n = Q/(\pi R^2 q(h_r))$	$\infty$	48	35	29	22	
Frottement négatif $F_{ns}$	0	6	36	58		
Point neutre $h_c$ (m)	0	2,20	5,0	5,0		méthode 1988
Charge totale $Q_t$	13	77	177	262		
Efficacité totale $E = Q_t/(\pi b^2 \gamma_r h_r)$	<b>1</b>	<b>0,97</b>	<b>0,88</b>	<b>0,58</b>	<b>0</b>	
Hauteur active $h_a$ (m)		1,02	1,68	2,0		
$q_a$ contrainte résiduelle $q(h_a)$	0	24	45	67	100	
Rapport SRR $q(h_a)/(\gamma_r h_a)$	<b>0</b>	<b>0,24</b>	<b>0,45</b>	<b>0,67</b>	<b>1</b>	
Charge maximale possible en tête $Q_M$	13	102	158	181	181	méthode 2007
Charge en tête Q	13	63	115	157		
Efficacité E	<b>1</b>	<b>0,79</b>	<b>0,57</b>	<b>0,35</b>	<b>0</b>	
Taux de concentration n	$\infty$	21	20	19	14	
Frottement négatif $F_{ns}$	0	13	45	67		
Point neutre $h_c$ (m)	0	3,0	5,0	5,0		méthode 1988 (sans changement)
Charge totale $Q_t$	13	76	160	224		
Efficacité totale $E = Q_t/(\pi b^2 \gamma_r h_r)$	<b>1</b>	<b>0,96</b>	<b>0,80</b>	<b>0,49</b>	<b>0</b>	

Les contraintes sont exprimées en kPa et les charges ou efforts en kN.

**TABLEAU II**  $h_r = 10 \text{ m} ; \gamma_r h_r = 200 \text{ kPa}$ .

Maillage b/R	1	2,5	4	6	$\infty$	
$q_r$ contrainte résiduelle = $q(h_r)$	0	12	33	72	200	
Rapport SRR de réduction de contrainte $q(h_r)/(\gamma_r h_r)$	<b>0</b>	<b>0,06</b>	<b>0,17</b>	<b>0,36</b>	<b>1</b>	
Charge d'influence $\pi b^2 \gamma_r h_r$	25	157	402	905	$\infty$	
Charge maximale possible en tête $Q_M$					1130	méthode 1988
Charge en tête Q	25	149	339	588	1130	
Efficacité $E = Q/(\pi b^2 \gamma_r h_r)$	<b>1</b>	<b>0,95</b>	<b>0,84</b>	<b>0,65</b>	<b>0</b>	
Taux de concentration $n = Q/(\pi R^2 q(h_r))$	$\infty$	98	82	65	45	
Frottement négatif $F_{ns}$	0	6	37	71		
Point neutre $h_c$ (m)	0	2,2	5	5		méthode 1988
Charge totale $Q_t$	13	155	376	659		
Efficacité totale $E = Q_t/(\pi b^2 \gamma_r h_r)$	<b>1</b>	<b>0,99</b>	<b>0,94</b>	<b>0,73</b>	<b>0</b>	
Hauteur active $h_a$ (m)		1,02	1,68	2,0		
$q_a$ contrainte résiduelle $q(h_a)$	0	42	82	127	200	
Rapport SRR $q(h_a)/(\gamma_r h_a)$	<b>0</b>	<b>0,21</b>	<b>0,41</b>	<b>0,63</b>	<b>1</b>	
Charge maximale possible en tête $Q_M$	25	215	348	407	407	méthode 2007
Charge en tête Q	25	129	248	346		
Efficacité E	<b>1</b>	<b>0,82</b>	<b>0,62</b>	<b>0,38</b>	<b>0</b>	
Taux de concentration n	$\infty$	24	24	22	16	
Frottement négatif $F_{ns}$	0	21	69	112		
Point neutre $h_c$ (m)	0	3,5	5	5		méthode 1988 (sans changement)
Charge totale $Q_t$	25	150	317	458		
Efficacité totale $E = Q_t/(\pi b^2 \gamma_r h_r)$	<b>1</b>	<b>0,96</b>	<b>0,79</b>	<b>0,51</b>	<b>0</b>	

Les contraintes sont exprimées en kPa et les charges ou efforts en kN.

TABLEAU III  $h_r = 20 \text{ m}$  ;  $\gamma_r h_r = 400 \text{ kPa}$ .

Maillage b/R	1	2,5	4	6	$\infty$	
$q_r$ contrainte résiduelle = $q(h_r)$	0	12	33	77	400	
Rapport SRR de réduction de contrainte $q(h_r)/(\gamma_r h_r)$	0	0,03	0,08	0,19	1	
Charge d'influence $\pi b^2 \gamma_r h_r$	50	314	805	1810	$\infty$	
Charge maximale possible en tête $Q_M$					4522	méthode 1988
Charge en tête Q	50	306	740	1467		
Efficacité $E = Q/(\pi b^2 \gamma_r h_r)$	1	0,97	0,96	0,85	0	
Taux de concentration n $Q/(\pi R^2 q(h_r))$	$\infty$	203	178	152	90	
Frottement négatif $F_{ns}$	0	6	37	74		
Point neutre $h_c$ (m)	0	2,2	5	5		méthode 1988
Charge totale $Q_r$	50	312	777	1541		
Efficacité totale $E = Q_r/(\pi b^2 \gamma_r h_r)$	1	0,99	0,96	0,85	0	
Hauteur active $h_a$ (m)		1,02	1,68	2,0		
$q_r$ contrainte résiduelle $q(h_a)$	0	78	155	247	400	
Rapport SRR $q(h_a)/(\gamma_r h_a)$	0	0,19	0,39	0,62		
Charge maximale possible en tête $Q_M$		441	728	859	859	méthode 2007
Charge en tête Q	50	263	512	725	859	
Efficacité E	1	0,84	0,64	0,40	0	
Taux de concentration n	$\infty$	27	26	24	17	
Frottement négatif $F_{ns}$	0	43	118	202		
Point neutre $h_c$ (m)	0	4,7	5	5		méthode 1988 (sans changement)
Charge totale $Q_r$	50	307	630	927		
Efficacité totale $E = Q_r/(\pi b^2 \gamma_r h_r)$	1	0,98	0,78	0,51	0	

Les contraintes sont exprimées en kPa et les charges ou efforts en kN.

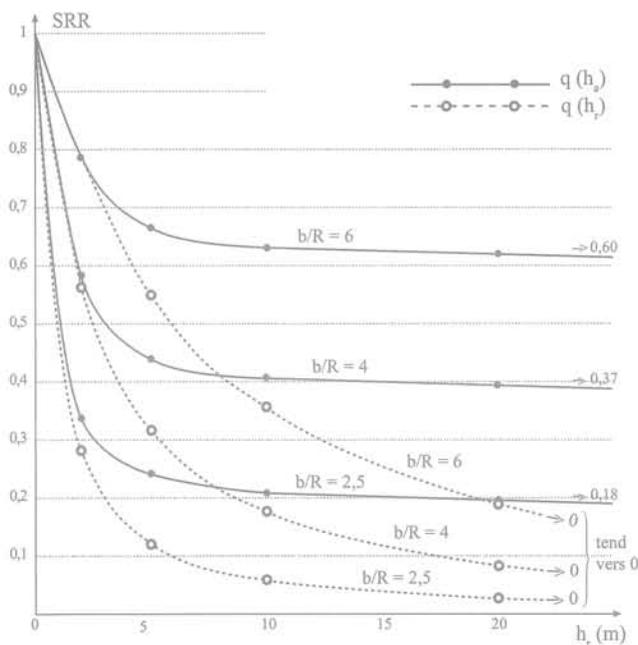


FIG. 5 Évolution du rapport SRR en fonction de  $h_r$ . Evolution of SSR ratio with  $h_r$ .

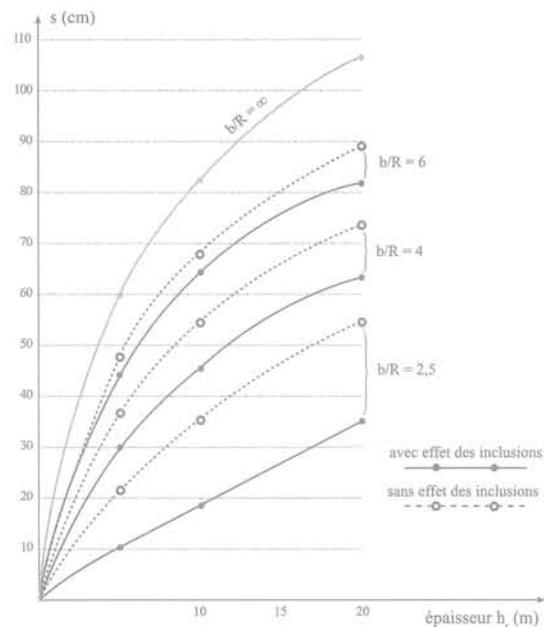


FIG. 6 Évolution du tassement sous  $q_r = q(h_r)$  en fonction de  $h_r$ . Evolution of settlement under  $q_r = q(h_r)$  with  $h_r$ .

inclusions rigides. On cherche à réduire fortement les déformations en les ramenant à des valeurs imposées, de même qu'on cherche à construire rapidement en éliminant les problèmes de stabilité. Il est donc important de prévoir au mieux ces tassements, totaux, différentiels, différés et de garantir l'obtention de valeurs fixées.

Ces tassements sont le résultat d'une réduction de la surcharge de remblai par la mobilisation simultanée d'un effort en tête d'inclusion et du frottement négatif

sur une fraction ou la totalité du fût de celle-ci. La charge totale  $Q_r$ , somme de ces deux efforts, doit être équilibrée par l'effort offert par la fiche résistante dans l'horizon porteur sous-jacent, et le frottement positif mobilisé dans la partie inférieure de l'inclusion, située au-delà du point neutre. Ce frottement sera souvent unitairement faible, du fait des caractéristiques, elles-mêmes faibles, du sol mou, et de l'influence de l'effet de groupe.

A ce stade du dimensionnement, deux choix extrêmes sont possibles. Certains concepteurs, dans l'optique d'une inclusion « fixe » en pointe, préconisent une sécurité de 2 ou 3 sur la charge limite de la fiche ; le fonctionnement est identique à celui d'une fondation profonde traditionnelle. Cela assure a priori des déformations relatives suffisantes entre sol et inclusion pour justifier le calcul des efforts moteurs. Cette sécurité paraît cependant excessive et certains, dont l'auteur de cet article, recommandent de la réduire fortement, en admettant de faire travailler la partie résistante à sa charge de fluage, voire sa charge limite.

Dans le premier cas, avec des pointes fixes, on dispose d'une réserve d'effort, permettant, au cours de la vie de l'ouvrage, l'ajout en tête de remblai d'une surcharge nouvelle. Cette dernière se répartit entre sol mou et inclusion, n'entraînant qu'un tassement modéré dont on s'assure qu'il peut être acceptable. La répartition étant calculable, on accède à la valeur maximale de cette surcharge conduisant progressivement la fiche résistante à sa charge limite.

Dans le second cas, l'application de la même surcharge nouvelle sollicite intégralement le sol mou sur toute son épaisseur ; l'inclusion ne peut reprendre aucun effort supplémentaire, et la surface du sol mou et la tête d'inclusion accusent un même tassement, supérieur au précédent.

Cependant, l'incertitude sur le calcul de la charge limite de la fiche résistante et les différences, quelquefois faibles auxquelles on parvient sur la longueur de cette fiche, peuvent faire que cette alternative n'a en réalité guère d'intérêt ; c'est particulièrement vrai si la longueur totale de l'inclusion est forte. La frange supérieure de l'horizon porteur est aussi un élément à considérer, car son irrégularité en plan, son altération, son remaniement sont autant de facteurs qui vont rendre nécessaire l'obtention d'une fiche minimale. A l'inverse, la présence continue d'un niveau rocheux permet d'y poser simplement les pointes.

Un autre aspect doit être évoqué, il s'agit de l'effet de groupe. On en tire profit pour justifier le dimensionnement du réseau, mais on le néglige ou l'oublie au niveau du sol porteur où il a d'autant plus de raison d'être pris en compte que le maillage est serré. Dans l'exemple numérique traité, le maillage de  $b/R = 2,5$  conduit à une efficacité totale de plus de 95 %, la charge totale étant appliquée pratiquement au niveau du sol porteur. Dans ces conditions, que la pointe des inclusions soit fixe ou mobile, le tassement du groupe dépend de la compressibilité de l'horizon porteur et diffère assez peu d'un cas à l'autre dans la mesure où l'horizon est homogène. La différence n'atteint pas celle obtenue entre le tassement d'un pieu à sa charge limite, de l'ordre du dixième du diamètre, et celui d'un pieu où la sécurité est de 2 à 3, de l'ordre du centième du diamètre de celui-ci. Pour les inclusions les plus couramment réalisées, d'un diamètre de l'ordre de 40 cm, ces valeurs restent de toute manière faibles, avec 4 à 5 cm pour la plus forte. C'est en ces termes que se poserait le calcul du tassement dans le cas de figure, extrême et totalement irréaliste, d'un groupe d'inclusions qui seraient toutes jointives et indépendantes, recouvrant totalement la surface du sol mou ; on imaginerait alors des fûts de plus faible section droite que la tête et l'ensemble serait similaire à celui d'une dalle sur pieu. Les groupes efficaces ne sont pas très éloignés de cette configuration.

Enfin, il est essentiel de rappeler que les déformations ne sont gênantes que si elles sont préjudiciables au bon fonctionnement des ouvrages en service. Par exemple, pour les remblais ferroviaires, les exigences imposées par l'exploitant ne concernent que les déformations à venir après mise en place de la voie.

Aussi, dans la mesure où les tassements, qui seraient obtenus sans renforcement, sont d'intensité suffisante, cet ensemble d'éléments permet d'affirmer que le problème du choix de pointes d'inclusions « fixes » ou « mobiles » n'est le plus souvent pas important et les tassements qui se manifestent au niveau des pointes sont le plus souvent rapides et non réhabilitaires.

Afin de préciser ce que sont des tassements d'intensité suffisante, il y a lieu d'évoquer le cas de la très faible déformabilité du massif pour lequel il sera très peu courant, pour des remblais qui y sont construits, d'utiliser des inclusions rigides. La méthode générale de dimensionnement exposée ne fait appel qu'à des conditions de contraintes limites ; elle admet implicitement que les déformations relatives entre le sol et le fût de l'inclusion et entre le remblai (ou matelas) et la tête de l'inclusion sont suffisantes pour mobiliser les contraintes. C'est le cas de très nombreuses situations. On sait que pour le fût, le déplacement relatif nécessaire et suffisant est de l'ordre de  $1/100$  du diamètre  $2R$  du fût ; pour la tête, même si l'on fait appel au phénomène de frottement négatif pour justifier le dimensionnement, c'est en réalité le poinçonnement dans le matelas qui est mis en cause. La capacité limite demande donc (et c'est l'analogie avec le poinçonnement d'une semelle qui permet cette hypothèse) une déformation relative de  $1/10$  du diamètre  $2R'$  de cette tête, la moitié environ de cette capacité ne nécessitant que  $1/100$  de  $2R'$ .

Si le sol s'avère peu compressible et ne mène sans traitement qu'à de faibles tassements même sous forte charge, on ne peut appliquer brutalement la méthode sans risque d'un surdimensionnement du groupe d'inclusions auquel elle mène ; on arriverait ainsi au cas extrême d'un sol quasiment indéformable que l'on renforcerait, alors que c'est bien sûr inutile.

Aussi, avant toute décision de renforcement et, plus généralement, d'amélioration, il est impératif de procéder à l'étude des déformations et plus précisément à l'étude du profil vertical  $S(z)$  des tassements sur l'épaisseur  $H_g$  du massif concerné.

Le critère de renforcement étant la déformée verticale en surface, la « densité » de renforcement est directement liée à la différence entre le tassement sans renforcement  $S$  et le tassement admissible  $S_a$  à obtenir sous charge après renforcement. La densité du groupe est nulle si  $S - S_a = 0$ .

Aussi, dans la mesure où les tassements sans renforcement sont petits, il est de loin préférable de « fixer » les pointes pour favoriser le déplacement relatif requis pour mobiliser les contraintes.

On peut d'ailleurs constater que plus  $S - S_a$  baisse, plus la densité des renforts baisse ; si on impose la longueur des inclusions, on est amené à des diamètres de plus en plus faibles.

Une remarque s'impose également quant aux tassements attendus. Tels que nous les avons calculés, ils sont liés à la consolidation et se manifestent théoriquement plus ou moins lentement. Or, on constate souvent que les tassements acquis, faibles, le sont rapidement. On ne peut s'empêcher de faire le rapprochement avec

un comportement élastique instantané, généralement négligé, car de faible amplitude. La surconsolidation peut fournir une explication à ce constat. Elle existe souvent, ne serait-ce que par la variation de la nappe d'eau superficielle, associée à une couche de surface de meilleure qualité que l'ensemble du massif. Cette influence est donc réelle, précisément dans le domaine des faibles contraintes résiduelles en surface, et négliger ou ignorer cette réalité physique de la surconsolidation n'est pas sans enjeu sur le dimensionnement.

8

## Influence de la qualité du remblai

La performance du renforcement est très dépendante de la qualité du remblai, plus spécialement sur la partie inférieure de celui-ci, la hauteur active  $h_a$  qui mobilise les efforts transmis à la tête. En effet, le terme  $K \tan \phi_r$  est directement lié à cette qualité et c'est lui qui détermine, pour  $b/R$  donné, la contrainte résiduelle  $q_s$  et l'effort en tête. Ainsi si  $K \tan \phi_r$  est nul,  $q_s$  vaut  $\gamma_r h_a$  et l'effort est nul (hormis le poids de la colonne de remblai). Par ailleurs la valeur limite  $e^{-m_r h_a}$  du rapport SRR, pour  $h_r = \infty$  comporte le terme :

$$m_r h_a = \frac{10 - 0,4 \left(6 - \frac{b}{R}\right)}{\frac{b^2}{R^2} - 1} / K \tan \phi_r, \text{ proportionnel à } K \tan \phi_r$$

Le choix de la valeur de  $K \tan \phi_r$  est donc essentiel et la qualité finale du remblai dont ce terme dépend doit être fixée par des spécifications à bien respecter. Les documents de Recommandations existent, auxquels on se référera (LCPC-COPREC, 1980 ; SETRA-LCPC, 1992).

Dans ce domaine, les réceptions de corps de remblai ou de plates-formes sont très souvent basées sur la mesure des modules de déformation, mesurés, soit par essai statique de plaque, soit par impact à la dynaplaque ou au portancemètre. Ces matériels fournissent des valeurs de module corrélées entre elles ou directement prescrites dans les spécifications pour un appareillage donné. Toutefois, l'obtention des modules demandés est également tributaire, pour les toutes premières couches de remblai mises en œuvre, de la rigidité du sol support. Il est illusoire d'espérer bien compacter sur un sol mou, ce qui nécessite souvent de sacrifier une première épaisseur, indispensable d'ailleurs à la circulation des engins ; il est donc recommandé de travailler en période d'été en profitant

TABLEAU IV Valeurs de  $K \tan \phi_r$  en fonction du module E.

E (MPa)	20	30	40	50	70	100	150
$K \tan \phi_r$	0,43	0,55	0,65	0,73	0,85	0,96	1,05

de la croûte superficielle moins déformable. Enfin, le module obtenu après compactage de la couche, augmente très sensiblement après que cette couche a été recouverte par les couches suivantes ; ce constat, logique, a pu être fait sur des remblais.

Pour le calcul, il s'agit, le module E étant connu, d'en déduire la valeur  $K \tan \phi_r$  à utiliser, sachant que la nature et la granulométrie du matériau sont des éléments à prendre en compte. Le mode et les paramètres de compactage ont eux-mêmes une influence directe tant sur l'angle  $\phi_r$  que sur le coefficient  $K \tan \phi_r$ . On propose la relation empirique :

$$K \tan \phi_r = 1,1 - e^{-E/E_0} \quad (7)$$

où  $E_0$  vaut 50 MPa. E est soit le module  $E_{v2}$  mesuré à la plaque de diamètre 60 cm, soit  $3 E_{Mv} E_M$  étant le module mesuré au pressiomètre Ménard. Cette relation fournit les valeurs du tableau IV, cohérentes avec celles données pour  $K \tan \phi_r$  dans le fascicule 62, titre V (SETRA, 1993), au sujet du frottement négatif.

9

## Influence de la cohésion du remblai

La cohésion du matériau de l'épaisseur active  $h_a$  intervient dans l'efficacité du renforcement. Le cas extrême d'une épaisse couche de grave ciment, mise directement en œuvre sur les têtes d'inclusions, puis chargée, le prouve manifestement. Une difficulté subsiste cependant si l'on souhaite tenir compte de cette cohésion ; elle doit être pérenne et homogène. Ainsi, une grave bien graduée, possédant un pourcentage de fines appréciable et compactée dans les meilleures conditions de teneur en eau, à l'optimum Proctor normal ou modifié, acquiert une cohésion qui peut s'avérer permanente ; la situation de ce matériau en sous-couche du remblai est en effet favorable à une protection et au maintien de cette caractéristique. En outre, les tassements faibles que subira le remblai limitent beaucoup les risques de fissuration. En tout état de cause, la « valeur caractéristique » de la cohésion qui sera retenue pour justifier un ouvrage définitif, devra être prudente. Pour des chantiers expérimentaux ins-

TABLEAU V Valeurs des contraintes  $q_s = q(h_a)$ , en kPa, en fonction de la cohésion. Stresses  $q(h_a)$  with cohesion.

b/R \ c	0	5	10	15	20	
2,5	24	19	14	10	5	$h_r$
	42	36	32	27	23	
	78	71	66	62	57	
4	45	42	39	35	32	$h_r$
	82	79	75	72	68	
	155	152	148	145	141	
6	67	65	63	60	58	$h_r$
	127	125	122	120	118	
	247	244	242	240	238	

trumentés, par contre, la cohésion à retenir pour les interprétations sera la cohésion moyenne, en espérant une dispersion la plus faible possible.

L'introduction de la cohésion  $c$  mène pour la contrainte résiduelle  $q_s$  à la valeur suivante :

$$q(s) = q(h_a) = \left( \frac{\gamma_r}{m_r} - \frac{c}{K \tan \phi_r} \right) (1 - e^{-m_r h_r}) + (h_r - h_a) \gamma_r e^{-m_r h_r} \quad (8)$$

Elle est inférieure à celle obtenue en (4) pour le sol purement frottant.

On donne, dans le tableau V, les résultats pour les trois hauteurs de remblai de 5, 10 et 20 m avec des valeurs respectives de  $c$  : 5, 10, 15 et 20 kPa.

On peut constater que la cohésion a d'autant moins d'influence que :

- l'espacement  $b/R$  augmente ;
- l'épaisseur  $h_r$  augmente ; d'ailleurs pour  $h_r$  croissant indéfiniment, le rapport SRR  $a$ , quelle que soit la cohésion  $c$ , la même valeur que pour le sol simplement frottant.

Enfin, il est aisé de vérifier que le « poids » de  $c$  est d'autant plus faible que  $K \tan \phi_r$  est élevé. La cohésion n'a donc d'intérêt que pour des remblais de hauteurs modérées, tels les remblais routiers courants de 5 à 6 m. Il est donc évident que tout procédé, permettant de

conférer au matériau une cohésion permanente à la partie active, va dans le sens, pour une efficacité fixée, d'un maillage un peu plus lâche pour les éléments rigides.

10

## Conclusion

L'introduction, dans un remblai sur sol compressible renforcé par inclusions rigides, d'un plan d'égal tassement situé à une distance des têtes appelée hauteur active, conduit à modifier l'expression donnant la valeur de la contrainte résiduelle en surface du sol initial. Cette valeur est plus forte que celle constituant la base de la méthode développée en 1988. La diminution de l'effort en tête d'inclusion est compensée par l'augmentation du frottement négatif dans le sol mou, et l'efficacité globale du groupe est peu affectée, pour les maillages relativement serrés. Enfin, on peut estimer que prévoir dans le sol porteur une pointe d'inclusion fixe ou, au contraire, susceptible de tasser, ne modifie guère le dimensionnement et le comportement de l'ouvrage. La qualité du remblai, appréciée par son module, est déterminante dans l'efficacité d'un groupe d'inclusions, et la cohésion vraie du remblai s'avère en outre bénéfique.

## Bibliographie

- Combarieu O. – Amélioration des sols par inclusions rigides verticales. Application à l'édification des remblais sur sols médiocres. *Revue française de géotechnique*, n° 44, 1988, p. 57-79.
- Combarieu O. – Fondations superficielles sur sol amélioré par inclusions rigides. *Revue française de géotechnique*, n° 53, 1990, p. 33-44.
- Jenck O. – *Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique*. Thèse URGC de l'INSA de Lyon, 2005.
- LCPC-COPREC – *Caractéristiques des matériaux de remblai supports de fondations*. Recommandations, 1980.
- Ménard L. – Calcul de la capacité portante des fondations sur la base des essais pressiométriques. *Sols-Soils*, n° 5, 1963, p. 9-28.
- Ménard L. – *Ancrages à géométrie variable*. Notice D/93/69 du Centre d'études géotechniques L. Ménard, 1969.
- SETRA – *Fascicule 62 titre V. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil*, CCTG, 1993.
- SETRA-LCPC – *Réalisation des remblais et des couches de forme*. Guide technique, 1992.