Expérimentation et modélisation de structures en sol renforcé par un géotextile tridimensionnel alvéolaire

Ph. REIFFSTECK
LERMES/CUST, Université Blaise-Pascal, Clermont-Ferrand ; ARMATER SA (Convention CIFRE), Viverols

Résumé

Depuis maintenant plus de vingt ans, l'utilisation de matériaux synthétiques ou naturels pour le renforcement de massifs de sol s'est banalisé. Cependant l'emploi d'un géotextile tridimensionnel alvéolaire souple n'avait pas fait l'objet d'études particulières pour déterminer le potentiel du produit. La démarche a consisté à étudier par un programme expérimental exhaustif le comportement local de ce nouveau concept de soutènement. Cette étude permet de mieux comprendre le fonctionnement du phénomène de confinement, qui peut être assimilé à une cohésion apparente, et met en évidence l'anisotropie du comportement du complexe. Les différents modèles locaux développés sont introduits dans des modèles théoriques permettant ainsi de proposer une méthode de dimensionnement. Ces modèles prennent en compte l'hétérogénéité du comportement des matériaux et la géométrie complexe des ouvrages. Ceux-ci sont finalement validés sur des ouvrages réels.

Experimental and theoretical study of soil structure reinforced by a three-dimensional alveolar geotextile

Abstract

Since now twenty years the use of natural or synthetic materials for soil reinforcement became common. However the use of a three dimensional geotextile haven't been the subject of extensive research to determine his ability for such an application. The raisonning presented here, has consisted to study by an exhaustive experimental program the local behaviour of this new concept of wall. This study allows to explain the effect of alveolar structure as a reinforcing element, the mechanism of confinement and to point out the anisotropic nature of shearing resistance. Then different local models are proposed that have been introduced in theoretical models of stability analysis in order to develop a design method. The modelling take into account the heterogeneity and the complex geometry of the alveolar structure. Finally the analysis have been validated on trial walls.

L'étude des murs en sol renforcé utilisant le sol en place s'est développée de manière significative ces dernières années tant sur le plan théorique qu'expérimental. Cependant, peu d'éléments bibliographiques existent au niveau national et international sur le renforcement par des structures alvéolaires. La technique étudiée ici n'a jamais été expérimentée au niveau national (Delmas, 1986a). L'idée est de constituer, comme représenté sur la figure 1, un massif de sol renforcé par un empilement de lits d'alvéoles. La liaison verticale des lits est réalisée au moyen de bandes de textiles agrafées aux pointes des alvéoles. Les alvéoles standards ont un côté c = 20 cm et une hauteur h = 25 cm.

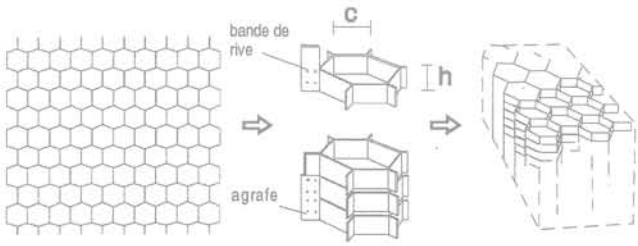

FIG. 1 **Principe de réalisation du produit et du mur en géotextile alvéolaire.**
Principe of realisation of the geocell and the reinforced wall.

L'approche adoptée pour la mise au point d'une méthode de dimensionnement est basée sur la connaissance du fonctionnement interne du procédé, en étudiant les comportements locaux. Pour cela, dans un premier temps, un programme expérimental exhaustif a mis en évidence le comportement mécanique du géosynthétique alvéolaire.

La figure 2 présente, pour une géométrie donnée, les différents modes de fonctionnement de la structure, étudiés de manière expérimentale. Au sein du massif entièrement confiné, apparaissent une sollicitation en compression d'un massif d'alvéoles (1) et en partie supérieure le comportement en compression d'une à plusieurs alvéoles (2). Le long d'une ligne de rupture potentielle, des sollicitations complexes se trouvent mobilisées. Ce sont principalement des sollicitations de cisaillement d'un massif d'alvéoles (3) en partie basse et d'un lit d'alvéoles (4) en partie haute. Le cisaillement engendre un effort d'extraction de la nappe alvéolaire (5) constituant l'ancrage.

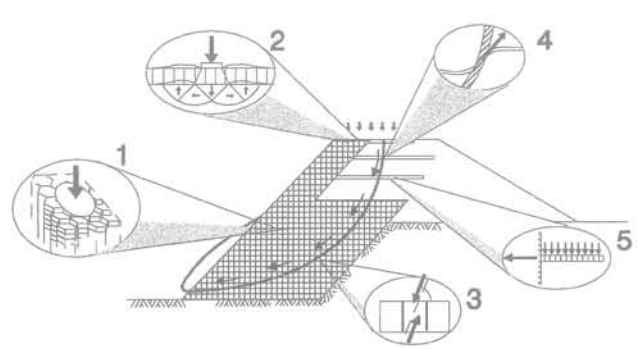

FIG. 2 **La structure et les modes de rupture.**
The structure and the failure mode.

Les différentes séries d'essais locaux ont donc été réalisées afin de comprendre le fonctionnement de ce produit dans ces différentes configurations.

Dans un deuxième temps, plusieurs modèles locaux ont été développés utilisant des méthodes de calcul analytiques ou numériques. Une étude de l'influence des paramètres dimensionnels (côté de l'alvéole c et hauteur h) et mécanique (comportement des matériaux) a également été réalisée. Ces approches ont été ensuite intégrées dans des modèles théoriques d'analyse de stabilité, afin de proposer une méthode de dimensionnement. La simulation du comportement théorique des structures a été réalisée à l'aide de lois rhéologiques simples. Ce choix procède de la démarche méthodologique adoptée, qui consiste à progresser du modèle le plus simple au plus complexe. Deux approches différentes ont été utilisées : une approche par un calcul à la rupture utilisant la méthode des blocs et une approche en déformations utilisant la méthode des différences finies. Les modèles employés sont des modèles ayant montré leur potentiel à représenter les phénomènes réels et auxquels les clients privés ou institutionnels sont habitués.

Dans la dernière partie de cet article, la validation, sur divers ouvrages réels, des modèles développés est présentée. Les choix réalisés ont consisté à caler les modèles numériques à la fois sur le comportement global observé sur des ouvrages réels (murs de 6 à 8 m de hauteur) et sur des modèles de laboratoire (60 cm de hauteur) (Reiffsteck, 1995b).

1 De l'alvéole au lit d'alvéoles

1.1 Essais sur une alvéole

Dans un premier temps, une étude destinée à comprendre le comportement d'une alvéole a été menée. Le mode de sollicitation choisi est un effort de compression uniaxiale appliqué parallèlement à la génératrice du cylindre à base hexagonale (Fig. 3).

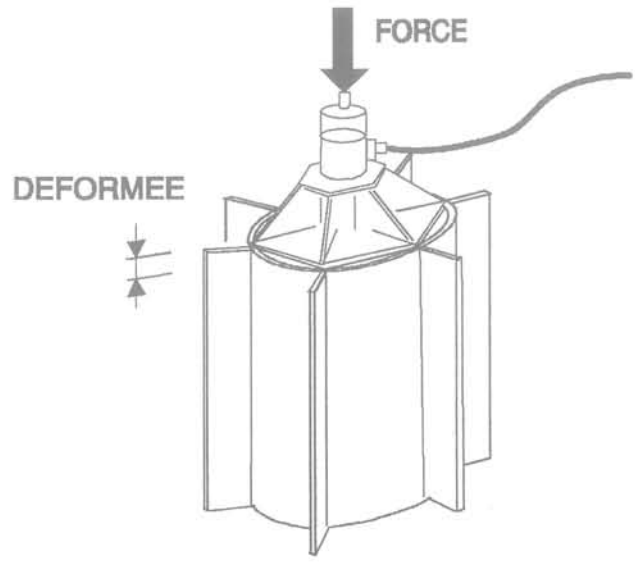

FIG. 3 **Essai de compression sur une alvéole.**
Compression test on a single cell.

Cette alvéole est constituée de deux matériaux : le matériau textile de l'enveloppe et le matériau de remplissage. Leur influence respective sur le comportement a été observée. Dans la première série d'essais, trois textiles différents aux caractéristiques mentionnées dans le tableau ci-dessous sont utilisés.

TABLEAU I **Caractéristiques des textiles utilisés.**
Feature of the textiles used.

Caractéristiques	Masse surfacique	Épaisseur	Résistance à la traction	Élongation à rupture
Notation	ρ	e	Rt	ε
Unité	g/m²	mm	kN/m	%
BD700	310	1,2	75	10
TS750	350	3	26	30
PS350	350	1,9	20,2	25

Les dimensions des alvéoles, variables suivant les essais, sont rappelées dans la légende des graphiques.

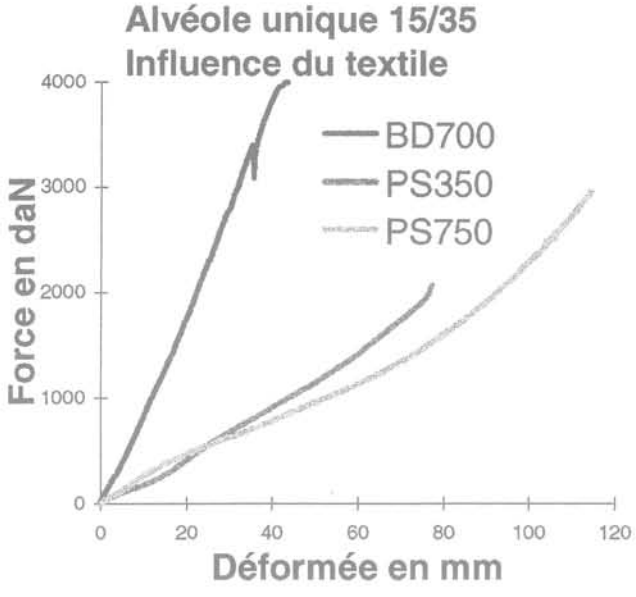

FIG. 4 **Essai de compression (c = 15 cm, h = 35 cm).**
Compression tests (c = 15 cm, h = 35 cm).

Les résultats de ces essais (Fig. 4) montrent que la présence de la cellule est efficace pour augmenter la résistance à la compression et qu'il existe un rapport de proportionnalité entre le module du textile J = Rt/ε et la réponse observée.

Les informations apportées par les essais réalisés avec plusieurs types de matériaux de remplissage complètent ces observations (Fig. 5). Il s'agit d'une fine 0/1,5 mm, Mf = 1,7 (Mf est le module de finesse), Cu = 3,4 (Cu est le coefficient d'uniformité) d'un sable d'Allier 0/4 mm, Mf = 3, Cu = 4 et d'un gravier roulé 5/16 mm, Cu = 1,6.

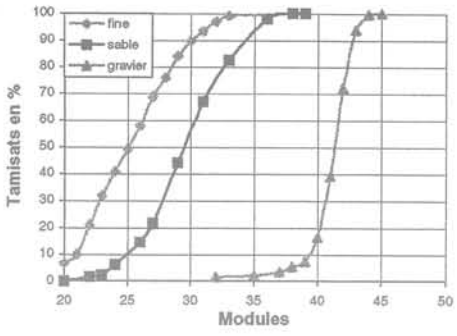

FIG. 5 **Courbes granulométriques.**
Particle size distribution.

La figure 6 permet d'observer qu'après une première phase de densification (à gauche de la ligne verticale), dépendant de la nature du matériau, des pentes sensiblement identiques sont obtenues. Ces matériaux ont été mis en œuvre lâches, c'est-à-dire sans compactage.

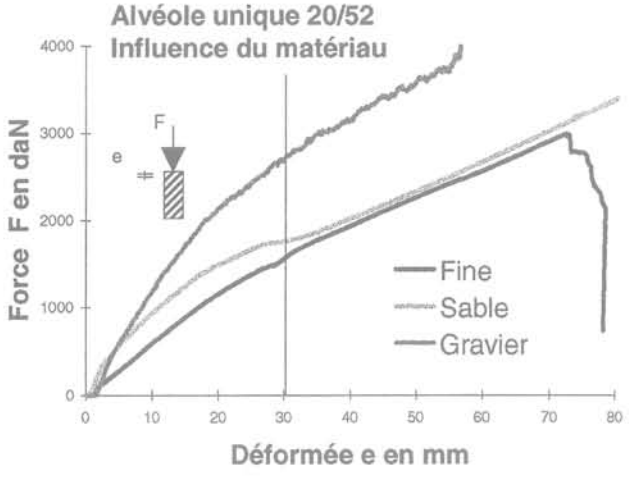

FIG. 6 **Essai de compression (c = 20 cm, h = 52 cm).**
Compression tests (c = 20 cm, h = 52 cm).

Le principe de ce renforcement est donc de limiter les extensions du sol par l'effet de confinement correspondant à la mise en tension des parois géotextiles de l'alvéole (Bathurst, 1993). Le module mécanique du textile de l'alvéole est déterminant. La fonction de confinement du géotextile alvéolaire peut être assimilée à celle d'un liant souple du sol contenu. La représentation dans le plan de Mohr sur la figure 7 illustre cette notion.

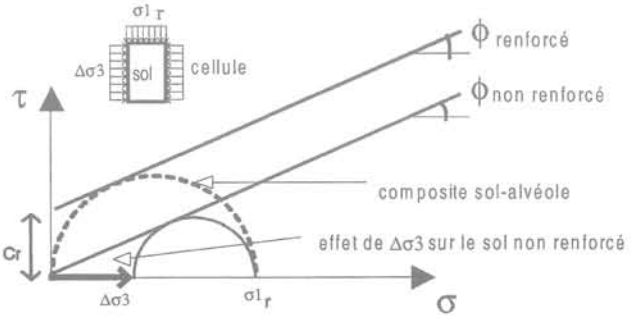

FIG. 7 **Définition de la cohésion apparente.**
Definition of apparent cohesion.

L'accroissement de résistance du sol de remplissage dû au confinement peut être ainsi décrit par une cohésion équivalente.

1.2

Essais sur sept alvéoles

A ce stade l'action des six alvéoles périphériques sur le comportement d'une alvéole est un aspect important à étudier (Fig. 8).

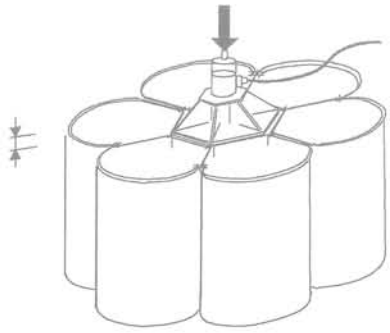

FIG. 8 **Essai de compression sur sept alvéoles.**
Compression test on seven cells.

Les essais mettent en évidence un gain, dû à celles-ci, faible dans le cas du sable lâche (Fig. 9). De même, l'importance de la densité initiale n'est visible que dans une première phase (à gauche de la ligne verticale) alors que l'apport de résistance à la compression lié au module du textile est bien plus important.

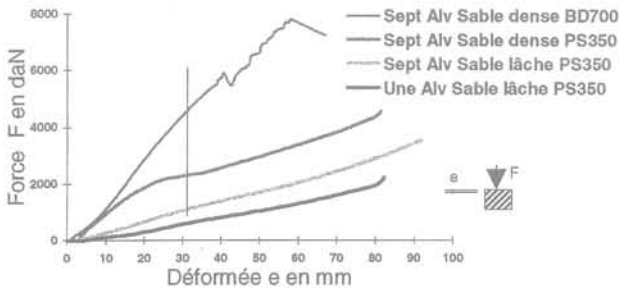

FIG. 9 **Essai de compression sur sept alvéoles (c = 15 cm, h = 35 cm).**
Compression test on seven cells.

Les essais permettent de constater un phénomène de propagation de la déformation une fois l'enveloppe de l'alvéole centrale rompue.

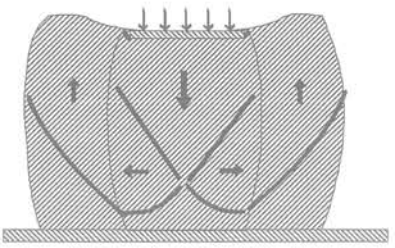

FIG. 10 **Schéma de rupture.**
Failure mode.

Ces essais de compression simple sur sept alvéoles confirment les essais sur alvéole simple. La réponse de la structure sol-alvéole est proportionnelle au module du textile.

1.3

Essais sur un lit d'alvéoles

L'étude précédente a été complétée par l'utilisation d'un massif bicouche. L'étude d'un lit d'alvéoles a été réalisée sur un modèle de laboratoire tridimensionnel avec différents sols supports (Fig. 11). Un sol support rigide (sable d'Allier) permet de déterminer l'apport de résistance en grande déformation et un sol support souple (graisse) une étude plus fine des paramètres géométriques.

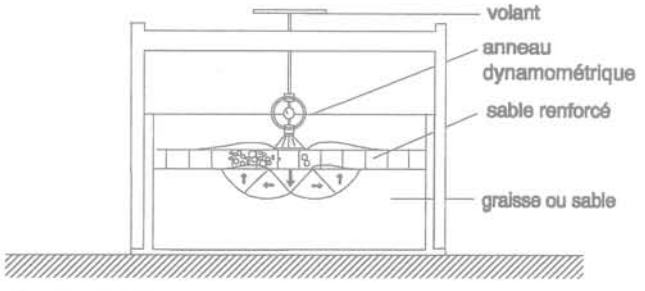

FIG. 11 **Essai sur un lit d'alvéoles.**
Test on one alveolar mesh.

Les études antérieures montrent que dans le domaine des petites déformations le complexe apporte une rigidité initiale importante, puis en grande déformation, un effet de membrane (Fig. 12) décrit par Reiffsteck (1996b). En effet la nappe contient l'écoulement du sol, ce qui la met en extension, et un effet membrane global apparaît (Fig. 15).

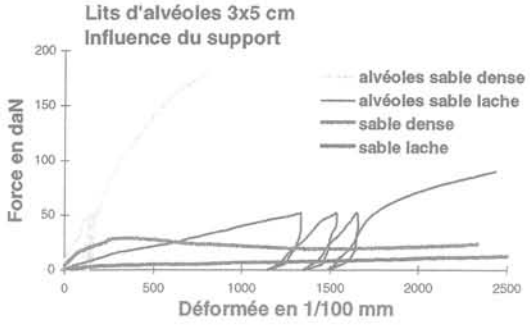

FIG. 12 **Résultats sur sable (c = 3 cm, h = 5 cm).**
Results on sand.

Deux paramètres se révèlent influents : l'élancement des cellules (voir Fig. 13) et la rigidité initiale du matériau de remplissage (Fig. 12).

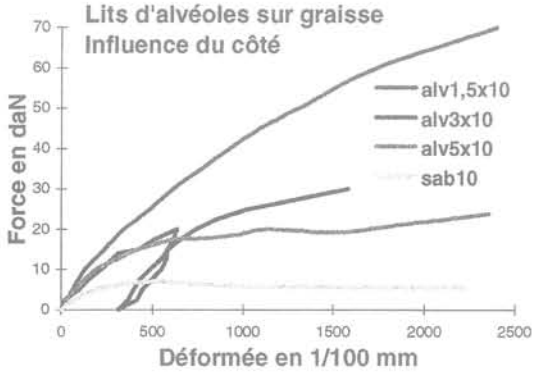

FIG. 13 **Résultats d'essais pour une hauteur de 10 cm.**
Results for cell heigh of 10 cm.

La réponse charge-enfoncement, observée sur la figure 14, est proportionnelle à la hauteur des cellules.

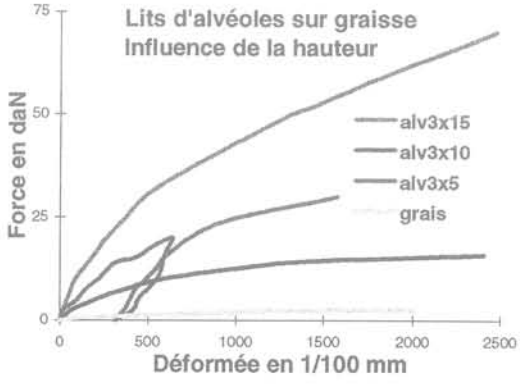

FIG. 14 **Résultats d'essais pour un côté de 3 cm.**
Results for cell side size of 3 cm.

La nappe alvéolaire a un rôle de renforcement par confinement des zones plastifiées en grandes déformations (Fig. 15). Lorsque la structure est localement en plasticité, les alvéoles jouent alors le rôle de séparateur lors de l'écoulement plastique.

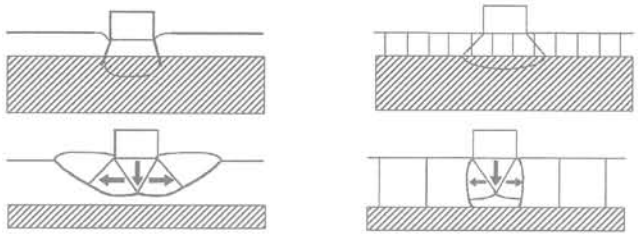

FIG. 15 **Diminution de l'écoulement plastique par confinement.**
Diminution of lateral spreading by confinement.

La nappe alvéolaire se comporte comme un liant souple de la couche supérieure acceptant une déformation importante. La structure alvéolaire au sein d'une structure bicouche comprenant une couche de très faible rigidité augmente la portance.

1.4

Extraction d'une nappe alvéolaire

Cette série n'est pas destinée à reproduire les essais déjà réalisés par de nombreux auteurs (Ingold, 1983 ; Bourdeau *et al.*, 1990 ; Bourdeau *et al.*, 1992) mais plutôt à quantifier l'apport de la structure alvéolaire. C'est pourquoi un seul matériau de remplissage (sable d'Allier) et les mêmes conditions d'essai ont été utilisés.

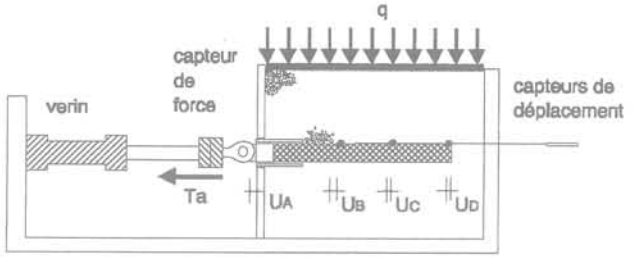

FIG. 16 **Appareillage de l'essai d'extraction.**
Apparatus for pull out test.

Le massif est instrumenté par des capteurs de déplacement pour suivre le mouvement de la nappe en tête (point A, Fig. 16) ainsi qu'en différents points (points B, C et D, Fig. 16).

TABLEAU II **Caractéristiques des textiles utilisés.**
Characteristics of textiles used.

Caractéristiques	Masse surfacique	Épaisseur	Résistance à la traction	Élongation à rupture
Notation	ρ	e	Rt	ε
Unité	g/m²	mm	kN/m	%
81 TH	310	0,35	5	30
Grille	250	3	35	12,5

Deux types de nappes ont été utilisés (tableau II) : une géogrille (Fig. 17a) qui servait de référence et des nappes alvéolaires (Fig. 17b) constituées de textile non tissé 81TH.

Les nappes testées possédaient une dimension de 60 cm de long, 70 cm de large. Les nappes alvéolaires étaient collées, de côté c = 3 cm et d'épaisseur h = 10 cm (Fig. 1, et 17b).

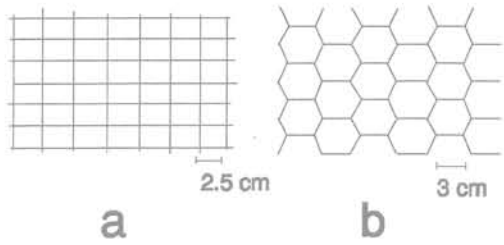

FIG. 17 **Géométrie des nappes testées.**
Geometry of tested samples.

La relation force-déplacement obtenue pour une nappe bidimensionnelle de type grille est figurée ci-dessous (Fig. 18).

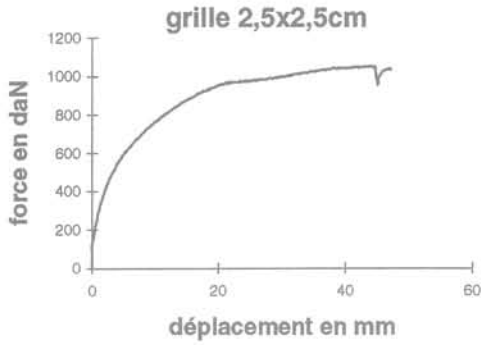

FIG. 18 **Relation force-déplacement.**
Relation force-displacement.

Pour une nappe bidimensionnelle un déplacement en tête d'environ 5 % de la longueur d'ancrage (Bourdeau, 1994) provoque un mouvement total de la nappe. A ce niveau de déplacement, l'interface est entièrement plastifiée. La relation entre les déplacements le long de la nappe (points B, C et D, cf. Fig. 16) et le déplacement à l'avant de la nappe est alors linéaire (Fig. 19).

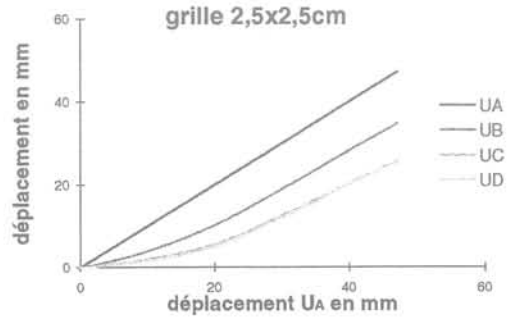

FIG. 19 **Mobilisation de l'ancrage.**
Mobilisation of the anchorage.

Les résultats des essais réalisés sur nappes alvéolaires montrent (Fig. 20) une relation force-déplacement dénotant un fonctionnement similaire à celui des nappes bidimensionnelles (Fig. 18).

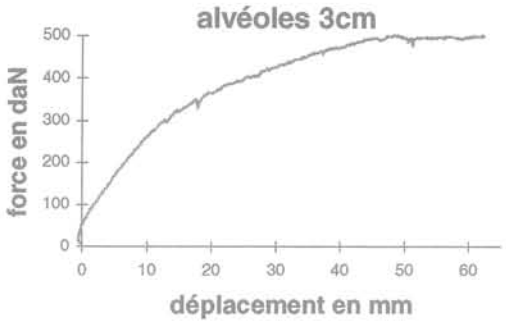

FIG. 20 **Relation force-déplacement.**
Relation force-displacement.

L'analyse de la figure 21 permet de dire que les caractéristiques intrinsèques des géotextiles que sont l'extensibilité et la souplesse voient leurs effets amplifiés par l'assemblage sous forme de treillis de la nappe alvéolaire. La mobilisation progressive est donc plus lente qu'avec des armatures en géotextiles bidimensionnels (Fig. 19).

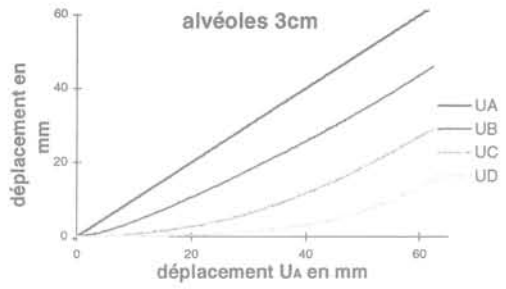

FIG. 21 **Mobilisation de l'ancrage.**
Mobilisation of the anchorage.

Une étude complémentaire (Reiffsteck, 1997a) a permis de montrer que le comportement à l'extraction de la nappe alvéolaire dépend de la taille des alvéoles ainsi que de la résistance des liaisons permettant de réaliser la structure alvéolaire. Ainsi lors d'un essai d'extraction, une nappe alvéolaire présente un comportement similaire à une nappe bidimensionnelle avec cependant une mobilisation plus lente, ce phénomène dépendant de la densité d'alvéoles mobilisée et de la qualité des liaisons.

1.5

Essais sur une structure alvéolaire multi-couche

L'étude du comportement d'un ensemble d'alvéoles réalisé par empilement de nappes a été faite à l'aide d'essais de compression simple (Fig. 22) et de cisaille-

ment simple (Fig. 24). Une série d'essais de compression simple réalisée sur des massifs en sable d'Allier, entièrement renforcés permet de constater que la densité d'alvéoles n'a pas une influence importante sur la rigidité, pour de petites déformations.

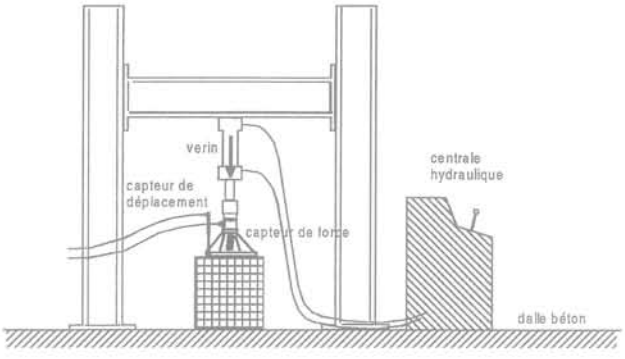

FIG. 22 **Appareillage pour l'essai de compression.**
Apparatus for compression test.

Pour des charges faibles, la présence des parois des alvéoles est un élément perturbateur (Fig. 23) mais une fois la déformation suffisante pour mobiliser le confinement et donc mettre les parois en tension, la rigidité semble proportionnelle à la densité de textile. Ce comportement a déjà été observé par Bathurst (1994).

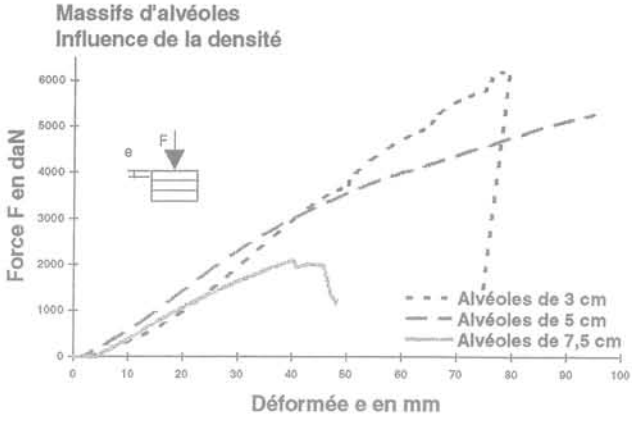

FIG. 23 **Essai sur un massif d'alvéole.**
Test on a multilayer structure.

La présence de la structure alvéolaire crée un mécanisme de confinement du matériau de remplissage. La résistance au cisaillement et à la traction s'en trouve augmentée de façon conséquente. L'anisotropie mécanique de cette structure (en relation avec la disposition des alvéoles) a été caractérisée par des essais de cisaillement. Une boîte de cisaillement simple de 1 m^2 de surface intérieure et 0,5 m de hauteur a été instrumentée pour cet effet (Fig. 24).

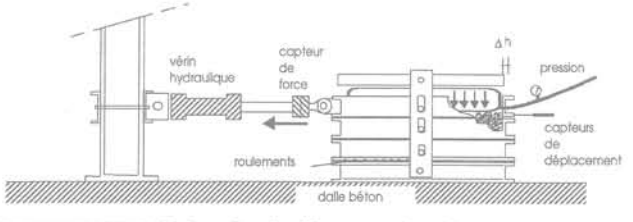

FIG. 24 **Boîte de cisaillement simple.**
Simple shear box.

A l'intérieur de cette boîte les lits d'alvéoles ont été disposés avec une inclinaison α sur l'horizontale. L'angle α est défini comme étant l'inclinaison des nappes alvéolaires par rapport à l'horizontale (Fig. 25).

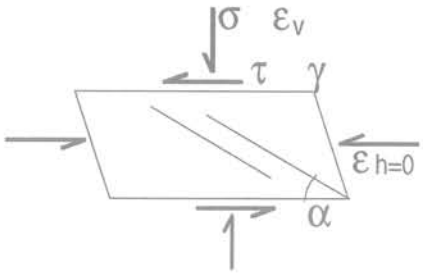

FIG. 25 **Notations, inclinaison des lits.**
Notations, geocell-layer disposition.

Les résultats obtenus résumés sur la figure 26 mettent en évidence l'anisotropie de la contrainte de cisaillement. Les valeurs maximales de la résistance apparaissent pour un angle variant de 30° à 80°. La diminution de la contrainte de cisaillement pour l'angle de 120° est due à la coïncidence entre l'inclinaison des parois textiles et le plan de cisaillement.

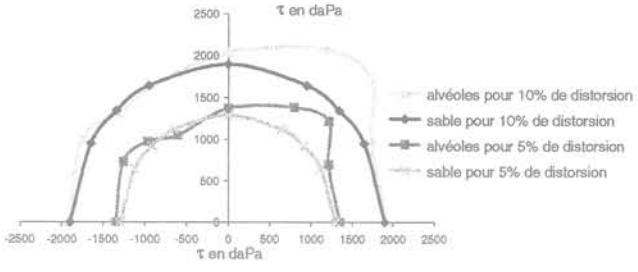

FIG. 26 **Représentation polaire de la contrainte de cisaillement.**
Polar diagram of shearing resistance.

Le composite reprend les efforts de cisaillement développés dans le sol sous l'effet de chargements, efforts de cisaillement qu'un sol non-cohérent ne pourrait reprendre. Il semble logique, du fait de l'anisotropie de la cohésion apparente, d'optimiser le positionnement du géotextile. En effet, le renforcement sera d'autant plus efficace que l'orientation donnant la cohésion apparente la plus grande, approchera la direction d'extension maximale.

2 Modèles

Nous allons déterminer dans ce paragraphe si l'intégration de modèles locaux, prenant en compte les spécificités de la structure alvéolaire dans des modèles de calcul classiques, est à même de reproduire un comportement réaliste de la structure. Les ouvrages en sol renforcé qui sont généralement de grande longueur autorisent une modélisation bidimensionnelle en faisant l'hypothèse des déformations planes. Dans un pre-

mier temps, la méthode des blocs est appliquée puis dans un deuxième temps une méthode utilisant les différences finies. Ces deux modèles ont été choisis afin de comparer une méthode de calcul à la rupture et une méthode de calcul en déformation. En effet, la maîtrise des déformations est un objectif important dans l'étude des murs en sol renforcé.

2.1

Méthode des blocs

Un programme de calcul de stabilité utilisant la méthode des blocs a été modifié pour tenir compte des ancrages et du mur que constitue le massif alvéolaire.

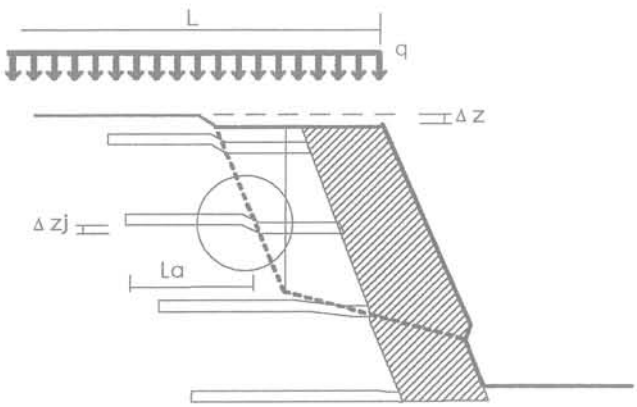

FIG. 27 **Méthodes des blocs.**
Two blocks method.

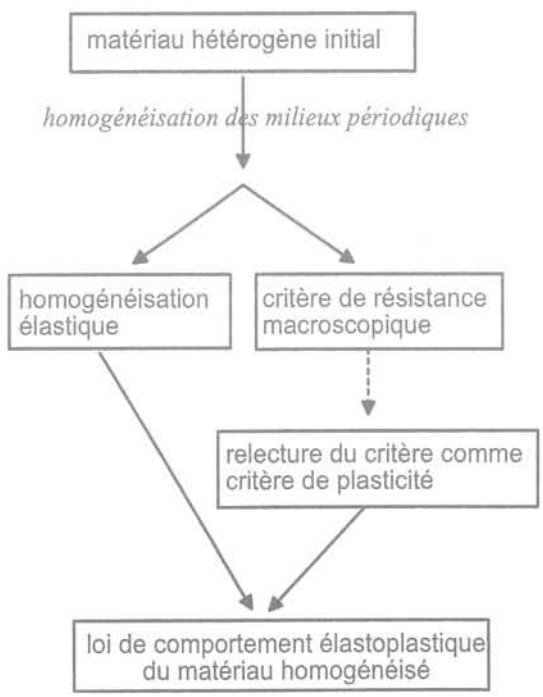

FIG. 28 **Homogénéisation.**
Homogenisation.

La partie mur est caractérisée par des valeurs de caractéristiques équivalentes obtenues par une méthode d'homogénéisation. Cette méthode part de l'hypothèse intuitive selon laquelle le sol renforcé peut, à l'échelle de l'ouvrage, être considéré comme un matériau homogène, mais anisotrope en raison de l'orientation privilégiée des inclusions de renforcement (Fig. 28). Le critère de résistance d'un matériau homogène anisotrope doit alors être déterminé.

La valeur de la cohésion varie suivant la direction de l'espace. C'est ce qui a été exposé au paragraphe 1.5. Les résultats obtenus avec la boîte de cisaillement

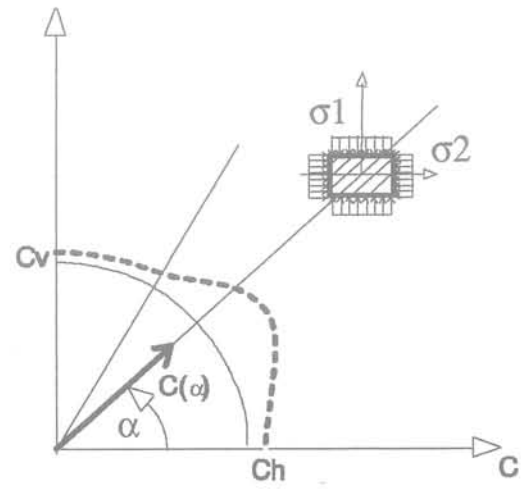

FIG. 29 **Anisotropie de cohésion apparente.**
Anisotropy of apparent cohesion.

simple, représentés par un diagramme polaire, sont de la forme donnée sur la figure 29.

Pour représenter cette anisotropie Bishop (1966) a proposé une expression empirique simple où $C(\alpha)$ est donné comme fonction de α qui décrit l'inclinaison de la contrainte de cisaillement par rapport à l'axe horizontal, $C_h = C(0)$, $C_v = C(\pi/2)$ et $C(\pi/4)$:

$$C(\alpha) = C_v.(1-a.\sin^2\alpha)(1-b.\sin^2 2\alpha)$$

avec : $$a = 1 - \frac{C_h}{C_v} \text{ et } b = 1 - \frac{\frac{C_{\pi/4}}{C_v}}{1 - \frac{a}{2}}$$

L'analyse de l'équilibre limite présenté ci-dessous est utilisé pour calculer la contrainte de cisaillement pour chacun des trois angles 0, $\frac{\pi}{4}$ et $\frac{\pi}{2}$.

• ***Pour*** $\alpha = 0$

L'interposition de plusieurs couches géotextiles horizontales au sein d'un matériau granulaire augmente la résistance ultime et la rigidité à la compression (Ling, 1994). Les essais menés par Boyle (1994) l'amènent à vérifier l'hypothèse attestant que l'apport de résistance au cisaillement est dû au fait que la présence de plans de géotextile limite l'expansion latérale du sol et, par là même, augmente la contrainte de confinement. La cohésion apparente du sol, dépendante de la contrainte de confinement, est de ce fait augmentée. Ainsi :

$$\Delta\sigma_3 = \frac{T}{B.h}$$

où les paramètres sont : T = tension dans le textile ; h = hauteur de la cellule ; B = largeur considérée.

$$\text{avec :}\quad T = \frac{J}{2}\cdot\frac{\left(\frac{\Delta H}{D}\right)^2}{1-\frac{\Delta H}{D}}$$

ici J = module du textile et D = diamètre de la cellule, ΔH = déplacement imposé.

• ***Pour*** $\alpha = \pi/4$

La formule mise au point par Jewell (1987) est utilisée pour déterminer C pour $\alpha = \pi/4$:

$$C_{\pi/4} = \sigma_\alpha.\tan\delta.N.L.b.(\cos\alpha.\tan\phi + \sin\alpha)$$

ceci pour N renforcements de largeur b et de longueur L. δ est l'angle de frottement à l'interface entre les lits. Il s'agit d'un frottement sol-sol, δ est donc égal à ϕ. La valeur de σ_α est calculée par :

$$\sigma_\alpha = \sigma_{yy}\cdot\frac{1+\sin\phi.\sin(\phi+2\alpha)}{\cos^2\phi}.$$

• ***Pour*** $\alpha = \pi/2$

La cohésion apparente est déterminée en utilisant la théorie de Henkel (1968) développée pour prendre en compte l'apport de confinement dû à l'utilisation d'une membrane caoutchouc lors de l'essai triaxial (Fig. 30).

$$\Delta\sigma_3 = \frac{2.J}{D}\cdot\frac{1-\sqrt{1-\varepsilon_a}}{1-\varepsilon_a}$$

où ε_a = déformation verticale.

La contrainte de confinement effective peut alors être calculée en utilisant les relations entre la cohésion et les caractéristiques. Pour un sol pulvérulent renforcé ou un sol cohérent drainé l'augmentation de contrainte de cisaillement est donnée par :

$$C_r = \frac{\Delta\sigma_3}{2}.\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right)$$

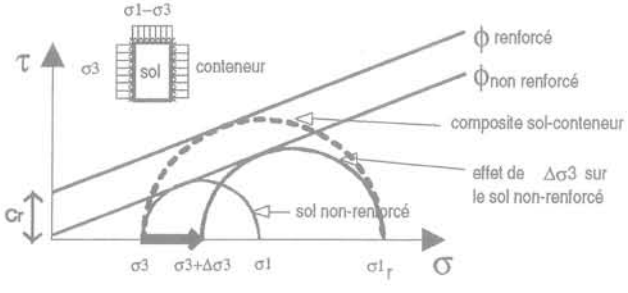

FIG. 30 **Plan de Mohr.**
Mohr plane.

Une comparaison de la cohésion mesurée pour les éprouvettes cylindriques d'élancement supérieur à 2 (présentés Fig. 6) et les valeurs calculées par la formule est donnée dans le tableau ci-dessous.

TABLEAU III **Comparaison de la cohésion mesurée et prédite (en kPa).**
Comparison of measured and predict cohesion (en kPa).

Matériaux	Triaxial (Bathurst 93)		Compression simple	
	Cohésion mesurée	Cohésion prédite	Cohésion mesurée	Cohésion prédite
Sable lâche	156	174	86,8	90,5
Gravier	169	160	90,7	99,5

L'écart relatif entre les valeurs mesurées et calculées varient de 5 % à 9 % (Gourvès, 1996a).

La figure 31 compare les résultats théoriques ainsi déterminée et les résultats expérimentaux obtenus lors de la campagne d'essais (Fig. 26).

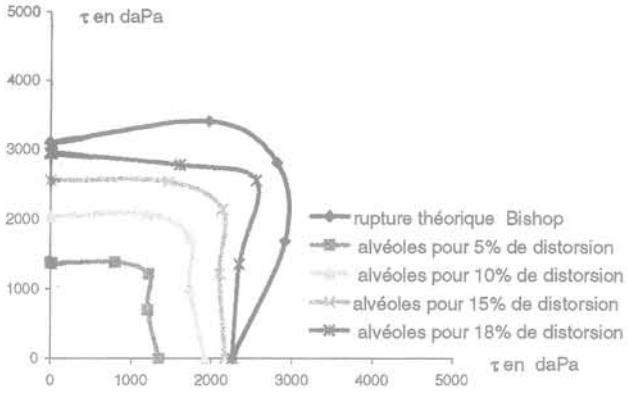

FIG. 31 **Comparaison des résultats expérimentaux avec les résultats théoriques.**
Comparison of experimental results with theoritical ones.

Ces essais n'ont pu être menés jusqu'à la rupture, du fait des limitations de l'appareillage et de l'état lâche des matériaux. Cependant, la courbe enveloppe théorique approche de manière assez réaliste les résultats expérimentaux.

La cohésion anisotrope est alors introduite dans le critère de Coulomb :

$$f(\sigma) = \sigma_1.(1+\sin\phi) - \sigma_3.(1-\sin\phi) - 2.\cos\phi.C(\alpha) = 0$$

La formulation du critère de résistance macroscopique du matériau « sol-renforcé » peut être ainsi obtenue.

Le but de cette étude est de pouvoir appliquer le critère présenté ci-dessus à des problèmes de calculs à la rupture « en déformation plane ». L'ouvrage homogène associé au talus initial en sol renforcé est un talus de même géométrie, constitué d'un matériau homogène obéissant au critère de résistance anisotrope. Il est calculé comme tel.

La ligne de rupture décrite précédemment (Fig. 27), définit l'existence d'une zone active, au voisinage du parement et d'une zone passive. Elle est le lieu présumé des tensions maximales. Cet équilibre utilise la méthode en déplacement (Gourc, 1994) résumée sur la figure 32.

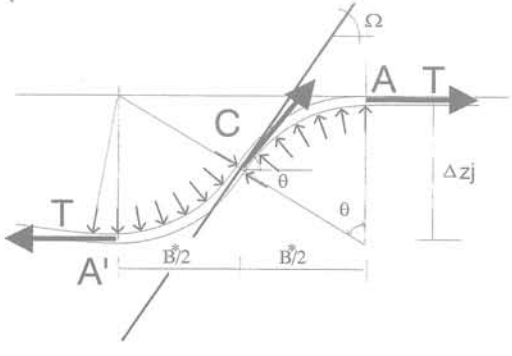

FIG. 32 **Méthode des déplacements.**
Displacement method.

La nappe possède une extrémité libre et une extrémité ayant une liaison au mur. C'est cette tension à l'intersection avec la zone de sol plastifiée qui est équilibrée par les contraintes de friction du sol le long de la nappe.

Une loi type élastoplastique est donc utilisée afin de modéliser le cisaillement à l'interface (Fig. 33).

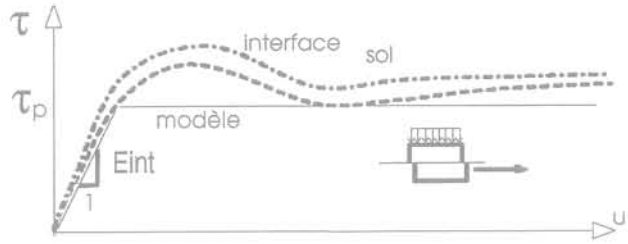

FIG. 33 **Modèle élastoplastique de l'interface.**
Elastoplastique model of the interface.

Le comportement observé lors d'essais de traction sur échantillon de géotextile bidimensionnel permet de proposer une modélisation par une loi élastique bilinéaire. En effet, une loi élastique linéaire conduirait à une mobilisation du frottement sur toute la longueur du géosynthétique dès les premiers mouvements en tête. Or, à un instant donné, pour un effort d'arrachement en tête T_A (Fig. 16), il existe une longueur à l'extrémité de la nappe pour laquelle le déplacement local est nul $U_i(x) = 0$. Une loi élastique bilinéaire à deux modules proposée par Bourdeau *et al.* (1990) est donc préférée, car cette dernière permet d'obtenir une meilleure corrélation avec les essais d'extraction et de tenir compte de la non-linéarité initiale du comportement.

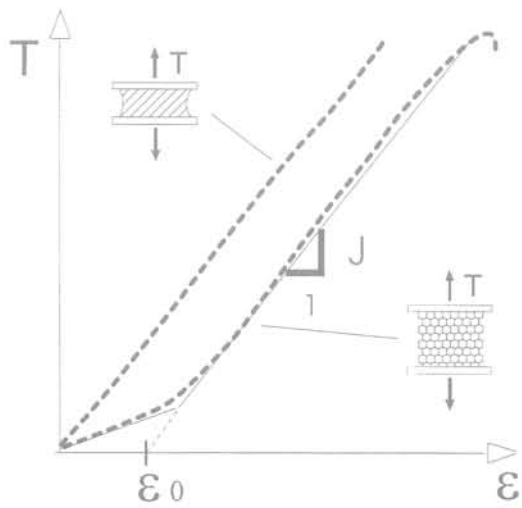

FIG. 34 **Modèle de l'essai de traction.**
Model of traction test.

La déformabilité initiale du géosynthétique est prise en compte par le paramètre ε_0 défini sur la figure 34.

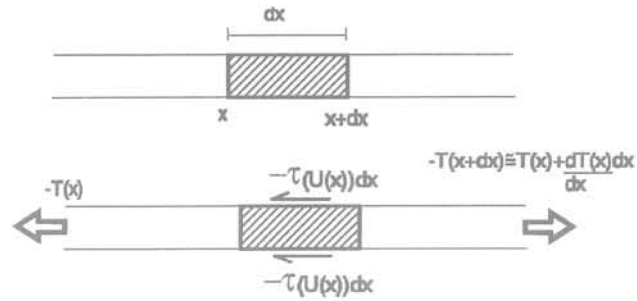

FIG. 35 **Bilan des forces sur le géotextile.**
Forces applied on the geotextile.

L'équilibre de l'élément de nappe représentée ci-dessus amène :

$$-T(x) + T(x + dx) - 2.\tau.dx = 0$$

on pose : $T(x+dx) = T(x) + \dfrac{dT(x)}{dx} \cdot dx$, il apparaît en prenant en compte la loi d'interface :

$$\frac{dT(x)}{dx} = 2 \cdot \tau = 2 \cdot E_{int} \cdot U(x)$$

La loi de comportement du géotextile est :

$$\frac{dU(x)}{dx} = \varepsilon = \frac{T(x)}{J} + \varepsilon_0$$

ce qui donne en déformation plane :

$$\frac{d^2U(x)}{dx^2} - \beta^2 U(x) = 0$$

avec : $\beta = \sqrt{\dfrac{2 \cdot E_{int}}{J}}$

La résolution de cette équation différentielle conduit à :

$$U(x) = A.e^{x\beta} + B.e^{-x\beta} \qquad \text{et} \qquad T(x) = J.\frac{dU(x)}{dx} - J.\varepsilon_0$$

A et B sont des constantes déterminées grâce aux conditions aux limites.

Trois cas apparaissent :

1) le déplacement est en tout point inférieur à U_p donc $\tau < \tau p$;

2) le déplacement est partiellement supérieur à U_p ;

3) le déplacement est en tout point supérieur à U_p.

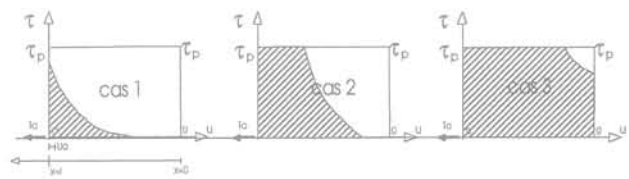

FIG. 36 **Cas de mobilisation.**
Cases of mobilisation.

L'obtention des efforts se fait donc avec le schéma suivant : à partir des contraintes limites données par essais, les paramètres qui permettent de calculer T en fonction de U déplacement imposé sont évalués.

Pour définir ces différents paramètres, l'essai d'extraction d'un lit d'alvéoles dont la géométrie est 3/3/10 sert de référence (Fig. 17, 20 et 21).

Le module d'Young du sable est estimé à partir de la relation exprimant le module tangent initial en fonction de la pression de confinement σ_3. La relation obtenue expérimentalement est du type :

$$E = E_o \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n$$

où p_a désigne la pression atmosphérique et E_o et n sont des paramètres calculés à partir d'essais de compression triaxiale drainés. Pour un sable lâche bien gradué les valeurs proposées par la bibliographie sont E_o = 20 MPa et n = 0,70 (Itasca, 1993 ; Mestat, 1993) soit E_{sol} = 4,95 MPa.

A la différence des géosynthétiques classiques et des armatures métalliques, la surface de cisaillement n'est pas confondue avec le plan du textile mais avec le plan supérieur et inférieur de la structure alvéolaire. C'est pourquoi le module du sol est aussi le module de l'interface.

L'angle de frottement est pris égal à celui des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande soit 29°.

Le module du textile est déterminé pour un mètre de large sachant qu'il y a 1,8 m de textile par mètre de largeur pour des cellules de 5 cm de côté et 2,9 m pour 3 cm de côté, donc J = 30 kN/m et J = 49 kN/m respectivement.

La pente E_{int} de la loi d'interface est supposée indépendante de la charge appliquée. Le déplacement limite U_p est donc directement proportionnel à celle-ci. U_p est déduit de E_{int} :

$$U_p = \frac{\tau}{E_{int}} = \frac{(q + \gamma \cdot h) \cdot \tan\phi}{E_{int}}$$

Une valeur de ε_o de 0,8 % proche de la bibliographie est utilisée, car elle est plus représentative du phénomène observé qui est la souplesse de la nappe.

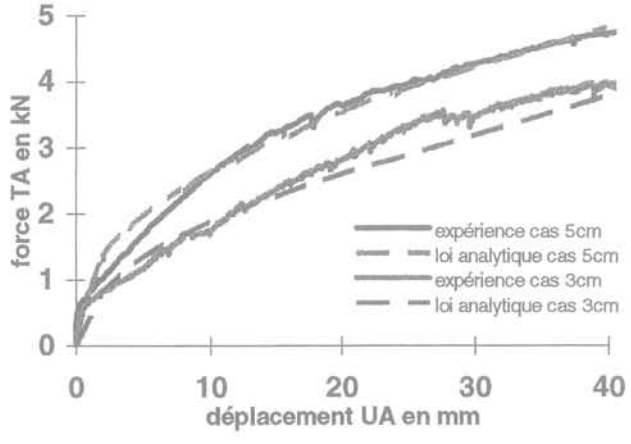

FIG. 37 **Comparaison loi analytique et expériences essais d'extraction.**
Comparison of analytical law and pull-out tests.

La figure 37 montre que les modèles donnent une bonne estimation de la relation force-déplacement. Les efforts calculés par ces formules sont introduits, pour le calcul du facteur de sécurité défini, dans l'équilibre du bloc dont la frontière intercepte l'ancrage.

Après détermination des efforts dans les nappes, à partir des déformations, le facteur de sécurité est calculé.

2.2

Méthode des différences finies

L'autre application utilisée est une simulation par la méthode des différences finies du comportement des massifs en sol renforcé (Gourvès, 1996b). Elle est développée sur le programme informatique FLAC (Billaux, 1992).

Le massif de sol est constitué d'un matériau auquel est appliqué un modèle élastoplastique avec critère de Mohr-Coulomb. Les caractéristiques mécaniques du matériau sol sont identiques à celles utilisées dans l'expression analytique et issues des essais. Ces valeurs sont : E = 4,95 MPa module d'Young du sol, ν = 0,3 coefficient de Poisson, ϕ = 29° angle de frottement interne, c = 0 kPa cohésion du sol.

L'élément de renforts est un élément ayant un comportement en membrane. Cet élément permet uniquement la prise en compte d'une loi de traction du renforcement qui est linéaire. Un modèle élastique est appliqué à l'élément. Les différents paramètres sont : a = 63.10^{-5} m^2 section du géotextile par mètre linéaire de parement, J module du géotextile J = 85,7 kN/m et 143 kN/m, Rt résistance à la traction du géotextile Rt = 9 kN, et un modèle élastoplastique à l'interface : Eint = 235 kPa coefficient de frottement à l'interface et τ = 9,5 kPa contrainte de cisaillement maximale à l'interface.

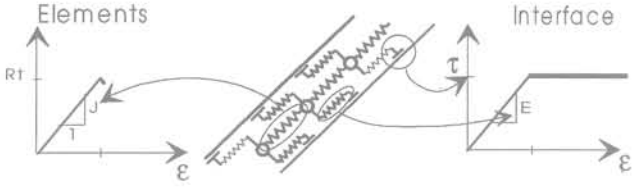

FIG. 38 **Modèle de l'élément structurel utilisé.**
Model of the structural element used.

La modélisation, à l'aide de ce logiciel, des essais d'ancrage présentés au paragraphe 1 donne les résultats présentés sur la figure 39. La géométrie du modèle utilisé ainsi que les conditions aux limites sont celles du massif expérimental avec ses différentes zones.

Un déplacement imposé appliqué à l'extrémité de la nappe, sert à la résolution, ceci jusqu'à obtention d'un déplacement en tête de nappe de 4 cm.

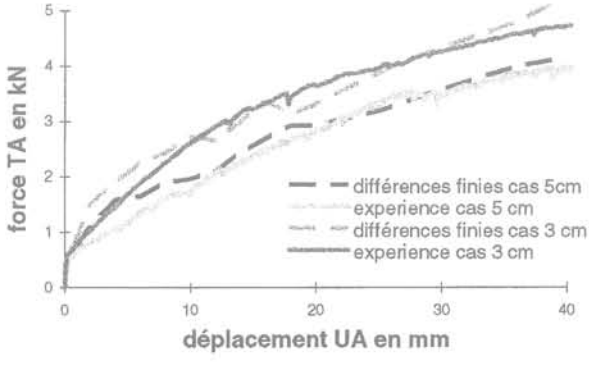

FIG. 39 **Comparaison modèle différence finie expériences essais d'extraction.**
Comparison of finite difference model and results of pull-out tests.

Cette modélisation reproduit le comportement de la nappe de façon satisfaisante et permet également de visualiser la propagation de la déformation dans la nappe.

La figure 40 présente un exemple de modèle. La discrétisation spatiale du sol comporte 900 éléments rectangulaires, celle du massif consiste en 200 éléments câbles. Le modèle reprend la géométrie exacte du projet avec différentes zones : le terrain naturel ancien, le remblai récent érigé pour créer la plate-forme et le remblai apporté pour constituer le mur.

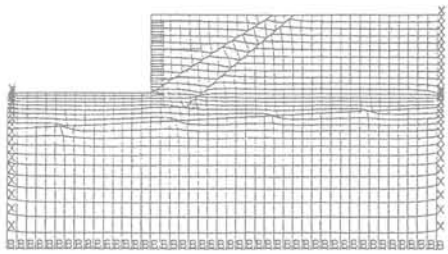

FIG. 40 **Géométrie et conditions aux limites du modèle de mur expérimental.**
Geometry and boundary limits of experimental trial wall.

Le modèle est bloqué en déplacement en x sur ses faces latérales et en x et y sur la frontière inférieure. Le comportement des matériaux est décrit par les modèles rhéologiques présentés précédemment.

Une modélisation du talus est réalisée avant travaux, à laquelle est appliquée la gravité, afin de créer un champ de contrainte initiale dans les calculs. Ensuite le sol est excavé suivant la forme du terrassement. Puis le mur est construit. La résolution est poursuivie jusqu'à atteinte de la stabilisation des forces non-équilibrées correspondant à la minimisation de l'énergie du système ou jusqu'à obtention de la déformée maximale admissible. L'ouvrage est considéré comme rompu (si rupture il y a) lorsque apparaissent des zones plastiques non contenues par des zones élastiques.

3

Validation des modèles sur ouvrages

La validation des modèles numériques nécessite l'application d'une démarche rigoureuse aboutissant à

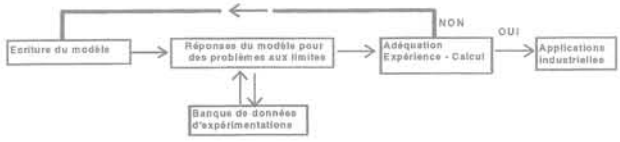

FIG. 41 **Démarche de validation.**
Validation method.

une méthode aux conclusions objectives, c'est-à-dire indépendantes de l'utilisateur.

La démarche de validation est constituée principalement par l'évaluation des prédictions, par le modèle, d'essais réalisés sur des ouvrages représentatifs bien instrumentés (réels et de laboratoire).

3.1

Présentation des expérimentations

La prédiction de ruptures réelles étant une étape capitale de la qualification des logiciels, des expérimentations ont été réalisées sur un ouvrage réel : un mur sur le site de Charade (Puy-de-Dôme).

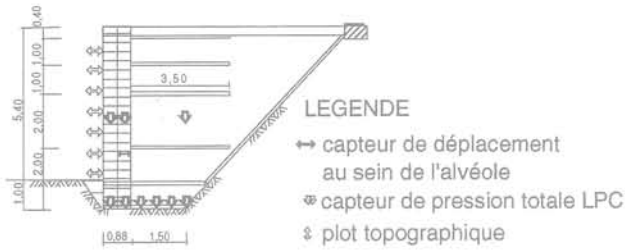

FIG. 42 **Coupe du mur testé en grandeur réelle.**
Cross section of the real scale trial wall.

Le mur construit est à parement vertical, d'une longueur de 54 m, d'une hauteur de 6,4 m et constitué de deux tronçons (Gentet, 1995). La construction s'est déroulée pendant le mois de septembre 1994. La géométrie du tronçon étudié est représentée figure 42 : il s'agit d'un empilement d'alvéoles d'une largeur égale à deux alvéoles avec des lits d'ancrages.

Les deux tronçons se sont comportés de manière différente : l'un s'est affaissé à la fin de la construction (Fig. 44), l'autre s'est stabilisé de manière satisfaisante. Il n'y a eu aucune rupture des bandes de parement et de rive, l'extensibilité de celles-ci étant trop grande. Le mur s'est déformé d'environ 1 mètre en six heures puis s'est stabilisé. La réserve d'effort mobilisable dans le géotextile a permis d'assurer l'équilibre du massif. A l'autopsie certaines zones de sols étaient au-delà de la limite de liquidité. On peut émettre l'hypothèse que la saturation du réseau de drainage n'a pas permis l'évacuation de l'eau des matériaux de remblai.

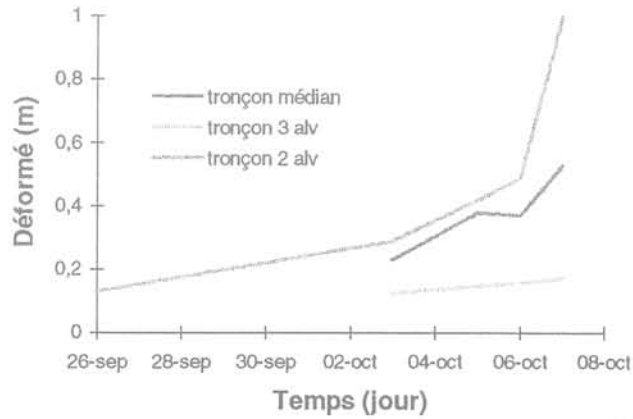

FIG. 43 **Évolution des profils.**
Evolution of profils.

La figure 45 présente la variation du profil au cours du temps pour la partie au-dessus de la butée. Le tronçon à deux alvéoles présentait après rupture une déformée maximale de 102 cm dans le tiers inférieur et un affaissement de 70 cm en tête. Le pied du mur est resté

stable n'indiquant pas de glissement. Les déplacements verticaux en tête de mur sont restés faibles dans le tronçon à trois alvéoles (6 cm). Ceux-ci sont sans doute dus essentiellement à l'influence du tronçon voisin qui aurait entraîné le tronçon à trois alvéoles.

Les contraintes verticales étaient mesurées avec des capteurs de pression totale placés à la base du tronçon à deux alvéoles (Fig. 42). L'évolution des contraintes verticales à la base du mur (contrainte supérieure à l'avant de la partie mur par rapport à l'arrière) peut être imputée au basculement (Fig. 44). En effet, les points d'application des forces gravitaires se sont significativement déplacés vers l'avant.

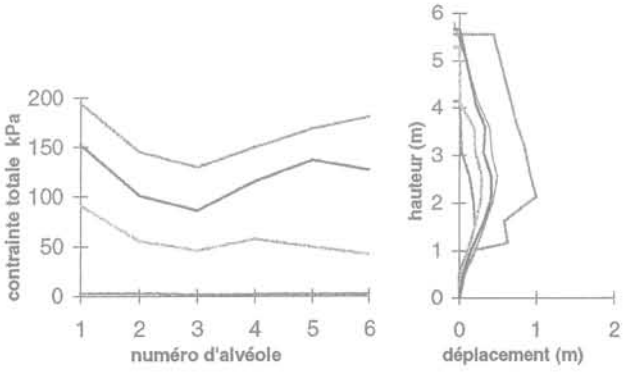

FIG. 44 **Évolution des pressions totales et du parement le plus déformé.**
Evolution of total stress and of the most deformed profil.

Les phases intermédiaires ont cependant été déterminantes et n'ont pu être maîtrisées dans leur totalité. C'est pourquoi il a été nécessaire de compléter par des essais en laboratoire. Les modèles de laboratoire ont permis de cerner les paramètres dont la connaissance est une condition *sine qua non* pour pouvoir avoir une étude en déformation fiable. Ils ont abouti à l'exploitation d'expériences reproductibles où il a été possible d'obtenir des ruptures par surcharge (Reiffsteck, 1995a).

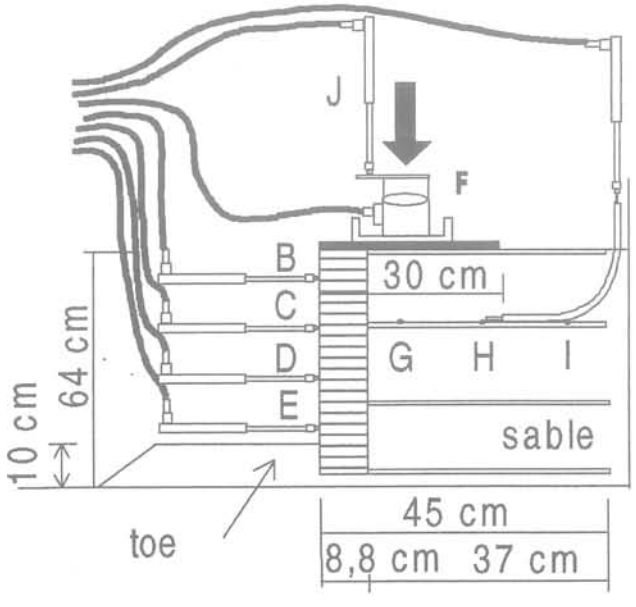

FIG. 45 **Coupe du modèle de laboratoire.**
Cross section of small scale model.

Ces essais de laboratoire ne sont pas des modèles réduits, c'est-à-dire qu'il n'est pas possible de prévoir le comportement des ouvrages réels à partir de ces essais et des règles de similitudes. Il s'agit de prototypes à part entière où les paramètres sont généralement mieux contrôlés qu'*in situ*. L'effet d'ensemble de la cohésion anisotrope apportée par le confinement ayant déjà été estimé lors d'essais de poussée sur des massifs poids réalisés en laboratoire, le but de ces essais est de comprendre qualitativement le phénomène de rupture lors d'un chargement et de mieux appréhender la mobilisation des ancrages. La géométrie de ces essais est résumée figure 45.

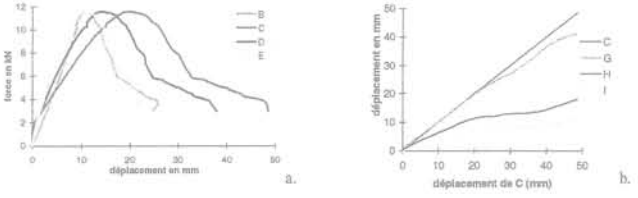

FIG. 46 **Déformation du parement et de l'ancrage.**
Deformation of front-face and anchorage.

Les courbes précédentes (Fig. 46) permettent de visualiser la mise en tension au sein du massif de l'ancrage. Celle-ci est progressive du fait de l'extensibilité du textile de l'ancrage et sa structure en treillis. Le regroupement des courbes permet de mettre en évidence l'existence du bloc actif et de localiser la zone plastifiée. Au démontage, la présence de rupture de liaisons à proximité de la zone mur a été constatée. Le comportement de l'ancrage est donc en accord avec les résultats obtenus lors des essais d'extraction.

3.2 Validations

Le principal critère d'évaluation des applications, utilisées pour la simulation et de la méthodologie associée, est la comparaison des déplacements et des pressions totales calculées avec les mesures d'auscultations.

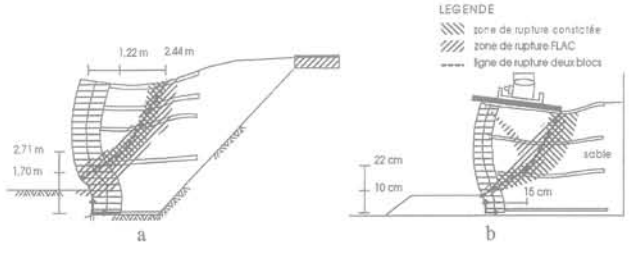

FIG. 47 **Comparaison lignes de rupture théorique et expérimentale.**
Comparison of theoritical and experimental failure lines.

Les résultats complets des essais sont présentés par Reiffsteck (1995b). La prédiction de la zone de rupture par les deux logiciels est satisfaisante. En effet, le comportement différent des deux tronçons, permet de dire que la méthode de calcul développée à partir de la méthode des blocs a encadré le coefficient de sécurité F = 1 pour la variation du paramètre largeur du mur. La

résolution par le logiciel en différences finies poursuivie jusqu'à obtention de la même déformée maximale dans le tiers inférieur du mur permet d'obtenir une géométrie proche de la géométrie réelle (Fig. 47). Il existe une bonne concordance entre les tensions maximales présentes dans les éléments câbles et les ruptures de coutures ainsi qu'une différence inférieure à 20 % entre les pressions totales mesurées et calculées à même niveau de déformation. Les résultats des deux modèles sont très influencés par le paramètre module de l'interface E_{int} (Reiffsteck, 1996a).

4

Conclusion

L'objectif de la réflexion menée ici était le développement d'une méthode de dimensionnement adaptée au géotextile tridimensionnel alvéolaire et à ses caractéristiques. La démarche présentée dans cet article a consisté à étudier ce massif en sol renforcé de la plus petite échelle à la taille d'un ouvrage complet. Nous avons pu mettre en évidence, à l'aide d'essais locaux, l'effet de confinement et l'anisotropie du comportement, qui caractérisent ce produit, et intégrer ces spécificités au sein de modèles de calcul à la rupture et en déformation. Ces méthodes, validées sur les massifs expérimentaux grandeur nature et en laboratoire, ont montré une prédiction correcte de la déformation sur les ouvrages en service dans différentes configurations. Des perspectives intéressantes existent dans le renforcement de structures routières sur sol mou. L'évolution du procédé avec par exemple l'intégration de géogrilles est en cours. L'amélioration de la méthode de calcul doit être poursuivie avec l'extension aux autres types d'application.

Bibliographie

Bathurst R.J., Karpurapu R. – Large scale triaxial compression testing of geocell reinforced granular soils. *Geotechnical testing journal, GTJODJ*, vol. 16, n° 3, p. 296-303, 1993.

Bathurst R.J., Crowe R.E. – Recent case histories of flexible geocell retaining walls in North America. Recent case histories of permanent geosynthetic-reinforced soil retaining walls. Seiken symposium, n° 11, Tokyo, 1992.

Billaux D., Cundall P. – Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments lagrangiens. *Revue Française de Géotechnique*, n° 63, p. 921, 1993.

Bishop A.W. – The strength of soils as engineering materials. *Geotechnique*, 16, 2, p. 89-130, 1966.

Bourdeau Y., Ogunro T., Lareal P., Riondy G. – Use of strain gages to predict soil-geotextile interaction in pull-out test. V International Conference on Geosynthetics, vol. 1, p. 451, 1994.

Bourdeau Y., Kastner R., Bollo-Kamara N., Balhoul F. – Comportement en ancrage d'un géosynthétique enfoui dans un matériau bidimensionnel. 5e Colloque franco-polonais de mécanique des sols appliqués, Paris, 1970.

Boyle S.R., Holtz R.D. – Deformation characteristics of geosynthetic-reinforced soil. Ve Congrès international des géotextiles, vol. 1, p. 361-364, 1994.

Delmas P., Puig J., Scheaffner M. – Mise en œuvre et parement des massifs de soutènement renforcés par des nappes de géotextiles. *Bulletin de Liaison des LPC*, n° 142, 1986.

Gentet P., Gourvès R., Pouget P., Reiffsteck P. – Réalisation d'un mur expérimental en géotextile tridimensionnel alvéolaire à Charade (Puy-de-Dôme). IIe Congrès français des géotextiles, vol. 1, 1995.

Gourc J.-P., Ratel A., Delmas Ph. – Design of fabrics retaining walls : the « displacement method ». 3th International Conference on Geosynthetics, Singapore, vol. 1, p. 361-364, 1994.

Gourvès R., Reiffsteck P., Vignon J.-F. – Study of confinement effect in geocells. First European Geosynthetics Conference and Exhibition, Maastrich, 1996.

Gourvès R., Reiffsteck P., Vignon J.-F. – Design of geocells reinforced soil structures through a homogeneization method and a finite difference method. Comparison and charts. Earth reinforcement, Kyushu (Japan), 1996.

Henkel D.J., Gilbert G.C. – The effect of rubber membranes on the measured triaxial compression strenght of clay samples. *Geotechnique*, vol. 3, n° 1, p. 20-29, 1952.

Ingold T.S. – Laboratory pull-out testing of grid reinforcements in sand. *Geotechnical Testing Journal – GTJODJ*, vol. 6, n° 3, p. 101-111, 1983.

Itasca consulting group – FLAC, Notice d'utilisation clients, version 1993.

Jewell R.A., Wroth C.P. – Direct shear tests on reinforced sand. *Geotechnique*, vol. 37, n° 1, 1987, p. 53-68.

Ling H.I., Tatsuoka F. – Performance of anisotropic geosynthetic-reinforced cohesive soil mass, *Journal of the Geotechnical Engineering Division* – ASCE, vol. 120, n° 7, p. 1166-1184, 1994.

Mestat Ph. – Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Rapport de recherche LPC, GT52, 1993.

Reiffsteck P. – Consolidation des sols supports de chaussées par un géotextile tridimensionnel. Mémoire de DEA-LERMES UBP, 1992.

Reiffsteck P. – Essais sur des massifs géotextiles tridimensionnels. *Annales de l'École doctorale SPI UBP*, Clermont-Ferrand, 1995.

Reiffsteck P., Gourvès R. – Modélisation des massifs tridimensionnels alvéolaires. Rencontres scientifiques, XIIIes Journées de l'AUGC, 1995.

Reiffsteck P. – Expérimentation et modélisation de structures en sol renforcé par un géotextile tridimensionnel alvéolaire. XIVes Journées de l'AUGC, 1996.

Reiffsteck P. – Étude du comportement mécanique du géotextile tridimensionnel alvéolaire Armater. Étude numérique et expérimentale. Thèse d'Université – LERMES UBP, 1996.