



**HAL**  
open science

# Étude du comportement mécanique du geotextile tridimensionnel alvéolaire Armater

Philippe Reiffsteck

► **To cite this version:**

Philippe Reiffsteck. Étude du comportement mécanique du geotextile tridimensionnel alvéolaire Armater. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II, 1996. Français. NNT: . tel-00353389

**HAL Id: tel-00353389**

**<https://theses.hal.science/tel-00353389>**

Submitted on 15 Jan 2009

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

N°d'ordre : D.U. 849  
EDSPIC : 124

Université Blaise PASCAL - Clermont II  
*École Doctorale*  
*Sciences Pour l'Ingénieur de Clermond-Ferrand*

## THESE

Présentée par

**REIFFSTECK Philippe**

Ingénieur CUST  
Conv. CIFRE 133/9

pour obtenir le grade de  
**DOCTEUR D'UNIVERSITÉ**  
Spécialité : Génie Civil

# ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DU GEOTEXTILE TRIDIMENSIONNEL ALVEOLAIRE ARMATER .

ANALYSE NUMERIQUE ET EXPERIMENTALE

Soutenue publiquement le jeudi 21 novembre 1996 devant le jury

Messieurs	J.P. GOURC	Rapporteur, Président du jury
	M.P. LUONG	Rapporteur
	A.VERGNE	Directeur de thèse
	Y. BOURDEAU	Examineur
	R. GOURVÈS	Examineur
	M. KHAY	Examineur
	J.F.VIGNON	Invité

**Formation doctorale** : Matériaux, Structures, Fiabilité

**Laboratoire** : LERMES/CUST, Ensemble universitaire des Cézeaux, 63177 AUBIERE

**Entreprise** : Armater SA route de Usson 63840 VIVEROLS

Page laissée intentionnellement blanche

# REMERCIEMENTS

Que toutes les personnes qui m'ont aidé à réaliser ce travail de recherche trouvent ici l'expression de ma gratitude.

En premier lieu je tiens à remercier M Jean François VIGNON pour avoir initié ce travail, l'avoir suivi avec intérêt, m'avoir fait profiter de son expérience, m'avoir soutenu financièrement et moralement, m'avoir fait l'honneur de sa confiance jusque dans les moments difficiles de ce travail.

J'exprime ma profonde reconnaissance à Alain Vergne, Directeur du LERMES responsable de la structure qui m'a accueillie ainsi qu'à M Roland GOURVES Maître de Conférence au Centre Universitaire des Sciences et Techniques (CUST), qui ont dirigé ce travail, et dont la compétence scientifique m'a été d'une aide primordiale.

Je remercie Monsieur LUONG, Professeur à l'Ecole Polytechnique, Monsieur GOURC Professeur à l'Université Joseph Fourier INPG-IRIGM pour avoir accepté d'être rapporteur de mon travail et pour leurs précieuses remarques

Merci à tous les membres du jury qui ont examiné le rapport et pris part à la soutenance. Il s'agit de Monsieur BOURDEAU Maître de Conférence à l'INSA de Lyon et Monsieur KHAY ingénieur au CER de Rouen, CETE Normandie Centre.

Je tiens à exprimer ma gratitude envers tous ceux qui m'ont épaulé dans mon labeur, il s'agit de M Patrick RACHER, M Eric FOURNELY, M Claude BACCONNET Maîtres de Conférences au CUST. Un grand merci pour le soutien et l'aide de tous mes collègues de travail, il s'agit entre autres de M Jean François BOCQUET, M Michel DREAN.

Ce travail a été réalisé au sein du LERMES mais aussi au sein de la société Armater en tant qu'ingénieur d'étude. Je remercie tout le personnel de la société Armater pour les discussions fructueuses ainsi que le personnel technique du LERMES pour leur aide lors de la réalisation des essais.

Enfin mes plus grands remerciements sont adressés à ma famille et à mes parents pour leur aide colossale tant sur le plan matériel que sur le plan moral.

A la mémoire de Jean-François Vignon et de Franck Deplagne  
A ma famille

# PREAMBULE

La société Armater où s'est déroulée cette étude est une PME indépendante de 20 personnes appartenant par essence à l'industrie textile et par son activité aux travaux publics. L'entreprise produit, commercialise et met en oeuvre un produit textile "géotextile alvéolaire" semblable à un nid d'abeille destiné au domaine des travaux publics. L'entreprise participe à de nombreux comités de normalisation français et est bien insérée dans la recherche développement des textiles techniques. Le produit faisant l'objet de plusieurs brevets internationaux, la société est à l'heure actuelle et pour encore quelques années en situation de monopole.

Cependant la société Armater a décidé de maîtriser le composite sol-textile. Le souhait final de la société détentrice du brevet étant de pouvoir développer une méthode de dimensionnement, il était nécessaire d'acquérir une connaissance du fonctionnement interne et externe du procédé. La société Armater a pour ce faire, embauché un ingénieur dans le cadre d'une convention de recherche CIFRE avec le LERMES laboratoire de l'Université Blaise Pascal de Clermont-Ferrand.

Ce travail de recherche est finalisé par la soutenance de la présente thèse de Doctorat. Nous allons présenter dans ce document, l'étude des ouvrages en sol renforcé par ce géotextile alvéolaire, réalisée afin d'en comprendre le fonctionnement, et de valider les modèles développés. Ce travail a été réalisé en grande partie au LERMES. Ce laboratoire possède les moyens de réaliser d'importantes expérimentations et le matériel informatique nécessaire à la mise au point de modèles de comportement prenant en compte l'anisotropie des propriétés mécaniques.

Le financement de ce travail de thèse a été réalisé par la société Armater soutenue par l'ANRT. Qu'ils en soient remerciés. Le financement des diverses expérimentations a été assuré par le Conseil Général du Puy de Dôme et divers partenaires locaux et nationaux. Nous tenons à remercier nos partenaires : le Conseil Général du Puy de Dôme, le Conseil Régional d'Auvergne (ARD), la DRIRE-DRRT, le LRPC de Clermont Ferrand et le LERMES/CUST de l'Université Blaise Pascal qui ont financé la recherche.

Le travail présenté dans ce document fait l'objet d'un contrat liant le Laboratoire LERMES à la société Armater détentrice du brevet pour ce produit. Ce mémoire ne peut être diffusé ou reproduit, copié ou en totalité ou en partie. Il en est de même pour l'utilisation de ses conclusions en public. Ce travail ne saurait être une justification d'études réalisées par des sociétés autre qu'Armater.

# RESUME

Le géotextile Armater a été mis au point il y a environ dix ans. Il s'agit d'une nappe alvéolaire obtenue en cousant ou collant des bandes de géotextile non tissé aiguilleté entre elles. Les alvéoles sont de forme hexagonale. L'idée est de constituer un massif de sol renforcé par un empilement de lits d'alvéoles où la connexion verticale des lits est réalisée au moyen de bandes de textiles agrafées aux pointes des alvéoles.

Le travail de recherche sur ce nouveau concept de mur a consisté à étudier le comportement local et global, afin d'en développer une méthode de dimensionnement.. Nous avons dans un premier temps par un programme expérimental exhaustif mis en évidence le comportement mécanique du géosynthétique alvéolaire et tenté de le comprendre. Dans un deuxième temps nous avons développé des modèles théoriques permettant de proposer une méthode rationnelle de dimensionnement que nous avons validé sur des ouvrages réels. Nous avons utilisé deux approches différentes : approche par un calcul à la rupture utilisant la méthode des deux blocs et approche en déformations en différences finies.

Le mémoire a été structuré en quatre parties exposées ci-dessous :

- en premier lieu, une étude bibliographique rappelle les hypothèses et les méthodes habituelles de caractérisation des géotextiles, du sol ainsi que l'interaction sol-géotextile.
- la deuxième partie s'attache à mettre en évidence le fonctionnement mécanique du complexe au niveau d'une alvéole. Plusieurs séries d'essais locaux ont été réalisées afin de comprendre le fonctionnement de ce produit dans différentes configurations.
- la troisième partie présente les différentes méthodes de calcul analytiques (intégrant les modèles mis au point dans la deuxième et la troisième partie) ou numériques mis au point durant ce travail, ainsi qu'une étude de l'influence des paramètres géométriques (longueur, hauteur) ou mécanique (comportement des matériaux). Ces modèles n'utilisent pour ce travail que des chemins de chargement monotones croissant.
- la quatrième partie confronte les résultats d'expérimentations sur un ouvrage réel instrumenté et des modèles de taille réduite avec ceux des calculs de modélisation.

Les apports du travail présenté ci-dessus qui nous semblent les plus intéressants sont les suivants. En premier lieu, une meilleure connaissance du fonctionnement du phénomène de confinement. A l'égard de ce mode de fonctionnement, le rapport côté sur hauteur joue un rôle important. Après avoir montré la capacité des logiciels à représenter le complexe sur divers chemin de sollicitation au niveau local nous avons développé deux méthodes de dimensionnement du massif en sol renforcé. Ces méthodes permettent de modéliser l'hétérogénéité du comportement des matériaux et la géométrie complexe des ouvrages.

Mots clés : Génie Civil, Géotechnique, Géosynthétiques, Structures alvéolaires, Soutènements, Comportement mécanique, Dimensionnement, Expérimentation,

# ABSTRACT

The geocell Armater has been developed at the end of the seventies. It consists in a honeycomb structure obtained by alternate linking done by stitching strips of polyester non woven material. Once deployed, each cell has a hexagonal shape. The idea is to create a wall made of a continuous pile of layers of geocells, stapled to each other on the outer face of the wall by vertical strips of non woven geotextile.

The aims of the research made on this concept of wall, were to study the local and global behaviour in order to develop a design method. To explain the effect of geocells as a reinforcing structure and the confinement mechanism, tests using large scale and small scale specimens were carried out. The tests have pointed out the importance of the slenderness of cells and the anisotropic behaviour of shearing resistance.

The second step of this work was to develop theoretical models of stability analysis. A general finite difference software which considered the discontinuity and standard method which considered an equivalent homogeneous material were compared.

The both analysis have been validated on stress and displacement measurements of a real scale trial wall about 55 meters long. The results obtained during experimentation and tests on medium scale models, validate the modelling developed. The methods used have shown to be effective analysis method for wall reinforced with geocells, their main interest was to take into account the deformability of the whole structure.

Keywords: Civil engineering, Geotechnique, Geosynthetic, Geocells, Retaining wall, Design method,

# NOTATIONS

## Alphabet latin

a (m<sup>2</sup>) : section  
c (kPa): cohésion du sol de fondation  
c (m) : côté cellule  
D (m) : diamètre  
e (m) : déformée  
E (N/m<sup>2</sup>) : module d'Young du matériau  
F (N) : force  
F (-) : coefficient de sécurité  
h (m): épaisseur du complexe  
J (kN/m): module de déformation plane du géotextile  
k (N/m<sup>2</sup>) : module de l'interface  
L (m): longueur du géotextile  
R (m): rayon de courbure de la déformée du complexe  
T (kN): tension dans le géotextile  
u (m): déplacement  
v (m): déplacement  
W ( %): teneur en eau  
z (m) : déplacement

## Indices

a : ancrage  
b : base  
cycl : cyclique  
stat : statique  
o : initial (ou référence)  
f : final  
g : géotextile  
int : interface  
max : maximum  
n : normal  
o : initial (ou référence)  
p : palier  
ref : référence  
stat : statique  
t : traction

## Alphabet grec

$\alpha$  (-) : coefficient  
 $\beta$  (-) : coefficient  
 $\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>) : poids volumique du sol  
 $\theta$  (degrés) : angle  
 $\varepsilon$  (%) : déformation  
 $\lambda$  (-) : paramètre  
 $\nu$  (-) : coefficient de Poisson  
 $\sigma$  (kPa) : contrainte  
 $\tau$ (kPa) : contrainte tangentielle  
 $\phi$  (degrés) : angle de frottement interne  
 $\Omega$ (degrés) : angle  
 $\psi$  (degrés) : angle

## Exposants

e : élastique  
p : plastique

Page laissée intentionnellement blanche

# SOMMAIRE

	Page
Préambule	I
Remerciements	II
Résumé	III
Abstract	IV
Notations	V
Introduction générale	VI
Partie I Les géosynthétiques	1
Partie II Etude du confinement	22
Partie III Méthodes de dimensionnement	91
Partie IV Validation des modèles	124
Conclusion générale	158
Bibliographie	160

# SOMMAIRE DÉTAILLÉ

<b>INTRODUCTION .....</b>	<b>1</b>
<b>PARTIE I LES GEOSYNTHETIQUES .....</b>	<b>5</b>
<b>INTRODUCTION .....</b>	<b>5</b>
<b>CHAPITRE I.1 LES GÉOSYNTHÉTIQUES .....</b>	<b>5</b>
I.1.1 LES GÉOSYNTHÉTIQUES BIDIMENSIONNELS .....	5
I.1.2 LES GÉOCONTENEURS .....	8
<b>CHAPITRE I.2 HYPOTHÈSES DE COMPORTEMENT .....</b>	<b>11</b>
I.2.1 LOI DE COMPORTEMENT .....	11
I.2.2 CRITÈRE DE LIMITE D'ÉLASTICITÉ.....	12
I.2.3 MODÉLISATION DE L'INTERFACE .....	14
<b>CHAPITRE I.3 CARACTÉRISATION DES GÉOSYNTHÉTIQUES.....</b>	<b>15</b>
I.3.1 COMPORTEMENT MÉCANIQUE .....	15
I.3.2 COMPORTEMENT HYDRAULIQUE .....	17
I.3.3 COMPORTEMENT AU FLUAGE .....	18
I.3.4 COMPORTEMENT À LA FATIGUE.....	18
I.3.5 COMPORTEMENT PHYSICO-CHIMIQUE .....	19
I.3.6 COMPORTEMENT BIOLOGIQUE.....	19
CONCLUSION .....	20
<b>CHAPITRE I.4 CARACTÉRISATION DU SOL ET DE L'INTERFACE.....</b>	<b>21</b>
I.4.1 COMPORTEMENT MÉCANIQUE DU SOL DE REMPLISSAGE.....	21
I.4.2 CARACTÉRISATION DE L'INTERFACE SOL-GÉOSYNTHÉTIQUE .....	21
I.4.3 ESSAI DE FROTTEMENT .....	21
I.4.4 ESSAI D'ANCRAGE .....	22
<b>CONCLUSION .....</b>	<b>23</b>
<b>PARTIE II ETUDE DU CONFINEMENT.....</b>	<b>25</b>
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>25</b>
<b>CHAPITRE II.1 ESSAIS DE CONFINEMENT DANS UNE ALVÉOLE .....</b>	<b>25</b>
II.1.1 PRÉSENTATION DE L'EXPÉRIENCE .....	25

II.1.2 PRÉSENTATION DE L'ALVÉOLE .....	28
II.1.3 RÉSULTATS ET VISUALISATION DU COMPORTEMENT.....	29
II.1.4 CONCLUSION .....	38
<b>CHAPITRE II.2 EXPÉRIMENTATIONS SUR SEPT ALVÉOLES.....</b>	<b>39</b>
II.2.1 PRÉSENTATION DE L'EXPÉRIENCE .....	39
II.2.2 PRÉSENTATION DES ALVÉOLES .....	40
II.2.3 RÉSULTATS ET VISUALISATION DU COMPORTEMENT.....	40
II.2.4 CONCLUSION .....	41
<b>CHAPITRE II.3 EXPÉRIMENTATIONS SUR UN LIT D'ALVÉOLES .....</b>	<b>42</b>
II.3.1 ESSAIS SUR UN MASSIF BICOUCHE.....	42
II.3.2 ETUDE DU COMPORTEMENT EN EXTRACTION D'UNE NAPPE.....	49
II.3.3 CONCLUSION .....	55
<b>CHAPITRE II.4 ESSAIS SUR UN MASSIF D'ALVÉOLES .....</b>	<b>56</b>
II.4.1 ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE .....	56
II.4.2 ESSAI DE CISAILLEMENT SIMPLE .....	57
II.4.3 CONCLUSION .....	65
<b>CHAPITRE II.5 ETUDE DU CONFINEMENT .....</b>	<b>66</b>
II.5.1 ETUDE DU CONFINEMENT DANS UNE ALVÉOLE .....	66
II.5.2 MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DU GROUPE DE SEPT ALVÉOLES .....	70
II.5.3 ANCRAGE D'UN LIT D'ALVÉOLES.....	74
II.5.4 MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DU MASSIF D'ALVÉOLES .....	90
II.5.5 CONCLUSION .....	99
<b>CONCLUSION .....</b>	<b>99</b>
<b>PARTIE III MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT.....</b>	<b>101</b>
<b>INTRODUCTION .....</b>	<b>101</b>
<b>CHAPITRE III.1 DÉFINITION DES ÉTATS LIMITES .....</b>	<b>103</b>
<b>CHAPITRE III.2 MÉTHODE DES TROIS COEFFICIENTS .....</b>	<b>105</b>
III.2.1 THÉORIE.....	105
III.2.2 PRISE EN COMPTE DES ANCRAGES.....	107
<b>CHAPITRE III.3 MÉTHODE DES BLOCS .....</b>	<b>111</b>
III.3.1 MODÉLISATION THÉORIQUE DES RUPTURES .....	111
III.3.2 MODÈLE DÉVELOPPÉ .....	112
III.3.3 PRISE EN COMPTE DU MUR ARMATER .....	116
III.3.4 PRISE EN COMPTE DES ANCRAGES.....	118
III.3.5 RÉOLUTION .....	121

<b><u>CHAPITRE III.4 MÉTHODES DIFFÉRENCES FINIES .....</u></b>	<b><u>123</u></b>
III.4.1 MODÈLE DE TALUS .....	123
III.4.2 DÉFINITION DU FACTEUR DE SÉCURITÉ.....	124
III.4.3 TALUS AVEC MUR .....	126
<b><u>CHAPITRE III.5 COMPARAISON DES DIFFÉRENTS LOGICIELS .....</u></b>	<b><u>130</u></b>
<b><u>CONCLUSION.....</u></b>	<b><u>132</u></b>
<b><u>PARTIE IV VALIDATION SUR OUVRAGES INSTRUMENTÉS .....</u></b>	<b><u>134</u></b>
<b><u>INTRODUCTION .....</u></b>	<b><u>134</u></b>
<b><u>CHAPITRE IV.1- OUVRAGES GRANDEUR NATURE.....</u></b>	<b><u>137</u></b>
IV.1.1 CONCEPTION DE L'ESSAI - DESCRIPTION DU PROJET .....	137
IV.1.2 DIMENSIONNEMENT.....	141
IV.1.3 CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX EMPLOYÉS.....	141
IV.1.4 CONSTRUCTION.....	141
IV.1.5 INSTRUMENTATION.....	142
IV.1.6 RÉSULTATS.....	143
IV.1.7 CONCLUSION .....	146
<b><u>CHAPITRE IV.2- ESSAIS SUR MODELES DE LABORATOIRE.....</u></b>	<b><u>149</u></b>
IV.2.1- MODÈLE DE MUR POIDS .....	149
IV.2.2 MODÈLE DE MUR ÉLANCÉS .....	151
IV.2.3 SYNTHÈSE .....	157
<b><u>CHAPITRE IV.3 VALIDATION DES METHODES.....</u></b>	<b><u>158</u></b>
IV.3. 1 MÉTHODE DES TROIS COEFFICIENTS.....	158
IV.3.2 MÉTHODE DES BLOCS .....	158
IV.3.3 MÉTHODE AUX DIFFÉRENCES FINIES.....	159
IV.3.4 VALIDATION .....	165
<b><u>CONCLUSION.....</u></b>	<b><u>166</u></b>
<b><u>CONCLUSION ET PERSPECTIVES .....</u></b>	<b><u>168</u></b>
<b><u>BIBLIOGRAPHIE.....</u></b>	<b><u>170</u></b>

# INTRODUCTION

Les états d'équilibre et configurations de tout système matériel physico-chimique inorganique isolé sont rigoureusement régis par le principe de Hamilton qui fait évoluer le système des états les moins probables vers les états les plus probables (Boltzman). Lorsque les états finaux d'équilibre aboutissent à des configurations, des schémas géométriques réguliers (comme dans les formations cristallines), les symétries qui en résultent, sont toujours de type cubique ou hexagonale. En effet la tendance à l'équilibre, à l'équirépartition de l'énergie (loi de l'énergie potentielle de surface minimum de Curie, compatible avec les forces orientantes), impose de ce fait que les seuls polygones réguliers pouvant "remplir" le plan sans interstices sont le carré, le triangle équilatéral et l'hexagone [BEN 01]. Dans la nature, le réseau hexagonal proprement-dit est très fréquemment rencontré. Par exemple lorsque les cellules vivantes en grand nombre et plus ou moins isotropiquement disposées sur une surface plane ou courbe se développent par extension latérale assez grande pour remplir tous les interstices, elles prendront justement le contour hexagonal. Contour qui parmi les trois polygones réguliers pouvant servir à la partition du plan se rapproche le plus du cercle et donne le maximum de surface. Car des polygones isopérimétriques c'est le polygone régulier qui a la surface maximum [GHY 27], [GHY 31]. Le réseau se rencontre par conséquent à la surface de beaucoup de tissus cellulaires vivants, dans les madrépores coloniaux à surface courbe, dans l'oeil de la mouche ou dans des constructions animales telles que les nids d'abeilles [DAR 17].

L'homme s'inspirant de la nature a ainsi développé des structures tridimensionnelles à mailles hexagonales semblables à des nids d'abeilles. Apparues depuis une vingtaine d'années dans le domaine du génie civil, ces surfaces synthétiques utilisées en contact avec le sol, sont appelées géosynthétiques. Associés à un matériau de remplissage, ces produits permettent la réalisation de protection de talus pour la lutte contre l'érosion et de remblais renforcés. La structure composite ainsi obtenue possède une cohésion que ne présente pas le constituant granulaire. En effet, la présence de ce géotextile crée un mécanisme de confinement du matériau qui améliore sa résistance au cisaillement et à la traction.

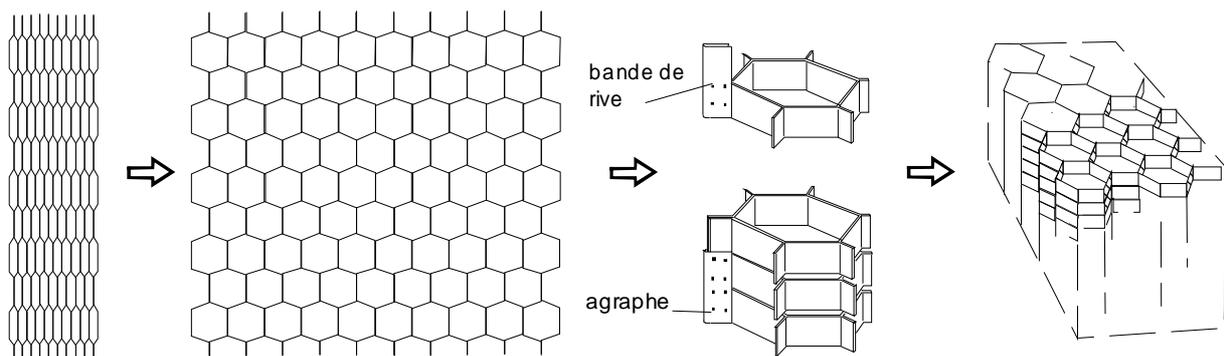
L'objet de notre étude est le géosynthétique Armater. Il se présente sous forme d'une nappe alvéolaire, d'épaisseur variable, obtenue en cousant des bandes de géotextile entre elles. Les alvéoles sont donc de forme hexagonale, le matériau de base est un non tissé aiguilleté. Les premières applications de ce produit ont concerné la lutte contre l'érosion ([PUIG 86], [GARI 86]) de talus à forte pente par végétalisation. Cependant, depuis quelques années, des recherches ([KHAY 86], [REIF 92]) ont été effectuées afin de diversifier l'emploi de cette structure. Un premier débouché a été développé dans le domaine des renforcements des structures de chaussées souples à faible trafic utilisant des matériaux peu traficables.

Une nouvelle voie se dessine pour ces géotextiles tridimensionnels, employés en tant que renforcement de talus. L'intérêt de ces structures réside, notamment, dans le domaine des murs de soutènement qui tolèrent des déformations. Elles doivent permettre l'utilisation de matériaux locaux économiques tels que l'argile, inutilisable sans renforcement. La maîtrise de ces déformations, qui est un des buts de cette étude,

permettra de prendre position sur le marché des murs à faibles déformations. Des études en laboratoire [BREU 93] ont déjà montré la possibilité d'utiliser les méthodes de calcul à la rupture pour l'étude de l'équilibre des massifs poids, ceci étant vrai aussi bien pour la stabilité externe du massif, que pour sa stabilité interne.

Nous allons présenter dans ce document le travail de recherche sur les ouvrages en sol renforcé par ce géotextile alvéolaire, réalisé afin d'en comprendre le fonctionnement et de valider les modèles développés. Notre travail a consisté à acquérir une connaissance du fonctionnement interne et externe du procédé, afin d'en développer une méthode de dimensionnement. Ceci répond à la demande de la société Armater détentrice du brevet.

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. L'idée est de constituer, comme représenté sur la figure ci-dessous, 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.



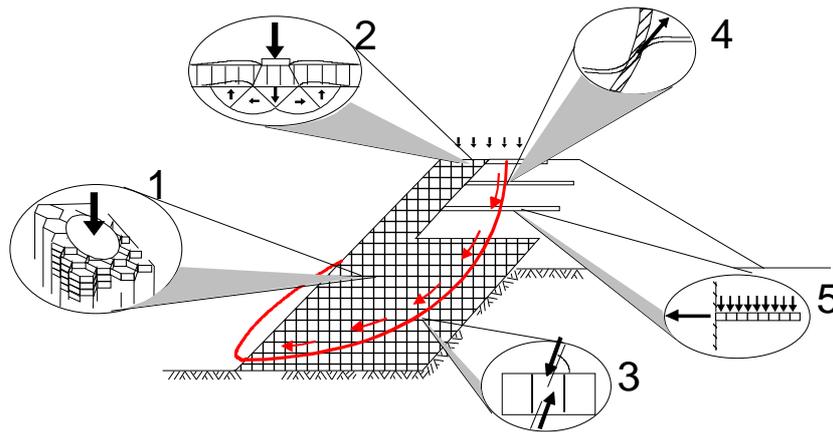
Principe de réalisation du produit et du mur en géotextile alvéolaire

L'approche adoptée pour la mise au point d'une méthode de dimensionnement s'est axée sur la

connaissance du fonctionnement interne du procédé, en étudiant les comportements locaux. Pour cela, dans un premier temps, un programme expérimental exhaustif met en évidence le comportement mécanique du géosynthétique alvéolaire.

La figure suivante représente 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. Elles 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 génère un effort d'extraction de la nappe alvéolaire (5) constituant l'ancrage.

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



La structure et les modes de fonctionnement

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 géométriques (côté alvéole  $c$  et hauteur  $h$ ) et mécanique (comportement des matériaux) a également été réalisée. Ces modèles ont été ensuite intégrés 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 ce document, la validation des modèles développés sur divers ouvrages réels est présentée. Les choix réalisés ont consisté à caler des 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). Nous avons optimisé un concept global du produit par la définition de son potentiel, ce qui a permis une amélioration du procédé de fabrication.

Le mémoire a été structuré en quatre parties exposées brièvement ci-dessous:

- en premier lieu, une étude bibliographique rappelle les hypothèses et les méthodes usuelles de caractérisation des géotextiles, du sol ainsi que l'interaction sol-géotextile.
- la deuxième partie s'attache à mettre en évidence le fonctionnement mécanique du complexe au niveau d'une alvéole. Plusieurs séries d'essais locaux ont été réalisées afin de comprendre le fonctionnement de ce produit dans différentes configurations.
- la troisième partie présente les différentes méthodes de calcul analytique (intégrant les modèles mis au point dans la deuxième et la troisième partie) ou numérique mises au point durant ce travail, ainsi qu'une étude de l'influence des paramètres géométriques (longueur, hauteur) ou mécanique (comportement des matériaux). Ces modèles n'utilisent pour ce travail que des chemins de chargement monotone croissant.
- la quatrième partie confronte les résultats d'expérimentations sur un ouvrage réel instrumenté et des modèles de taille réduite avec ceux des calculs de modélisation.

Page laissée intentionnellement blanche

# PARTIE I LES GEOSYNTHETIQUES

## INTRODUCTION

L'objet de cette première partie est de rappeler brièvement quelques généralités sur les géosynthétiques. Pour cela une étude bibliographique des hypothèses et des méthodes de caractérisation des géosynthétiques, du sol ainsi que de l'interaction sol-géosynthétique est réalisée.

Elle est scindée en cinq chapitres. Dans le premier nous exposerons quelques notions générales sur les géosynthétiques, leurs structures et les matériaux qui les constituent. Ensuite nous présenterons les différents modèles rhéologiques des matériaux sol, géosynthétique ainsi que de l'interface sol-géosynthétique. Dans les trois derniers, nous examinerons les différentes modalités d'essais qui permettent de déterminer les caractéristiques du géosynthétique et du sol. Enfin nous donnerons un résumé des méthodes usuelles utilisées afin de caractériser leur interface.

## CHAPITRE I.1 Les géosynthétiques

### *1.1.1 Les géosynthétiques bidimensionnels*

Le nom " géosynthétique" désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol. Mis en application depuis une vingtaine d'années dans le domaine du Génie Civil, les géosynthétiques sont principalement utilisés sous la forme de nappes pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement. Ils permettent, lorsqu'ils sont incorporés dans la structure, de diminuer la quantité de matériaux utilisés, d'utiliser des matériaux de qualité limitée, d'empêcher l'interpénétration de deux couches, de renforcer en grande déformation un remblai sur sol mou.

#### **a) La fibre textile**

Les géosynthétiques sont constitués principalement de fibres synthétiques pour des raisons de coût et de résistance aux actions chimiques et biologique des sols. Ces fibres sont obtenues par filage puis étirage de structures macromoléculaires appelées aussi polymères. Les polymères les plus couramment rencontrés dans les nappes géosynthétiques sont les suivants :

- les vinyliques, tels que le chlorure de polyvinyle (PVC), très résistants à l'eau et à l'attaque de nombreux produits chimiques ou micro-organismes ; ils sont très utilisés comme drains.
- les acryliques sont utilisés dans les géosynthétiques sous forme de résine ou d'émulsion pour les consolider.
- les polyamides (PM ex: Nylon) sont très sensibles à l'eau et donc peu utilisés.
- les polyesters (PS) possèdent des propriétés mécaniques élevées et une inertie aux acides et aux micro-organismes qui les rendent très intéressants. Ils sont cependant attaqués en surface par les bases.

- les polyoléfines tels que le polyéthylène (PE) ou le polypropylène (PP) sont également très utilisés du fait de leur forte insensibilité chimique et de leur bonnes propriétés mécaniques et de leur faible coût.

## b) La structure des géosynthétiques

Parmi les géosynthétiques voués au renforcement des sols, on distingue les géotextiles : tissés, non-tissés, tricotés composés de fibres, des géogrilles réalisés à partir de plaques de polymère. Le mode d'assemblage des fils entre eux permettra d'obtenir différents types de nappes géotextiles.

**1 Les tissés** (déformabilité 10 à 25 %, la déformabilité est le pourcentage d'allongement à la rupture)

Obtenus par entrecroisements de deux séries de fils ou bandelettes, il en existe différentes sortes. Assemblés entre elles, les fibres textiles sont maintenues par torsion pour former des "fils" d'épaisseur voulue. Le mode d'entrelacement s'appelle "armure" ; il en existe trois principales : la toile, le croisé et le satin.

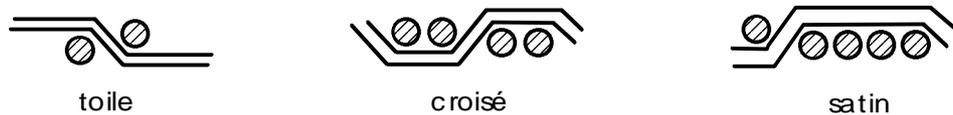


fig-I.1 L'armature

Les tissés sont soit des tissés de fils monofilaments, soit des tissés de fils multifilaments dont chaque fil est constitué de plusieurs brins élémentaires, soit des tissés de bandelettes de films extrudés à base de polyéthylène, de polypropylène ou de PVC. Le tissage permet d'obtenir un module de traction élevé, une faible déformabilité et une régularité des pores intéressante sur le plan hydraulique cependant il entraîne une anisotropie en plan.

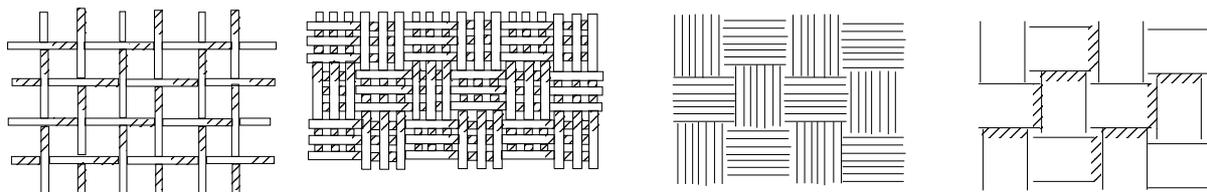


fig-I.2 Les tissés de fils monofilaments, les tissés de fils multifilaments, les tissés de bandelettes

**2 Les non-tissés** de filaments continus (déformabilité à la rupture de l'ordre de 60 %)

Les fibres ou filaments sont répartis directionnellement ou de façon désordonnée par deux types de nappage. Le nappage mécanique est réalisé par des outils qui peignent les fils et les orientent de manière unidirectionnelle. Celui-ci est réalisé par projection, cardage ou superposition de nappes croisées pour obtenir le textile voulu. Le nappage pneumatique est effectué par un courant d'air, il permet de brouiller la structure.

Il existe différents types de liaisons:

- chimique: liaison totale par imprégnation plein bain
- liaison partielle par pulvérisation

réalisée soit avec une résine (matière solide dissoute dans un solvant) soit avec une émulsion (matière solide dispersée dans un milieu aqueux).

- thermique: l'action combinée de la chaleur et de la pression (le calandrage) entraîne la fusion partielle des filaments à leur points de croisement. Comme le liaison thermique, il a l'inconvénient d'entraîner des points rigides, sensibles à une accumulation ponctuelle des contraintes.

- mécanique: l'aiguilletage est un procédé purement mécanique dans lequel des aiguilles hérissées de bardes entrelacent le réseau fibreux en traversant la nappe dans un mouvement alternatif rapide. Les liaisons sont donc glissantes et entraînent une grande souplesse et une grande déformabilité du textile. Le module à la traction initiale est faible car les liaisons ne se bloquent qu'après une certaine déformation.

Le principal avantage des non-tissés est leur isotropie en plan.

**3 Les non tissés de fibres coupées** (déformabilité à la rupture de l'ordre de 100 % )  
Leur résistance mécanique, directement liée à la longueur des fibres élémentaires, est plus faible que celle de la catégorie précédente. Ils sont bien adaptés au rôle de filtre ou de drain.

#### 4 Les tricotés

Peu répandus, ils sont obtenus par entrelacement des fils à l'aide d'aiguilles.

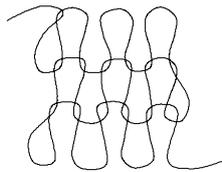


fig-I.8 exemple de tricoté démaillable

L'inconvénient des tricotés est qu'ils sont très déformables. Leur déformation à la rupture est supérieure à 100 %.

#### 5 Les tissés tricotés

Il s'agit d'un textile non-tissé au sein duquel l'on vient tricoter afin d'apporter une résistance importante.

#### 6 Les géogrilles

Les grilles obtenues par découpage de films puis étirage sont en polypropylène et possèdent quelques millimètres de largeur.

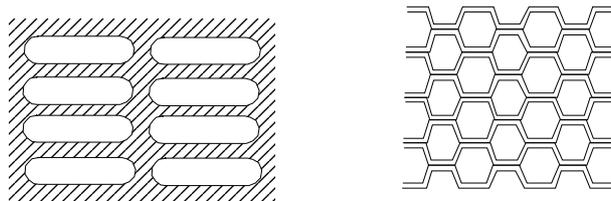


fig-I.5 Les grilles

## 7 Les composites

Ceux-ci résultent de l'association de plusieurs surfaces textiles différentes (tissés, non tissés...) afin d'élaborer un géosynthétique adapté à des besoins spécifiques et pouvant remplir simultanément plusieurs fonctions (drain, filtre, renforcement...).

### 1.1.2 Les géoconteneurs

De nouveaux géosynthétiques à structure tridimensionnelle alvéolaire sont apparus depuis plusieurs années. Ils sont principalement utilisés jusqu'à présent pour la protection de talus contre l'érosion ([PUI 86]) ou pour la construction de remblais de forte pente ou allégés. De nouvelles applications se présentent pour ces procédés tel que le renforcement de chaussées ([KHA 86],[KHA 90],[KHA 92],[REI 92]), la protection de cuves de gaz ou bien la réalisation de mur en sol renforcé. Nous ne considérons pas le Nidaplast [FOU 87] qui est une structure extrudée et dont les alvéoles sont de trop faible ouverture, ni l'Enkamat qui n'est pas alvéolaire, comme des géosynthétiques tridimensionnels alvéolaires ou géoconteneur. S'ajoutent à cette liste Hamon [KHA 92] tous les produits dont le remplissage n'est pas nécessaire pour l'utilisation.

Nous classons parmi les géoconteneurs au sens des normes françaises et des définitions de l'International Geosynthetic Society, les structures alvéolaires obtenues par liaison alternative (couture ou collage) de bandes rigides ou semi-rigides. Les alvéoles sont en forme d'hexagone ou de losange.

Il existe à l'heure actuelle six produits que l'on peut qualifier de géosynthétique tridimensionnel, c'est-à-dire dont la taille de la cellule est proche ou supérieure à dix centimètres et dont le fonctionnement mécanique est intimement lié à la combinaison alvéole-sol. Les produits les plus connus parmi cette classe sont :

- Geoweb produit par Presto développé par le US Army Corps of Engineers Waterway Experiment Station
- Tenweb vendu par Tenax (Italie)
- Armater créé par J.F. Vignon et dont il détient le brevet depuis 1978.

Le dernier produit est réalisé en textile, les autres sont obtenus par extrusion de bande de polyéthylène.

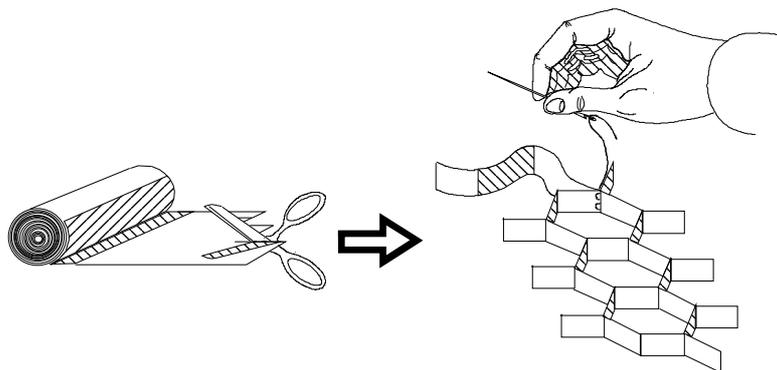


fig-I.9 Principe de fabrication et caractéristiques d'une alvéole Armater

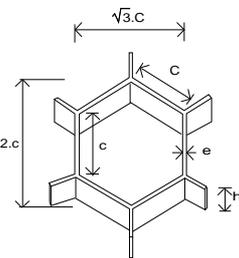
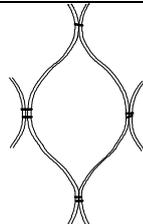
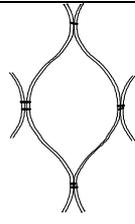
Description des produits :		
Armatex	Geoweb/Terracell	Tenweb
Les alvéoles sont de forme hexagonale. Le matériau de base est un géosynthétique non-tissé aiguilleté, en filaments de polyester. Une imprégnation de résine lui confère une semi rigidité rendant la mise en œuvre aisée, tout en conservant de bonnes caractéristiques de perméabilité.	Les alvéoles sont de forme entre le losange et l'hexagone. Le matériau de base est un polyéthylène haute densité. Du noir de carbone est ajouté pour limiter l'effet des U.V. Liaison obtenue par deux ou plusieurs points de soudure.	Les alvéoles sont de forme identique à celle de Geoweb. Le matériau de base est un polyéthylène extrudé. Il est de couleur noire ou verte. Liaison obtenue par deux points de soudure quelque soit la hauteur des bandes.
		

tableau I.1 présentation des géotextiles alvéolaires

Ces structures sont livrées en mèches qui en se déployant forment des panneaux.

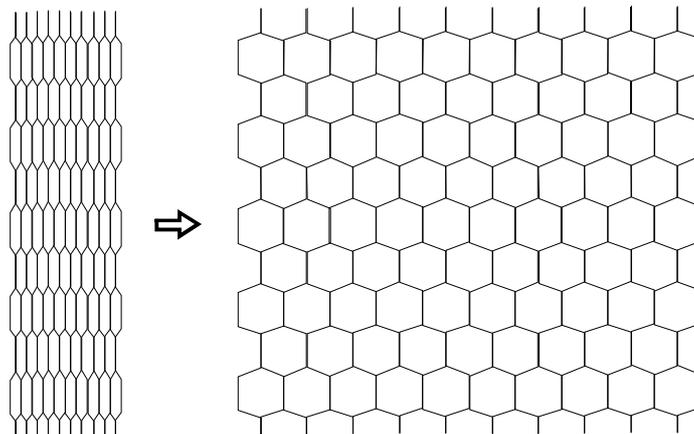


fig I.9 mode de pliage

La dimension des alvéoles est adaptable au type d'ouvrage à réaliser et s'étale généralement de 10 à 40 centimètres d'ouverture. Les variables sont le côté de l'alvéole et la hauteur.

	Dimensions nominales		
	Armater 20-25/10	Geoweb	Tenweb 200
Panneau déployé	12 m × 12,5 m	6,1 m × 2,4 m	10 m × 3,5 m
Surface couverte	150 m <sup>2</sup>	14,54 m <sup>2</sup>	35 m <sup>2</sup>
Panneau replié	16,2 m × 0,11 m	3,4 m × 0,13 m	12,5 m × 0,22 m
Poids du panneau	33 kg	25,9 kg	41 kg
Hauteur des alvéoles	0,07 0,10 0,17 0,25 m	0,10 0,203 m	0,075 m
Surface de l'alvéole	1257,5 cm <sup>2</sup>	265 cm <sup>2</sup>	314 cm <sup>2</sup>

tableau I.2 Caractéristiques générales des produits standards (1996)

Caractéristique	Notation	Unité	Armater	Geoweb	Tenweb
Masse surfacique	$\rho$	g / m <sup>2</sup>	330(±10%)	3100	16000
Epaisseur	e	mm	1,9	1,2	1,5
Résistance à la traction sens production	Rp	kN/m	20,2		16
Résistance à la traction des coutures	Rc	kN/m	18,6	3,35	4,66
Résistance à la déchirure	Rd	kN	2,15		
Allongement à la rupture sens production	$\epsilon$	%	30		13

tableau I.3 Caractéristiques mécaniques du matériau constitutif

Les caractéristiques présentées sont des valeurs standards, cependant des produits spécifiques peuvent être réalisés sur demande. Les valeurs standards sont issues de l'expérience sur chantier, principalement sur la facilité de mise en place et de remplissage (non écrasement des alvéoles lors du déversement des matériaux) ou font suite à des études réalisées dans le cadre de la lutte contre l'érosion [CAN 90].

Les caractéristiques des structures obtenues lors de la réalisation d'ouvrages dépendent de nombreux paramètres : le module du textile, la taille du complexe et pourcentage de textile, la nature et la forme des grains, l'état du compactage, la teneur en eau, la réalisation de la mise en place.

Nous allons présenter, lors des chapitres suivants, plus particulièrement les caractéristiques adaptées aux géosynthétiques tridimensionnels.

## CHAPITRE I.2 Hypothèses de comportement

Nous allons présenter maintenant les différents modèles rhéologiques des matériaux sol, géosynthétique ainsi que de l'interface sol-géosynthétique que nous allons utiliser dans ce mémoire, pour étudier le comportement du géoconteneur présenté.

### 1.2.1 Loi de comportement

Les lois de comportement relient les sollicitations appliquées  $\sigma_{ij}$  à la réponse des matériaux  $\varepsilon_{ij}$  et s'expriment sous la forme :

$$\varepsilon_{ij} = k_0 \cdot I + k_1 \cdot \sigma_{ij} + k_2 \cdot \sigma_{ij}^2 + \dots + k_n \cdot \sigma_{ij}^n$$

où  $I$  est la matrice identité et où  $k_0, k_1, k_2, \dots, k_n$ , sont des paramètres de la loi ne dépendant que des trois invariants  $I_1, I_2, I_3$  du tenseur des contraintes.

La formulation d'une loi anisotrope et non linéaire serait beaucoup trop complexe pour pouvoir être exploitée rapidement, de manière satisfaisante avec des moyens de calcul simples. On préférera, en première approximation, considérer le matériau isotrope.

Cas de l'élasticité linéaire isotrope :

Dans la relation précédente, seuls les coefficients des termes de degré inférieur ou égal à 1 ne sont pas nuls.

Posons

$$k_0 = -\nu \cdot I_1 / E \quad \text{avec} \quad I_1 = \sigma_{kk} \quad (\text{convention d'Einstein})$$

$$k_1 = (1 + \nu) / E$$

$$k_2 = k_3 = \dots = k_n = 0$$

On retrouve la loi de Hooke que l'on écrit habituellement, sous la forme:

$$\varepsilon_{ij} = (1 + \nu) / E \cdot \sigma_{ij} - \nu / E \cdot (\sigma_{kk}) \cdot \delta_{ij}$$

Nous avons vu au chapitre précédent, lors de la présentation des produits, que le géoconteneur étudié possède une orthotropie importante due à sa géométrie. Cette hypothèse, de l'isotropie, que nous avons adoptée est un premier pas vers la modélisation du comportement du matériau. Ce choix est d'ailleurs largement conditionné par l'aspect expérimental : en effet, la mise en évidence et l'étude de l'orthotropie du comportement n'est pas aisée. On déduit (fig-I.11) donc de ces lois les modules de déformation des matériaux qui constituent des paramètres importants parmi les entrées des modèles de calculs.

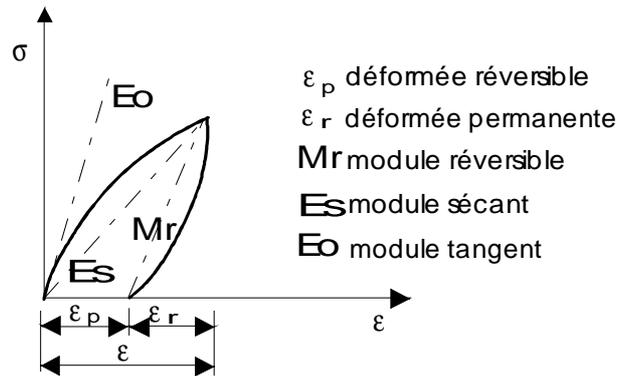


fig-I.11 définition des modules de déformation

### 1.2.2 Critère de limite d'élasticité

L'expérience montre que le comportement élastique n'est possible que dans un certain domaine de contraintes limité par un seuil, appelé limite d'élasticité.

L'essai unidimensionnel de traction simple sur les métaux met en évidence une limite d'élasticité  $\sigma_e$ , égale à une certaine valeur de la contrainte de traction  $\sigma$ . Le critère de limite d'élasticité s'écrit donc simplement :  $\sigma < \sigma_e$ .

Dans le cas d'une sollicitation tridimensionnelle, l'analyse de la courbe de comportement permet de définir, plus ou moins facilement, un point de l'espace des contraintes principales au-delà duquel les déformations ne sont plus réversibles. Ce point appartient à la surface qui définit le domaine d'élasticité. Cette surface est représentée mathématiquement par une fonction scalaire  $f$ .

Dans le cas d'un matériau isotrope, la fonction  $f$  doit être également isotrope. On peut alors montrer que  $f$  dépend uniquement des invariants du tenseur des contraintes ou, ce qui revient au même, que  $f$  est une fonction symétrique des contraintes principales.

$$f(\sigma_{ij}) = f(I_1, I_2, I_3) = f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$$

La surface définie par cette fonction correspond également au seuil de la plasticité parfaite. Sa détermination expérimentale est très délicate, notamment dans le cas des sols où le domaine d'élasticité initiale est difficile à mettre en évidence.

Après la description du comportement élastique, il convient de définir la partie plastique d'une loi élastoplastique, à savoir, pour une loi à un mécanisme, la surface de rupture, la surface de charge et son évolution.

Dans le cas des sols, les déformations permanentes proviennent de la modification de l'assemblage des grains, ou des particules solides, soit au niveau de la structure formée par un élément de volume significatif (serrage des grains, glissement relatif des grains les uns par rapport aux autres, rotations individuelles des grains), soit au niveau du grain élémentaire (attrition des grains).

Pour représenter ce comportement, nous utiliserons le modèle élastique parfaitement plastique, qui donne de bons résultats dans la description du comportement des massifs de sol.

Dans notre cas la fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. A l'intérieur de la surface de rupture  $f(\sigma) < 0$ , le comportement du point matériel appartenant au milieu continu équivalent au matériau est élastique linéaire isotrope. Sur la surface de rupture  $f$ (

$\sigma_3=0$ , le point matériel a atteint son maximum de résistance, il est devenu plastique et sa déformation est théoriquement infinie.

Nous utiliserons le critère de Mohr-Coulomb. Il se compose de deux droites symétriques dans le plan de Mohr ( $\tau$ ,  $\sigma$ ), inclinées d'un angle  $\phi$  par rapport à l'axe des contraintes normales. L'équation de ces droites est la suivante :

$$f(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin(\phi) - 2 \cdot c \cdot \cos(\phi) \leq 0$$

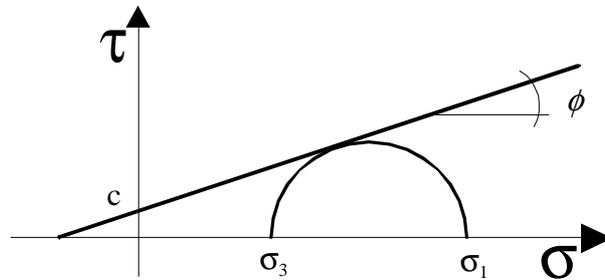


fig-I.12 Définition du critère dans le plan

avec  $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$  et la convention de signe suivante : les compressions sont comptées négativement.

Le paramètre  $c$  est appelé cohésion du matériau et l'angle  $\phi$ , angle de frottement interne du matériau. Lorsque  $\phi=0$  le critère est appelé critère de Tresca.

Dans l'espace des contraintes principales ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$ ), la surface définie par la fonction de charge  $f$  est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la trisectrice. Cette pyramide dégénère en cylindre lorsque  $\phi=0$ .

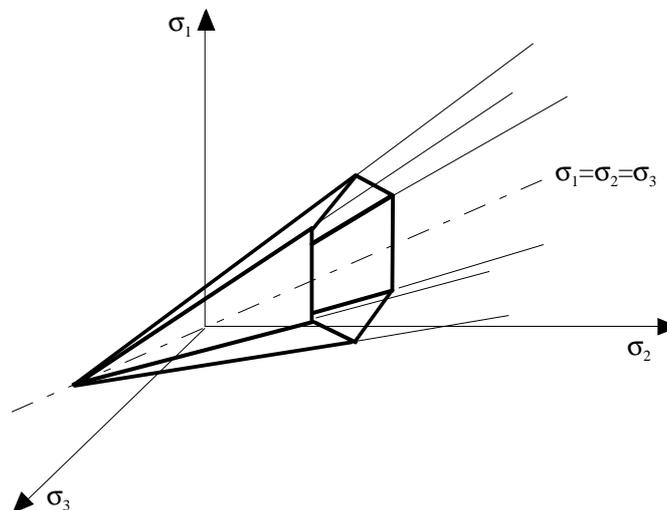


fig-I.13 Forme du critère dans l'espace des contraintes principales

Le potentiel plastique s'écrit, en fonction des contraintes principales extrêmes :

$$G(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin(\psi) + Cste$$

où  $\psi$  est l'angle de dilatance ( $\psi=\phi$  si la règle d'écoulement est associée).

La loi de comportement de Mohr-Coulomb comprend au total cinq paramètres mécaniques :  $E$ ,  $\nu$ ,  $c$ ,  $\phi$  et  $\psi$ .

La détermination de ces paramètres est présentée ci-après suivant les matériaux concernés.

### 1.2.3 Modélisation de l'interface

Une interface sera définie comme une surface de discontinuité entre deux solides en contact. Nous considérerons uniquement l'aspect macroscopique du phénomène. Nous traiterons seulement le problème bidimensionnel à deux degrés de liberté ( $u$  et  $v$ ). Les déformations  $\varepsilon$  correspondent ici aux déplacements relatifs  $u$  et  $v$ .

Les premières approches théoriques des interfaces reposaient sur des hypothèses simplificatrices : on considérait soit l'adhérence parfaite (on assure la continuité des déplacements normaux et tangentiels en tous points de l'interface), soit le glissement total (les déplacements normaux doivent être égaux de part et d'autre de l'interface et les contraintes de cisaillement nulles au droit de celui-ci).

Avec les progrès des moyens informatiques, on peut maintenant utiliser des modélisations prenant en compte le frottement à l'interface. Les logiciels utilisés lors de ce travail proposent deux méthodes de modélisation :

#### Le frottement de Coulomb

L'interface est supposée régie par une loi de comportement de type "Coulomb". L'état limite élastique est atteint pour  $|\tau| = C + \sigma_n \cdot \tan(\varphi)$ . Elle est donc modélisée par une cohésion  $C$  et un angle de frottement  $\varphi$ . La loi de frottement de Coulomb utilisée pour modéliser l'état de l'interface permet d'obtenir des états intermédiaires de glissement partiel. Cette méthode n'apporte pas de modifications essentielles du point de vue fonctionnement des modèles vis-à-vis du chargement. Elle a l'inconvénient de nécessiter les valeurs de  $\varphi$  et  $C$ .

#### La méthode de la couche mince

Une des possibilités pour essayer de prendre en compte le défaut d'interface est de modéliser l'interface comme une couche mince d'épaisseur  $e$  et de module  $E$  équivalent. Divers auteurs [COL 87][RAT 87] ont montré que le déplacement global d'un point d'une inclusion plane par rapport à un référentiel fixe placé dans le massif de sol frottant fin adjacent semble décomposable en trois déplacements d'origine distinctes.

- 1- le déplacement du sol cisailé entourant la couche limite ,
- 2- le déplacement lié à une grande distorsion existante dans une couche de sol d'épaisseur limitée : couche limite,
- 3- le déplacement de glissement au contact sol-inclusion

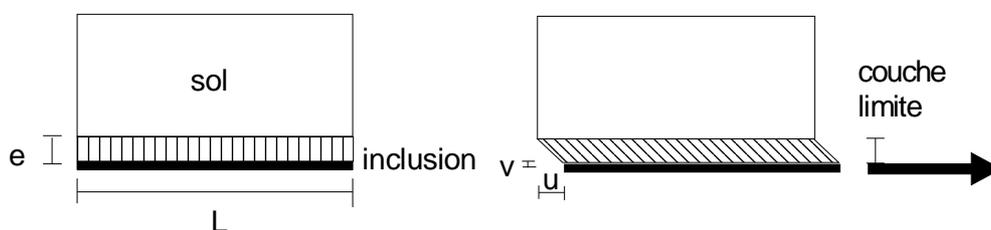


fig-I.14 schéma de fonctionnement de l'interface

Les couches limites observées sont de l'ordre de quelques grains d'épaisseur. Elles constituent avec l'inclusion ce que nous appellerons l'interface sol-inclusion. Les études menées sur les interfaces [COL 87] [UES 86] tendent à mettre en évidence que cet

interface se situe, pour un géosynthétique ayant une ouverture des pores suffisante, au sein du sol.

Cette méthode présente l'avantage de représenter un phénomène physique réel et elle est applicable sur n'importe quel type de logiciel. La seule difficulté provient des valeurs à adopter pour les paramètres d'épaisseur  $e$  et de module  $E$ . L'épaisseur de la couche d'interface sera égale à la somme des deux épaisseurs des matériaux dégradés de part et d'autre de la liaison.

Dans notre cas on peut considérer que l'épaisseur de textile dégradée est quasi nulle  $e_{\text{textile}} \approx 0$  de par l'imprégnation de résine du textile utilisé. Il semble que la valeur à attribuer au coefficient réducteur  $\alpha$  tel que  $E_{\text{interface}} = \alpha \cdot E_{\text{sol}}$  est très influencé par le degré d'humidité au sein de la structure. Un module déduit d'essais sur échantillons sec sera largement surestimé par rapport aux valeurs réelles. On peut prendre a priori pour une interface semi-glissante une interpolation entre  $\alpha=0$  (interface parfaitement glissante) et  $\alpha=1$  (interface parfaitement rugueuse) soit  $\alpha=0,5$ .

Une autre solution consiste à prendre le module d'élasticité proportionnel aux deux modules en contact suivant le rapport des épaisseurs. La valeur à attribuer au coefficient de Poisson peut se déterminer à partir d'essais.

## CHAPITRE I.3 Caractérisation des géosynthétiques

Cette partie a pour objet de présenter de manière condensée l'essentiel des essais et études réalisées en France sur les géosynthétiques [CFG 83]. Les matériaux doivent présenter des propriétés intrinsèques physiques et mécaniques leur permettant de remplir leur rôle. Différents facteurs apparaissent:

- la nature chimique,
- les caractéristiques physiques et mécaniques (permittivité, résistance à la traction ... ),
- le traitement physique et chimique (aiguilletage, liant).

Les géosynthétiques et les matériaux de remblais font l'objet de recommandations [CFG 90][LPC 76], éditées respectivement par le Comité Français des Géosynthétiques et le Société d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, qui définissent de façon précise leurs caractéristiques et leurs conditions de mise en œuvre. Les propriétés mécaniques des matériaux, qui sont essentielles dans l'approche rationnelle du dimensionnement sont prises en compte dans les modèles sous forme de lois de comportement et de limites admissibles.

Afin de donner aux géosynthétiques des fonctions telles que le renforcement mécanique de massif de soutènement ou le drainage et la filtration des écoulements dans des ouvrages hydrauliques, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des caractéristiques des géosynthétiques à prendre en compte dans la conception et le dimensionnement des ouvrages, ceci peut être fait grâce à des essais spécifiques.

L'importance du comportement à long terme des ouvrages de Génie Civil conduit à s'intéresser, en plus des caractéristiques classiques à trois catégories de phénomènes qui risquent d'affecter le comportement des géosynthétiques : les phénomènes physico-chimiques, les phénomènes biologiques et le fluage.

### 1.3.1 Comportement mécanique

Divers types d'essais normalisés [CFG 83] permettent de caractériser ces matériaux:

- essai de traction directe:  $R_T$  (kN/m) résistance à la traction et  $J$  (kN/m) module sécant

Une éprouvette de textile de dimension standard 10×50 cm, est bloquée (ou non) par épinglage afin d'éviter les déformations transversales au sens de traction. Ces déformations de striction sont empêchées afin de pouvoir considérer le problème comme bidimensionnel. L'allongement à la rupture est une valeur calculée conventionnelle  $\varepsilon$  à partir de la déformation moyenne à la rupture  $\varepsilon_1$  et la déformation correspondante dans la direction perpendiculaire  $\varepsilon_2$ , au milieu de l'éprouvette.

Du fait que les géosynthétiques présentent, pour un grand nombre d'entre eux, une anisotropie inhérente à leur mode de fabrication, les essais sont exécutés dans deux directions perpendiculaires : sens de production et sens travers.

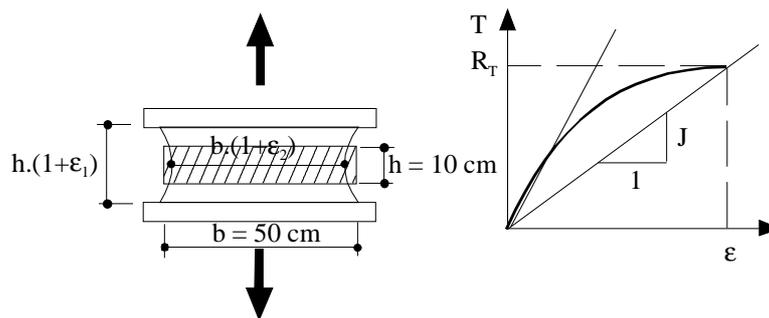


fig-I.15 essai de traction directe et diagramme de traction

La relation entre l'effort de traction  $T$  par unité de largeur de textile et l'élongation relative  $\varepsilon$

peut être approché soit par une hyperbole  $T = \frac{\varepsilon}{a \cdot \varepsilon + b}$  soit par une droite  $T = J \cdot \varepsilon$ . Le coefficient  $J$  est nommé "module de déformation plane" du géosynthétique. La simplification par un comportement linéaire est communément admise.

- essai de déchirure  $R_d$  (kN) résistance à la déchirure

La mesure se fait sur une éprouvette trapézoïdale de grandes dimensions : 670 mm et 475 mm de hauteur. Il s'agit de quantifier les efforts nécessaires pour déchirer le textile et surtout l'effort nécessaire à la poursuite d'une déchirure de 50 mm déjà amorcée. Cet essai dépend beaucoup de la vitesse de chargement, en effet les non-tissés résistent d'autant mieux que l'effort est appliqué lentement : leurs fibres libres se réorganisent dans la zone de déchirure. Les essais statiques ont une vitesse de  $v=50$  mm/mn et les essais dynamiques de  $v=58,3$  mm/mn. Le paramètre vitesse a peu d'influence sur les tissés.

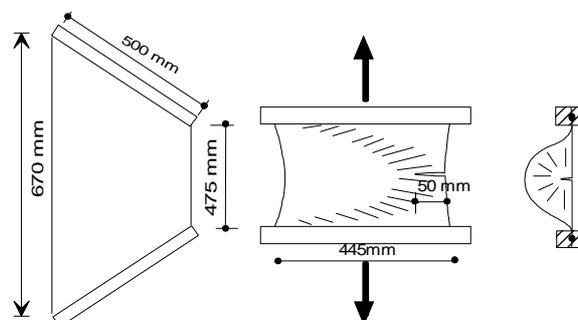


fig-I.16 essai de déchirure

-essais spécifiques

Afin de tenir compte des spécificités de la structure hexagonale, il est nécessaire de réaliser, en plus des essais de traction normalisés, deux essais. Il s'agit de tester le mode de liaison [MON 94]. Ces essais sont donc réalisés au droit des coutures. L'essai 1 appelé essai de pelage permet de voir l'influence de la couture sur le démarrage de la déchirure du textile, et l'essai 2 appelé essai de traction à 120° vise à faire travailler la liaison dans une géométrie proche de celle observée lors des phases de chantier et en service. Celles-ci valent 18,6 kN à 120°.

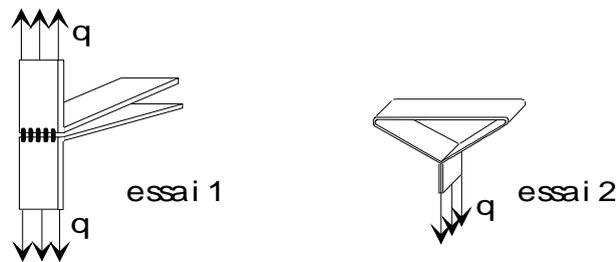


fig I.17 Essais spécifiques

*1.3.2 Comportement hydraulique*

Le géosynthétique peut être inclus dans une structure afin de maîtriser les écoulements d'eau soit en jouant un rôle de filtre, soit en jouant un rôle de drain. Le rôle de filtre, dans le cas où l'écoulement est perpendiculaire au plan du géosynthétique, est de laisser circuler l'eau selon une direction privilégiée tout en empêchant les migrations d'éléments fins. Afin d'accomplir son rôle le géosynthétique doit avoir une permittivité relativement faible pour empêcher les particules de passer mais suffisamment forte pour éviter le colmatage.

Le rôle de drain est réalisé lorsque le géosynthétique assure le transport de l'eau dans son épaisseur, phénomène qualifié de transmissivité, ceci afin de rabattre les nappes, contrôler les écoulements intermittents, diminuer et maîtriser les pressions de l'eau, accélérer les phénomènes de consolidation. On détermine la permittivité et la transmissivité, coefficients de la formule de Darcy à l'aide des essais suivants :

- l'essai de permittivité ( $K_n$  en s-1) qui caractérise l'aptitude d'un géosynthétique à laisser s'écouler un certain débit d'eau dans la direction perpendiculaire à son plan :  $K_n = Q / (S \cdot \delta h) \cdot e$

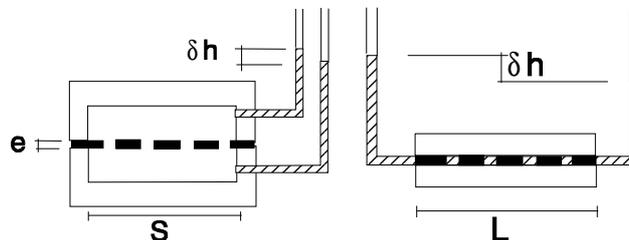


fig-I.18 essai de permittivité et essai de transmissivité

- l'essai de transmissivité ( $K_l$  en  $m^2 \cdot s^{-1}$ ) qui traduit l'aptitude d'un géosynthétique à laisser s'écouler un certain débit d'eau dans son plan :  $K_l = Q / e \cdot L / \delta h \cdot b$

On peut citer également l'essai de porométrie  $O_f$  (m) La mesure de la dimension des pores d'un géosynthétique permet de le caractériser vis-à-vis du passage d'un matériau

en suspension. L'essai de filtration d'un sol avec immersion alternée a été retenu. Ce critère tient compte d'un certain nombre de paramètres : la compression qui doit être analogue à celle appliquée in-situ, la vitesse d'écoulement et l'ouverture de filtration  $O_f$ .

### 1.3.3 Comportement au fluage

Pour étudier le comportement mécanique à long terme, on se limite à l'étude des géosynthétiques soumis à une contrainte déviatorique que l'on admet être la seule à entraîner une déformation plastique. Un échantillon subira alors dans le temps une déformation pour laquelle on définit trois phases de fluage : le fluage primaire (vitesse décroissante), le fluage secondaire (vitesse constante), le fluage tertiaire (vitesse croissante conduisant à la rupture). L'obtention de ces trois phases n'est pas systématique, cela dépend de la durée de l'essai, du type de matériau et du niveau de contrainte. Il existe de nombreux essais avec des modalités, des appareillages, des dimensions d'éprouvettes, des durées et des taux de travail variés.

Les matériaux polymères possèdent un comportement visqueux au delà d'une certaine température. En effet, le module de ces matériaux n'est pas un invariant mais une fonction de la température. Une des températures de transition caractéristiques des polymères quant aux variations de leur propriétés est la température de transition vitreuse ( $T_g$ ) séparant l'état vitreux dans lequel les molécules sont figées de l'état caoutchouteux où des mouvements de diffusion à courte distance sont possibles : il y a désolidarisation progressive des chaînes moléculaires et augmentation du volume des fibres.

Polymère	$T_g$ (°C)	Température de ramollissement (°C)	Point de fusion (°C)
polyéthylène	-85	80	110 à 130
polypropylène	-15	120	165
PVA (alcool polyvinylique)	85	220	carbonise
polyester (PETP)	60 à 80	220 à 240	260

tableau I.5 Point de ramollissement et de fusion des fibres textiles

Les essais sur les fils mettent en évidence qu'à température ambiante et à taux de travail identiques les polyamides et polyesters ont une vitesse de fluage plus faible que pour les polypropylènes et polyéthylènes. Ceci est dû au fait que la susceptibilité des polymères et la vitesse de déformation sont plus grandes au-dessus de la température de transition vitreuse  $T_g$  qui est de 70° C pour le polyester et de - 10° C pour le polypropylène. Des études [MAT 88] ont mis en évidence un seuil de fluage de 40 % de la charge de rupture environ pour le polyester et de 10 % de la charge de rupture pour le polypropylène.

Les essais sur des nappes confirment l'importance de la température de transition vitreuse mise en évidence par les résultats obtenus sur les fils. Par ailleurs, des études [MAT 88] réalisées dans du sol en confinement ont mis en évidence une réduction sensible des vitesses de fluage dans le cas des non-tissés.

### 1.3.4 Comportement à la fatigue

Les standards ASTM définissent la fatigue comme le "terme général employé pour désigner le comportement des matériaux sous des cycles répétés de contrainte ou de déformation, qui causent une détérioration de la matière d'où résulte une rupture progressive." On peut dire que la fatigue se caractérise, alors même que l'on se situe bien à l'intérieur du domaine élastique, par une perte de résistance. De même que les autres formes de comportement fragile, elle est fortement influencée par des discontinuités de la

structure qui peuvent sembler mineures par rapport à la taille de celle-ci. Etant donné la structure que lui confère sa fabrication, le géosynthétique non tissé aiguilleté présente des zones peu denses en fibres que l'on peut assimiler aux zones faibles des matériaux continus. Ce sont ces zones peu denses qui caractérisent le géosynthétique du point de vue de ses propriétés mécaniques et notamment de sa résistance en traction et qui conditionneront certainement la valeur de la résistance sous charge périodique du matériau [THI 80].

Notre travail se limitant à l'étude du comportement du géosynthétique sous chargement monotone croissant, nous n'allons pas développer plus avant le comportement à la fatigue. Remarquons seulement qu'il a son importance dans certains type d'ouvrages ; en effet, dans la plupart des cas où on fait appel à ses propriétés mécaniques, le géosynthétique est sollicité en fatigue. Cette sollicitation est due à un déplacement de charge, tel par exemple le passage d'un convoi sur un remblai renforcé où dans ce cas le géosynthétique subit un ou plusieurs cycles de fatigue. Les facteurs influençant la résistance à la fatigue sont la température, la fréquence et le milieu environnant (humidité, agents chimiques ).

### *1.3.5 Comportement physico-chimique*

Il semble difficile de simuler le vieillissement des géosynthétiques dans le sol grâce à des essais de laboratoire accélérés et à échelle réduite. Cela résulte à la fois de la complexité du système réel impliquant le sol avec son caractère multiphasique, les écoulements d'air et d'eau, les contraintes mécaniques, les variations cycliques des différents facteurs et du fait qu'aucun processus de vieillissement spécifique des géosynthétiques placés dans le sol n'a pu être identifié jusqu'à présent sur le terrain. La priorité a donc été donnée en France aux constatations sur des échantillons de géosynthétiques extraits d'ouvrages réels 5 à 15 ans après leur construction [LEF 88].

Malgré les dommages (coupures ou trous dus à la mise en place ou aux racines, les géosynthétiques étaient toujours aptes à remplir leur rôle), il n'existe pas de pathologie spécifique. Aucune action chimique du sol sur le polymère n'a été identifiée. Une perte de résistance à la traction pouvant aller jusqu'à 40 % a été constatée ne provenant pas d'un processus de vieillissement mais des efforts mécaniques appliqués tel que le poinçonnement intense du à des pierres et graviers, pendant les travaux et en service. La perte de résistance est plus grande pour les géosynthétiques sollicités de façon cyclique.

Le seul cas identifié d'évolution physico-chimique mesurable à l'abri de la lumière est l'hydrolyse en milieu fortement basique. En effet les géosynthétiques placés dans un environnement ayant un pH élevé ( $\text{pH} > 12$ ), par exemple noyé dans du béton frais voient leur titre et leur résistance diminuer de façon notable. Il y a dissolution du produit qui se manifeste par une perte de poids. Dans cette configuration, le polyester résiste moins bien que le polypropylène. Il suffira alors de préciser que le pH maximal des sols utilisables pour le renforcement est inférieur à ce seuil.

### *1.3.6 Comportement biologique*

L'examen des échantillons prélevés sur des ouvrages existant n'a montré aucune attaque de la part des micro-organismes, si ce n'est un colmatage par colonisation de la surface pour des porométries très faibles.

*Conclusion*

Les différents types de comportement sont après de nombreuses études, en phase de normalisation au niveau européen. Des travaux expérimentaux et théoriques contribuant à ce projet ont été entrepris dans de nombreux organismes de recherche européens. Ces nouvelles normes unifiant les normes existantes s'inspirent fortement des normes françaises que nous nous sommes attachées à décrire ici.

## CHAPITRE I.4 Caractérisation du sol et de l'interface

Le sol constitue l'essentiel en volume de la structure et peuvent être traités ou non. Leur comportement ainsi que celui de leur interface avec les géosynthétiques interviennent de façon importante dans le comportement de la structure. Dans le cadre de notre étude, nous allons présenter les paramètres de ces matériaux qui à introduire dans les modèles de calcul.

### *1.4.1 Comportement mécanique du sol de remplissage*

Nous supposons que le sol est homogène, isotrope et élastique et nous cherchons à lui attribuer des caractéristiques mécaniques caractérisant sa déformabilité et sa rupture. La détermination de ces paramètres peut se faire à l'aide d'essais normalisés de laboratoire tels que essai de cisaillement à la boîte de Casagrande, essai oedométrique ou essai triaxial. D'autres essais réalisés in situ permettent d'obtenir directement certains paramètres (essai pressiométrique) ou indirectement par l'utilisation de relations empiriques (essai CBR, essai de plaque, et essai pénétrométrique). Ces essais sont largement utilisés par les ingénieurs pour obtenir les éléments nécessaires à leurs études. Nous n'allons pas aborder dans ce travail le comportement hydraulique, au fluage et à la fatigue du sol, sujets vastes. Un certain nombre de ces phénomènes est pris en compte par l'utilisation de facteurs partiels de sécurité.

### *1.4.2 Caractérisation de l'interface sol-géosynthétique*

L'interface est caractérisée à partir d'essais de frottement et d'arrachement. Ces essais ont été réalisés à l'INSA de Lyon [BAC 81], à l'IRIGM [COL 87] [RAT 87] au moyen d'une boîte de Casagrande de grande dimension. Soit  $\phi$  l'angle de frottement interne du sol,  $\delta$  l'angle de frottement sol-géosynthétique et les résultats mesurés lors de l'essai :  $\sigma_N = P/S$  la contrainte normale et  $\tau_{\max} = T/S$  la contrainte tangentielle à la rupture, on obtient alors  $\tan(\delta) = \tau_{\max} / \sigma_N$ .

On détermine alors le niveau d'interaction sol-géosynthétique  $f = \tan(\delta)/\tan(\phi)$ . Grâce à ces essais, l'influence de différents paramètres a pu être déterminée :

### *1.4.3 Essai de frottement*

#### Influence de l'effort de confinement P

Une augmentation de l'effort normal entraîne une diminution de l'angle de frottement. Sous faible contrainte, le sol est dilatant dans la zone adjacente au géosynthétique et sous forte contrainte il est contractant.

#### Influence de la granulométrie

Plus la granulométrie est grande plus  $f$  est grand. En effet si la granulométrie du sol support augmente, la surface du géosynthétique est de moins en moins plane, ce qui donne une surface de frottement effective plus grande. Si la granulométrie du sol de couverture augmente,  $f$  diminue, quel que soit le sol support. L'arrangement des particules du sol support au voisinage du géosynthétique est d'autant plus lâche que sa granulométrie est forte. Le géosynthétique joue un rôle séparateur, perturbant l'arrangement granulaire.

Influence de l'angularité

$f$  croit lorsque l'angularité du sol de couverture augmente car le poinçonnement du support dû à l'angularité augmente le frottement résultant. De même  $f$  augmente lorsque l'angularité du sol support augmente

$$J = \frac{\Delta l}{l_o}$$

Influence de la rigidité en traction

Le géosynthétique le plus rigide est le moins efficace, l'interface étant plus plane, il entraîne un déplacement relatif moins important pour mobiliser le frottement maximal.

Influence de la dimension des pores

Pour une granulométrie de sol donnée, il existe une dimension de pores, c'est-à-dire un diamètre moyen approximatif des pores, optimale ; les particules de sol s'imbriquant dans le maillage du géosynthétique celui-ci constitue alors un lien entre les particules granulaires analogue à une cohésion.

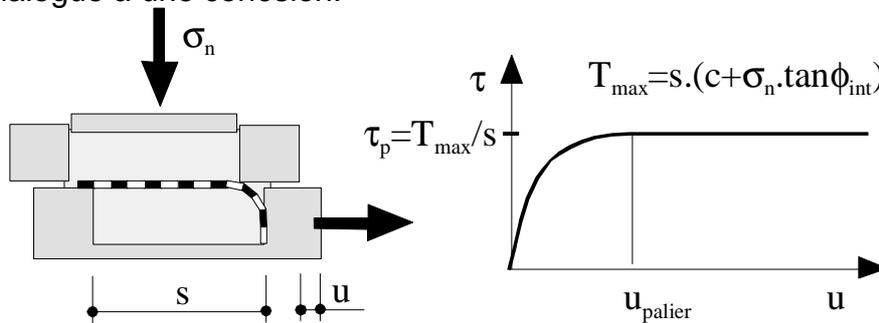


fig-I.27 essai de frottement

**1.4.4 Essai d'ancrage**

Influence de l'effort de confinement P

L'angle de frottement en ancrage est inférieur à l'angle de frottement classique présenté ci-dessus. Ici une augmentation de la contrainte normale entraînera une augmentation de  $f$ . L'état de surface est très important, une armature non plane entraîne un déplacement d'une zone de sol adjacente au géosynthétique alors qu'une armature lisse glissera sans désarrangement important du sol adjacent. L'extraction de l'armature entraîne une mise en plasticité du sol adjacent. L'effort d'ancrage augmente très vite avec la densité en place.

La répartition des tractions dans l'armature dépend de son module de déformation. Ainsi plus le géosynthétique sera " rigide " plus le glissement de rupture sera atteint en tous points en même temps ; plus il sera " souple " plus la progression du phénomène de rupture à partir de la tête de l'ancrage sera lente.

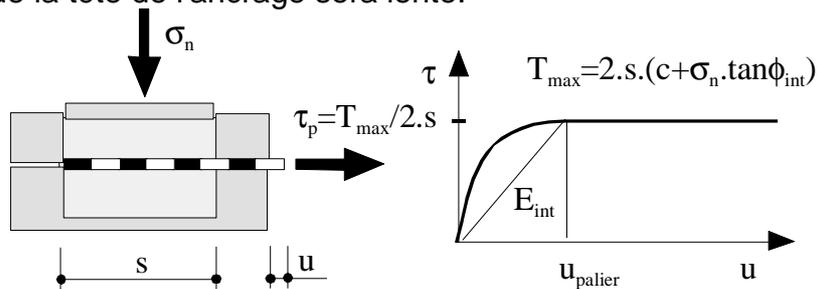


fig-I.28 essai d'ancrage

La loi d'interaction sol-géosynthétique définie par Collios et Ratel utilisée pour le développement des différents logiciels utilisés en France est

- pour  $u < u_{\text{palier}}$  comportement linéaire  $\tau = E_{\text{int}} \cdot u$
- pour  $u > u_{\text{palier}}$  comportement linéaire  $\tau = \tau_p$

## CONCLUSION

Dans les modèles que nous allons développer, nous utiliserons donc une loi de comportement du géosynthétique supposée linéaire avec un module de résistance du géosynthétique  $J$  et un coefficient de Poisson  $\nu_g$ . Aux taux de déformation et sur les chemins de chargement considérés, la prise en compte d'une loi de comportement linéaire apporte une représentativité satisfaisante des phénomènes observés. Actuellement le dimensionnement d'un ouvrage se fait en supposant la rupture simultanée du sol et des renforcements. La prise en compte de phénomènes complexes tels que la fatigue et le fluage est réalisée par une réduction forfaitaire de la résistance à la traction des géosynthétiques (on ne tient pas compte des déformations dans le temps du sol, ni du fluage au niveau contact sol-géosynthétique).

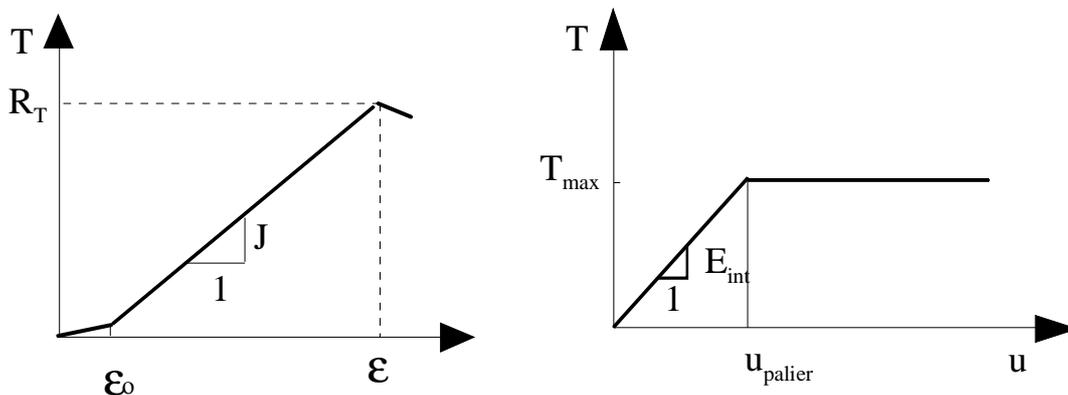


fig-I.29 loi de comportement du géosynthétique  $T = J \cdot \varepsilon$  et loi d'interaction  $U < U_{\text{palier}} \Rightarrow \tau = \mu \cdot U \varepsilon$

Nous considérons le sol comme obéissant à une loi de comportement élastique parfaitement plastique avec un critère de Mohr Coulomb. Les sols auront les caractéristiques suivantes : un module d'Young  $E$ , un coefficient de Poisson  $\nu$ , un angle de frottement interne  $\phi$  et une cohésion  $c$ . Les propriétés du sol peuvent varier fortement sur une faible distance et dépendre étroitement des discontinuités naturelles existant au sein du massif. Par conséquent, si les lois de comportement peuvent représenter de manière satisfaisante le comportement d'un échantillon de sol soigneusement prélevé et testé en laboratoire, celles-ci ne sont en général pas adaptées aux problèmes d'un ouvrage de grande dimension, a priori fortement hétérogène.

L'utilisation de lois plus complexes que celles que nous avons présentées est encore principalement du domaine de la recherche appliquée à la validation des lois de comportement des massifs de sols. Si l'on ne connaît pas très bien le comportement des sols étudiés, l'erreur que l'on peut ajouter en considérant les lois présentées n'est souvent pas excessive par rapport à celle introduite par la méconnaissance des sols en place et de leur état initial.

Nous avons fait l'hypothèse d'une loi élasto-plastique de frottement sol-géosynthétique fonction du déplacement relatif sol-géosynthétique fig-I.15.

Compte tenu de l'état des connaissances sur les caractéristiques à long terme des sols et des géosynthétiques, il ne semble pas possible d'envisager à l'heure actuelle de réaliser, pour des études courantes, des calculs en déformation donnant des résultats quantitatifs. Mais une utilisation de ces études pour une prédiction qualitative des déformations est d'ores et déjà possible.

# PARTIE II ETUDE DU CONFINEMENT

## INTRODUCTION

Cette deuxième partie s'attache à mettre en évidence le fonctionnement mécanique du complexe au niveau d'un ensemble d'alvéoles. Pour cela nous avons réalisé une série d'expériences balayant la plupart des configurations possibles d'utilisation du produit.

Dans un premier temps, nous présentons une étude visant à comprendre le comportement d'une alvéole remplie de matériaux granulaires, soumise à un effort de compression uniaxiale parallèlement à la génératrice du cylindre à base hexagonale. Nous rapportons les essais sur modèles réalisés en laboratoire avec plusieurs types de matériaux.

Dans un deuxième temps, nous avons étudié le comportement de l'alvéole et son interaction avec les alvéoles voisines.

Une étude d'un modèle de laboratoire tridimensionnel d'un lit d'alvéoles est présentée. Nous complétons par une étude d'un lit d'alvéole utilisé comme ancrage.

Enfin nous présentons une étude sur un massif totalement confiné soumis à différents sollicitations.

Nous avons consacré la deuxième moitié de cette partie à la présentation des différents modèles. Ainsi une modélisation théorique utilisant les propriétés des membranes et une modélisation par la méthode des Eléments Finis décrivent le comportement de l'alvéole. Une loi d'ancrage faisant intervenir conjointement les comportements du complexe alvéole géosynthétique-sol et d'une loi de frottement de type élastoplastique l'interface sol-complexe. Cette loi ainsi qu'une modélisation par Différences Finies ont été corrélées avec les résultats expérimentaux issus de la campagne d'essais d'extraction. Puis un modèle théorique utilisant la méthode d'homogénéisation est proposé pour décrire le comportement global de la structure alvéolaire.

## CHAPITRE II.1 Essais de confinement dans une alvéole

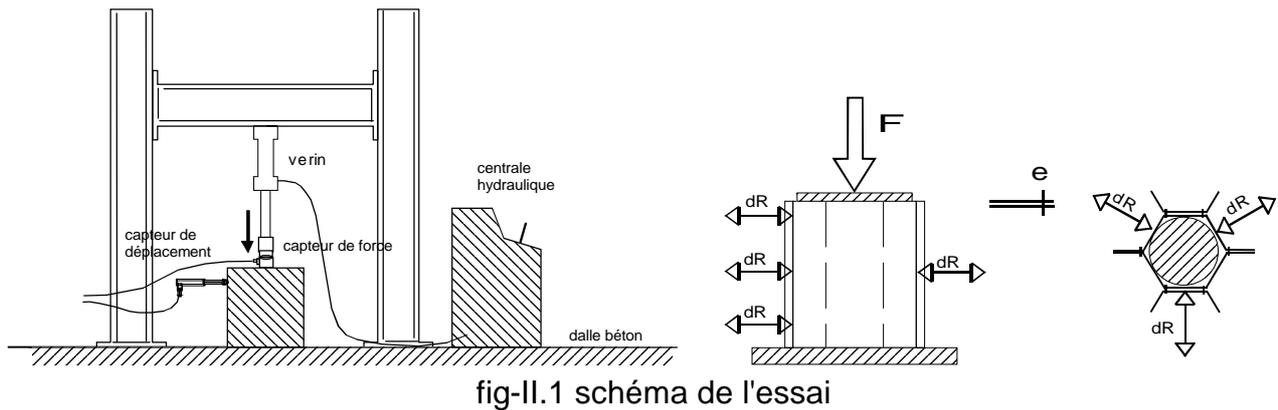
Une étape importante de l'étude du fonctionnement du complexe alvéolaire est la compréhension au niveau de la cellule de base. Ce qui permettra d'élaborer par la suite un modèle de comportement du massif alvéolaire au niveau global. Un certain nombre d'études [SHI 90] [BAT 93] [RAJ 99] permettent de déterminer les paramètres les plus influents sur le comportement de l'alvéole. Il s'agit principalement des paramètres géométriques et mécaniques.

### *II.1.1 Présentation de l'expérience*

#### **a) Présentation de l'essai**

Nous avons réalisé plusieurs séries d'essais de compression simple selon une génératrice verticale afin de cerner l'influence des différents paramètres que sont le côté de l'alvéole, la hauteur de l'alvéole et le module d'élongation du géotextile.

Les essais ont été réalisés sur une presse d'une capacité de 200 kN pilotée en déplacement à la vitesse de 10-4m/s.



On réalise la mesure de l'enfoncement de la plaque d'appui supérieure par un capteur de déplacement. Des mesures de déformation apparaissant à la périphérie sont réalisées en cours d'écrasement afin de déterminer une tension moyenne dans le géotextile.

### b) Mode opératoire

Nous présentons ici la chaîne de mesure que nous avons utilisée pour toutes les expériences. Nous nous contenterons de décrire sommairement la chaîne de mesure (voir fig-II.3), notre propos étant principalement axé sur la conception d'un essai propre indépendant de celle-ci. Les capteurs produisent un signal électrique qui par une relation d'équivalence, est traduit en un signal algébrique représentant la mesure. Cette relation est obtenue par la comparaison à une grandeur de référence (étalonnage).

Le signal de mesure fourni par un capteur de déplacement est proportionnel au déplacement du noyau et de l'objet qui lui est solidaire. Le signal de mesure fourni par un capteur de force est proportionnel à la force qui lui est appliquée.

La chaîne de mesure est constituée des maillons suivants de marque Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM) :

### Capteur de force (HBM C6) de capacité 20t classe 0,2

Ce capteur de force possède un corps de mesure cylindrique. Dans la zone de déformation maximum sont appliqués des éléments de mesure formant un montage en pont de Wheatstone.

### Capteur inductifs de déplacements (HBM W10K WSF) classe 0,2

Ces capteurs sont constitués d'un boîtier cylindrique contenant une bobine différentielle dans laquelle se déplace axialement un noyau. Les deux demi-bobines forment un demi-pont inductif. Les capteurs sont alimentés par l'amplificateur de mesure où ils sont complétés en pont de Wheatstone.

### Centrale de mesure (HBM UPM60) classe 0,02

Un appareil de mesure multivoies UPM60 pourvu de cartes d'amplification digitale pour capteurs à jauges et inductifs classe de précision 0,05 est utilisé. Un interface IEEE 488 permet la liaison à un PC doté d'un logiciel d'exploitation pour réglage, utilisation de l'UPM et stockage des mesures.

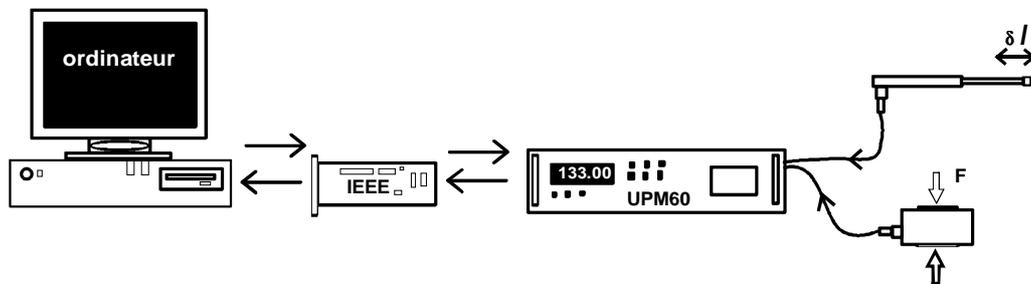


fig-II.3 chaîne de mesure

La traduction des enregistrements de ces capteurs est assurée grâce à la carte d'acquisition. La figure ci-dessus représente une partie de l'environnement expérimental qui concerne les informations qui circulent entre l'ordinateur et la centrale de mesure via l'IEEE.

#### Calculateur

La configuration de la chaîne de mesure et des capteurs est faite à partir du logiciel par entrée des facteurs d'échelle obtenu par étalonnage. L'acquisition est faite par ce logiciel où l'on détermine la périodicité des mesures. Les données stockées sont ensuite analysées au moyen d'un tableur.

### **c) Préparation de l'essai**

L'alvéole testée est mise en place et remplie. Le matériau de remplissage est déversé d'une hauteur nulle de manière constante et homogène, sur la surface de l'alvéole, afin d'avoir un compactage nul.

Nous faisons ensuite la mise en place de l'appareillage d'essai : plaque de chargement, capteurs de force et de déplacement. La plaque de chargement est en acier (cf. photo n). Nous la considérons comme infiniment rigide par rapport au massif. Le dispositif de transmission de la charge comprend une rotule hémisphérique destinée à éviter les efforts latéraux. Les capteurs de déplacement circonférentiels sont placés sur une génératrice afin d'observer la variation de volume sur un profil. Trois capteurs sont placés à 120° sur un plan perpendiculaire à la génératrice pour évaluer la variation de diamètre à une hauteur donnée.

Le déroulement de l'essai est le suivant : nous réalisons la mise à zéro de la centrale de mesure à partir du calculateur puis nous procédons à l'essai par montée en pression lente jusqu'à obtenir la pression de rupture.

Plusieurs séries d'essais ont été réalisées, selon le tableau suivant :

Hauteur de l'alvéole	Matériau de remplissage	Coté de l'alvéole	
		15 cm	20 cm
52 cm	bentonite		
52 cm	fine		•
52 cm	sable		•
52 cm	grave		•
32 cm	bentonite	•	
32 cm	fine	•	
32 cm	sable	•	
32 cm	grave		

tableau II.1 programme d'essai

### II.1.2 Présentation de l'alvéole

#### a) Présentations des matériaux

Nous avons fait varier la nature du textile de manière à étudier l'influence du module de celui-ci ou de son allongement à la rupture sur le mode de rupture. Nous avons testé différents types de liaison tel que la couture droite ou zigzag pour visualiser la localisation de la rupture qui peut apparaître par déchirure. Nous avons utilisé trois types de géotextiles dont les caractéristiques sont les suivantes:

Textile	PS350	TS 750	BD700
Masse surfacique g/m <sup>2</sup>	350	350	310
Epaisseur en mm	1,9	3	1,2
Effort rupture kN/m	20,2	26	75
Allongement à la rupture %	25	30	10

tableau II.3 caractéristiques des textiles utilisés

Les matériaux utilisés durant ces essais ont été choisis pour observer plusieurs cas extrêmes : sol frottant et sol cohérent pur, sols de granulométrie différente (figure II.4).

Les matériaux de remplissage sont les suivants :

-bentonite-glycérine : Il s'agit d'un matériau cohérent utilisé comme matériau analogique. Il possède des caractéristiques peu variables. La cohésion non drainée mesurée au scissomètre de laboratoire est 2,27 kPa.

- fine : Cette fine est obtenue par broyage d'un sable d'allier. L'angle de frottement interne mesuré à la boîte de Casagrande est de  $\phi = 28^\circ$ , la cohésion est nulle. Sa teneur en eau est réputée nulle. Une mesure de densité sèche a donné  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$
- sable : Il s'agit d'un sable d'Allier, sa courbe granulométrique est donnée sur la figure II.4. L'angle de frottement interne mesuré à la boîte de Casagrande est de  $\phi = 28^\circ$ , la cohésion est nulle. Sa teneur en eau est quasi nulle. Une mesure de densité sèche a donné  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$

- grave roulée : L'angle de frottement interne mesuré à la boîte de Casagrande est de  $\phi = 35^\circ$ , la cohésion est nulle. Sa teneur en eau est nulle. Une mesure de densité sèche a donné  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ .

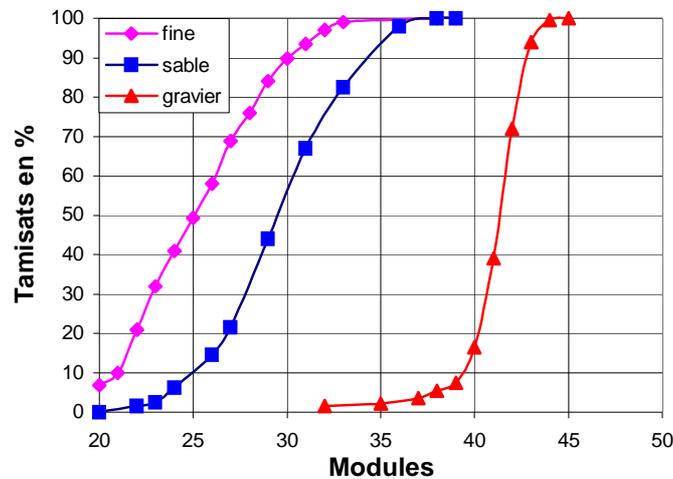


fig II.4 courbes granulométriques des matériaux

### II.1.3 Résultats et visualisation du comportement

#### a) analyse

Lors du remplissage l'alvéole prend la forme d'un cylindre à base circulaire. Cette configuration est imposée par la tendance à l'équilibre, à l'équirépartition des tensions.

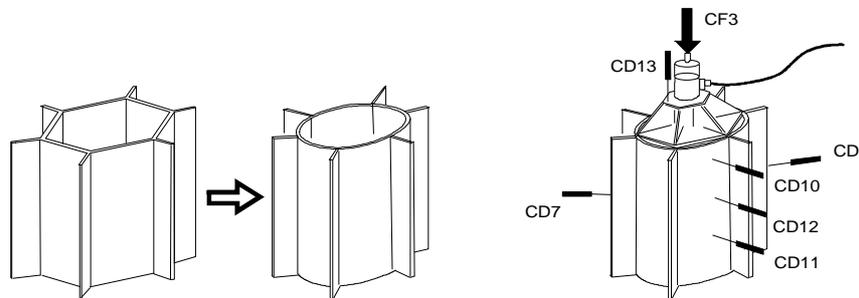


fig II.5 géométrie de l'alvéole

Grâce à l'analyse des résultats des mesures de déformation périphérique, nous pouvons évaluer la répartition des tensions dans le géotextile. Les déplacements mesurés sur une génératrice (fig-II.6a) permettent de voir que la variation de volume est localisée en partie centrale au niveau du capteur CD12.

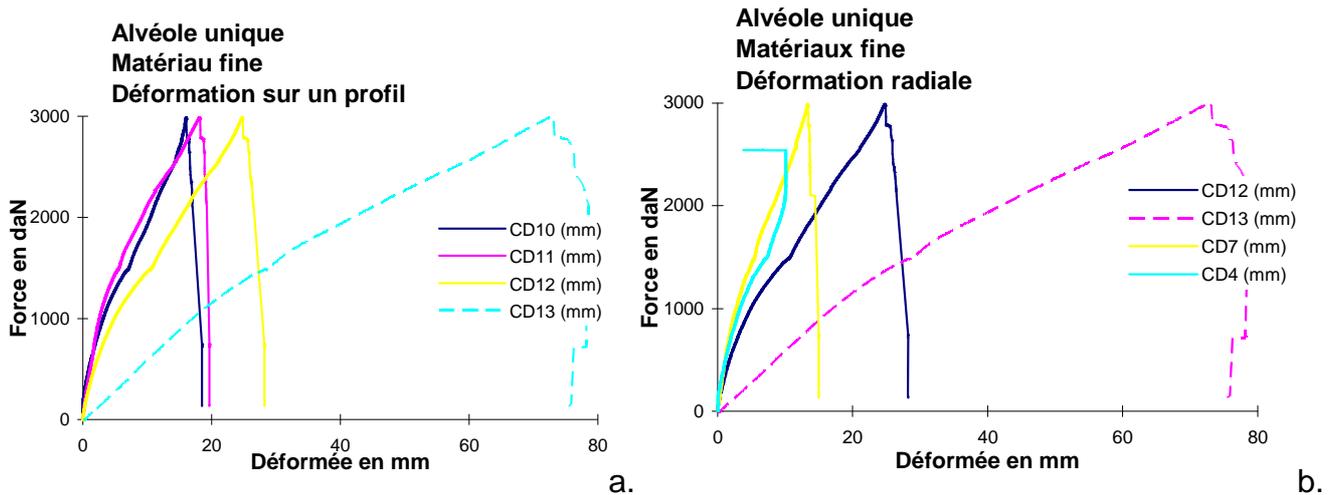


fig-II.6 résultats d'essais

Les déplacements obtenus (fig-II.6b) pour les trois capteurs placés à  $120^\circ$  sur un plan perpendiculaire à la génératrice illustrent un déplacement horizontal. Les courbes restent cependant groupées et ont une allure similaire.

Pour visualiser la déformation au sein de l'alvéole, nous avons réalisé une série d'essais sur alvéoles simples dans laquelle nous avons placé une feuille de papier quadrillé. Cette feuille ayant un comportement fragile en traction et de faibles caractéristiques influe faiblement sur le comportement de l'alvéole.

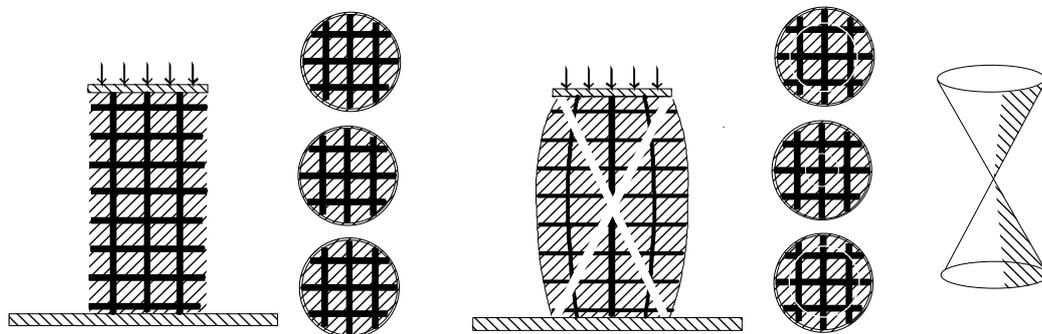


fig-II.7 Géométrie avant essai après essai et représentation 3D de la surface de rupture

Cette feuille est récupérée déformée après que l'essai ait été mené à rupture et comparée à un quadrillage de référence. Le schéma et la photo illustrent la déformation interne. Un effet tonneau est mis en évidence ainsi qu'un frottement sous la plaque de chargement. Différents auteurs [BIS 66][VOU 85] ont proposé pour s'affranchir de cet effet tonneau de diminuer l'influence du frottement par mise en place de lubrifiant aux extrémités et de réaliser des essais sur des cylindres d'élongement  $h/c$  supérieur à 2.

Lors des essais réalisés sur des alvéoles de hauteur 52 cm, nous observons également une déformation en tonneau. Il semble donc que cette déformation soit caractéristique d'un matériau lié. Lors des expérimentations suivantes nous verrons si cette hypothèse est correcte et si elle est validée. Dans le cas d'une paroi en géotextile, les particules de sol s'inscrivent entre les fibres du non-tissé permettant un très bon frottement relatif. Si les grains sont de dimension voisine de celle des pores, le géotextile peut jouer un rôle de

liant entre les grains ce qui se traduit par un déplacement de la zone de cisaillement vers l'intérieur du sol.

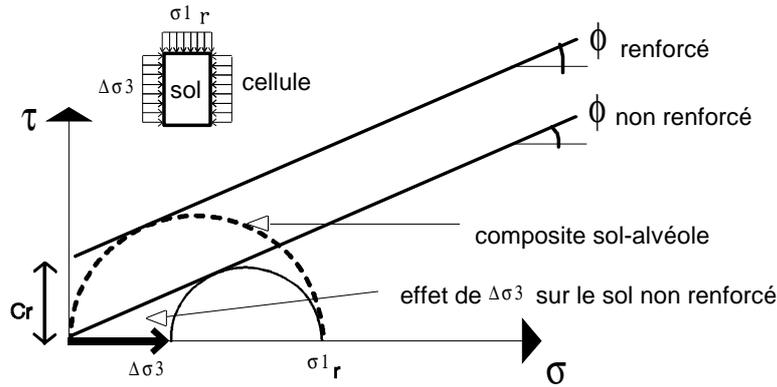


fig-II.8 détermination de la cohésion équivalente

Nous pouvons déterminer en première approximation, pour un essai de compression simple sur une éprouvette cylindrique d'élanement supérieur à 2, la cohésion apparente par

$$c = \frac{\sigma_{1r}}{2} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

avec  $\sigma_{1r}$  contrainte verticale à rupture. Ce qui donne  $c=87$  kPa pour du sable d'Allier ( $\phi=29^\circ$ ) et un textile de qualité courante ( $R_t=20,2$  kN/ml).

Nous avons testé différents modes de liaison des alvéoles pour déterminer les paramètres importants de la liaison inter-alvéole.

La première série d'alvéoles collées dont nous disposions avaient été assemblées avec une colle ordinaire. L'essai réalisé ne s'est pas révélé concluant : la rupture a eu lieu sous une charge de 24 kilogrammes. La colle n'ayant pas pénétré dans les fibres.

Une autre série réalisée avec une colle polyuréthane a eu un comportement plus satisfaisant (fig-II.9a). La rupture progressive a lieu par arrachement des fibres.

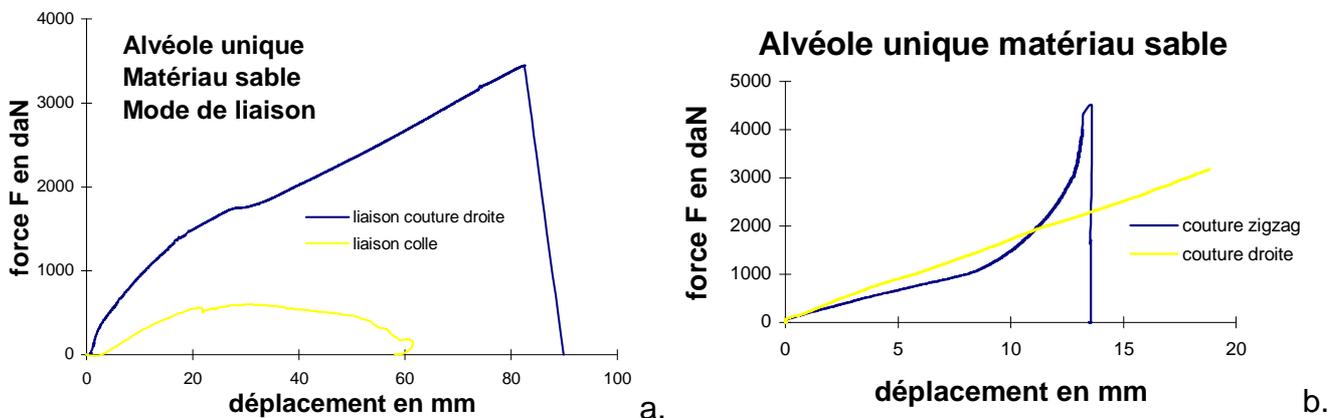


fig-II.9 mode de liaison

Les alvéoles cousues testées étaient de deux sortes : point droit ou point zigzag (fig II.9b). Toutes les coutures sont en fils polyamide et sont réalisées en usine donc possèdent une bonne régularité.

La couture zigzag se met plus lentement en tension que la couture droite, mais le fait de mobiliser une largeur de textile plus grande et donc un nombre de fibres plus grand amène une rupture plus progressive (fig II.9b). La couture droite mobilisée dès le départ permet d'obtenir un comportement plus linéaire.

Nous avons observé durant ces essais que la rupture apparaissait de façon préférentielle au niveau de la couture au tiers supérieur, là où les mesures de déplacement sur le profil montrent un maximum: entre le CD10 et le CD12 (fig-II.3). La couture impliquée est celle reliant les deux bandes constituant le demi-périmètre.

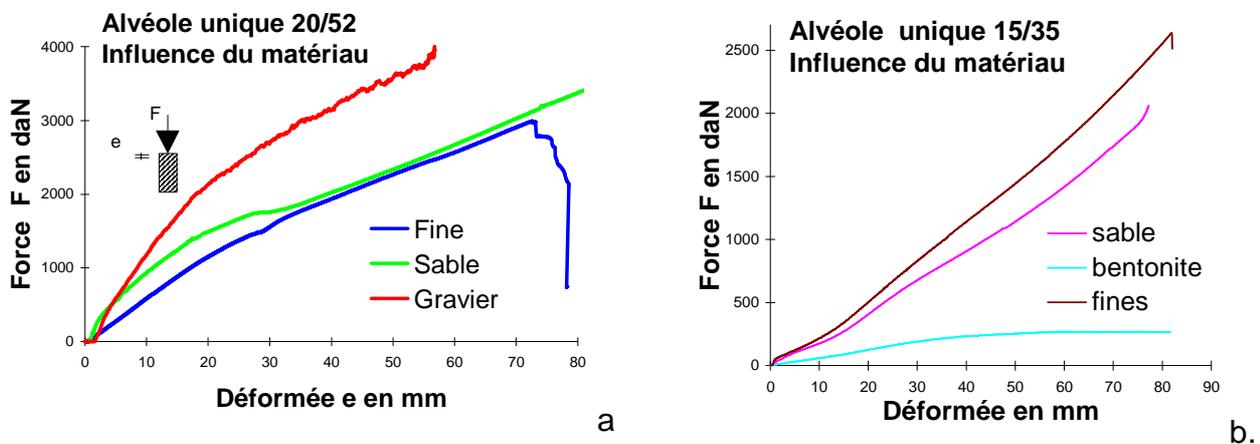


fig-II.9 Influence du matériau de remplissage

Nous pouvons voir sur les graphiques (fig II.9a) que la première partie de la courbe correspond à la réponse élastique du matériau puis une deuxième phase, une fois le matériau plastifié, correspond à la mise en tension du textile de l'alvéole. Les irrégularités présentes sur la courbe du gravier sont dues principalement au phénomène d'attrition du matériau.

Sur le graphique II.9b, le matériau bentonite-glycérine se comporte comme un liquide visqueux une fois qu'il est plastifié.

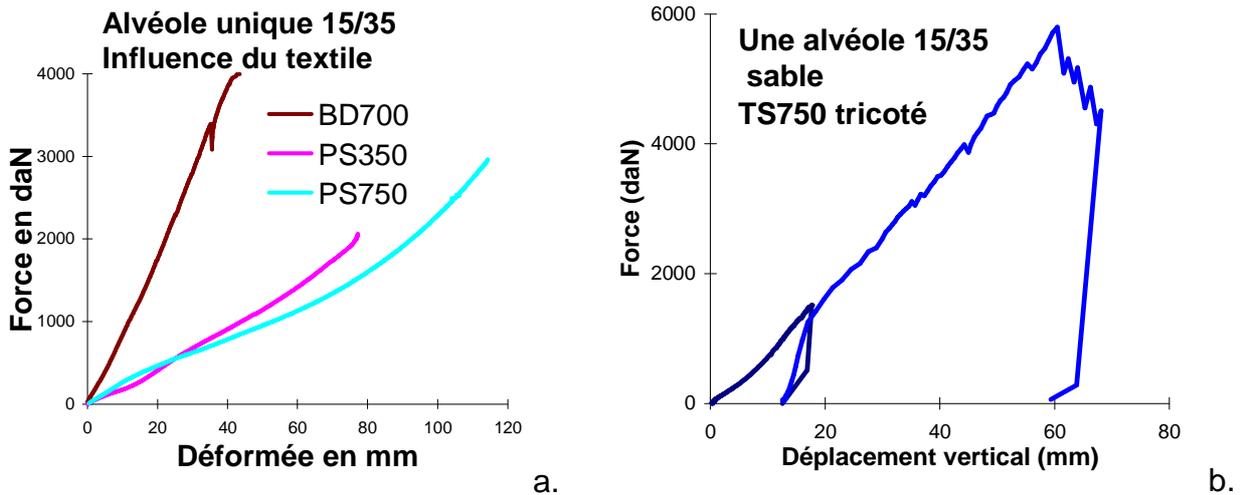


fig-II.10 influence du textile

L'influence du module du textile sur le module de compression vertical est importante. La différence entre le polyester imprégné de résine et le polypropylène calandré n'apparaît qu'avec les grandes déformations. La relation force/déplacement semble proportionnelle au module du textile. Le textile rigidifié par l'imprégnation de résine se comporte de manière assez fragile.

On voit sur le graphique II.10b le retour élastique lorsque l'on sollicite une alvéole en compression. Après atteinte du même effort de compression on a la même pente. Il y a sans doute une forte influence de la densification.

Les résultats de cette étude montrent que la présence de la cellule est efficace pour augmenter la résistance à la compression et que deux paramètres tels que la géométrie de l'alvéole et les caractéristiques mécanique du matériau constitutif de l'alvéole, sont déterminants [BAT 93]. Nous allons comparer les résultats que nous avons obtenus à ceux de différents auteurs qui n'ont pas travaillé avec la même méthode expérimentale, ce qui permet de compléter l'analyse que l'on peut faire à partir d'essai de compression simple.

## b) Analyse de Shimizu

Une étude sur une alvéole hexagonale a été menée par Shimizu et al [SHI 90] afin d'examiner les paramètres qui influencent l'augmentation de portance due au confinement du sol. Les résultats de cette étude montrent que la présence de la cellule est efficace pour augmenter la portance et que deux paramètres : la géométrie de l'alvéole et les caractéristiques mécaniques du matériau constitutif sont déterminantes.

La portance augmente avec la hauteur de l'alvéole, cela pour une faible surface d'alvéole. Les résultats expérimentaux mettent en évidence une valeur critique de  $h/c=1,5$  à partir de laquelle l'efficacité est obtenue.

L'augmentation de portance est proportionnelle à la rigidité à la traction du géotextile (rigidité à la traction = résistance à la traction / allongement à la rupture).

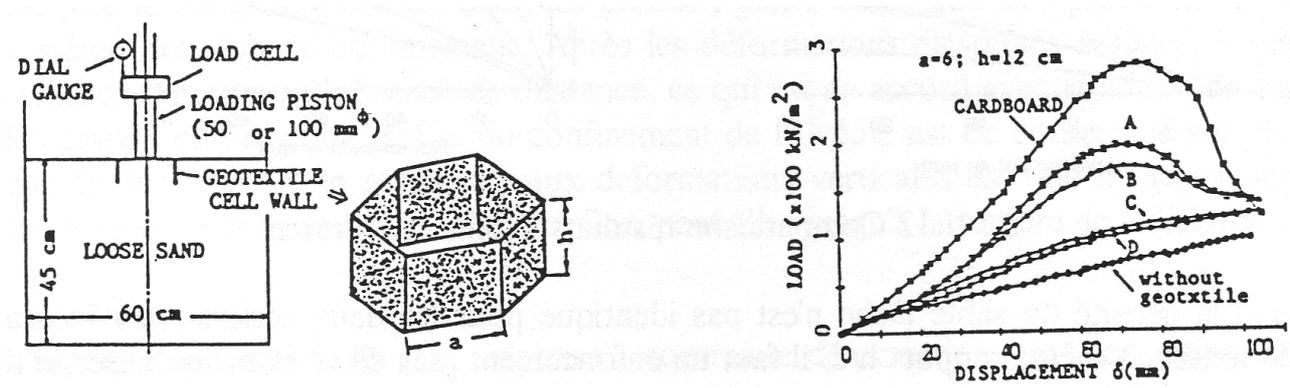


fig-II.11 résultats d'essais pour différents matériaux

De plus, la résistance à la traction du textile doit être suffisante pour résister à la force d'expansion causée par les déformations du sol, sinon la cellule se rompt.

Shimizu et al. [SHI 90] ont également suivi le comportement de l'alvéole par photographie au rayon X. Ils ont observé que pour de petits déplacements, le mouvement des particules est restreint par les parois de l'alvéole permettant à la charge de croître. Lorsque les déplacements sont tels que les particules commencent à passer sous les parois vers l'extérieur de l'alvéole alors la charge décroît.

Nous pouvons comparer l'étude de Shimizu à celle de Broms et al [BRO 81] réalisée sur des éléments tubulaires en acier ou béton constituant une fondation par confinement du sol. Dans cette deuxième étude, la méthode développée pour évaluer la charge supportée par cette fondation est issue de la méthode des silos dont la première approche théorique sur les efforts a été établie en 1895 par Janssen [JAN 95]. Cette théorie s'applique aux matériaux granulaires retenus par des parois cylindriques. La formation puis la destruction de surfaces de rupture ont été notées lors de l'écoulement de matière granulaire au travers de trémie en bas de silo et ont été assimilées à un phénomène de voûte dynamique. La formation d'une voûte semblerait liée à des pics de contraintes cycliques sur les parois du silo accompagnés d'une baisse de pression dans la matière juste en dessous de la voûte. Il faut remarquer que cette méthode ne s'applique qu'au cylindre rigide contenant un matériau pulvérulent. Le confinement dans une alvéole géosynthétique sauf matériau plastique rigide ne semble pas correspondre, même si l'on peut observer un comportement approchant.

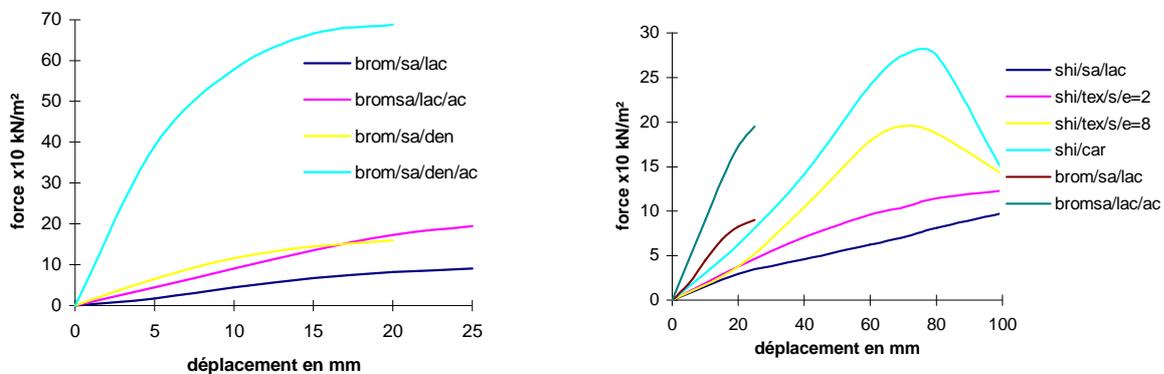


fig II.12 Comparaison résultats Broms et Shimizu

Même si la densité du sable lâche n'est pas identique pour les deux séries, nous voyons que pour le textile, à même rapport  $h/b$ , il faut un enfoncement plus élevé pour mobiliser le textile. La résistance à l'enfoncement est dépendante du frottement latéral et de l'effort latéral repris par le cylindre en compression transmis au massif extérieur comme cela se fait dans un pieu foncé dans le sol.

### c) Analyse de Bathurst

Une autre étude a été réalisée par Bathurst et al. [BAT 93] sur le renforcement des sols par un système alvéolaire dans le cadre de parements alvéolaires de murs en sols renforcés. Les auteurs présentent les résultats d'essais triaxiaux menés sur des alvéoles de 200 mm de haut ainsi que sur des échantillons de sol non renforcés. L'élanement de l'éprouvette  $h/c$  est pris égal à 1. La cellule composée d'un polyéthylène de 1,13 mm d'épaisseur rempli d'un sable de silice 0,15/0,425 avec un indice des vides variable et un concassé de calcaire 0/20. Toutes les éprouvettes ont été saturées durant les essais. Les éprouvettes de matériau renforcé et non renforcé ont été soumises à un essai drainé par un déplacement contrôlé de 1% par minute. L'élanement de l'éprouvette étant inférieur de moitié à celui recommandé pour minimiser l'influence du frottement, des essais comparatifs ont été menés sur des éprouvettes d'élanement 2,2. Les résultats d'essais sont les suivants :

#### sable

Comme le montre la figure ci-dessous, l'éprouvette de sable moyennement dense confiné a une résistance au cisaillement et un écoulement plus élevé que l'éprouvette non renforcée. La résistance au cisaillement devient constante après le pic de résistance et radoucissant en grande déformation.

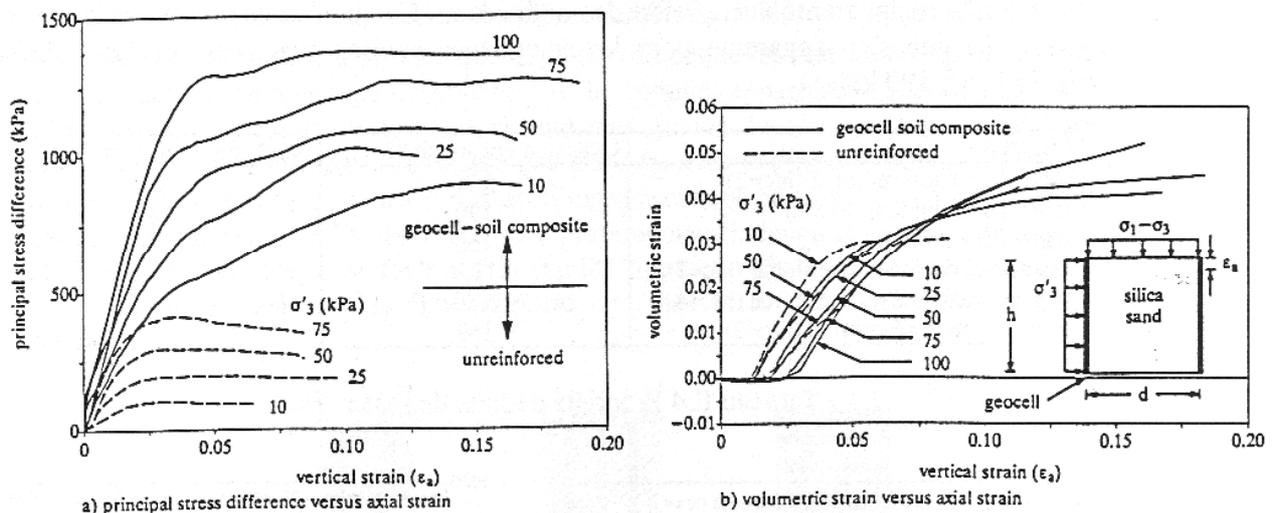


fig-II.13 résultats pour sable compacté avec et sans confinement  $h/c=2$

De plus le composite montre une plus grande rigidité axiale que les éprouvettes non confinées à même pression de confinement. Après les déformations élastiques initiales, les éprouvettes renforcées montrent l'absence de dilatance, ce qui est en accord avec la notion de confinement. En grande déformation, l'effet du confinement de l'alvéole est de contenir le sol plastifié alors que l'augmentation de résistance aux déformations verticales est due à l'accroissement de la circonférence de la paroi de l'alvéole. Ceci peut aller jusqu'à la rupture de la liaison.

calcaire concassé

L'aspect qualitatif de la réponse contrainte-déformation et contrainte-déformation volumétrique est similaire aux observations faites pour le sable dense. La comparaison des essais menés avec différents élancements  $h/c=2$  et  $h/c=4,4$  est illustrée par le graphique ci-dessous.

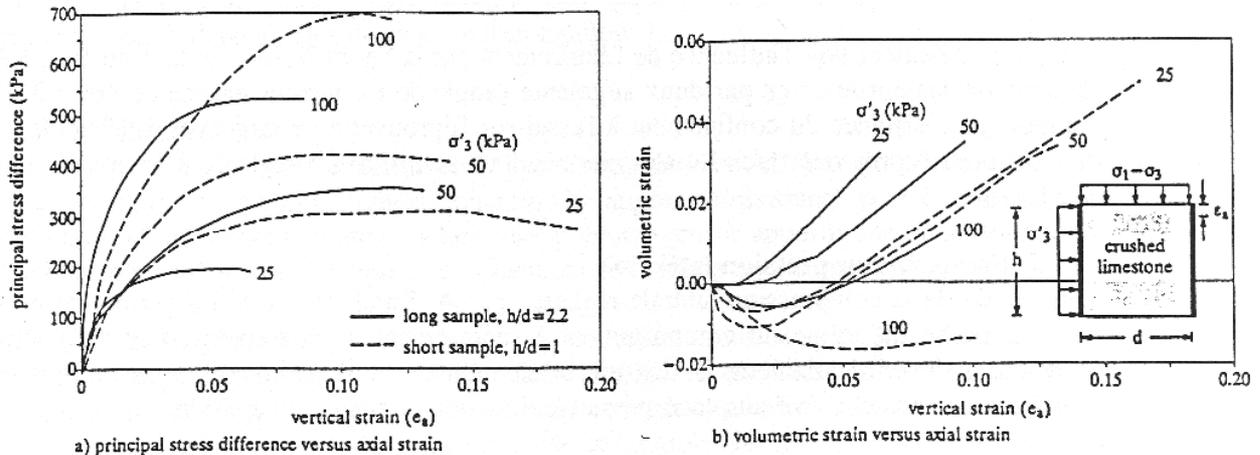


fig-II.14 résultats pour calcaire concassé non confiné pour deux élancements

Les résultats confirment les recherches précédentes qui montraient que le frottement conduit à une surévaluation de la résistance pour les éprouvettes de plus faible élancement. Il convient donc d'interpréter les résultats de ces essais avec précaution. Les courbes enveloppes de résistance par rapport à la contrainte déviatorique et hydrostatique donnent un résultat linéaire. Les éprouvettes non renforcées ont une cohésion apparente que l'on peut considérer comme négligeable par rapport à la contrainte normale appliquée. Les matériaux non-renforcés et renforcés montrent le même angle de frottement interne alors que ces derniers présentent une grande cohésion apparente due à l'effet de confinement. Ce que l'on peut voir sur le tableau ci-dessous. La cohésion apparente pour les composites réalisés avec deux agrégats différents varie de 156 à 190 kPa.

Matériaux	Cohésion apparente kPa	Angle de frottement degrés
sable dense non-renforcé ( $h/d=1$ )	5,80	45,4
sable dense confiné ( $h/d=1$ )	190	44,4
sable lâche confiné ( $h/d=1$ )	156	42,1
calcaire concassé non-renforcé ( $h/d=1$ )	11,0	52,0
calcaire concassé non-renforcé ( $h/d=2,2$ )	6,80	46,7
calcaire concassé confiné ( $h/d=1$ )	169	51,9

Tableau II.4 Propriété déduite de l'essai triaxial

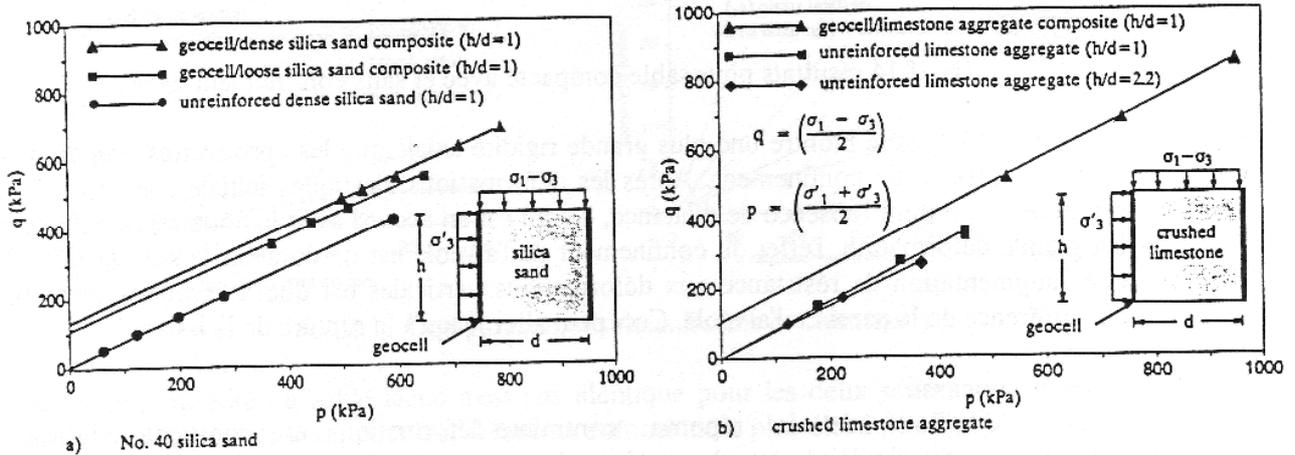


fig-II.15 courbes enveloppes

On peut également voir l'influence de l'élançement sur la figure II.15 et le tableau II.4. Réduire la hauteur des éprouvettes par deux augmente l'angle de frottement interne de 46,7° à 52°. Si l'apport de résistance du confinement nt à l'essai sur l'éprouvette de concassé d'élançement 1 est valable pour l'éprouvette h/d=2,2 alors les résultats surestiment l'angle de frottement interne de 5°.

**d) essais de compression latérale**

Une étude de la compression latérale réalisée a l'IRIGM par Ratel A. [RAT 87] a permis de proposer une approche théorique du comportement à l'écrasement de conteneurs. Les paramètres de cette étude étaient le diamètre  $\phi$ (mm) du conteneur et le module d'élongation longitudinal J(kN/m) sens chaîne suivant la direction circulaire du cylindre.

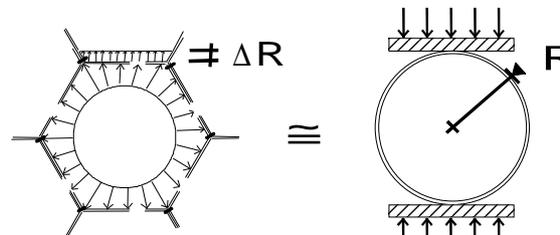


fig. II.16 Analogie hexagone cercle

Le conteneur avait une longueur de 42 centimètres et de diamètre 15, 20 et 25 centimètres. Ces essais ont montré que le poids volumique humide initial  $\gamma_{H0}$  de mise en place du matériau de remplissage intervient sur la rigidité apparente du conteneur. Un poids volumique plus important donne une rigidité plus grande du conteneur. La rigidité apparente du conteneur à l'écrasement n'augmente que très peu avec le diamètre initial  $\phi_0$ . Les efforts de compression mobilisés pour les fortes sections deviennent par contre vite considérables. Les contraintes apparents  $F/\phi_0$  observées sont pratiquement indépendantes du diamètre initial  $\phi_0$ . L'influence du module J est forte sur la rigidité apparente du conteneur. Le confinement du sable pour un module J plus élevé apporte une plus forte résistance à la compression du conteneur .

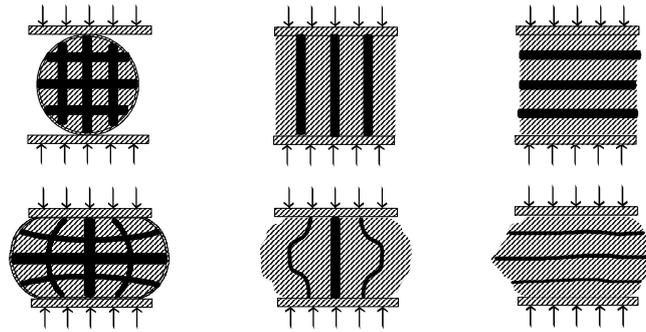


fig- II-17 visualisation de l'effet du confinement

Le module comme le diamètre initial  $\varphi_0$  n'intervient que très sensiblement dans la phase initiale du chargement. Il apparaît alors logique de penser que le sable n'est confiné qu'à partir d'un certain taux de déformation à l'écrasement  $\Delta H / \varphi_0 \cong 15$  à 20 %, c'est-à-dire quand le géotextile est sollicité en traction.

La surface  $S$  du conteneur n'augmente pratiquement pas au cours de l'écrasement, ceci quelque soit le module  $J$  du géosynthétique. Les déformations périmétrales  $\Delta P / P_0$  (%) sont pratiquement indépendantes du module d'élongation  $J$ .

#### II.1.4 Conclusion

Le confinement améliore la résistance à la compression d'un sol frottant et peu celle d'un sol cohérent sauf s'il est complètement contenu. On peut donc conclure que le géoconteneur apporte une cohésion apparente mais ne modifie pas l'angle de frottement. Le module du géotextile est très important. Nos essais et ceux de Shimizu ont permis de le visualiser dans deux configurations. La résistance à la compression et donc la cohésion sont proportionnels au module du textile. La résistance de la liaison a une influence sur le mode de rupture, trop faible elle se rompt, de même résistance elle sert d'amorce à une déchirure, trop résistante la rupture a lieu le long d'elle.

## CHAPITRE II.2 Expérimentations sur sept alvéoles

Au delà du phénomène de confinement au sein d'une alvéole, il est primordial de connaître l'effet de groupe et l'influence qu'exercent les alvéoles voisines sur le confinement. Le complexe composé d'hexagones a la propriété d'avoir les alvéoles liées entre elles, ce qui peut avoir une influence lors de l'essai de compression que nous réalisons. Les paramètres que nous avons considérés comme les plus influents sur le comportement de l'alvéole sont les mêmes que précédemment : paramètres géométriques et mécaniques.

### II.2.1 Présentation de l'expérience

#### a) Présentation de l'essai

Les essais ont été réalisés avec la même presse que précédemment.

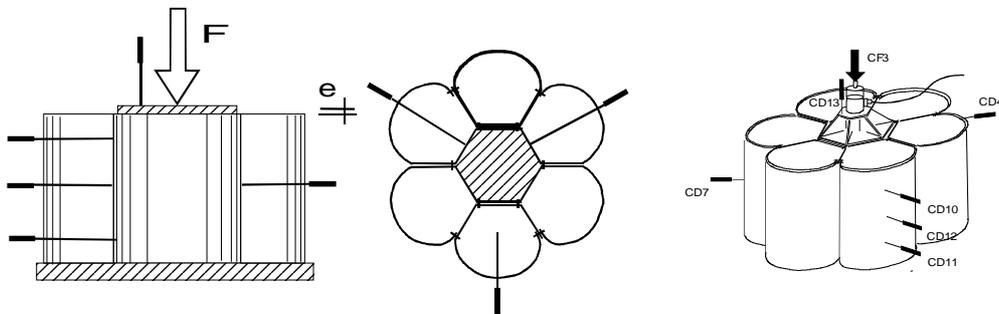


fig-II.17 schéma de l'essai

Des mesures de déformation du périmètre de l'alvéole centrale sont réalisées en cours d'écrasement. Nous réalisons la mesure de l'enfoncement de la plaque d'appui supérieure par un capteur de déplacement.

#### b) Mode opératoire

- Préparation de l'essai

Nous réalisons la mise en place par le remplissage de l'alvéole centrale puis des alvéoles périphériques. Deux états de densité sont étudiés :

- état lâche : le compactage est nul, le matériau de remplissage est déversé d'une hauteur nulle d'une manière constante et homogène sur la surface de l'alvéole.

- état dense : le protocole de compactage appliqué correspond à 15 coups de dame Proctor normal par couche de 12 centimètres, en partant du centre et en finissant par la périphérie de l'alvéole. On commence par l'alvéole centrale et on finit par les alvéoles extérieures en alternant diamétralement. Ce compactage se fait à teneur en eau nulle.

Ensuite nous faisons la mise en place de l'appareillage d'essai (plaque de chargement, capteurs de force et de déplacement). Les capteurs de déplacement circonférentiels sont placés sur une génératrice afin d'observer la variation de volume sur un profil. Trois capteurs sont placés à 120° sur l'alvéole centrale sur un plan perpendiculaire à la génératrice pour voir la variation de diamètre à une hauteur donnée. Les mesures sont réalisées sur l'alvéole centrale, des gaines rigides permettent d'isoler la tige du capteur du matériau de remplissage.

Après réglage des zéros l'essai se déroule en une phases de montée en pression lente jusqu'à la pression de rupture.

### II.2.2 Présentation des alvéoles

#### a) Présentations des matériaux

- Le matériau de renforcement : géotextile  
Nous avons utilisé les mêmes géotextiles que pour l'essai précédents : PS350 TS750 et BD700 tissé-tricoté sur une face.
- Le matériau de remplissage :  
Il s'agit également des mêmes matériaux de remplissage que précédemment : fine, sable, grave roulée.

### II.2.3 Résultats et visualisation du comportement

#### a) analyse

Nous pouvons observer la principale influence de la présence des alvéoles périphériques qui est une légère augmentation du module par un apport de confinement latéral ainsi qu'une plus grande résistance à la rupture. En effet si nous comparons cet essai aux essais réalisés sur une alvéole simple nous voyons que la pente de la courbe sept alvéoles sable lâche est légèrement supérieure à celle de l'alvéole simple.

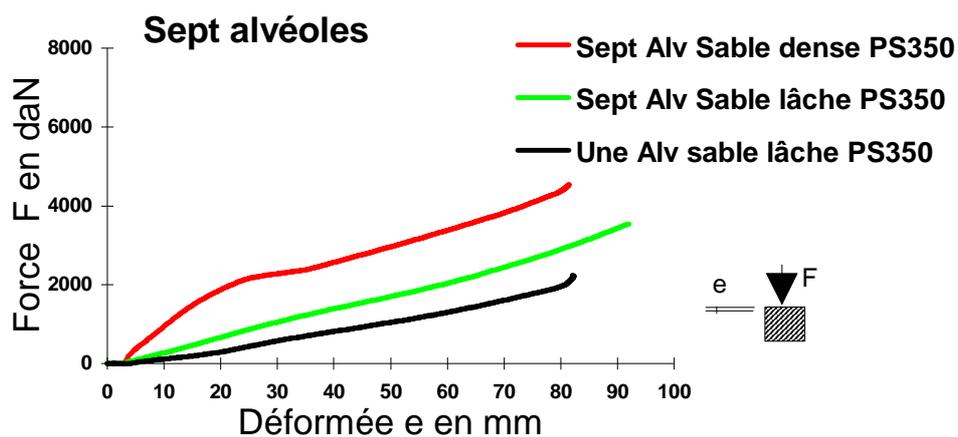


fig-II.17 Influence de l'effet de groupe

La rupture a lieu au niveau de la couture, ensuite l'expansion du sol reprend jusqu'à mobilisation de la bande de textile périphérique des sept alvéoles. Lorsque à partir d'un certain enfoncement la rupture d'une des parois de l'alvéole centrale est atteinte, le sol confiné à l'intérieur n'a aucune possibilité de s'écouler latéralement. Il n'y a pas de variation brusque à la rupture de l'alvéole centrale. A partir d'un certain taux de déformation la paroi périphérique est mobilisée, la présence de l'alvéole centrale n'est plus d'aucune utilité.

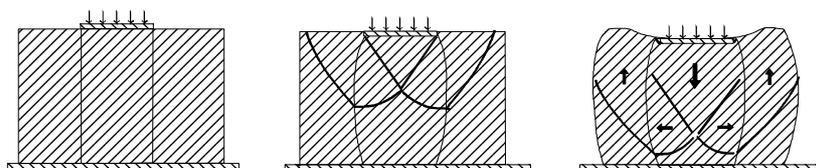


fig-II.18 mode de rupture

Sur la figure II.17 on peut comparer l'essai avec le sable lâche et le sable dense pour cerner l'influence du compactage. Dans un premier temps le module est plus important mais une fois la plasticité atteinte fig II.18 on obtient la même pente. En effet, la résistance au cisaillement est identique sur la surface de rupture dans les deux cas.

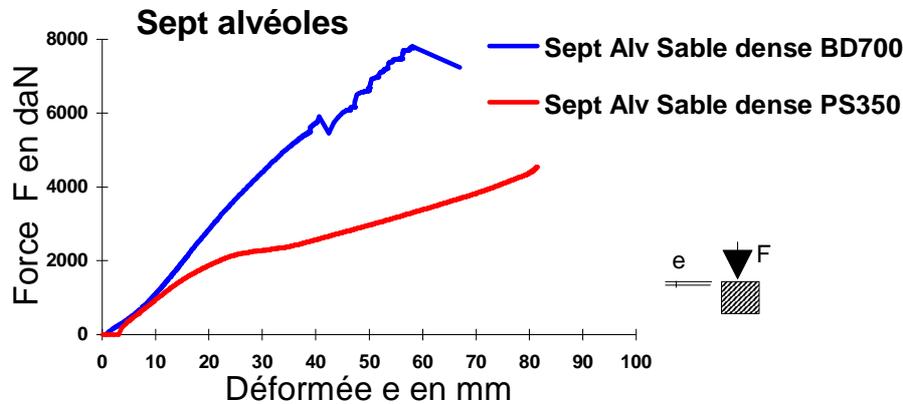


fig-II.7 Influence de l'influence du textile

Différentes expériences ont été réalisées afin de tester des textiles de nature différente. Comme dans la série d'essais réalisée sur une alvéole nous constatons que la relation force déplacement est proportionnelle au module du textile. La première partie de la courbe correspondant à la rigidité avant cisaillement du sable dense.

#### II.2.4 Conclusion

La conclusion que l'on peut tirer de cette série d'essais est que le comportement du groupe d'alvéole n'est pas fondamentalement différent de celui de l'alvéole simple. Grâce à cette série nous avons pu isoler "l'effet de propagation" correspondant au fait qu'au sein d'un ensemble d'alvéoles la rupture de l'une d'entre elles n'a pas une importance prépondérante pour la structure. Ceci n'est vrai cependant que dans le cas des sollicitations utilisées.

## CHAPITRE II.3 Expérimentations sur un lit d'alvéoles

Nous avons réalisé des essais sur un lit d'alvéoles en considérant les différentes configurations qui pouvaient être rencontrées dans un ouvrage. Nous avons procédé à des essais sur massif bicouche simulant une chaussée et des essais d'extraction sur des lits simulant des ancrages.

### II.3.1 Essais sur un massif bicouche

Une première étude, réalisée au Laboratoire par C. Jeuneau [JEA 91] a permis de cerner de manière qualitative le rôle de renforcement d'Armater. Jeuneau a employé un massif analogique utilisant le matériau de Schneebeli (cylindres PVC). Il s'agit d'un modèle bidimensionnel où est insérée une structure géotextile simulant le complexe Armater. Le massif offre la possibilité d'une mesure de contrainte en tout point de celui-ci.

Il apparaissait au travers de ces essais que le gain de portance ainsi que l'effet répartiteur de contrainte sont maximum lorsque le complexe est placé près de la surface.

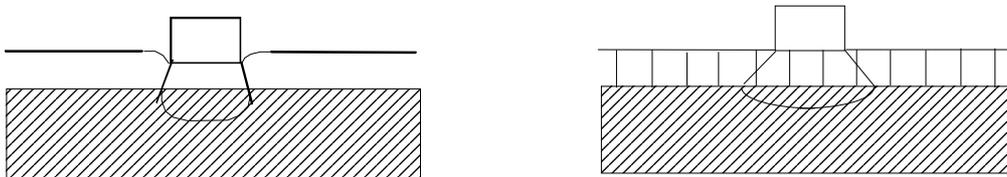


fig II.27 effet répartiteur

De plus il semble que le module apparent augmente avec le rapport hauteur sur côté. La présence d'un géotextile en sous-face dans le cas d'un sol de fondation granulaire semble être un plan de glissement privilégié en grands déplacements.

L'étude du complexe Armater lors de notre travail avait pour but de répondre aux questions posées par les différentes expériences exposées précédemment. Cela nécessitait l'utilisation d'un modèle réduit afin de maîtriser au maximum les multiples paramètres. Le but principal de ces essais était de déterminer l'influence des rapports d'une part côté/hauteur, d'autre part surface d'impact/côté de l'alvéole

### a) Essais

#### Présentation du matériel

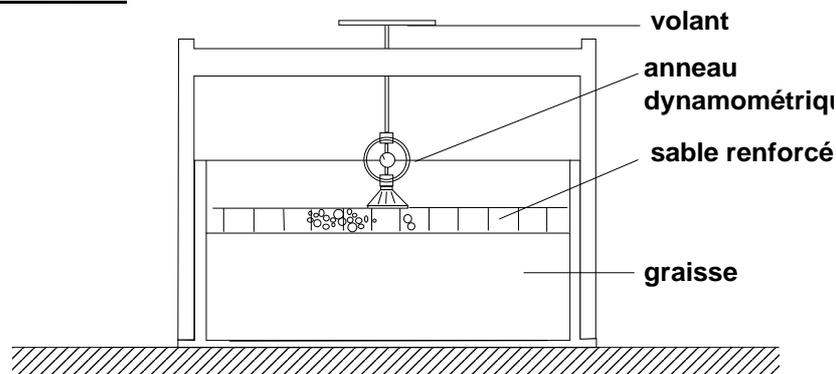


fig-II.28 Cuve d'essai

Nous disposons d'une cuve de 1,5 mètre de long, 1 mètre de large et 0,50 mètre de profondeur. Sur cette cuve est fixé un portique dimensionné pour un effort en milieu de travée transversale de 10 kN. La vis sans fin permettant d'appliquer l'effort de poinçonnement est fixée sur ce portique.

La plaque d'essai circulaire a un diamètre de 5 centimètres. Elle est en acier et peut, du fait de son épaisseur, être considérée comme rigide. La valeur de la contrainte appliquée est obtenue à l'aide d'un anneau dynamométrique. L'enfoncement de la plaque est mesuré par des comparateurs.

### Présentations des matériaux

Le sol de fondation employé est une graisse ce qui nous a permis de nous affranchir du paramètre teneur en eau. La graisse étant protégée de l'air ambiant par un film plastique très fin. Ses caractéristiques mécaniques ne sont pas altérées ni par séchage, ni par pollution. Des prélèvements de graisse ont permis de déterminer les caractéristiques suivantes:

1. angle de frottement interne voisin de 0,
2. cohésion très faible, nous n'avons pu la déterminer au scissomètre de laboratoire : la cohésion est inférieure à celle des argiles molles ou des tourbes.
3. consistance à 60 coups: 265,295
4. grade NGLI: 2
5. Point de goutte: 185°

Le matériau de renforcement que nous avons utilisé est un géotextile d'un seul type dont les caractéristiques sont les suivantes:

Armater 81 TH	unité	valeur
masse surfacique	g/m <sup>2</sup>	75
épaisseur	mm	1,1± 0,50
$\sigma$ rupture	kN/m	0,35
$\sigma$ déchirure	kN	0,05
$\epsilon$ rupture	%	30

tableau II.15 caractéristiques du textile

Nous avons utilisé un textile de faible grammage pour pouvoir réaliser des alvéoles de petite taille.

Le matériau de remplissage est un sable d'Allier, sa courbe granulométrique est donnée en annexe. L'angle de frottement interne est de  $\phi = 28^\circ$ , la cohésion est nulle. Sa teneur en eau est nulle. Une mesure de densité sèche a donné  $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$ .

### Mode opératoire

La préparation de l'essai consiste à régler la surface de la graisse puis mettre en place et remplir la structure alvéolaire. Nous réalisons ensuite un compactage (l'énergie de compactage est constante pour une surface donnée, elle varie donc par alvéole lorsque l'on change d'Armater). L'appareillage d'essai constitué d'un anneau dynamométrique et de comparateurs est mis en place.

Nous effectuons le réglage des zéros et réalisons l'essai en deux phases. La première consiste en plusieurs cycles de chargement-déchargement à une pression maximale inférieure à la pression de rupture. La deuxième est une montée en pression lente jusqu'au poinçonnement. Le comparateur ne permet de mesurer des enfoncements de la plaque que jusqu'à 2,5 cm.

Plusieurs séries d'essais ont été réalisées dans la cuve :

Structure	Armater					
	5.10	3.15	3.10	3.6	1,5.10	1,5.5
Graisse + Sable + Mortier			•			
Graisse + Bidim. + Sable				•		
Graisse + Sable	•	•	•	•	•	•
Sable + Sable				•		
Témoin		•	•	•		

tableau II.15 caractéristiques du textile

## b) Résultats

La comparaison des courbes tracées à partir des essais sur les structures incluant le complexe Armater et les structures témoins (fig-II.29) permettent d'estimer le gain de résistance apporté par la présence du complexe à plus de 400% lorsque la surface de la plaque de chargement est supérieure à la surface de l'alvéole. On atteint alors les grands déplacements mais le complexe n'est pas ruiné, ce qui est le cas des structures témoins.

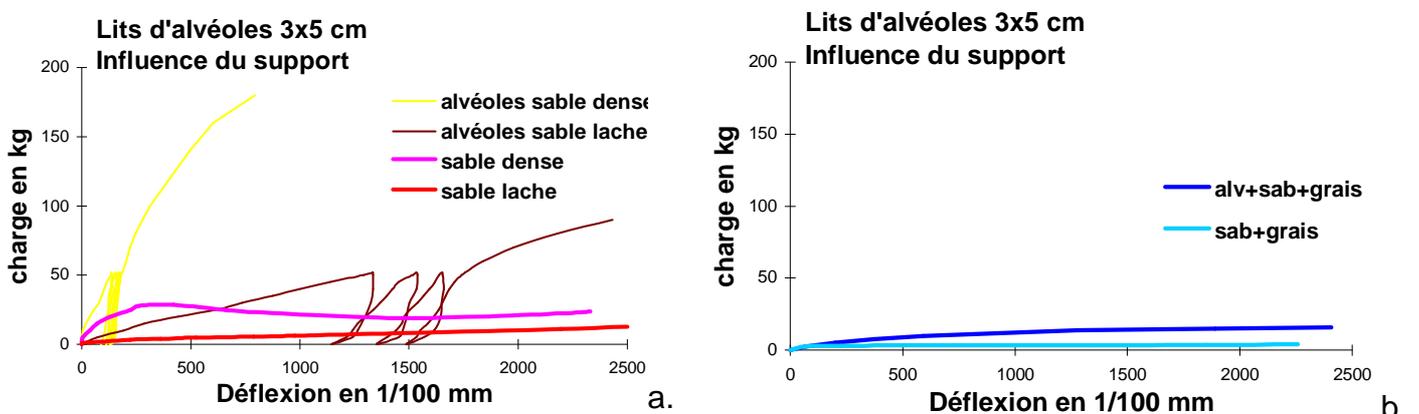


fig-II.29 influence du support

### Influence de la hauteur du complexe

Nous avons réalisé des essais où, le côté de l'alvéole maintenu constant, le rapport hauteur sur côté  $h/c$  prenait les valeurs suivantes : 1,66-2-3,33-5-6,66. On observe une augmentation de la résistance à la rupture ainsi que des modules tangent et réversible définis en partie I : on multiplie par 1,6 ces valeurs si on double la hauteur  $h$ , par 2,9 si on la triple.

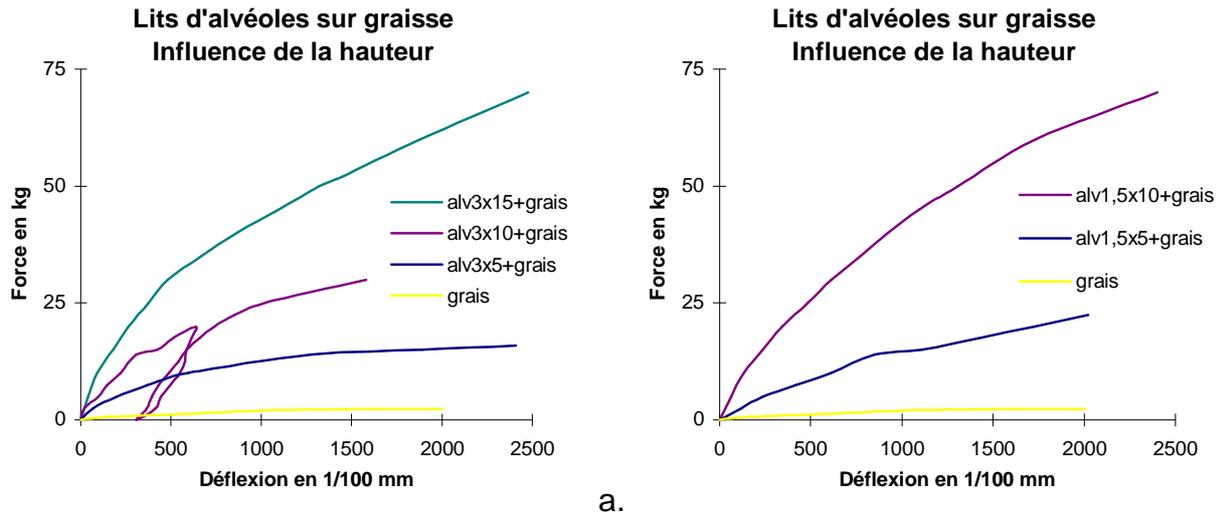


fig-II.30 Variation de h

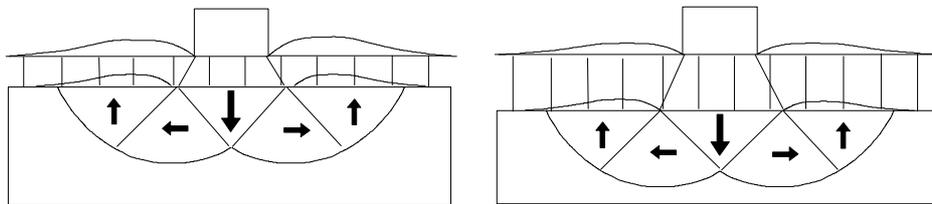


fig-II.31 Variation de h

### Influence du côté de l'alvéole

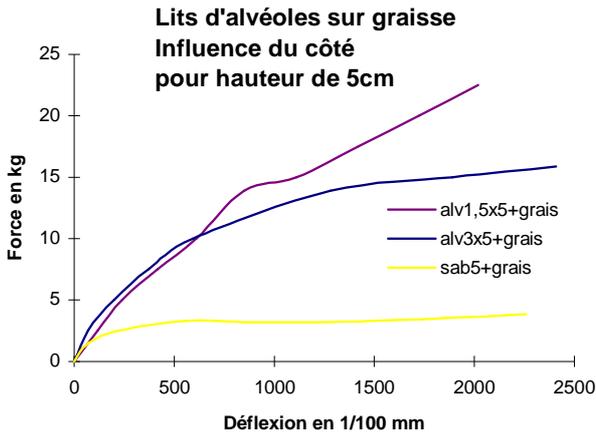
Les essais ont porté sur trois ouvertures d'alvéole :  $c=1,5$  3 et 5 cm avec  $h=10$  cm. Sachant que le cercle inscrit dans un hexagone de 3 cm de côté a un diamètre de 5,2 cm et que notre plaque d'essai a un diamètre de 5 cm. Il apparaît tout de suite que plus l'ouverture de l'alvéole est faible par rapport au diamètre de la plaque plus le comportement est homogène et meilleure est la résistance.

Pour  $h=5$  cm les résultats montrent un bon comportement en petits déplacements, si l'on se place sur une des parois de l'alvéole, mais une rupture brutale car on n'arrive pas à mobiliser l'ensemble du complexe. On voile la paroi et on cisaille rapidement le sol. Lorsque la plaque de chargement est centrée sur l'alvéole, on ne met pas en tension les parois. Le résultat est alors le même que pour le témoin avec une faible augmentation de résistance, en grands déplacements, due à l'effet de confinement.

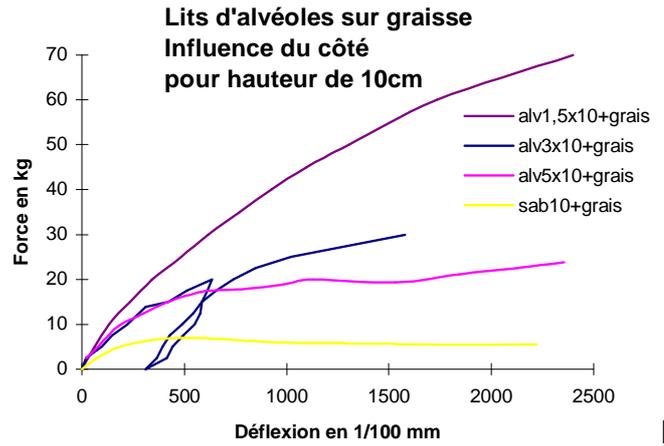
Pour  $c=3$  cm on a une grande dispersion des résultats. Si on se centre sur l'alvéole, on met en tension les parois mais à partir d'une certaine charge on fonce la colonne de sol. Il faut donc pour mettre en tension le complexe se positionner à cheval sur une ou plusieurs parois.

L'essai se termine alors soit par cisaillement du sol et voilement de la paroi soit par rotation de la plaque et glissement latéral.

Pour  $c=1,5$  cm, les résultats sont très peu dispersés. On n'obtient pas de palier horizontal permettant de conclure à une rupture. Les essais montrent une mise en tension de tout le complexe.



a.



b.

fig-II.32 Variation de c

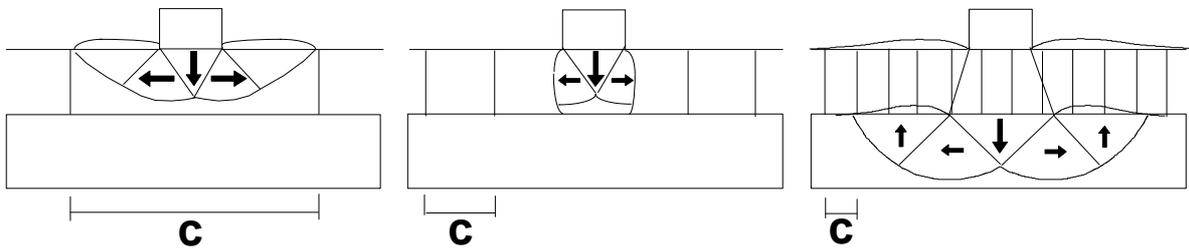


fig-II.33 Variation de c

tableau II.16 Influence du rapport h/c

	Armer					
Structure	5.10	3.15	3.10	3.6	1,5.10	1,5.5
Rapport h/c	2	5	3,33	2	6,66	3,33
k en MN/m <sup>3</sup>	31,62	31,84	18,14	11,15	28,74	11,27
EV2 en MPa	0,719	0,724	0,413	0,254	0,654	0,256

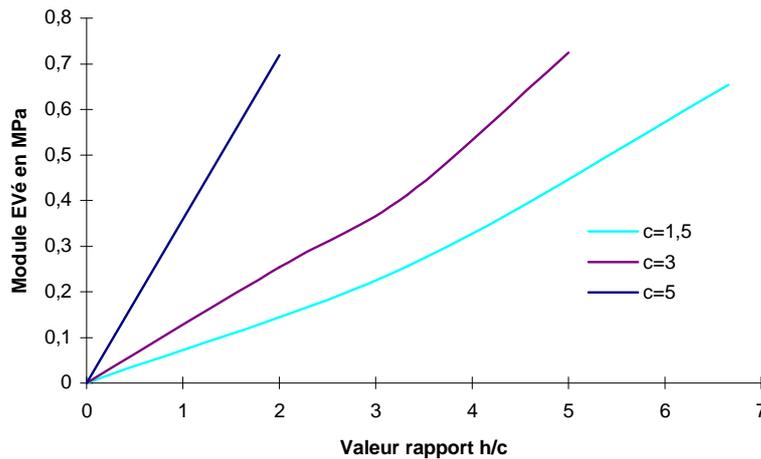


fig-II.34 Variation de  $\tilde{h}/c$

On voit que le module EV<sub>2</sub> augmente avec le rapport h/c. Il est difficile d'interpréter les résultats obtenus pour c=5cm car la plaque de 5 cm de diamètre est circonscrite dans l'alvéole à partir d'une valeur de c de 3 cm. Il y a donc changement de comportement et

nos essais sont plus représentatifs de la résistance au voilement local des parois de l'alvéole que du fonctionnement global du complexe.

En fait, on observe un comportement élastoplastique (fig-II.32b) où le retour à l'état initial après la suppression de l'effort ne s'effectue pas exactement selon le chemin suivi lors de la montée en pression. De plus la partie réversible n'est pas strictement égale à l'enfoncement obtenu.

Les structures géotextiles semblent jouer, en petite déformation, un rôle négatif. En effet, elles créent des plans de glissement verticaux privilégiés. Ces hétérogénéités n'existent pas dans le bicouche non renforcé, les grains peuvent se mettre en place et s'emboîter. Donc le matériau se rigidifie lorsque le niveau de chargement augmente. Par contre, les structures géotextiles jouent un rôle important dans la résistance à la rupture, les pressions limites sont multipliées par 2 ou 3 pour la même épaisseur de sable. Les courbes pressions appliquées-enfoncement concernant les structures témoins rendent compte de la rupture brutale par cisaillement du sable. Les bicouches renforcés par Armater présentent par contre une augmentation importante de la pression même après la rupture. Il persiste une résistance due à la présence du géotextile. Après la rupture du bicouche, les géotextiles continuent en effet, à reprendre une partie des efforts appliqués, du fait de la résistance apportée par la mise en tension de la nappe alvéolaire.

#### Influence d'une couche de liant en face supérieure

Un des complexes 3x10 a été testé avec une couche aux liants hydrauliques en surface. Après avoir réalisé la mise en oeuvre habituelle, nous avons balayé la surface jusqu'à vider les alvéoles sur 1 cm maximum. On a alors comblé ces vides par un mortier normal confectionné avec le matériau granulaire de remplissage. Le choix du mortier normal était motivé par la connaissance de sa résistance à la flexion et à la compression. Arasé au niveau supérieur des alvéoles, le mortier fut ensuite vibré. Les essais ont été réalisés à 7 jours.

Nous observons une augmentation plus que double (fig-II.35a) de la résistance ainsi que des modules tout en gardant le même comportement. Ce qui permet de dire qu'il y a apport de résistance et non superposition d'un effet structurel. Nous observons lors de la déformation l'apparition de "pavés" liés entre eux par le géotextile. Les parois deviennent le lieu où le "dallage" se fissure et les "pavés" bougent lors de la mise en tension du complexe.

La figure II.35a permet de voir que l'apport de résistance dû au liant est comparable à l'augmentation du rapport  $h/c$  de 3,33 à 5, ce qui représente une économie de textile de 30%. On peut également comparer au complexe 1,5x1,5x10 qui apporte approximativement la même portance. La présence du liant permettrait alors de diminuer la densité d'alvéole de 50%.

Le phénomène d'accommodation est également plus faible, il n'y a pas cisaillement du matériau granulaire de remplissage en surface et le complexe est mobilisé de manière plus homogène.

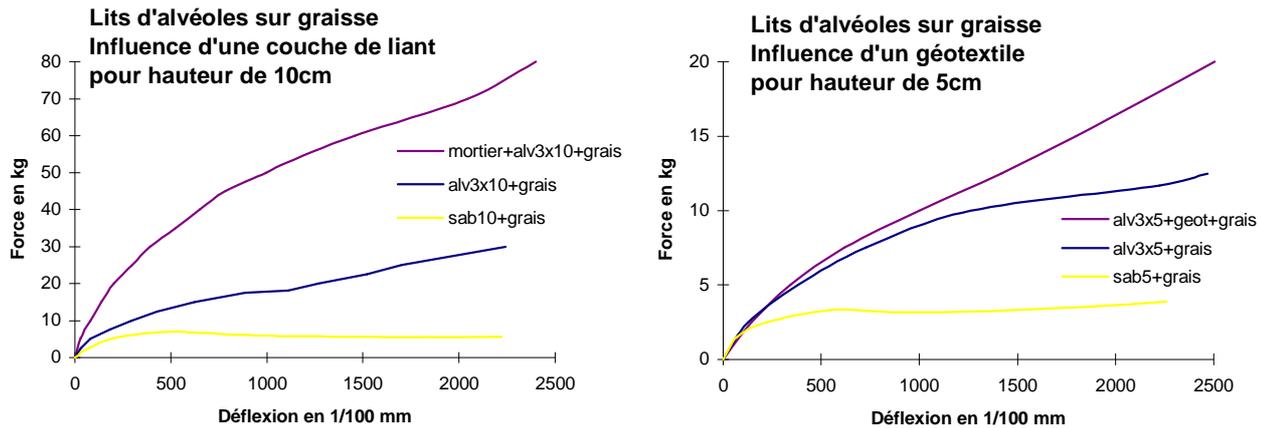


fig-II.35 Influence d'une couche de liant et d'un géotextile

### Influence d'un géotextile bidimensionnel à l'interface sol support complexe

La mise en place d'un bidimensionnel apporte un gain de portance en grande déformation du fait de l'apparition de l'effet répartiteur et de l'effet membrane qui ont déjà fait l'objet de nombreuses études [LED 84][DEL 80].

L'effet répartiteur se traduit par une limitation de l'extension horizontale de la couche de forme et une augmentation de la résistance à la rupture localisée de cette couche sous le poinçon (fig-II.35b). La largeur fictive du poinçon  $B^*$  au niveau du sol cohérent s'en trouve augmentée ainsi que le volume de sol en écoulement plastique. On augmente donc la résistance au poinçonnement du massif cohérent.

L'effet membrane se produit lorsque le géotextile bidimensionnel s'oppose au poinçonnement de la couche cohérente en se mettant en tension dans la zone située sous la plaque.

### **d) Conclusion**

Le gain de portance est dû pour les enfoncements faibles à un effet répartiteur plus important, pour les enfoncements plus importants, à un effet membrane plus important. Après voilement des parois des alvéoles, le complexe agit comme une membrane selon un schéma incomplet à bord glissant. Une nappe de renforcement de plus fort module doit posséder une résistance à la traction plus élevée, car les tensions mobilisées sont plus fortes (lorsque l'ancrage est suffisant).

Le renforcement ne modifie pas le module du sol de base. L'amélioration de la portance du sol support par une couche de sol renforcée exprimée en terme de module  $EV_2$  n'est significative que pour les sols de faible portance [TAV 86][KHA 92]. L'effet de structure est obtenu en terme de module de déformation et de comportement en déformation permanente pour des épaisseurs d'au moins 20 cm. L'effet répartiteur de contrainte est de 60% pour une épaisseur de 20 cm. Il semble alors possible d'obtenir un comportement plus homogène.

On peut également conseiller, au vu des résultats, de placer à la surface du complexe une couche traitée aux liants hydrauliques ou mieux aux liants bitumineux. La mise en place d'un géotextile bidimensionnel peut se révéler intéressante par le gain de résistance en grande déformation assurant que la structure n'aura pas une rupture brutale.

### II.3.2 ETUDE DU COMPORTEMENT EN EXTRACTION D'UNE NAPPE

Les géosynthétiques sont utilisés en nappes continues et non en bandes étroites. De ce fait on ne retrouve pas le phénomène tridimensionnel de dilatance qui avait été étudié dans la Terre Armée [SCH 81]. Les paramètres d'interaction mécanique entre un sol et un textile bidimensionnel sont bien connus ([COL 87], [BOU 90], [BOU 93], [BOU 94], [ING 83]). De nombreux auteurs se sont intéressés aux paramètres d'interaction ainsi qu'à l'influence de la nature du polymère, de la texture, de la liaison mécanique entre les fils.

#### a) Programme des essais

Le complexe tridimensionnel sol-géosynthétique est un milieu composite où des matériaux de nature et de densité différentes sont sollicités simultanément. Le but de ces essais est de déterminer l'importance de la forme de l'alvéole sur le phénomène d'extraction ainsi que de ses caractéristiques et enfin la résistance de la liaison des alvéoles. Nous n'avons pas cherché dans cette série d'essais à reproduire les essais déjà réalisés par de nombreux auteurs mais plutôt étudier ce qu'apporte la structure alvéolaire. C'est pourquoi nous n'utiliserons qu'un seul matériau sol et les mêmes conditions d'essai.

#### b) Matériaux

##### Textile

Le tableau II.16 donne les caractéristiques mécaniques et géométrique des nappes testées. Lors de ces essais, les nappes textiles ont une longueur utile de 70 cm pour une largeur de 70 cm.

Marque	liaison	Géométrie	Nature textile	masse surfacique g/m <sup>2</sup>	épaisseur mm	$\sigma_{rupture}$ kN/m	$\epsilon_{rupture}$ %
TS 750	non tissé		polypropylène	350	3	26	30
Coltron	non tissé		polyester	200	1	12	30
Geolon 200	tissé		polyester	625	1,9	200	14
Fortrac	grille	20/13-10	polyester/PVC			20	15
Fortrac	grille	35/20-20	polyester/PVC			35	12
Armater Lutradur 81 TH	alvéole collées en non tissé	3-10	polyester	75	0,35	5	30
Armater Lutradur 81 TH	alvéole collées en non tissé	6-10	polyester	75	0,35	5	30
Armater Lutradur 81 TH	alvéoles décollées en non tissé	6-10	polyester	75	0,35	5	30

tableau II.16 Valeur des caractéristiques mécaniques et géométriques

Le textile constituant les alvéoles est d'un module inférieur à ceux des autres textiles pour pouvoir réaliser les alvéoles de taille réduite.

##### Sols

Le sol utilisé pour ces essais est un sable d'Allier 0/2 ayant un angle de frottement interne  $\phi = 29^\circ$ . Ce sable a un comportement pic-palier à l'état dense.

### c) Essais

Nous disposons d'une cuve de caractéristiques géométriques suivantes  $L=1,0\text{ m}$ ,  $l=1,0\text{ m}$ ,  $H=0,5\text{ m}$ . Elle permet de par sa taille de diminuer les effets d'échelle. La contrainte normale  $\sigma_v$  moyenne est appliquée par un vérin caoutchouc pneumatique. Un vérin hydraulique d'une capacité de 10 tonnes placé horizontalement applique l'effort en tête de nappe.

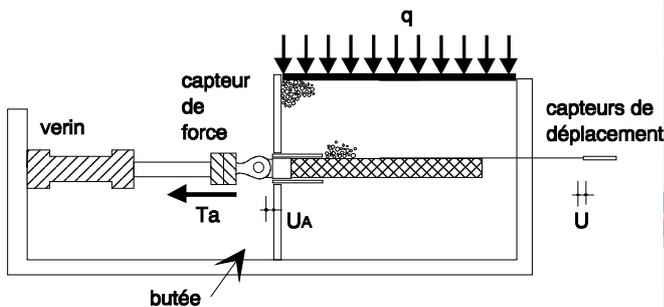


fig-II.36 dispositif d'essai



photo II.2 vue du massif

Nous avons instrumenté le massif de capteurs de déformation pour suivre le déplacement de la nappe en tête ainsi qu'en différents points. Un capteur de force d'une capacité de 5 tonnes permet de connaître l'effort appliqué.

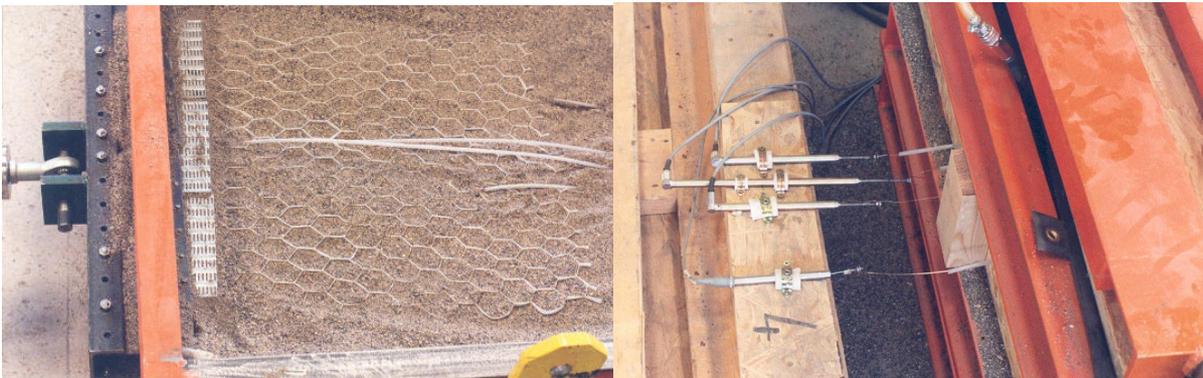


photo II.3 vue de l'instrumentation

Lors de ces essais, la surface de la nappe textile en contact avec le sol reste constante. Afin d'éviter d'éventuelles concentrations de contrainte au niveau de cette liaison, le dispositif est constitué d'une plaque intermédiaire d'ancrage.

Nous avons mis en place un système qui répartit les tensions sur la largeur. Celle-ci est liée au vérin d'extraction par l'intermédiaire d'une plaque dont de multiples dents viennent se placer dans une alvéole. Les deux premières alvéoles sont remplies de mousse polyuréthane. Ainsi lors de l'essai, on évite la striction qui apparaît si la nappe est extraite et que les alvéoles se vident. Ce phénomène perturbe les valeurs des différents paramètres.

### d) Résultats Analyse

Nous présentons ci-après les résultats pour les différents essais réalisés sous forme de courbes brutes.

nappes bidimensionnelles

L'évolution des déplacements le long de la nappe géotextile est caractérisé par des déplacements progressifs des points à l'arrière de la nappe. La réponse peut se séparer en deux phases séparées sur la courbe par le changement de pente : une première est la mobilisation puis la seconde est la striction permise par un déplacement suffisamment important.

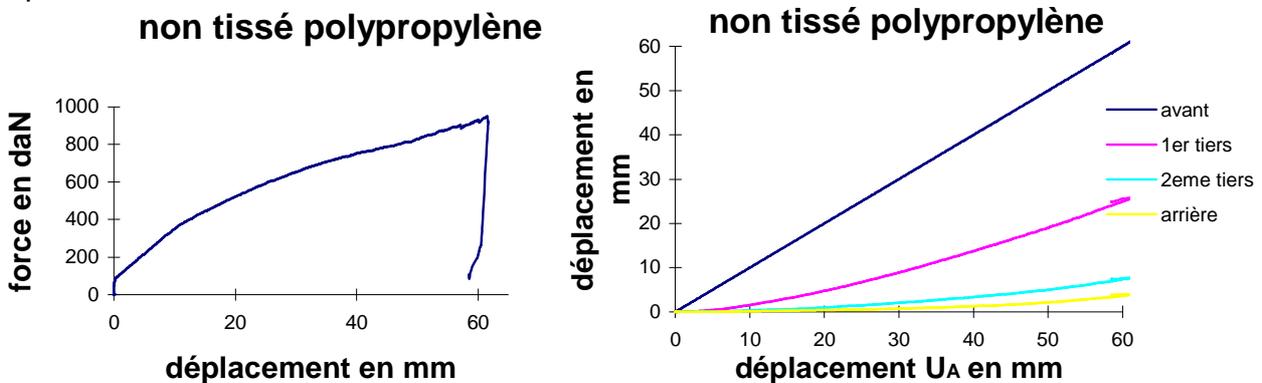


fig-II.37 essais sur tissé polyester

Les essais d'extraction réalisés antérieurement [SCH 81], [COL 87], [BOU 90], [BOU 93], [BOU 94], [ING 83] ont permis de mettre en évidence un départ échelonné, pour un déplacement en tête  $U_A$  croissant (fig-II.36), des déplacements  $U_i$  le long de la nappe géotextile. On définit alors la longueur active  $L_A$  ( $\leq L_G$  longueur de la nappe) comme la longueur de nappe mobilisée (i.e. en déplacement) pour un déplacement  $U_A$  donné. Si la longueur active  $L_A \leq L_G$  pour la résistance de pic alors il y a surdimensionnement et inversement si  $L_G \leq L_A$  pour la résistance de pic alors il y a défaut d'ancrage donc sousdimensionnement. Le but de l'étude théorique sera donc la détermination de  $L_A$  afin d'optimiser le dimensionnement.

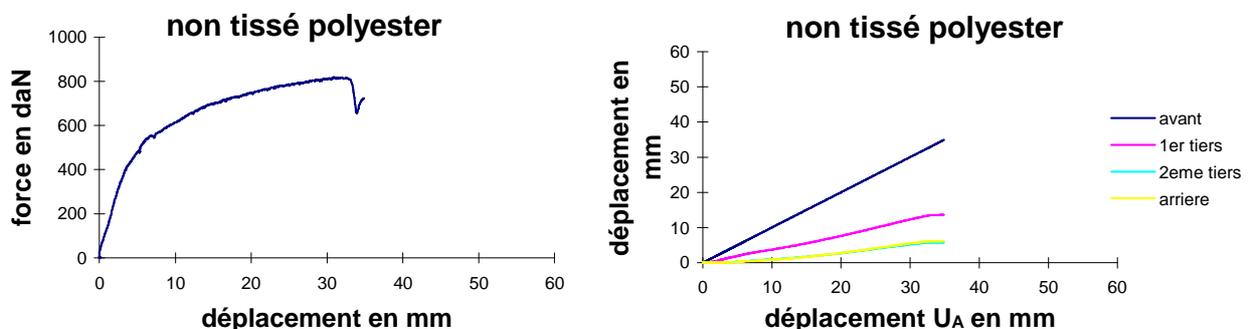


fig-II.38 essais sur non-tissé polyester

Si nous comparons les figures II.37, 38, 39, nous observons que la pente de la courbe effort/déplacement  $U_A$  augmente avec le module  $J$ . Cette pente est très importante pour les nappes de plus fort module telles que les grilles et le tissé.

L'effort d'extraction le plus élevé est obtenu pour la nappe en tissé de polyester.

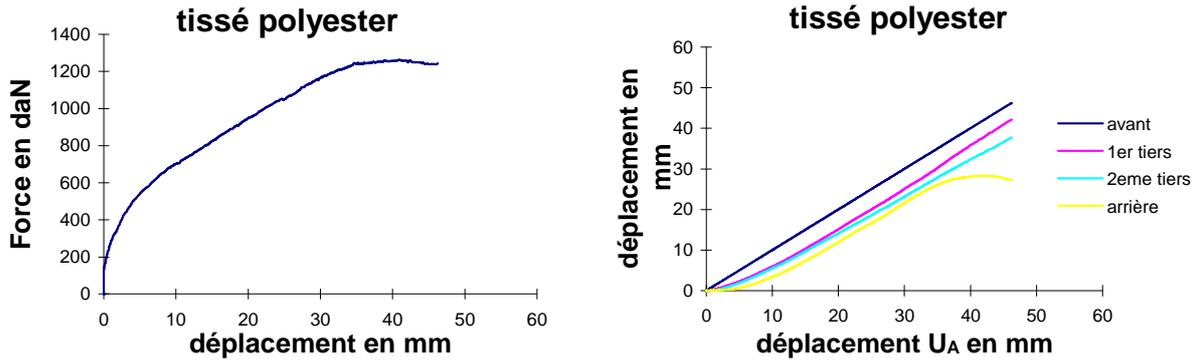


fig-II.39 essais sur tissé polyester

L'augmentation du module J de traction du géotextile entraîne une mobilisation plus rapide. Nous pouvons voir aussi l'influence de la rigidité de la nappe sur la rapidité de la mobilisation de la nappe. Ceci est visible sur les graphiques de déplacement. Les courbes de déplacement des points placés au sein du massif sont parallèles, les points se déplacent donc à la même vitesse. Donc  $L_G \leq L_A$ , les longueurs de nappes testées sont insuffisantes.

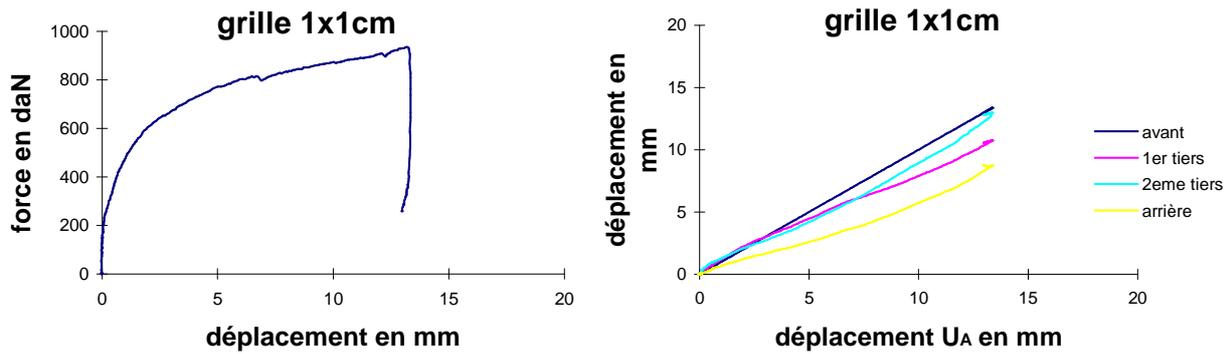


fig-II.40 essais sur grille de maille 1 cm par 1 cm

L'effort maximal d'extraction est proche pour les deux essais sur grille, cependant la valeur pour laquelle cet effort est mobilisé est plus que quatre fois moindre pour la grille ayant la plus petite maille.

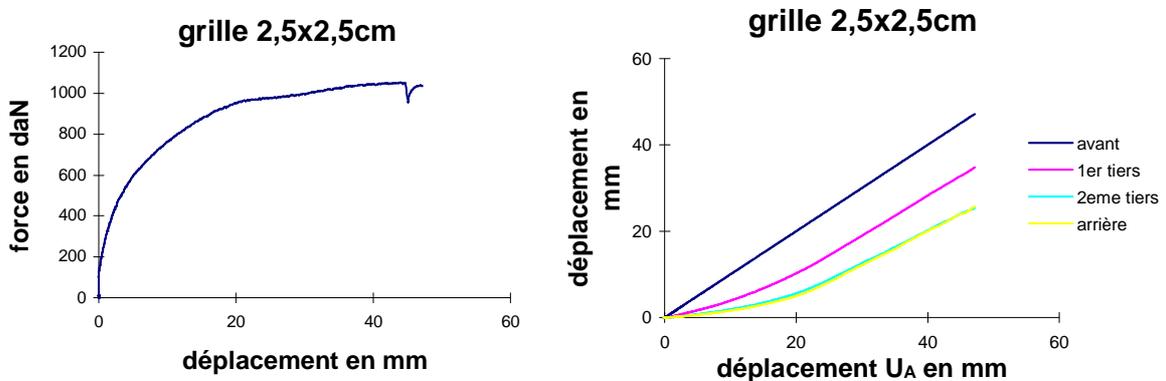


fig-II.41 essais sur grille de maille 2,5 cm par 2,5 cm

nappe d'alvéoles

Pour comprendre le fonctionnement de la nappe alvéolaire lors de son extraction d'un massif, nous avons étudiés les paramètres que sont la forme géométrique de l'alvéole et les liaisons perpendiculaires à la paroi par rapport à  $T_A$ .

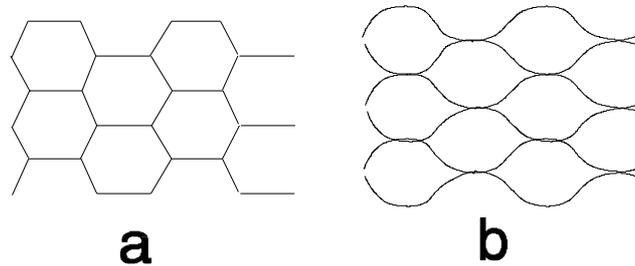


fig-II.42 Géométrie des différentes éprouvettes

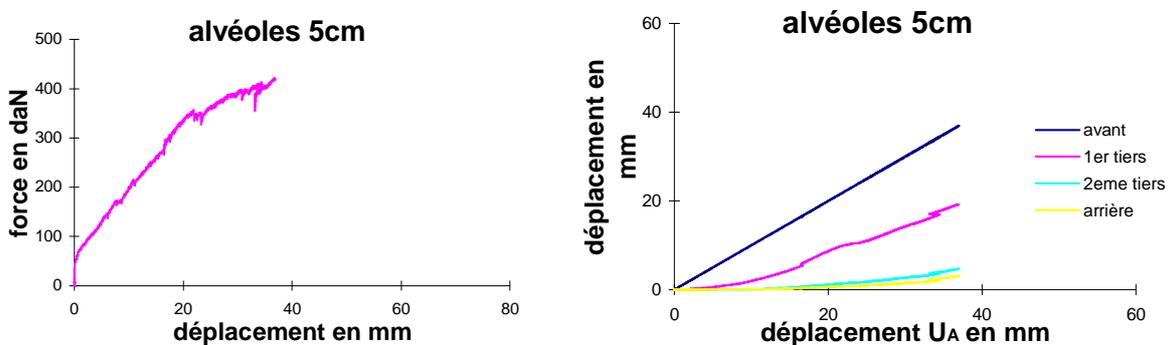


fig-II.43 essais sur un lit d'alvéoles de 5 cm de côté

L'extensibilité et la souplesse sont des caractéristiques intrinsèques des géotextiles dont l'effet est amplifié par leur assemblage sous forme de treillis réticulés. La mobilisation progressive est donc plus lente que celui d'armatures telles que le géotextile bidimensionnel ou géo-grille (fig-II.41).

A la fin des essais sur les nappes d'alvéoles la rupture a lieu à proximité de la plaque de transfert d'effort (fig-II.44). Cette rupture est caractérisé par le cumul des ruptures des liaisons.

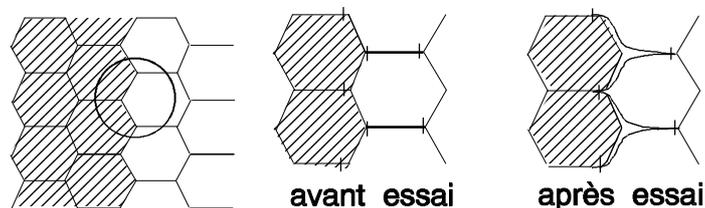


fig II.44 rupture des liaisons

Pour les formes d'alvéoles non liées (fig. II.42b) ces bandes résistent principalement par le festonnage. Il n'y a pas de rupture de liaison, ce qui explique la forme de la courbe force déplacement qui continue de croître. Ce qui correspond au comportement post rupture des alvéoles liées.

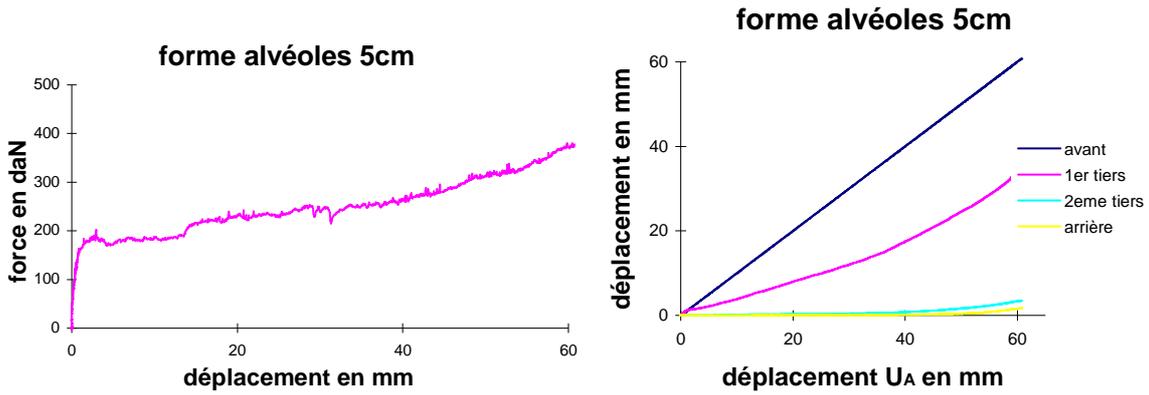


fig-II.45 essais sur un lit d'alvéoles aux liaisons dégradées de 5 cm de coté

Si l'on augmente le nombre d'alvéoles (fig-II.46) l'effort est d'autant mieux transmis. On se rapproche alors du comportement d'un bidimensionnel. La résistance des liaisons doit être à même de reprendre un effort égal à celui présent dans les bandes.

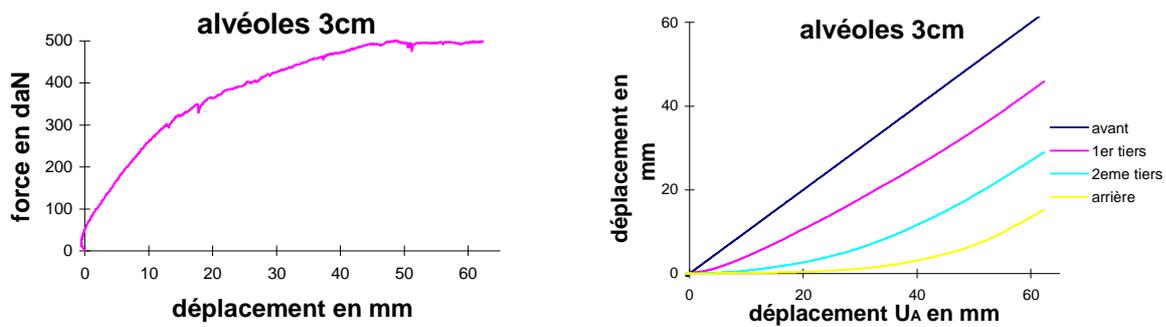


fig-II.46 essais sur un lit d'alvéoles de 3 cm de coté

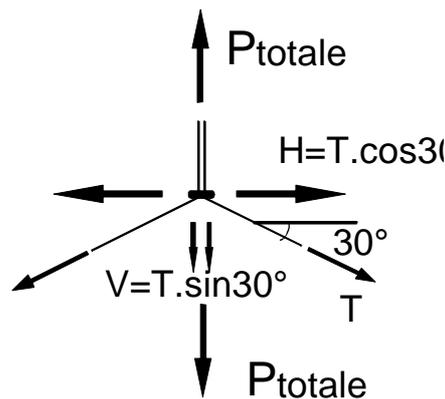


fig-II.47 répartition des tractions dans le textile

La résistance dépend de la hauteur cumulée des bandes par mètre. Si elle est supérieur à 1, la résistance du lit sera la même que celle d'une nappe bidimensionnelle sinon elle sera inférieure. Seul change la mobilisation des déplacements qui est plus lente du fait de la structure treillis.

### *II.3.3 Conclusion*

Les essais sur bicouche montrent l'importance du paramètre  $h/c$  par rapport à la nature même du géotextile (résistance à la traction, épaisseur). Cette série d'essais met en évidence l'intérêt d'avoir une surface d'alvéole inférieure à la surface d'application des charges et un rapport hauteur sur côté  $h/c$  supérieur à 2. L'effet de confinement du complexe est d'autant plus important que les colonnes de sol formées par les alvéoles sont bouchées et les parois mises en tension. La rigidité du complexe augmente avec l'efficacité du confinement. Le comportement en plaque sandwich apparaît lorsque les cellules sont placées entre deux couches de matériaux de rigidité supérieure dans le mode de fonctionnement concerné mais de résistance au cisaillement inférieure. La fonction essentielle des cellules est de transmettre, par cisaillement, les actions mécaniques d'une peau à l'autre. Le comportement lors des essais montre que le comportement membrane-flexion est déterminé par les peaux et que le comportement au cisaillement est imposé par l'âme.

Le but des essais d'extraction de nappe était de permettre la corrélation entre l'évolution qualitative de ces paramètres et leur importance au niveau du modèle théorique présenté. Nous avons réalisé des essais afin de mettre en évidence l'influence de l'extensibilité et de la souplesse de la structure sur le comportement en extraction. Le comportement est identique à celui des textiles bidimensionnels moyennant la prise en compte de certains paramètres : module différent prenant en compte la structure treillis et comportement élastoplastique. On peut donc proposer une loi de comportement élastoplastique.

## CHAPITRE II.4 Essais sur un massif d'alvéoles

Les essais que nous avons réalisés sur massif d'alvéoles ont pour objet de vérifier si les conclusions que nous avons tirées des essais sur des alvéoles seules ou en groupe sont valables au niveau global. Nous avons constaté sur les essais précédents que la présence d'alvéole apporte par le phénomène de confinement une cohésion apparente. Ce phénomène est lié au module du textile, à sa mise en tension par compactage, à l'élançement de l'alvéole. Les essais sur massif sont donc destinés à voir si ces paramètres gardent la même importance lorsque la taille de l'alvéole est petite par rapport à la structure.

### II.4.1 Essai de compression simple

Nous allons dans cette étude paramétrique essayer de mettre en évidence une relation entre le comportement mécanique global du massif et le nombre d'alvéoles. Nous allons pour cela faire varier la densité de textile et donc le nombre d'alvéoles dans le massif.

#### a) Présentation de l'expérience

Nous avons réalisé une série d'essais afin de cerner l'influence des différents paramètres qui sont la densité du nombre d'alvéoles. Les essais ont été réalisés sur la presse présentée au II.2.1.

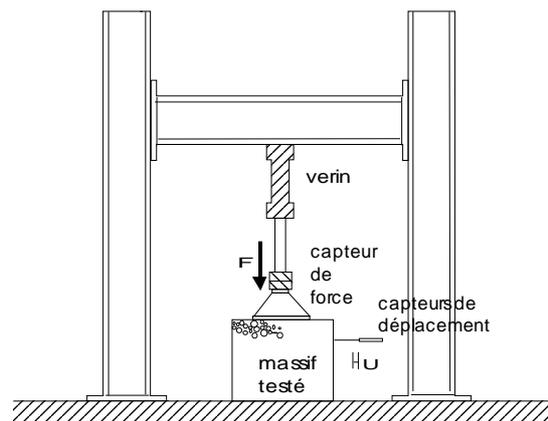


fig-II.48 schéma de l'essai

Nous réalisons la mesure de l'enfoncement de la plaque d'appui supérieure par un capteur de déplacement. Cette plaque est un hexagone en acier de 20 cm de côté donc mobilisant au moins trois alvéoles. Tous les massifs testés ont les mêmes dimensions extérieures : 45 centimètres de hauteur et 70 centimètres de côté.

#### b) Mode opératoire

Nous mettons en place les alvéoles et remplissons sans compactage. Pour cela le matériau de remplissage est déversé au sein des alvéoles d'une hauteur nulle d'une manière constante et homogène. Nous mettons en place l'appareillage d'essai: plaque de chargement, capteurs de force et de déplacement, et réglons les zéros. Le déroulement de l'essai consiste en une montée en pression lente jusqu'au poinçonnement.

### c) Présentations des matériaux

Nous avons utilisé un type de matériau de renforcement géotextile unique dont les caractéristiques sont données dans le tableau II.20 du chapitre II.3.1 Essais sur lit d'alvéoles. Ce textile est adapté à la fabrication d'alvéoles de petite taille. La liaison des alvéoles est réalisée par une colle thermosable.

Le matériau de remplissage est le sable d'Allier utilisé lors des essais précédents.

### d) Résultats et visualisation du comportement

Un résultat évident, remarquable sur le graphique II.49a, est que plus la densité d'alvéoles est grande plus la charge à rupture est élevée, sans doute du fait d'efforts moindres au niveau des liaisons. En effet la rupture apparaît lorsque après mise en tension, l'effort au niveau des liaisons collées entraîne une rupture de celles-ci. Un phénomène de vidange apparaît, la charge est redistribuée sur les autres alvéoles jusqu'à rupture de plusieurs alvéoles et rotation de la plaque de chargement. Pour une densité forte d'alvéoles, le sable étant mis en place non compacté, la première phase du chargement correspond à la densification. Cette densification est d'autant plus marquée pour une densité forte du sable car la présence de textile amène des zones de faible densité et d'effets de voûte au sein des alvéoles. Le comportement du massif lors de la deuxième phase est influencé par le textile. Passé ce stade le massif se rigidifie pour ensuite avoir un comportement quasi linéaire.

La mise en tension des parois textiles par le compactage garde la même influence que lors des essais sur alvéoles simples.

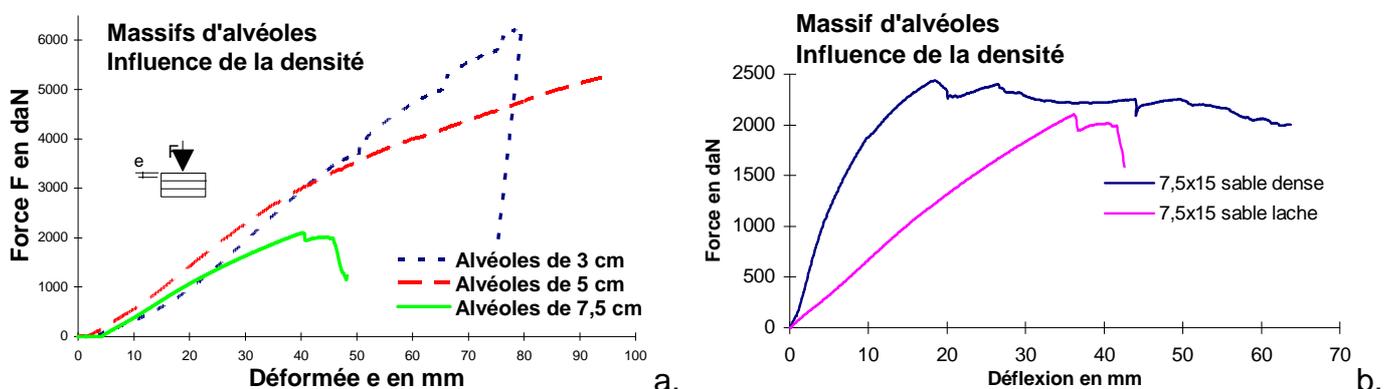


fig-II.49 Influence de la taille des alvéoles du massif et du compactage

La conclusion que l'on peut tirer de cette série d'essais est que le comportement du groupe d'alvéoles n'est pas fondamentalement différent de celui de l'alvéole simple. Au sein d'un ensemble d'alvéoles la rupture de l'une d'entre elles n'a pas une importance prépondérante pour la structure. Si la rupture se propage jusqu'à une des limites de la structure (la zone de rupture n'est plus alors confinée) la rupture est alors rapide.

#### II.4.2 Essai de cisaillement simple

Afin de pouvoir définir les caractéristiques de la cohésion apparente apportée par la présence d'alvéole nous avons cherché à tester des massifs d'alvéoles dans différentes configurations. Nous avons, pour cela, cherché le type d'appareillage d'essai le plus adapté. L'appareil de laboratoire le plus utilisé pour étudier la relation contrainte déformation d'un sol est l'appareil triaxial. Toutefois, on ne peut appliquer que des contraintes principales. De plus la taille de nos éléments de renforcement est trop grande

pour qu'ils puissent être mis en place dans les cellules triaxiales disponibles au laboratoire.

Nous nous sommes alors intéressé à l'appareil de cisaillement simple. Nous avons suivi cette voie pour éviter les problèmes inhérents à l'appareil de cisaillement direct tels qu'une hauteur de la cellule faible par rapport à l'épaisseur de la couche limite et l'apparition de butée du matériau sur les parois. Au cours de l'essai, on passe en phase initiale de déplacements répartis de façon globale dans l'épaisseur totale, à des déplacements concentrés à l'épaisseur de la couche limite (fig-II.50). Cette localisation (forcée par la configuration) des déplacements est un élément défavorable pour ce type d'appareil.

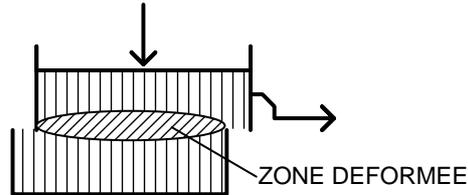


fig-II.50 Boîte de cisaillement direct

Lorsque la contrainte de cisaillement est inférieure à une valeur seuil : 85% de  $\sigma_{max}$  le cisaillement est uniforme sur toute l'épaisseur du sol. Passé ce seuil la zone d'interface "couche limite" subit une grande distorsion [YOS 81].

Les principaux défauts de la boîte de cisaillement direct sont

- les déformations de cisaillement et les contraintes de cisaillement ne sont pas réparties uniformément sur la surface, ce qui cause des ruptures progressives commençant aux bords de l'échantillon,
- il est difficile de faire des essais à volume constant,
- les frottements sur les parois verticales extrêmes interfèrent sur les résultats.

Ce sont ces défauts que nous avons voulu limiter en imposant une déformation globale. Nous avons alors le choix entre l'anneau de torsion et la boîte de cisaillement simple. L'anneau de torsion ne permet pas de tester des échantillons suffisamment grands et aurait entraîné une variation de la déformation de cisaillement élevée entre le cercle intérieur et extérieur. L'appareil mis au point s'inscrit donc dans la lignée des boîtes de cisaillement simple initiée en 1937. Une étude complète de ce type d'appareil [AIR 85] permet de les classer en trois catégories :

- Boîte de cisaillement simple type Cambridge
- Boîte de cisaillement simple type Norvégien
- Boîte de cisaillement simple type Japonais

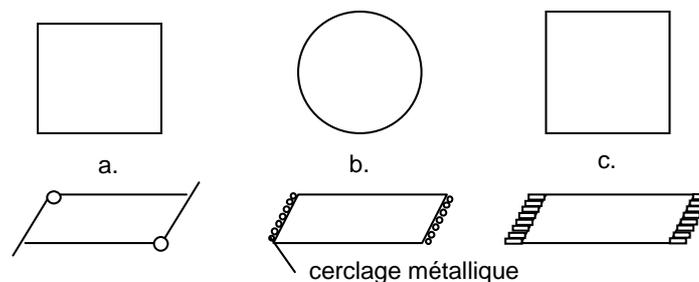


fig-II.51 Différents types de boîte de cisaillement simple

Ce type d'appareils ne manque pas de poser des problèmes de conditions aux limites au niveau des parties frontales [VUC 82]. Différents auteurs japonais [KUW 94], [KIS 86], [HAY 88], [UES 86] utilise une solution qui consiste à empiler des plaques d'aluminium en forme de cadre qui lors de l'essai, suivent tel un mécanisme le sol en déformation. C'est cette solution que nous avons choisie.

### a) Présentation de l'essai

Nous avons construit une boîte de cisaillement de type japonaise de 1 m<sup>2</sup> de surface horizontale et de 50 cm de hauteur intérieure, afin de pouvoir tester des alvéoles réelles (fig-II.52). La contrainte verticale est appliquée par un vérin caoutchouc gonflé à l'air comprimé. Un système de soupape contrôle la pression. La déformation de cisaillement est réalisée en déplacement imposé à l'aide d'un vérin hydraulique.

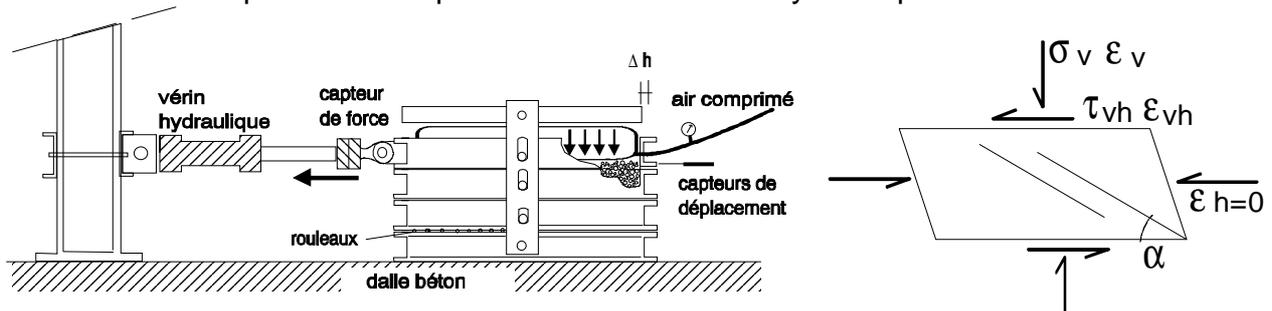


fig-II.52 Plan de la boîte de cisaillement simple réalisé



photo-II.4 Vue de la boîte de cisaillement simple réalisé

#### Mise en oeuvre échantillon

Cette série d'essai a été réalisée sur sable sec d'Allier pour n'avoir à prendre en compte dans la résistance au cisaillement que l'angle de frottement interne. Le textile utilisé est de deux sortes PS350 (tableau II.15) et 81TH (tableau II.15). Le remplissage est effectué par pluviation, une consolidation est réalisée sous une contrainte verticale donnée pendant 1 h sous la charge verticale  $\sigma_v=20$  kPa

#### Réalisation de l'essai

L'échantillon est maintenu en partie supérieure et inférieure. Nous avons collé du sable sur ces deux parties. Pour minimiser les frottements sur les parties latérales du modèle, nous mettons de la graisse silicone et un polyane. La vitesse d'essai (taux de déformation) est de  $\gamma_{vh}=1\%/mn$ .

### b) Résultats et visualisation du comportement

A partir des déplacements mesurés on peut calculer les déformations suivantes :

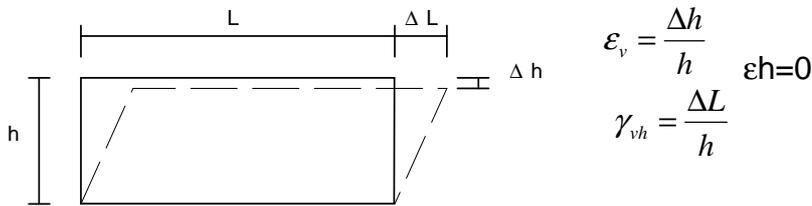


fig-II.53 valeurs caractéristiques de l'essai de cisaillement simple

$$\tau_{vh} = \frac{F}{S.L^2}$$

et les contraintes :  $\sigma_v$  = pression dans le vérin en caoutchouc.

Les résultats d'essais sont corrigés par les résultats d'un essai à vide de l'appareil, ceci afin d'éliminer les efforts parasites que sont les résistances au frottement entre les boîtes.

Des essais sur sable (fig-II.55) permettent de voir que l'on obtient des résultats en accord avec la bibliographie ([LUO 80], [MES 93]). L'essai sur sable dense présente une résistance de pic alors que l'essai sur sable lâche présente une pente progressive. La présence d'une asymptote commune tendant vers la résistance au cisaillement résiduelle est nette. Sous une contrainte verticale élevée la zone de cisaillement maximum se localise sur les plans de jonction des boîtes [DOU 85].

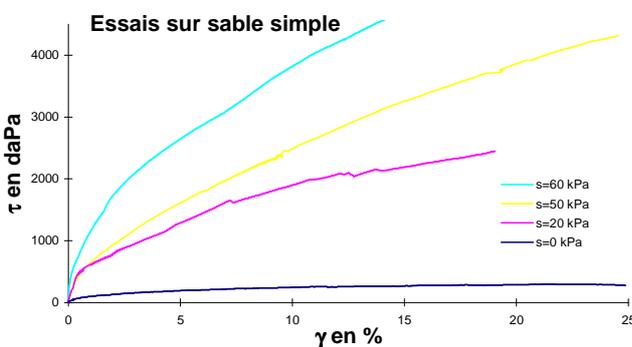


fig-II.54 essais sur sable

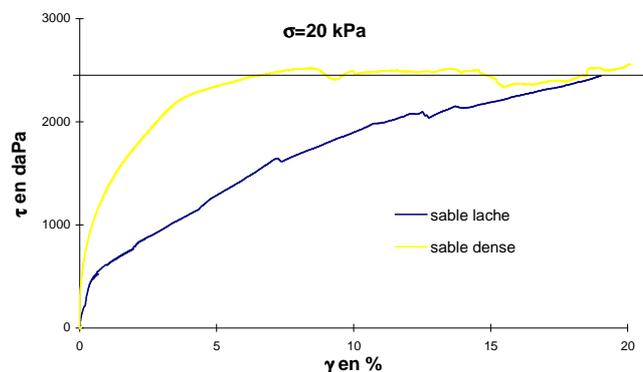


fig-II.55 essais sur sable de différentes densités

Nous observons bien grâce à ces essais, que la résistance au cisaillement est proportionnelle à la pression de confinement.

Si l'on réalise le calcul de l'équilibre des moments par rapport à un point quelconque on obtient en ne tenant compte que de  $\varphi$  pour trois interfaces (voir figure II.55) :

$$\tau \cdot Z_4 = Z_1 \cdot (Z_1 \cdot \gamma + \sigma) \cdot \tan \varphi + Z_2 \cdot (Z_2 \cdot \gamma + \sigma) \cdot \tan \varphi + Z_3 \cdot (Z_3 \cdot \gamma + \sigma) \cdot \tan \varphi$$

$$\tau = \frac{\tan 29^\circ}{0,5} \cdot (20 \cdot 10^3 \cdot 0,8475 + 19 \cdot 10^3 \cdot 0,2815)$$

$$\tau = 24720 \text{ Pa}$$

Alors que l'essai donne une contrainte de cisaillement résiduelle de  $\tau = 24470 \text{ Pa}$  pour  $\gamma = 18\%$ .

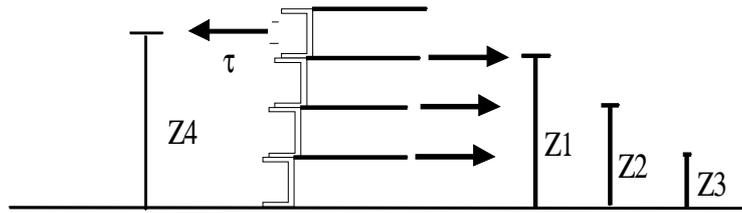


Fig-II.55 schéma statique des forces

Le programme d'essais, décrit dans le tableau ci-dessous, a été élaboré pour déterminer les paramètres importants intrinsèques au massif d'alvéoles. Pour exemple on peut lister l'inclinaison des alvéoles par rapport au plan de cisaillement, la liaison des différentes couches. Mais il y a aussi la taille des alvéoles paramètre qui équivaut à une densité pour un volume donné. Nous avons également regardé si la hauteur des alvéoles jouait un rôle important. En effet placer les interfaces entre les lits en droit des jonctions des boîtes lors de l'essai est sans doute une situation défavorable.

Dans ces essais le sable est mis en œuvre à l'état lâche par pluviation manuelle. Les nappes de sont pas fixées entre elles, ni à la boîte.

type d'alvéoles	angle $\alpha$ de la génératrice par rapport à la verticale	Pression (kPa)
sans	-	0
20/32/17	0; 45; 90	0
sans	-	20
20/32/17	0;30;45;60;90;120;135;150	20
20/32/25	0	20
5/5/15	45	20
7,5/7,5/15	45	20

Tableau II.24 Programme d'essais

Variation de l'angle de dépôt

Une première série d'essais réalisée sans pression de confinement permet d'observer l'orthotropie du complexe (fig-II.56). Nous pouvons remarquer que le gain de résistance au cisaillement est plus important en l'absence de pression de confinement qu'avec pression de confinement (fig-II.57).

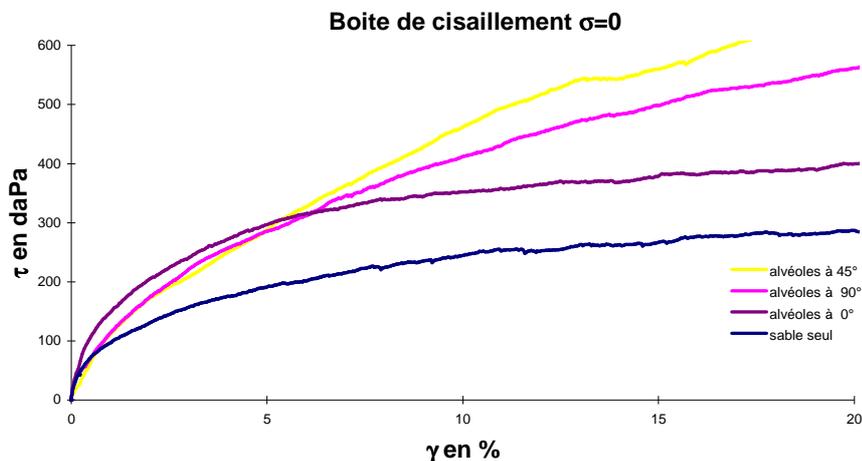


fig-II.56 résultats des essais de cisaillement sans pression de confinement

Les courbes distorsion/contrainte de cisaillement des essais sur alvéoles 20/32/17 sont données ci-dessous pour les différents angles de mise en place. La pression de confinement appliquée est de 20 kPa.

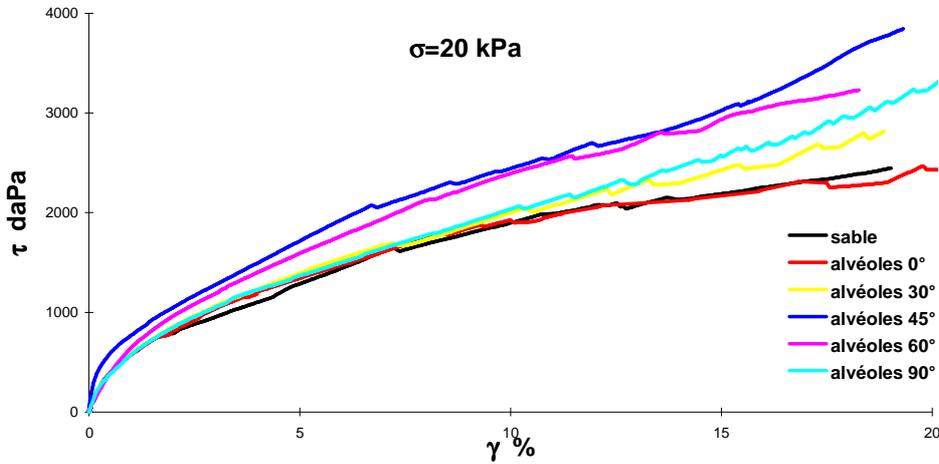


fig-II.57 résultats des essais de cisaillement

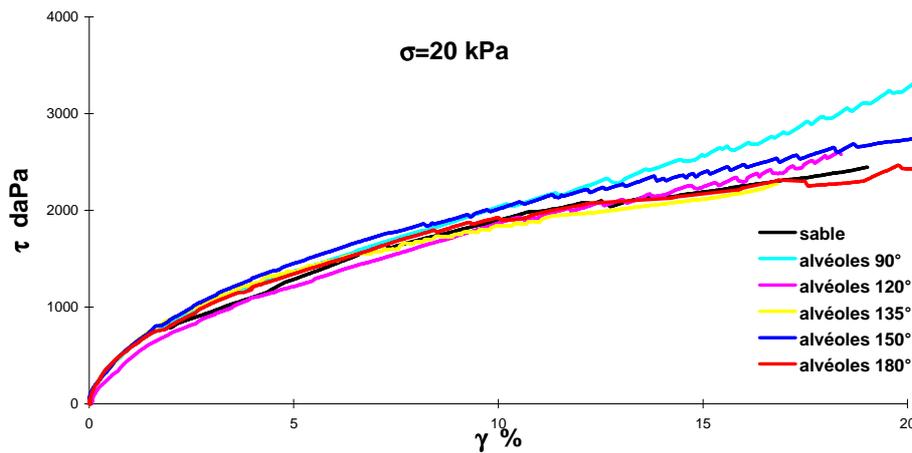


fig-II.58 résultats des essais de cisaillement

Ces tests mettent en évidence l'anisotropie du comportement. Les essais de compression présentés dans le chapitre précédent permettent de dire que le confinement ne modifie pas l'angle de frottement. Le sable est mis en place de façon aléatoire. Nous pouvons faire l'hypothèse que l'angle de frottement interne  $\phi$  ne varie pas en fonction de la direction de l'espace. Nous pouvons dire que le paramètre cohésion varie avec  $\alpha$  l'orientation du renforcement ([JEW 87], [KUW 94]). Cette variation peut être montrée sur un diagramme polaire figure II.59.

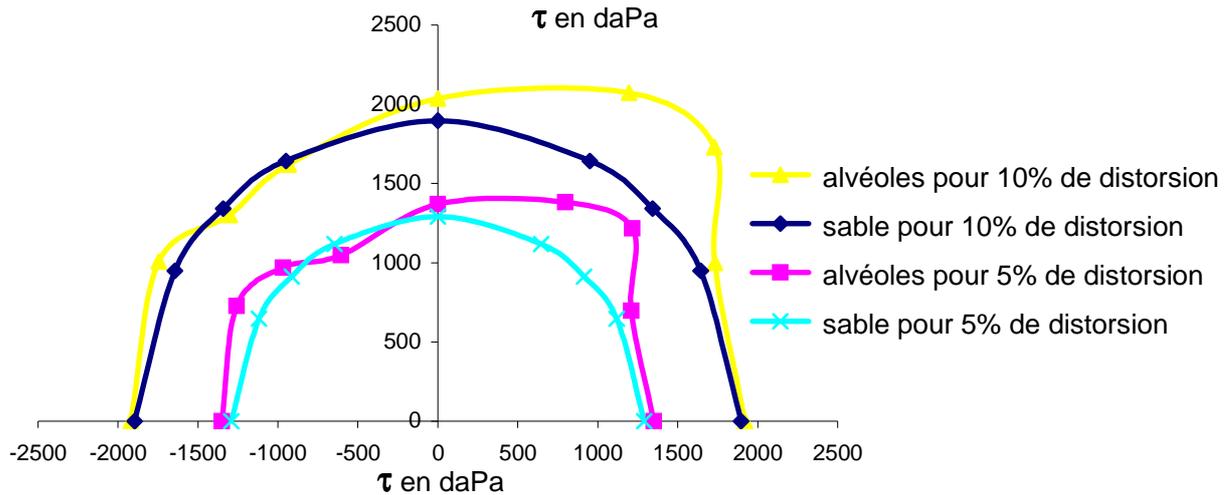


fig-II.59 diagramme polaire

Ces résultats sont symétrique pour 180° à 360°.

La contrainte de cisaillement à la rupture ne peut être obtenue du fait des limitations de l'appareil. Ces essais menés sur sable sec et lâche ne sont pas représentatifs du comportement réel car le mécanisme de renforcement apparaît à la mise en tension des cellules. Cependant ces essais permettent d'avoir une approche réaliste de l'anisotropie du comportement. La contrainte de cisaillement maximum est comprise dans un angle variant de 30° à 80° ce qui est en accord avec le plan de Coulomb. La diminution de la contrainte de cisaillement pour l'angle de 120° est due à la coïncidence entre l'inclinaison des parois textiles et du plan de Coulomb.

Variation de la hauteur des alvéoles

La surface de rupture au sein d'un massif alvéolaire peut avoir un point d'émergence qui intercepte le parement, la dernière portion de cette surface sera alors confondue avec un interface entre deux lits d'alvéoles, qui est la surface de moindre résistance. Il est donc important de déterminer les caractéristiques de frottement interlit. Nous avons pour cela réalisé des essais avec interfaces placés au niveau des joints des boîtes (lits de 17cm de haut) et décalés (lits de 25 cm de haut).

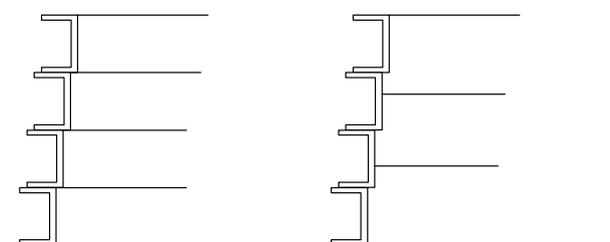


fig-II.60 Emplacement des interfaces

par rapport à la boîte

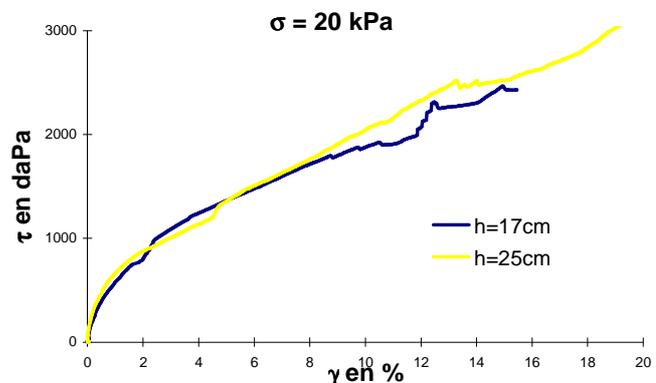


fig-II.61 Comparaison pour deux hauteurs différents d'alvéoles

Les courbes (fig-II.61) montrent que la hauteur des lits a peu d'influence sur la réponse. Le cisaillement se localise sur les plans de plus faible résistance. Ceux-ci ayant la même

surface et les même caractéristiques mécaniques, la relation distorsion/contrainte de cisaillement est identique.

### Liaisons inter-lits

Les échantillons testés dans les essais précédents n'avaient pas de bandes de liaison verticales, le cisaillement pouvait donc se localiser à l'interface entre les lits.

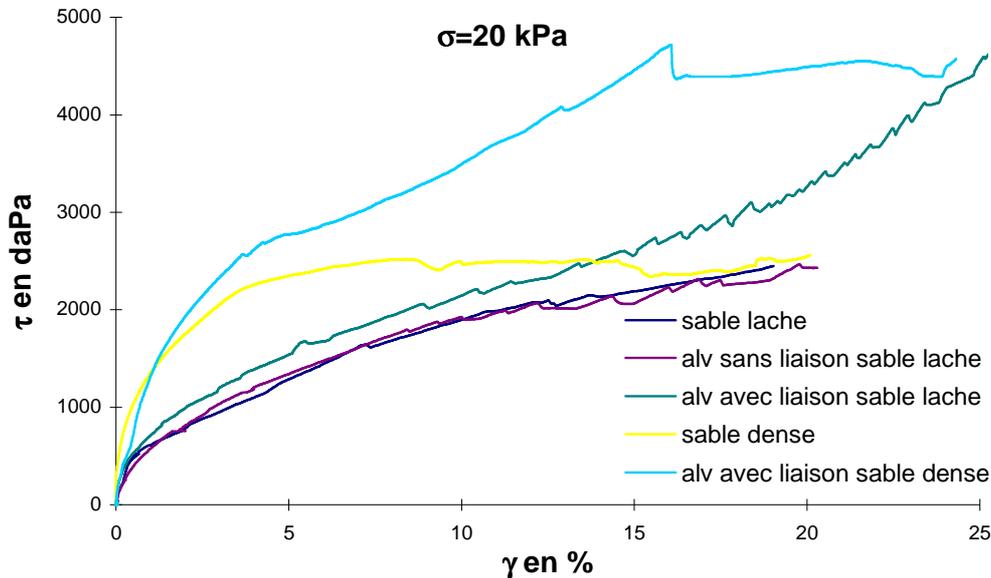


fig-II.62 influence des liaisons et de la densité sur la résistance pour  $\alpha=0^\circ$

Une série d'essais nous a permis de préciser l'influence des liaisons verticales ainsi que de la densité du matériau de remplissage. Nous voyons que les liaisons modifient le comportement lors de leur mise en tension par cisaillement au niveau des interfaces. Le mécanisme de renforcement apparaît et fonctionne avec la déformation. Si le textile de renforcement a un plus grand module, il développe une plus grande tension pour chaque incrément de pression latérale permettant au composite de supporter une plus grande charge.

### Variation du côté des alvéoles

Ces essais ont été réalisés sur des alvéoles collées de côté 7,5 et 5 cm, ce qui a nécessité l'utilisation d'un textile de qualité inférieur à celui des essais précédents. Nous ne pouvons donc comparer ces essais.

Le fait de faire varier le nombre d'alvéoles par lit ne provoque pas de modifications dans le comportement à l'initiation du processus de cisaillement (fig-II.63).

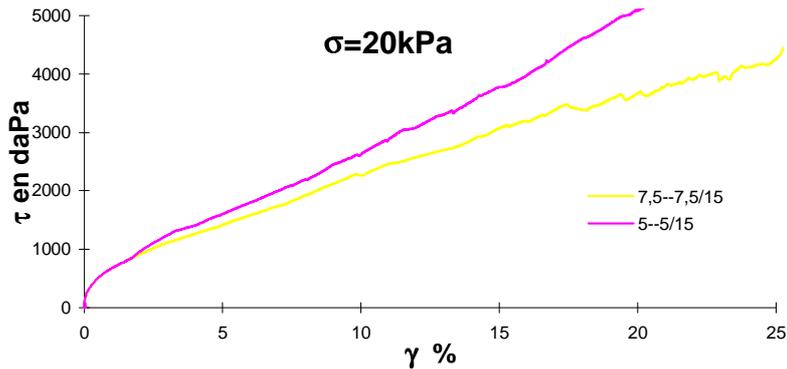


fig-II.63 Comparaison pour deux côtés différents d'alvéoles

Lorsque l'essai se poursuit, la déformation de cisaillement entraîne la mise en tension des alvéoles au sein du massif. L'essai sur alvéoles de 5 cm de côté donne une résistance au cisaillement supérieure à l'essai sur alvéoles de 7,5 cm de côté.

### II.4.3 Conclusion

Les conclusions que l'on peut tirer des essais que nous venons de présenter, effectués sur massif d'alvéoles, sont que le comportement du groupe d'alvéoles n'est pas fondamentalement différent de celui de l'alvéole simple. La présence d'alvéoles apporte par le phénomène de confinement une cohésion apparente. La variation de l'inclinaison des alvéoles par rapport au plan de cisaillement, étudiée lors de ces tests met en évidence l'anisotropie de ce phénomène. Nous avons pu déterminer les directions de résistance maximale. La résistance au cisaillement est également liée à la mise en tension des parois textile par compactage et à la liaison des différentes couches.

Les paramètres intrinsèques au massif d'alvéoles gardent la même importance lorsque la taille de l'alvéole par rapport à la structure, paramètre qui équivaut à une densité pour un volume donné, diminue. La structure est alors plus résistante aussi bien en compression qu'au cisaillement.

Les conclusions que nous avons déduites des essais sur des alvéoles seules ou en groupe restent donc valables au niveau global.

## CHAPITRE II.5 Etude du confinement

### II.5.1 Etude du confinement dans une alvéole

#### a) analyse de Henkel

Un certain nombre de théories ont été proposées pour estimer l'apport de pression de confinement dû à l'effet de membrane dans l'essai triaxial [HEN 52][DUN 67]. Nous allons utiliser la méthode de Henkel. Ici nous assimilerons l'hexagone à son cercle inscrit ou pour le cercle possédant le même périmètre. Les hypothèses sont :

- 1- matériau sans cohésion, homogène, isotrope aux caractéristiques mécaniques constantes,
- 2- Etat de rupture décrit par Mohr Coulomb : cercle ; l'état d'équilibre limite est atteint simultanément sur toute la surface d'une section horizontale donnée,
- 3- analyses restreintes au problème de déformation plane,
- 4- la matière est supposée en grande déformation pour atteindre l'état critique dans lequel la rupture apparaît à volume constant et à contrainte limite constante.

L'incrément de pression  $\Delta\sigma_3$  dû aux efforts de membrane dans les parois de l'alvéole déduit des équations suivantes :

$$\Delta\sigma_3 = \frac{2.M}{D_\varepsilon} \cdot \frac{1}{1 + \varepsilon_a}$$

avec les paramètres suivants :

$$D_\varepsilon = \frac{1}{\sqrt{1 - \varepsilon_a}}$$

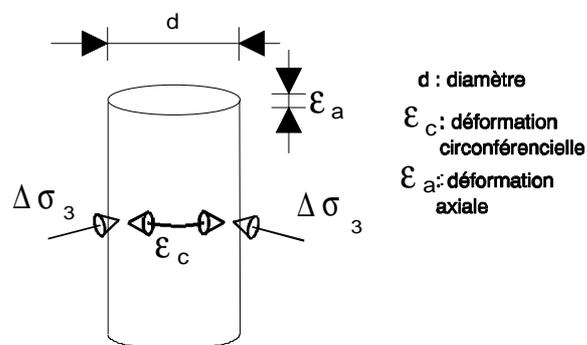


fig-II.64 Définition des paramètres

$$\varepsilon_c = \frac{1 - \sqrt{1 - \varepsilon_a}}{\sqrt{1 - \varepsilon_a}}$$

et M pris égal au module sécant du textile pour une déformation correspondant à la contrainte de pic des essais sur éprouvettes renforcées.

Henkel exprime donc l'apport de pression de confinement proportionnellement à la valeur du module du textile ce qui est en accord avec les conclusions que nous avons tirées des essais. La prédiction de la résistance du composite alvéole-sol c'est-à-dire l'accroissement

de résistance du sol de remplissage dû au confinement peut être décrit par la cohésion équivalente.

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

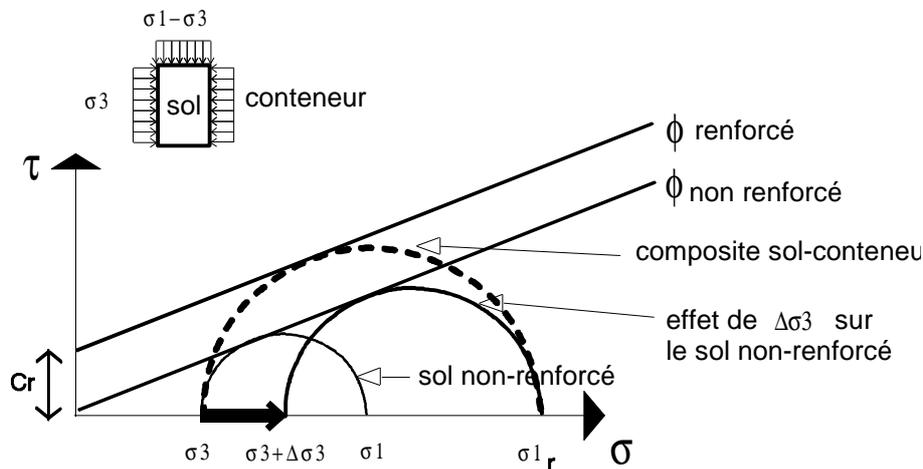


fig-II.65 Cercle de Mohr

Une comparaison de la cohésion mesurée pour les éprouvettes composites et les valeurs calculées par la formule est donnée dans le tableau ci-dessous.

Matériaux	triaxial	[BAT 93]	compression	simple
	cohésion mesurée kPa	cohésion prédite kPa	cohésion mesurée kPa	cohésion prédite kPa
sable dense h/c=2	190	156		
sable lâche h./c=2	156	174	86,8	90,5
calcaire concassé h/c=2	169	160	90,7	99,5

tableau II.7 comparaison de la cohésion mesurée et prédite

**Conclusion**

La cohésion mesurée est calculée comme présenté au chapitre II.1.3. Les valeurs mesurées varient de 5% à 18% des valeurs calculées. On obtient donc une bonne évaluation de la cohésion apparente due au confinement. La surestimation du calcul pour le sable dense est sans doute due à la friction plus importante entre le sol et la paroi géosynthétique qui n'est pas prise en compte dans le modèle. Rajagopal *et al.* sont arrivés aux mêmes conclusions à partir d'essais triaxiaux [RAJ 99]. Cette méthode ne donne cependant pas d'informations sur les déformations survenant au sein du sol confiné. Nous avons pour cela réalisé une modélisation de l'alvéole par un logiciel d'éléments finis.

**b) analyse éléments finis**

Cette méthode constitue un puissant outil de travail dans le domaine des sciences de l'ingénieur, notamment en Génie Civil. Elle nécessite cependant une bonne connaissance des lois de comportements du sol considéré. La méthode des éléments finis offre de

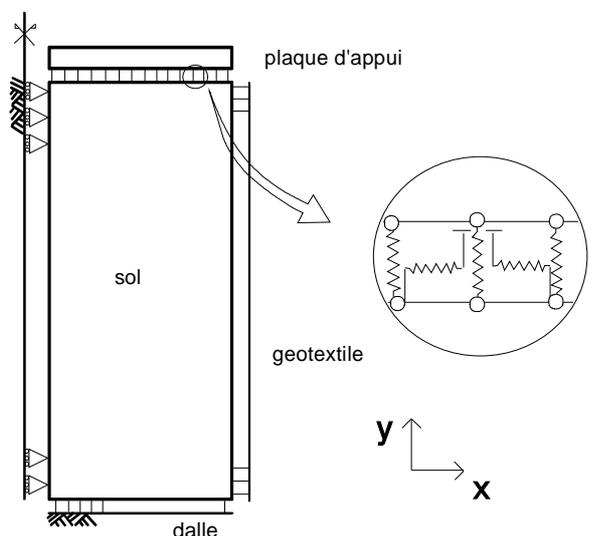
larges possibilités par rapport aux modèles analytiques : prise en compte de comportement plus réalistes des matériaux (non-linéarité, anisotropie, élastoplasticité), des discontinuités dans la structure (fissures par exemple), des chargements très variés, d'un nombre de zones différentes quasiment illimité. Le principe général de la méthode est décrit de façon détaillée dans un bon nombre d'ouvrages généraux qui lui sont entièrement consacrés.

Les calculs ont été effectués à l'aide du programme Castem2000, code de calcul éprouvé élaboré par le Commissariat à l'Energie Atomique. C'est un code de calcul par éléments finis permettant de traiter une grande variété de problèmes mécaniques, thermiques, de mécanique des fluides. Le caractère orienté objet de ce programme autorise de définir facilement la géométrie, le chargement et les conditions aux limites associées au problème traité. Il bénéficie d'une utilisation souple. Les sols peuvent être considérés comme parfaitement élastiques ou avoir un comportement élastoplastique suivant le critère de Drücker Prager. Les interfaces peuvent suivre une loi élastoplastique avec un critère de Mohr-Coulomb.

### Géométrie

Nous avons réalisé une modélisation d'une alvéole en axisymétrie. La géométrie de notre modèle est donnée sur la figure II.66. Notre modèle reprend la géométrie exacte de l'alvéole des expérimentations avec les différentes zones que sont le sol confiné, l'interface et le géotextile. Un facteur important dont dépend largement le degré de précision de la solution est celui du choix du maillage.

fig II.66 géométrie et conditions aux limites



### Conditions aux limites

A ce niveau se pose le problème des conditions à imposer aux frontières. En effet, nous ne connaissons pas exactement ces conditions comme par exemple l'importance exacte du frottement sous l'alvéole lors de l'essai sur la dalle. Aussi choisit-on les frontières de façon à obtenir les mêmes schémas de déplacement.

Nous avons imposé au modèle les conditions aux limites suivantes : frontières du système bloqué en z (axe vertical) sur la partie inférieure et bloquée en déplacement en x et y sur la face supérieure, afin d'avoir un mouvement d'ensemble correspondant à la rigidité de la plaque de chargement utilisée. Un point de la face inférieure est bloqué en x et y afin de limiter le nombre de degré de liberté du système. Le frottement à l'interface de l'éprouvette sur ses bases inférieure et supérieure est pris en compte par l'emploi d'éléments de joint. Le modèle est bloqué en x et y sur l'axe de symétrie.

### Modèles rhéologiques et propriétés des matériaux

le sol

Eléments TRI 3

Modèle : élastoplastique isotrope Drücker Prager

Propriétés :  $E= 40 \text{ MPa}$ ,  $\nu=0,3$ ,  $\sigma_t=100 \text{ Pa}$ ,  $\sigma_c=0,5 \text{ MPa}$ ,  $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$

l'interface

Eléments JOI2

Modèle : élastoplastique isotrope Mohr Coulomb

Propriétés :  $E_F=25000 \text{ MPa}$ ,  $E_{CN}=0,1 \text{ MPa}$ ,  $\nu=0,3$ ,  $\phi= 25^\circ$ ,  $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$

Les différents segments constituant le géotextile sont générés séparément et assemblés en laissant la rotation libre.

le géotextile

Eléments COQ2

Modèle élastique orthotrope

Propriétés :  $Y_{G1}=7 \text{ MN/m}$ ,  $Y_{G2}=10 \text{ MN/m}$ ,  $\nu=0,3$ ,  $\phi= 25^\circ$ ,  $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$

la plaque

Eléments COQ2

Modèle élastique isotrope

Propriétés :  $E= 210000 \text{ MPa}$ ,  $\nu=0,3$

### Phase de calcul et résultats

Nous avons fait subir une compression axiale au modèle. L'essai numérique est piloté en déplacement imposé. Le déplacement est appliqué sur la plaque supérieure. Le logiciel procède à la résolution, jusqu'à la convergence. Notre modèle ne prend pas en compte la densification du matériau granulaire. La localisation des déformations plastiques est visible sur la figure II.67. Ce schéma de déformation peut être expliqué soit par l'effet du frottement soit par le mode de cisaillement d'un matériau possédant une cohésion.

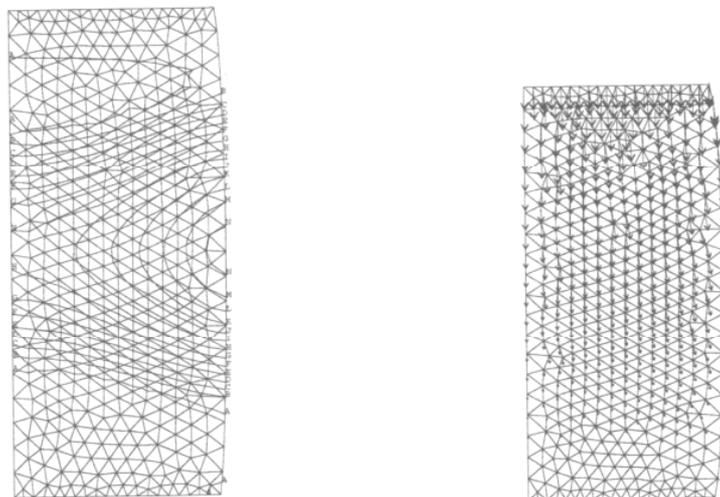


fig II.67 maillage déformé et déplacement

### Conclusion

Les résultats sont en accord avec les déformations obtenues au sein de l'alvéole lors des essais de compression simple. Le frottement est visible. L'influence du module du textile est sensible.

### II.5.2 modélisation du comportement du groupe de sept alvéoles

La modélisation que nous avons réalisée ici est destinée à comprendre la propagation de la rupture qui a lieu lorsque l'alvéole centrale est rompue par épuisement de la résistance à la traction du textile ou de la liaison. Nous avons utilisé pour cela le logiciel FLAC [BIL 92] développé par Itasca Consultant (Minneapolis USA) à partir de la méthode des différences finies.

#### a) présentation de la méthode des Différences Finies

La méthode des Différences Finies permet tout type de maillage. Elle rend cette méthode aussi souple que celle des Eléments Finis. Du fait qu'elle est explicite, elle suit le comportement des matériaux au cours de leur réponse à une sollicitation, ce qui la rend particulièrement efficace pour l'étude des sols fortement non linéaires, avec de grandes déformations et des zones de plastification importantes.

Dans la méthode des Différences Finies utilisée pour résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou conditions aux limites, toute dérivée présente dans le système d'équations est remplacée directement par une expression algébrique écrite en terme des variations intervenant dans le système en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées partout ailleurs. La méthode produit un système d'équation algébrique qui sont reformulées à chaque pas, elle ne construit donc pas de matrice globale.

De plus comme dans la méthode des Eléments Finis on peut formuler les équations pour des éléments de forme quelconque et on peut donner n'importe quelle forme aux limites et faire varier les propriétés d'un élément à un autre.

#### Boucle de calcul

Equations du Mouvement

$$e_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)$$

et

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_j} \cong \frac{1}{2 \cdot A} \cdot \sum (u_i^{(a)} + u_i^{(b)}) \cdot n_j \cdot \Delta S$$

Nouvelles vitesses et  
nouveaux déplacements

$$u_i^{t+\Delta t/2} = u_i^{t-\Delta t/2} + \sum F_i^t \frac{\Delta t}{m}$$

$$x_i^{t+\Delta t} = x_i^t + u_i^{t+\Delta t/2} \cdot \Delta t$$



Nouvelles forces ou contraintes

$$\sum F_i = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ij} \cdot (n_j^1 \cdot S^1 + n_j^2 \cdot S^2) + g_i \cdot m_g + Q_i$$



Relation contraintes déformations  
( modèle de comportement )

$$\sigma = f(\sigma, \dot{e}, K)$$

ajustement en rotation

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij} + (\omega_{ik} \cdot \sigma_{kj} - \sigma_{ik} \cdot \omega_{kj}) \cdot \Delta t$$

$$\omega_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} - \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)$$

où



L'objectif de la méthode est de trouver la solution d'un problème statique. Pour cela les équations du mouvement, y compris dynamique, sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Ensuite les taux de déformation sont déduits des vitesses et la loi de comportement du matériau est utilisée pour déduire de nouvelles contraintes et forces des taux de déformation.

Chaque parcours de cette boucle représente un cycle de calcul et donc un pas de temps. Celui-ci doit être inférieur à une valeur critique pour assurer la stabilité. Cette valeur est déduite de la vitesse que mettent les perturbations à se propager physiquement. De ce fait la méthode n'est pas compétitive pour la résolution de problèmes linéaires en petites déformations où le pas de temps imposé est trop petit. Mais elle est bien adaptée aux géomatériaux mettant en jeu des non linéarités, de grandes déformations ou des instabilités physiques.

### Modèle du matériau sol

Nous avons supposé que le sol est régi par une loi de comportement élastoplastique (fig-II.68). Nous utilisons un critère de Mohr Coulomb. Celui-ci est caractérisé par son module d'Young  $E$ , son coefficient de Poisson  $\nu$ , son angle de frottement interne  $\phi$ , son angle de dilatance  $\psi$ , sa cohésion  $c$  et sa densité  $\gamma$ .

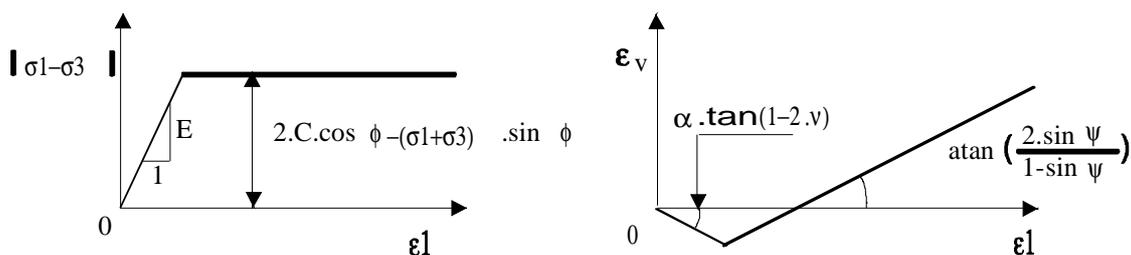


fig-II.68 modèle rhéologique appliqué au sol

### L'élément câble de FLAC

Cet élément de renfort a un comportement en membrane. La formulation de l'élément câble considère l'effet du renforcement : la résistance à la déformation est prise en compte le long de la longueur totale. L'élément câble permet de modéliser des systèmes de renforcement dans lesquels l'élément de liaison peut rompre au cisaillement sur une certaine longueur du renforcement. La formulation numérique est la suivante : l'élément est divisé en un nombre donné d'éléments de longueur  $L$  avec les noeuds à chaque extrémité des éléments. La masse de chaque élément est ramenée au noeud.

### comportement axial

Le comportement axial d'un système de renforcement conventionnel peut être considéré comme gouverné entièrement par l'élément de renforcement. Du fait que l'élément de renforcement est élancé, il offre peu de résistance à la flexion et est traité comme avec un modèle unidimensionnel avec la capacité de reprendre de la traction mais pas de compression ni de flexion. Dans la formulation, la rigidité axiale est décrite par l'aire de la section normale de l'élément  $A$  et le module d'Young  $J$ . L'incrément de force axiale,  $\Delta F_a$ , est calculé à partir de l'incrément de déplacement axial par :

$$F_a = -J \cdot \ddot{u} \quad u_a = (u_x(b) - u_x(a)) \cdot t_1 + (u_y(b) - u_y(a)) \cdot t_2$$

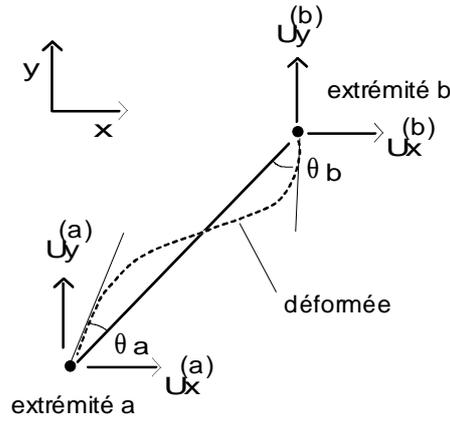


fig-II.69 notations utilisées

Les exposants (a) et (b) réfèrent aux noeuds de l'élément et les directions t<sub>1</sub> et t<sub>2</sub> réfèrent à la direction axiale.

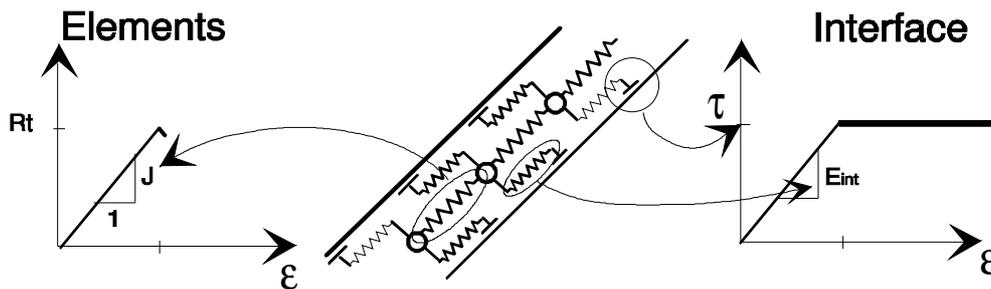


fig-II.70 modèle appliqué à l'élément câble et son interface

Une force limite  $R_t$  est assignée à l'élément. Pour évaluer les forces axiales développées dans le renforcement, les déplacements sont calculés aux points nodaux le long de l'axe du renforcement. Les forces non-équilibrées de chaque point nodal sont calculées à partir des forces axiales dans le renforcement aussi bien que les forces de cisaillement apportées par l'interaction le long de l'interface. Les déplacements axiaux sont calculés à partir des accélérations par intégration de la loi de comportement en utilisant les forces axiales non équilibrées calculées et la masse ramenée à chaque noeud.

comportement au cisaillement

Le comportement au cisaillement à l'interface est représenté par le modèle de Saint-Venant localisé à chaque noeud comme dessiné sur la figure II.46. Le comportement au cisaillement durant les déplacements relatifs entre l'interface renforcement et sol environnant est décrit numériquement par la rigidité au cisaillement. Le calcul numérique de la contrainte de cisaillement  $\tau$ , peut être obtenu à partir de l'équation reliant la contrainte de cisaillement à l'interface. Ainsi, la rigidité au cisaillement  $E_{int}$  par unité de longueur et pour une épaisseur unitaire du problème, peut être calculée.

La force de cisaillement maximale mobilisable est donnée par le produit de la longueur représentative du câble et le paramètre  $\tau$  (c'est-à-dire force de traction maximale par unité de longueur). Afin de déterminer le déplacement relatif à l'interface, une interpolation est utilisée pour calculer le déplacement du matériau environnant dans la direction axiale du câble au noeud. Chaque noeud du câble est supposé exister au sein d'un matériau "hôte". Le schéma d'interpolation utilise des coefficients pondéraux basés sur la distance à chaque noeud du matériau hôte. La détermination des coefficients pondéraux est basée sur la satisfaction de l'équilibre des moments. La même méthode d'interpolation est utilisée pour appliquer les contraintes développées à l'interface au noeud du matériau hôte.

## b) analyse

### Géométrie

Nous avons réalisé une modélisation d'un groupe de sept alvéoles vues de dessus. Notre modèle reprend la géométrie exacte de l'alvéole des expérimentations avec différentes zones : le sol confiné, l'interface et le géotextile.

### Conditions aux limites

Nous appliquons une pression au sein de l'alvéole centrale. Nous n'appliquons pas la gravité.

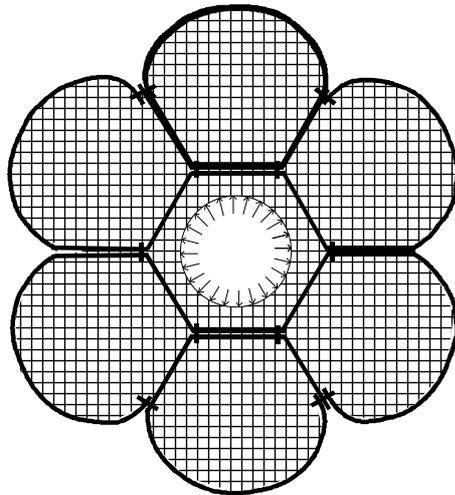


fig II.71 géométrie et conditions aux limites

### Modèles rhéologiques et propriétés des matériaux

#### le sol

Modèle : élastoplastique isotrope Mohr Coulomb

Propriétés :  $E=40$  MPa,  $\nu=0,3$ ,  $\phi=29^\circ$ ,  $C=0$  kPa

#### le géotextile

Nous appliquons un modèle

élastique à l'élément et un modèle élastoplastique à l'interface :

les différents paramètres sont :  $a$  la section du géotextile par mètre linéaire de parement,  $J$  le module d'Young du géotextile,  $R_t$  la résistance à la traction du géotextile,  $E$  le coefficient de frottement à l'interface et  $\tau$  la contrainte de cisaillement maximale à l'interface.

Propriétés :  $a=0,001$  m<sup>2</sup>,  $J=65$  MN/m,  $R_t=10,5$  kN,  $E_{int}=1,9$  MPa,  $\tau=15,2$  kPa

## c) Phase de calcul et résultats

Nous appliquons une contrainte radiale initiale au centre de l'alvéole. Le logiciel procède à la résolution, jusqu'à la convergence.

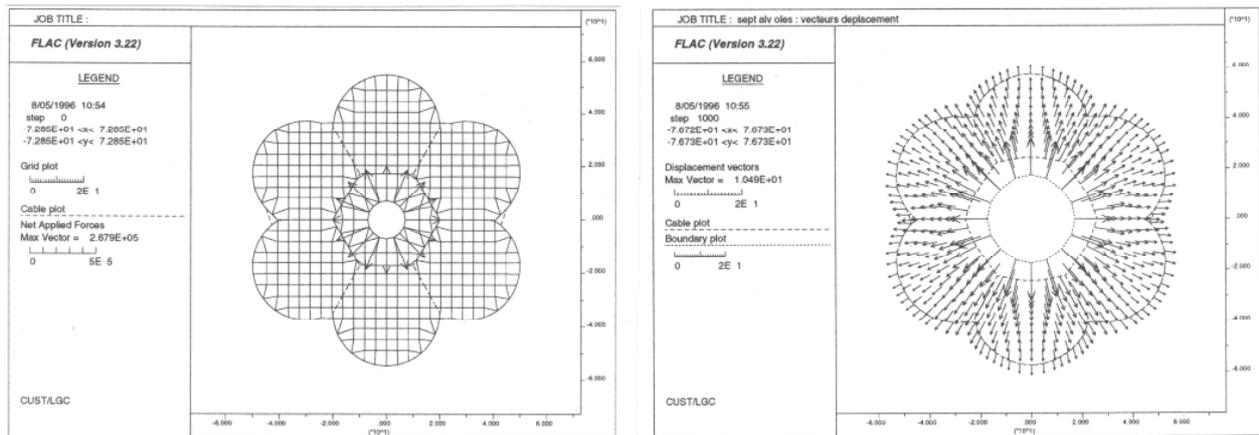


fig-II.72 maillage, conditions aux limites déplacements

Nous continuons la résolution au delà de la rupture du textile de l'alvéole centrale. La localisation des déformations plastiques est visible sur la figure II.73. La répartition des efforts de traction dans les éléments de renforcement est représentée sur la figure II.73. Avant rupture de l'alvéole centrale la traction est également répartie dans le textile de l'alvéole centrale. Le point faible qui est pratiquement la liaison, sera le lieu de la rupture. La répartition des tensions dans le textile à la périphérie, qui n'était pas jusqu'alors uniformément répartie, va le devenir.

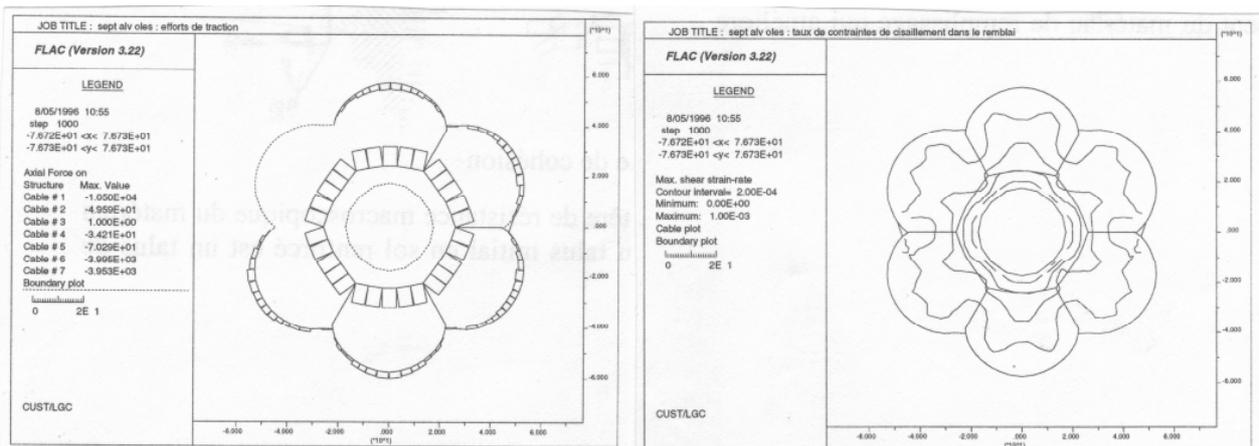


fig-II.73 forces axiales dans le textile et taux de cisaillement

## d) Conclusion

Cette modélisation permet de localiser les efforts de traction maximum dans le textile. Nous pouvons à partir de ces résultats dire que si la rupture, lors des essais, a eu lieu au niveau des liaisons, cela est dû à l'apparition d'un point faible. Ce point faible est sans doute dû soit à la différence de résistance de la liaison couture, soit à l'amorçage d'une déchirure par la réalisation de la couture. Cet essai numérique a permis aussi de visualiser la propagation de la zone plastique après la rupture de l'alvéole centrale.

### II.5.3 Ancrage d'un lit d'alvéoles

Ce paragraphe est consacré à la présentation des lois théoriques d'ancrage permettant le calcul de la tension d'ancrage  $T_A$  et du déplacement d'ancrage  $U_A$  d'une nappe de textile ancrée sous une couche de sol à géométrie et caractéristiques géotechniques variables. Les lois présentées, développées par différents auteurs [BOL 92], seront ensuite utilisées

pour la réalisation d'un programme. Elles seront validées par comparaison aux essais qui permettront de caler les paramètres et comparées à un modèle de calcul en Différence Finie. Les spécificités de la nappe alvéolaire seront étudiés lors des différents développements.

### a) Loi d'ancrage analytique

#### frottement latéral

Nous allons donc utiliser une loi type élastoplastique afin de modéliser le cisaillement à l'interface (cf. chapitre I.3).

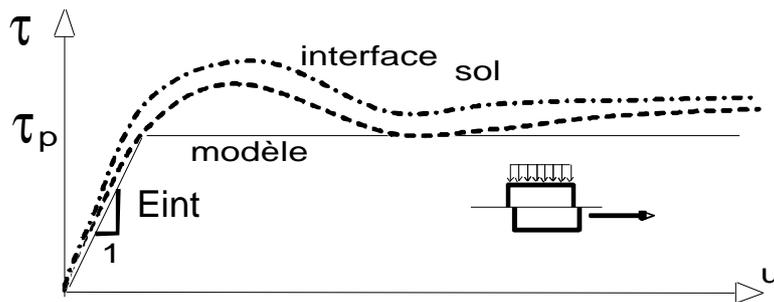


fig-II.74 Modèle élastoplastique de l'interface

Le comportement observé lors d'essais de traction sur échantillon de géotextile bidimensionnel permet de proposer une modélisation par une loi élastique linéaire.

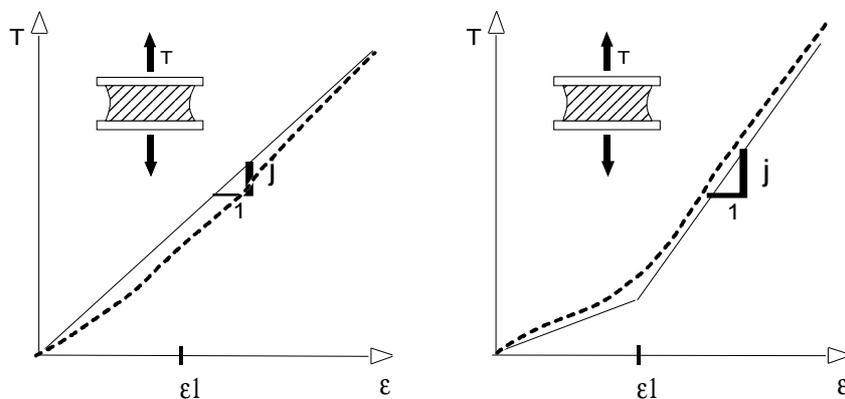


fig-II.75 essais de traction normalisés

A un instant donné, pour un effort d'arrachement en tête  $T_A$ , il existe une longueur à l'extrémité de la nappe pour laquelle le déplacement local est nul  $U_i(x)=0$ . La loi élastique linéaire précédemment exposée conduit à une mobilisation du frottement sur toute la longueur du géosynthétique dès les premiers mouvements en tête. On va utiliser une loi élastique bilinéaire à deux modules proposée par Bourdeau et al. [BOU 90], Gotteland [GOT 91]. Cette dernière est utilisée pour obtenir une meilleure corrélation avec les essais d'extraction et tenir compte de la non-linéarité initiale du comportement.

La grande déformabilité initiale du géosynthétique est prise en compte par  $\epsilon_1$ . Elle s'explique par l'existence d'un glissement (mise en place) dans la structure même du matériau par déformation transversale lors de la mise en tension appelé striction et par réarrangement des fibres jusqu'à suppression des jeux.

Equilibre d'un élément de nappe

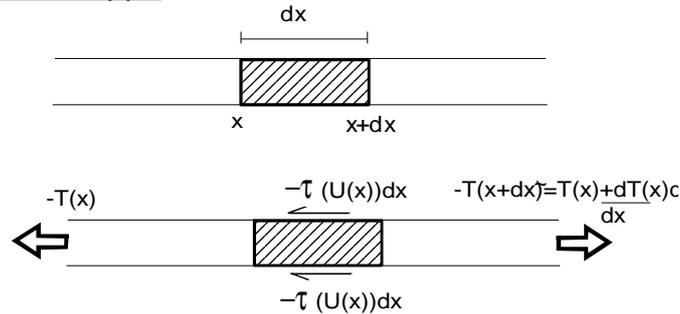


fig-II.76 bilan des forces sur le géotextile

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

on pose  $T(x + dx) = T(x) + \frac{dT(x)}{dx} \cdot dx$  donc

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

de par la loi d'interface or la loi de comportement du géotextile est :

$$\frac{dU(x)}{dx} = \epsilon = \frac{T(x)}{J} + \epsilon_0$$

ce qui donne en déformation plane

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

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

La résolution de cette équation différentielle conduit à

$$U(x) = A \cdot e^{x\beta} + B \cdot e^{-x\beta} \text{ et } T(x) = J \cdot \frac{dU(x)}{dx} - J \cdot \epsilon_0$$

A et B des constantes déterminées grâce aux conditions aux limites

Nous avons trois cas:

- 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  $U_p$

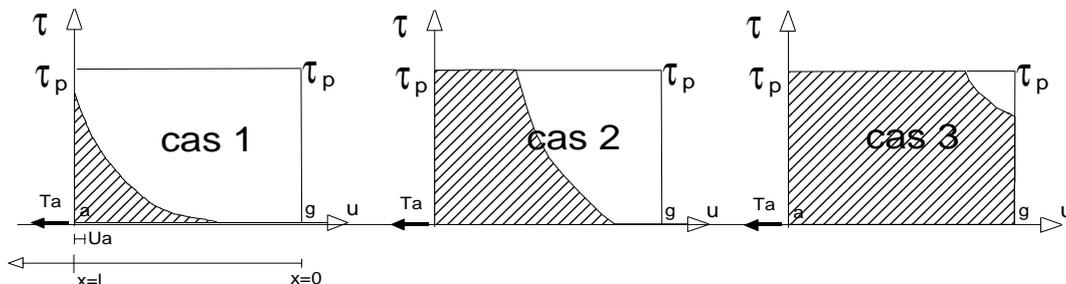


fig-II.77 cas de mobilisation

Supposons l'origine des abscisses en G extrémité de la nappe, les conditions aux limites sont alors:

**Cas 1 Zone de déplacement**  $U(x) < U_p \forall x$  et  $0 < \epsilon < \epsilon_{\max}$

$$A = B + \frac{\epsilon_0}{\beta}$$

$$T(x=0) = 0$$

$$T(x=L) = T_A$$

$$U(x=L) = U_A$$

$$A = \frac{U_A}{e^{\beta L}} + e^{-\beta L} = \frac{U_A}{\cosh(\beta L)} \text{ finalement}$$

$$U(x) = U_A \cdot \frac{\cosh(\beta x)}{\cosh(\beta L)} - \frac{\epsilon_0}{\beta} \cdot \frac{\sinh(\beta(L-x))}{\cosh(\beta L)}$$

$$T(x) = \beta \cdot J \cdot U_A \cdot \frac{\sinh(\beta x)}{\cosh(\beta L)} - J \cdot \epsilon_0 \cdot \left(1 - \frac{\cosh(\beta(L-x))}{\cosh(\beta L)}\right)$$

En dehors du point G ( $x=0$ )

$$\tanh(\beta x) = \tanh(\beta L) - \beta \cdot \frac{U_A}{\epsilon_0 \cdot \cosh(\beta L)}$$

on a  $U(x)=0$  en M tel que

(1)

$$\tanh\left(\frac{\beta x}{2}\right) = \tanh(\beta L) - \beta \cdot \frac{U_A}{\epsilon_0 \cdot \cosh(\beta L)}$$

on a  $T(x)=0$  en N tel que

□

en N la pente de la courbe  $U(x)$  est telle que  $\frac{dU}{dx} = \epsilon_0$

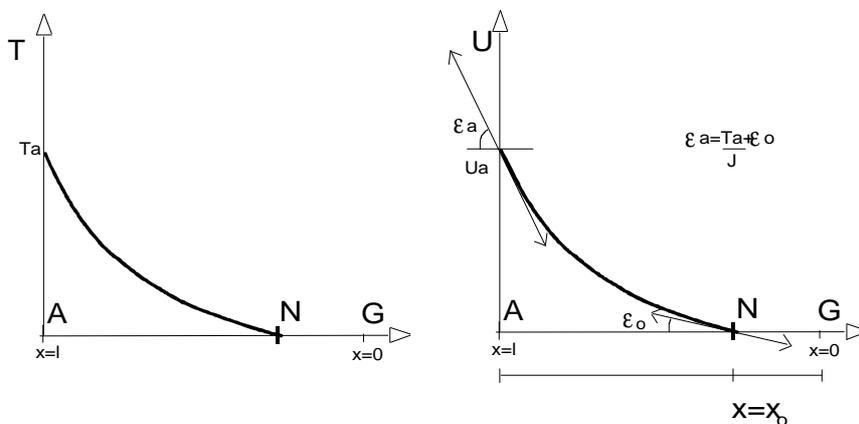


fig-II.78 Diagrammes  $T(x)$  et  $U(x)$

Afin de traduire une mobilisation progressive, il est nécessaire que les points M et N soient confondus. Exprimons (1) et (2) par rapport à une origine variable d'abscisse  $x_0$ . La longueur de nappe  $L_1$  alors mobilisée à tout instant est donnée par

$$\sinh(\beta \cdot L_1) = \frac{\beta}{\epsilon_0} \cdot U_A \quad (3)$$

Ainsi lorsque  $U_A$  atteint la valeur limite  $U_p$  (cas limite entre 1 et 2) la longueur de nappe  $L_p$  est

$$\sinh(\beta \cdot L_p) = \frac{\beta}{\epsilon_0} \cdot U_p \quad (4)$$

$$T_A = \beta \cdot J \cdot U_A \cdot \tanh\left(\frac{\beta \cdot L_1}{2}\right)$$

On peut alors calculer la valeur de l'effort total en tête

**Cas 2 Zone de glissement partiel**

Le frottement est saturé en tête de nappe et en cours de mobilisation en queue. Le frottement  $\tau$  est saturé en tête sur une longueur  $L_2$ .

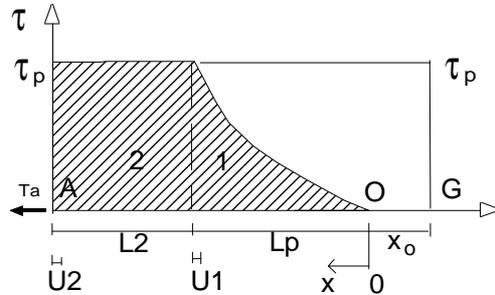


fig-II.79 Diagrammes  $T(x)$  et  $U(x)$

L'extrémité G n'est toujours pas libérée. Par rapport à 0 on a l'effort de traction correspondant à la zone 2

$$T_2 = T_A - 2 \cdot \tau_p \cdot (L_2 + L_p - x) \tag{5}$$

$$U_2 = U_A \cdot \left(\varepsilon_0 + \frac{T_A}{J}\right) \cdot (L_2 + L_p - x) + \frac{\tau_p}{J} \cdot (L_2 + L_p - x)^2 \tag{6}$$

pour  $U_1 = U_2 = U_p$  on a  $T_1 = T_2$   
donc

$$T_A = \beta \cdot J \cdot U_p \cdot \tanh\left(\frac{\beta \cdot L_2}{2}\right) + 2 \cdot \tau_p \cdot L_2 \tag{7}$$

$$U_A = U_p + \beta \cdot L_2 \cdot U_p \cdot \tanh\left(\frac{\beta \cdot L_p}{2}\right) + \frac{\tau_p}{J} \cdot L_2^2 + \varepsilon_0 \cdot L_2 \tag{8}$$

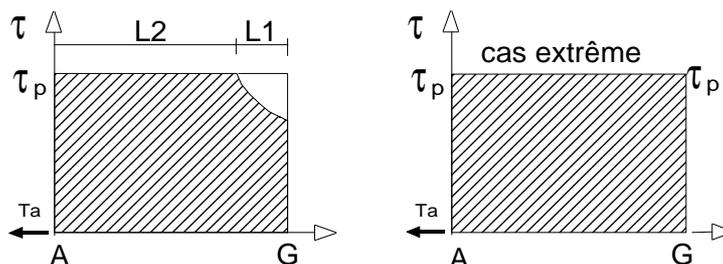
Les deux relations (11) et (16) permettent de calculer la longueur  $L_2$  obéissant à la loi de type (2) (zone plastique) en fonction du déplacement en tête  $U_A$ .

$$[\beta \cdot L_2 \cdot \tanh(\beta \cdot L_p) + 1]^2 = 1 + 2 \cdot \tanh(\beta \cdot L_p)^2 \cdot \left(\frac{U_A}{U_p} - 1\right) \tag{9}$$

Pour  $L_2 = L - L_p$  l'expression ci-dessus donne le déplacement  $U_A = U_L$  nécessaire pour libérer la nappe.

**Cas 3 Zone de glissement  $\tau = \tau_{max}$**

La nappe est entièrement libérée :



.. fig-II.80 Diagrammes  $T(x)$  et  $U(x)$

On utilise les expressions précédentes en remplaçant  $L_p$  par  $L_1$  diminuant progressivement de  $L_p$  à 0.

$$T_A = J \cdot \varepsilon_o \cdot \left[ \sinh(\beta \cdot L_p) \cdot (\tanh(\beta \cdot L_1) + \beta \cdot (L - L_1)) + \frac{1}{\cosh(\beta \cdot L_1)} - 1 \right] \quad (10)$$

$$U_A = U_p + \varepsilon_o \cdot (L - L_1) \cdot \left( \sinh(\beta \cdot L_p) \cdot \tanh(\beta \cdot L_1) + \beta \cdot \left(L - \frac{L_1}{2}\right) + \frac{1}{\cosh(\beta \cdot L_1)} \right) \quad (11)$$

Si  $L_1=0$  on obtient :

$$T_A = 2 \cdot \tau_p \cdot L$$

$$U_A = U_p + \varepsilon_o \cdot L + \tau \cdot \frac{L^2}{J} \quad \text{avec} \quad U_p = \frac{\beta}{J} \cdot (C_1 \cdot e^{\frac{x}{\beta}} + C_2 \cdot e^{-\frac{x}{\beta}})$$

La détermination des efforts se fait donc avec le schéma suivant : à partir des contraintes limites déterminées par essais on évalue les paramètres qui permettent de calculer  $T$  en fonction de  $U$  déplacement imposé.

### Propriétés des matériaux

L'étude paramétrique présentée ci-dessous a été réalisée après détermination des différents paramètres.

Le module d'Young du sable est estimé à partir de la relation exprimant le module d'Young tangent initial en fonction de la pression de confinement  $\sigma_3$  [WON 74]. 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 déterminés 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  $n=0,70$  [WON 74], [ITA 93].

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. Ainsi les caractéristiques d'interaction ne dépendent que très peu de l'état de surface du géosynthétique. Le phénomène d'imbrication des particules de sol entre les fibres et son influence sur le frottement n'intervient pas de manière aussi prépondérante. 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  $29^\circ$ .

Le module du textile est celui du fabricant déterminé selon la norme française.

Propriétés :  $E_{sol}=4,95$  MPa,  $E_{int}=375$  kPa,  $J=30$  kN/m,  $\varepsilon_o=0,8\%$ ,  $\phi=29^\circ$

**Résultats**

La pente initiale de la courbe n'est pas modifiée par la variation du module de l'interface. Par contre il est sensible à la variation de  $\epsilon_0$ . Si ce module de l'interface augmente, à même  $\tau$  contrainte de cisaillement limite,  $U_p$  diminue et donc la nappe se libère d'autant plus vite. L'effort à fournir pour l'extraction diminue (fig-II.81b).

Nous avons supposé que la pente  $E_{int}$  de la loi d'interface est indépendante de la charge appliquée. Le déplacement limite  $U_p$  est donc directement proportionnel à celle-ci. Nous avons pris  $U_p$  déduit de  $E_{sol}$  :

$$U_p = \frac{\tau}{E_{sol}} = \frac{q \cdot \tan \phi}{E_{sol}}$$

mais  $U_i$  dépend de  $J$  par l'intermédiaire de  $\beta$ .

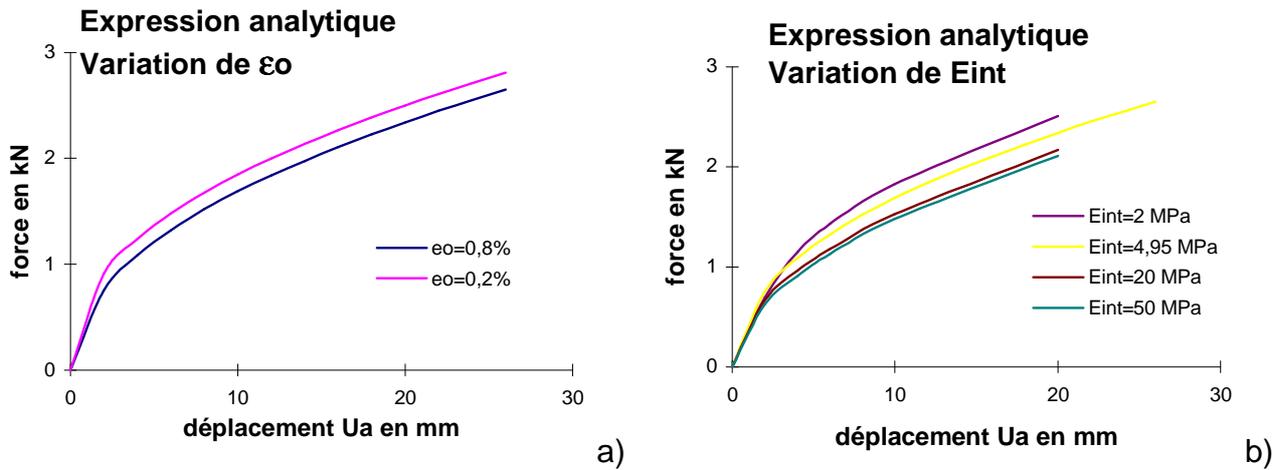


fig-II.81 influence des paramètres  $\epsilon_0$  et  $E_{int}$

Nous avons utilisé une valeur de  $\epsilon_0$  de 0,8% proche de la bibliographie [BOL 92] car elle est plus représentative du phénomène observé qui est la souplesse de la nappe.

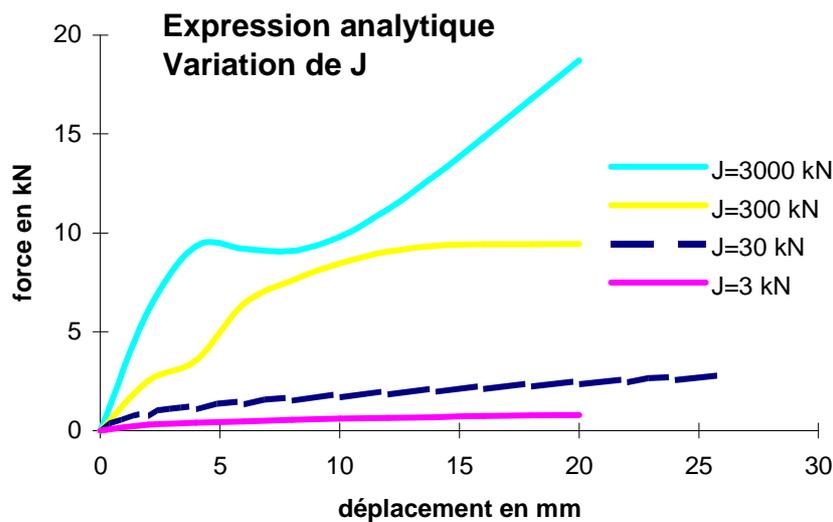


fig-II.82 influence du paramètre  $J$

L'effort mobilisable augmente avec  $J$ . Le modèle donne une valeur surestimée de l'effort pour un module trop important. On sort du domaine de validité du modèle.

### Conclusion

Les observations que nous pouvons tirer de cette étude paramétrique sont de plusieurs ordres. La loi d'évolution de  $U$  est inverse à celle de  $\varepsilon_0$  et  $J$ . En effet plus le textile est souple (plus  $J$  est faible) plus il festonnera dans le massif et plus  $\varepsilon_0$  sera grand. Ainsi  $\varepsilon_0$  dépend de deux paramètres  $J$  et  $U_p$  indépendants.

## b) Modélisation différences finies

La méthode différence finie utilisée par le logiciel FLAC a été présentée au chapitre précédent. Nous avons réalisé, à l'aide de ce logiciel, plusieurs modélisations d'un ancrage. La première utilise l'élément disponible du logiciel. Cet élément permet uniquement la prise en compte d'une loi de traction du renforcement qui est linéaire. Nous avons donc développé la deuxième en introduisant une loi bilinéaire dans le logiciel. La troisième consiste en une modélisation de la structure alvéolaire vue de dessus c'est-à-dire comme une structure treillis. L'essai dont la géométrie va nous servir de référence est l'essai d'extraction d'un lit d'alvéoles 3/3/10.

### 1 L'élément câble de FLAC

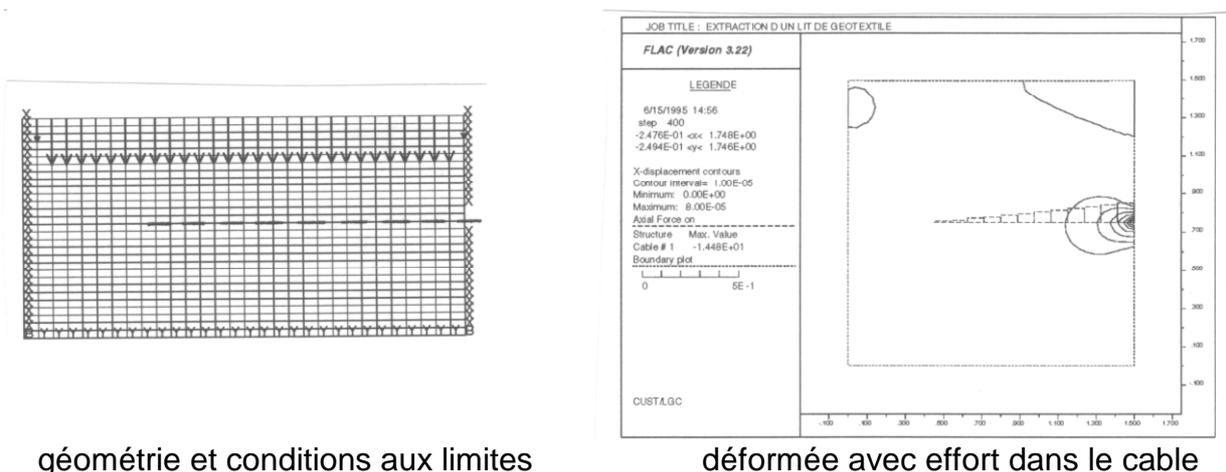
Cet élément a été présenté au paragraphe précédent.

#### Géométrie

Nous avons réalisé une modélisation d'un élément textile. Notre modèle reprend la géométrie du massif expérimental avec différentes zones : le sol confiné et le géotextile.

#### Conditions aux limites

Nous appliquons une pression sur la partie supérieure. La frontière inférieure est bloquée en  $x$  et  $y$ , les frontières latérales sont bloquée en  $x$ . Nous appliquons la gravité.



géométrie et conditions aux limites

déformée avec effort dans le câble

fig-II.83 modèle élément câble

Le modèle élément Flac doit impérativement ne pas être lié au matériau sol hôte. En effet si il est lié, l'élément Flac ne peut être extrait du matériau hôte

### Modèles rhéologiques et propriétés des matériaux

le sol

Les caractéristiques mécaniques du matériau sol sont identiques à celles utilisées dans l'expression analytique et issues des essais. Ce sont ces valeurs qui seront utilisées lors des différentes études paramétriques.

Modèle : élastoplastique isotrope Mohr Coulomb

Propriétés :  $E= 4,95 \text{ MPa}$ ,  $\nu=0,3$ ,  $\phi=29^\circ$ ,  $c=0 \text{ kPa}$

le géotextile

Nous appliquons un modèle élastique à l'élément et un modèle élastoplastique à l'interface. Les différents paramètres sont :  $a$  section du géotextile par mètre linéaire de parement,  $J$  module d'Young du géotextile,  $R_t$  résistance à la traction du géotextile,  $E_{int}$  coefficient de frottement à l'interface et  $\tau$  contrainte de cisaillement maximale à l'interface.

Propriétés :  $a=63 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$ ,  $J=47,6 \text{ kN/m}$ ,  $R_t=9 \text{ kN}$ ,  $E_{int}=375 \text{ kPa}$ ,  $\tau=11 \text{ kPa}$

Phase de calcul et résultats

Nous appliquons un déplacement imposé à l'extrémité de la nappe. Nous procédons à la résolution jusqu'à obtenir un déplacement en tête de nappe de 3 cm. La répartition des efforts de traction dans les éléments de renforcement est représentée sur la figure II.85.

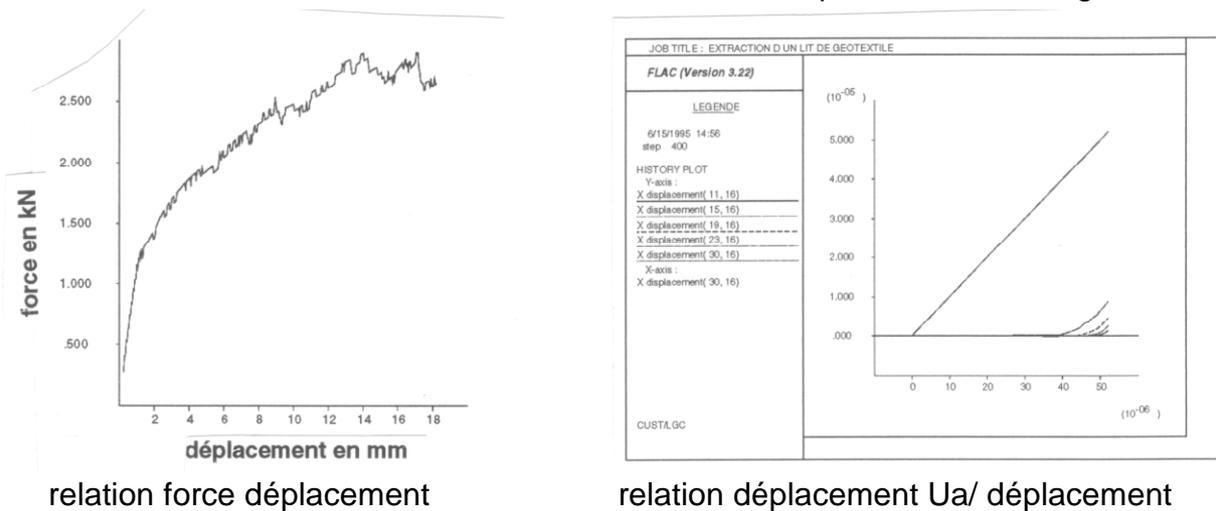


fig-II.84 modèle élément câble

Nous constatons que le paramètre qui a le plus d'influence est le module de l'interface  $E_{int}$ . La variation du module du sol a peu d'influence. La différence entre le module du sol net celui de l'interface est suffisamment grand pour que l'interface soit le lieu unique des déformations. Le module du textile influence le comportement d'extraction car plus la valeur est grande plus l'effort est transmis à l'interface et plus celui-ci plastifie rapidement.

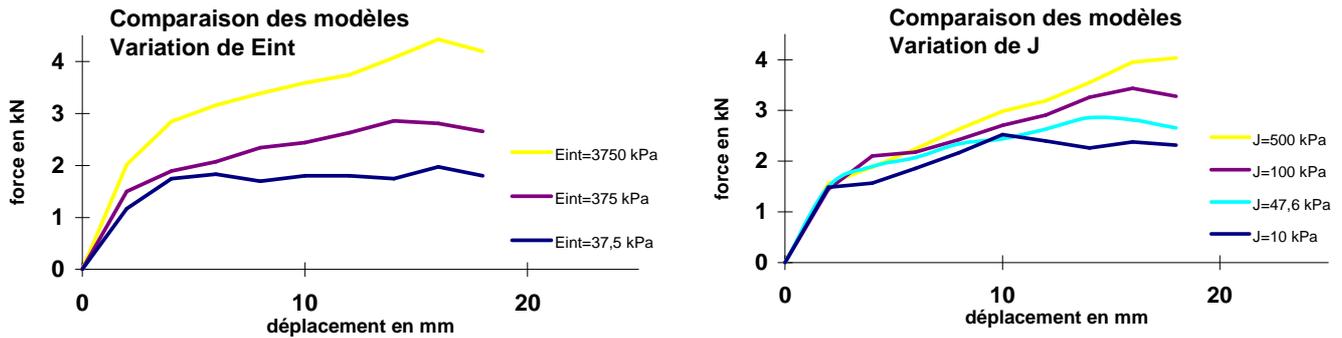


fig-II.85 influence des paramètres Eint et J

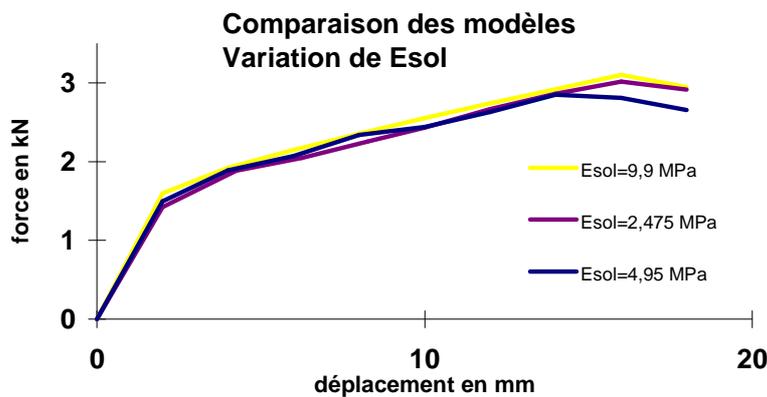


fig-II.86 influence du paramètre Esol

### Conclusion

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

### 2 L'élément câble réalisé

Nous avons réalisé un modèle de nappe en extraction constitué d'un matériau possédant une loi de comportement élastique bimodule (présentée au chapitre II.5.3.a), relié au matériau sol par un interface.

### Modèle utilisé pour l'interface

Après avoir modélisé l'essai d'ancrage, nous avons introduit les lois de comportement présentées au II.2.1. pour une zone du maillage représentant l'ancrage. Cette zone est liée au matériau environnant par un interface.

Les interfaces sont caractérisées par une loi élastoplastique avec un critère de Mohr Coulomb et/ou une loi de séparation. Ces interfaces sont caractérisées par un angle de frottement, une cohésion, une rigidité de compression normale et une rigidité de cisaillement (cf. fig-III.6).

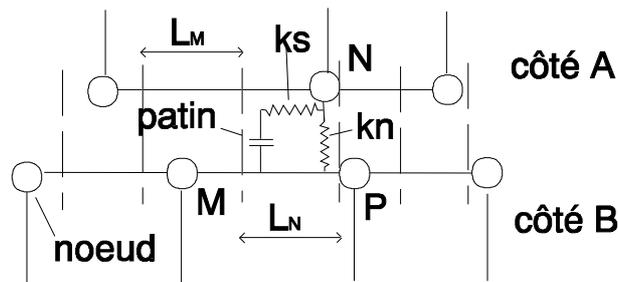


fig-II.87 modèle appliqué à l'interface

Le logiciel utilise une logique de contact pour chaque côté de l'interface qui est similaire à celle utilisée dans la méthode des éléments discrets. Le code conserve un tableau du maillage (i,j) de chaque lèvres de l'interface. Chaque point pris est vérifié pour contact avec le point voisin le plus proche sur la lèvre opposée de l'interface. Sur la figure, le point N est vérifié pour contact entre M et P. Si le contact est détecté, la normale n et la longueur L est égale à la moitié de la distance au point le plus près à droite sans tenir compte si le point voisin est sur le même côté de l'interface ou sur le côté opposé. De cette façon le point entier est divisé en segments contigus chacun contrôlé par un point du maillage.

Durant chaque pas de temps, la vitesse  $u_i$  de chaque point est calculée. Du fait que l'unité de vitesse est le déplacement par pas de temps et que le pas de temps de calcul est égal à l'unité, l'incrément de déplacement pour chaque pas de temps est  $\Delta u_i \cong u_i$ . Le vecteur incrément de déplacement au point de contact est calculé dans la direction normale et tangente et les forces normales et tangentes sont déterminées par :

$$F_n^{t+\Delta t} = F_n^t - k_n \cdot \Delta u_n^{t+\Delta t/2} \cdot L$$

$$F_s^{t+\Delta t} = F_s^t - k_s \cdot \Delta u_s^{t+\Delta t/2} \cdot L$$

L'interface obéit à un critère de Mohr Coulomb. La force de cisaillement est régie par la relation suivante :

$$F_{smax} = c \cdot L + \tan(\phi) \cdot F_n$$

où c cohésion le long de l'interface, L, longueur de contact effectif et  $\phi$  angle de friction à l'interface.

Si le critère est satisfait (c'est-à-dire  $F_s \geq F_{smax}$ ) alors  $F_s = F_{smax}$ . Les forces corrigées sont alors transformées du repère  $(\sigma, \tau)$  au repère  $(x, y)$  de la structure globale et réparties sur les nœuds adjacents de manière à obtenir l'équilibre des moments. Elles sont rajoutées aux autres forces lorsque la somme des forces non-équilibrées est calculée à chaque pas de calcul.

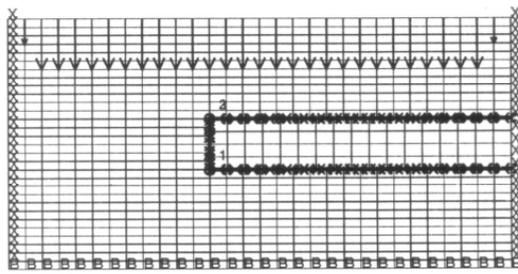
L'influence de l'interface doit être prise en compte pour la détermination du pas de temps mécaniquement critique sinon il résultera une solution instable. La masse fictive affectée au noeud est augmentée proportionnellement à la rigidité de l'interface au noeud afin d'assurer une stabilité numérique.

### Géométrie

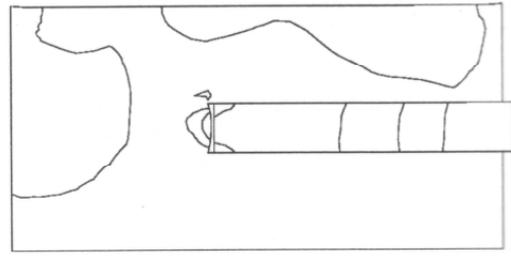
Nous avons réalisé une modélisation d'un élément textile. Notre modèle reprend la géométrie du massif expérimental avec différentes zones : le sol confiné et le géotextile.

### Conditions aux limites

Nous appliquons une pression sur la partie supérieure. La frontière inférieure est bloquée en x et y, les frontières latérales sont bloquées en x. Nous appliquons la gravité.



géométrie et conditions aux limites



déformée avec effort dans le cable

fig-II.88 modèle avec loi bilinéaire

Modèles rhéologiques et propriétés des matériaux

-le sol

Modèle : élastoplastique isotrope Mohr Coulomb

Propriétés :  $E= 40 \text{ MPa}$ ,  $\nu=0,3$ ,  $\phi=29^\circ$ ,  $C=0 \text{ kPa}$

-le géotextile

Nous avons introduit un modèle élastique obéissant à une loi bilinéaire pour la zone correspondant à l'ancrage (fig-II.75). Dans ce modèle, la surface propre du textile n'est pas prise en compte.

Propriétés :  $k_1= 0,5 \text{ kPa}$  pour  $\epsilon < 8\%$  et  $k_2=47,6 \text{ kN/m}$ ,  $\nu=0,3$ ,

-l'interface

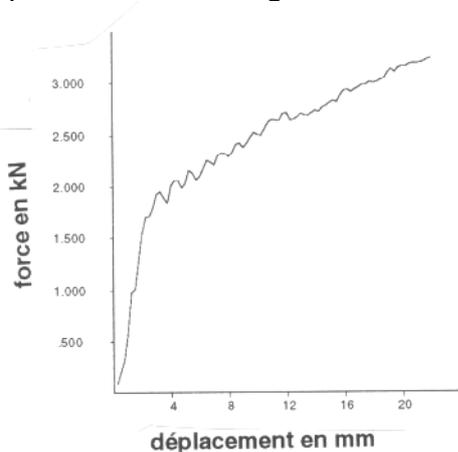
$E_{int}$  le coefficient de frottement à l'interface et

$\tau$  la contrainte de cisaillement maximale à l'interface.

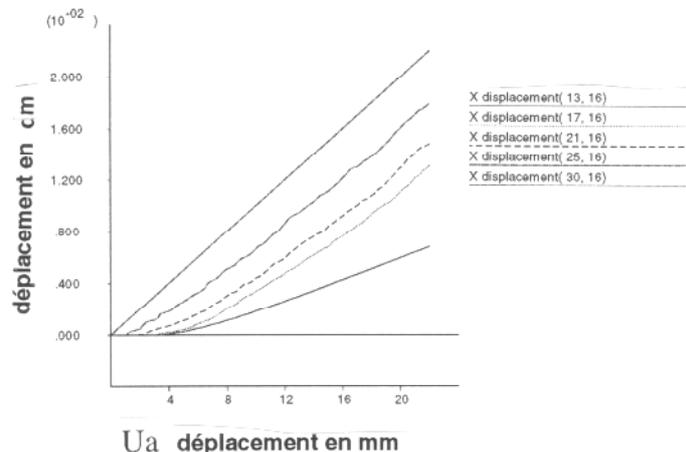
Propriétés :  $k_s= 5,5 \text{ kPa}$ ,  $\phi= 29^\circ$ ,  $c=0 \text{ kPa}$

Phase de calcul et résultats

Nous appliquons un déplacement imposé à l'extrémité de la nappe. Le logiciel procède à la résolution, jusqu'à la convergence. Nous continuons la résolution au delà de la rupture du textile. La répartition des efforts de traction dans les éléments de renforcement est représentée sur la figure II.89.



relation force déplacement



relation déplacement Ua/ déplacement

fig-II.89 modèle avec loi bilinéaire

Résultats

L'influence du module de la nappe est forte pour les grands déplacements. Il semble que la réponse soit liée au rapport  $\frac{k_2}{E_{sol}}$ . Pour un rapport égal à 1 on obtient la force minimale. Le paramètre  $\varepsilon_0$  n'a pas d'influence sur la force mobilisable mais il agit comme filtre. Plus la valeur de  $\varepsilon_0$  est grande plus la réponse en force du modèle est perturbée. Il y a une mobilisation de l'interface par saccade. La variation de  $\varepsilon_0$  n'a pas la même influence que dans le modèle analytique. Ici il agit sur la précision du résultat mais pas sur la valeur.

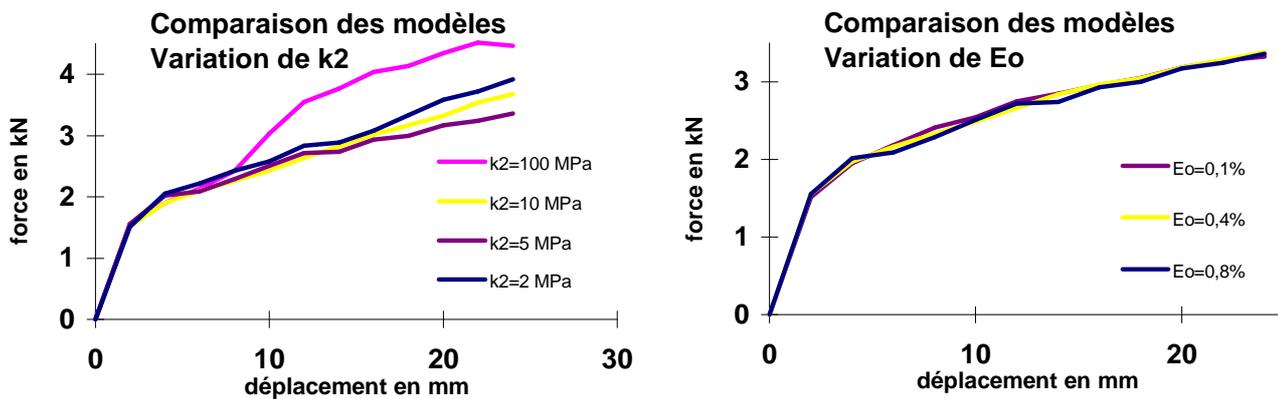
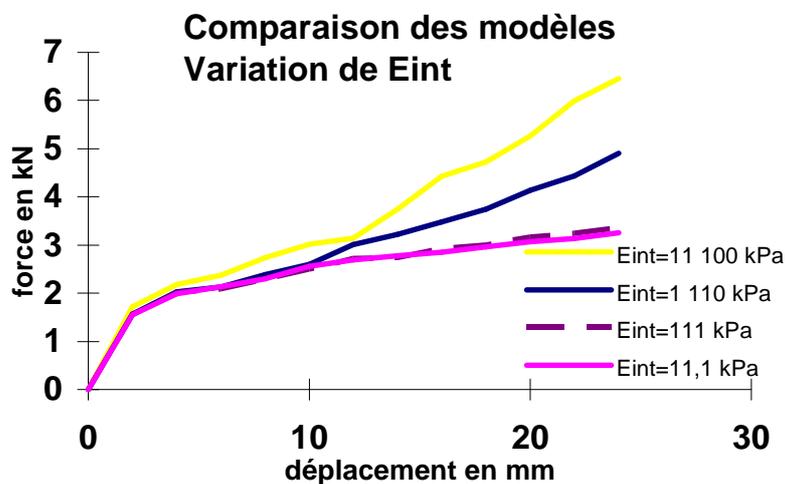


fig-II.90 Etude de l'influence des paramètres

fig-II.91 Etude de l'influence du paramètre  $E_{int}$ Conclusion

Cette modélisation plus lourde que l'utilisation simple de l'élément câble de Flac permet cependant de mieux modéliser la propagation de la déformation dans la nappe.

3 Modélisation dans le plan de la nappe

La modélisation d'une nappe d'alvéoles utilise les éléments câbles du logiciel présentés au II.2. Les caractéristiques du sol et du textile sont les mêmes que celles utilisées dans l'exemple précédent. Il s'agit ici de voir le comportement de ce treillis lors de sa déformation.

### Géométrie

Nous avons réalisé une modélisation de la nappe textile utilisée lors de l'expérience vue de dessus. Notre modèle reprend la géométrie du massif expérimental avec différentes zones : le sol confiné et le géotextile. Afin de réaliser une équivalence 2D/3D, il est nécessaire d'appliquer un facteur d'échelle  $f$  sur les propriétés des matériaux :  $E_{sol}$ ,  $E_{int}$  et  $\tau$ . Par ce facteur, nous tenons compte du fait que l'épaisseur de l'essai est de 0,5 m et que le lit a une épaisseur de 0,1 m.

### Conditions aux limites

Les frontières inférieures et supérieures sont bloquées en  $y$ , les frontières latérales sont bloquées en  $x$ . Nous n'appliquons pas la gravité, mais un champ de contrainte initiale perpendiculairement au plan de la nappe alvéolaire. Ainsi on applique  $\sigma_{xx}=2258$  Pa,  $\sigma_{yy}=2258$  Pa,  $\sigma_{zz}=13800$  Pa.

### Modèles rhéologiques et propriétés des matériaux

#### le sol

Modèle : élastoplastique isotrope Mohr Coulomb

Propriétés :  $E_{sol}= 4,95$  MPa,  $\nu=0,3$ ,  $\phi=29^\circ$ ,  $c=0$  kPa

#### le géotextile

Nous appliquons un modèle

élastique à l'élément et un modèle élastoplastique à l'interface. Les différents paramètres sont :  $a$  section du géotextile par mètre linéaire,  $J$  module d'Young du géotextile,  $R_t$  résistance à la traction du géotextile,  $E_{int}$  coefficient de frottement à l'interface et  $\tau$  contrainte de cisaillement maximale à l'interface.

Les caractéristiques  $E_{int}$  et  $\tau$  sont déterminés à partir des résultats de l'essai d'extraction sur bidimensionnel.

Propriétés :  $a=7.10^{-5}$  m<sup>2</sup>,  $J=47,5$  MN/m,  $R_t=1$  kN,  $E_{int}= 272$  kPa,  $\tau= 8,1$  kPa

### Phase de calcul et résultats

Nous appliquons un déplacement imposé à l'extrémité de la nappe. Le logiciel procède à la résolution, jusqu'à l'atteinte de l'effort maximum mesuré dans l'essai de référence. La répartition des efforts de traction dans les éléments de renforcement est représentée sur la figure II.92.

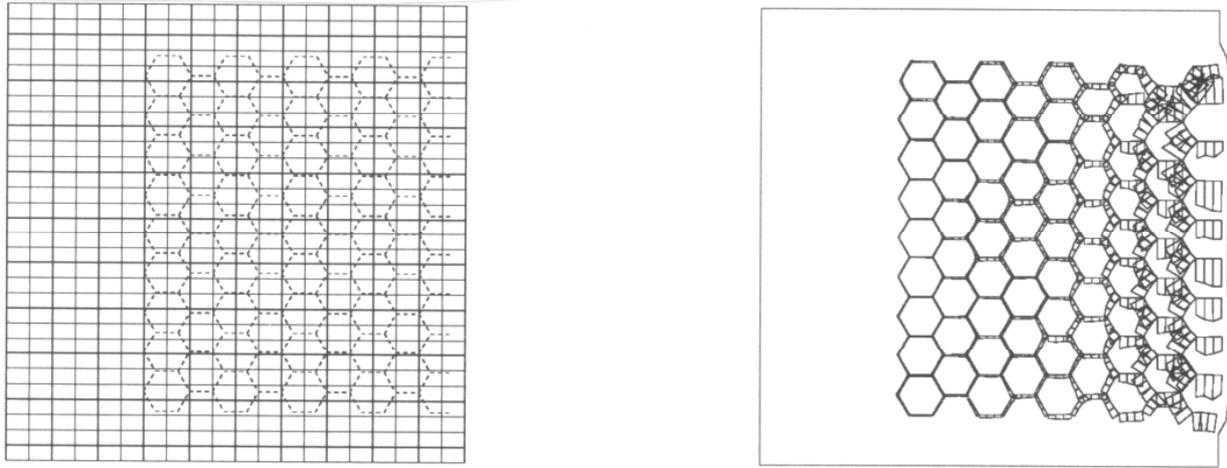


fig-II.92 déformée et relation force déplacement

L'augmentation du module du sol entraîne une augmentation de l'effort d'extraction à fournir. Le facteur  $f$  n'a pas d'action sur le comportement initial de mise en tension du treillis qui est lié à la loi de comportement du textile. Il agit lors de la sollicitation des interfaces, c'est-à-dire lors de l'extraction.

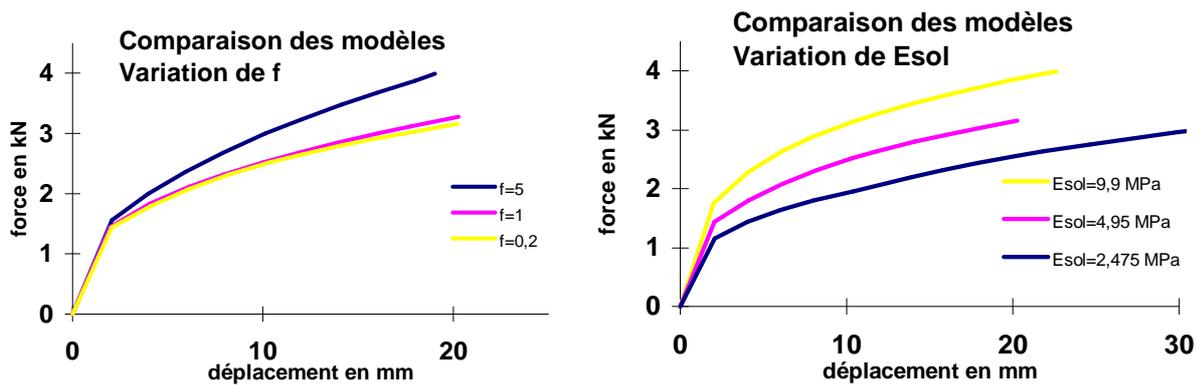


fig-II.93 Etude des paramètres

### Conclusion

Le graphique II.92 permet de voir l'effet de striction qui apparaît dans la nappe alvéolaire, entraînant une propagation du déplacement dans la nappe. La propagation de la déformation dans la nappe est également bien reproduite.

### c) Validation des modèles

Nous allons comparer ici les différents modèles présentés précédemment.

Ci-dessous nous avons superposé fig-II.94 les différentes courbes dans la phase initiale. Ces différents modèles montrent une rigidité initiale plus grande que lors de l'expérience. La réponse du modèle avec interface a une courbure différente de celle de la réponse des deux autres modèles développés sur Flac. Les modèles prenant en compte les lois de comportement bilinéaires pour le géotextile sous-estiment l'effort mobilisable pour les petits déplacements.

Les modélisations câble et treillis sont très proches.

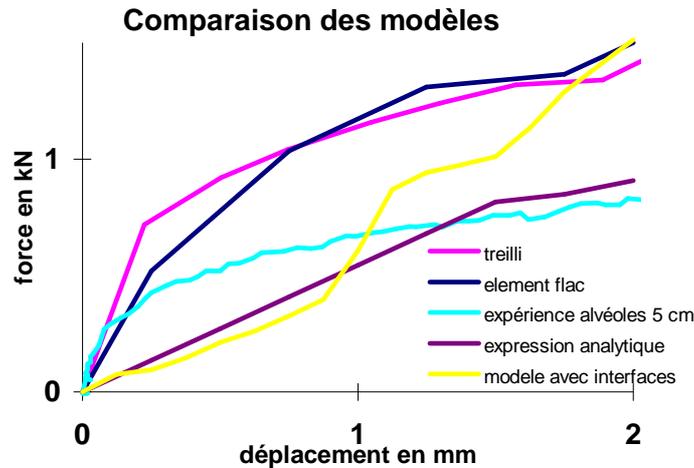


fig-II.94 comparaison en phase initiale des différents modèles avec l'expérience

Si l'on superpose les courbes complètes, c'est-à-dire jusqu'à un déplacement de 30 mm, nous voyons que la courbe expérimentale est encadrée par les courbes issues des modèles Flac et la courbe analytique. Ce graphique met en évidence la concordance du comportement du modèle de treillis avec le modèle avec interface. L'hypothèse d'un module initial semble justifiée.

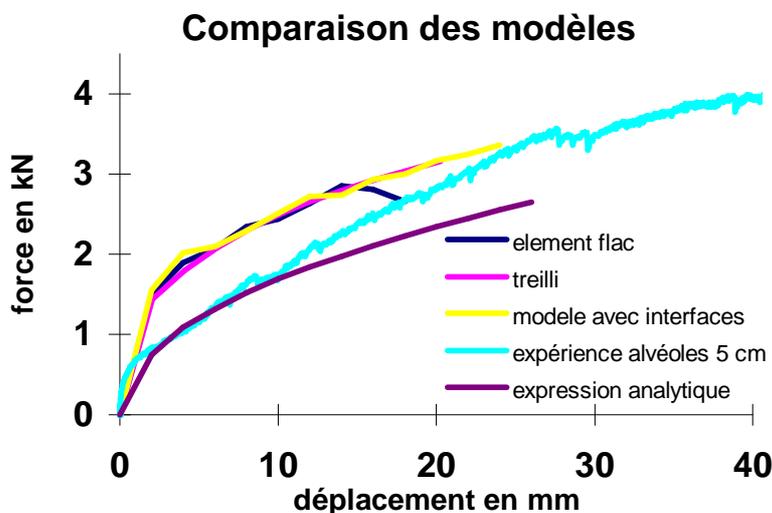


fig-II.95 comparaison des différents modèles avec l'expérience

En grand déplacement les deux modèles Flac deviennent tangent à la courbe expérimentale. Ceci est sans doute dû au fait que, dans les modèles numériques, les liaisons ne sont pas prises en compte et si elles le sont, comme dans le modèle treillis, la résistance de la liaison est égale à celle du textile. Durant l'expérience les liaisons sont réalisées par une colle thermodurcissable. Le troisième modèle Flac présente une rupture.

Le paramètre le plus influent est la rigidité de l'interface. Sa détermination à partir des résultats expérimentaux doit être faite avec soin en tenant compte des hypothèses simplificatrices de chaque modèle : représentation en plan, vue de dessus.

## d) Conclusion

Il apparaît dans cette étude que les modèles numériques mis au point à l'INSA de Lyon et à l'IRIGM de Grenoble, utilisés dans les logiciels de stabilité de pente tels que Cartage donnent une bonne estimation de la déformation de la nappe lors de son extraction d'un massif.

Les différents modèles que nous avons mis au point sur le logiciel aux différences finies donnent également satisfaction. La comparaison des différents modèles montre que la modélisation analytique ainsi que l'élément câble de Flac donnent une bonne estimation de la relation effort-déformation dans le lit textile. Ce travail nous a permis de voir que l'élément proposé par le logiciel présente bien la mobilisation différée le long de la nappe. nous avons vu lors des différentes études paramétriques que tous les paramètres n'ont pas la même influence suivant le modèle utilisé. Les spécificités de la nappe alvéolaire, à savoir une extensibilité plus importante et un interface ayant des caractéristiques sol-sol sont bien reproduites à condition d'introduire des valeurs adéquates dans les modèles.

### II.5.4 Modélisation du comportement du massif d'alvéoles

L'objectif du chapitre ci-dessous est de présenter un modèle théorique, destiné à s'affranchir de la lourdeur de certains calculs en modélisation numérique directe (éléments finis, différences finies), ayant pour cadre celui de la méthode d'homogénéisation des milieux périodiques. La formulation de la loi de comportement du matériau homogénéisé à partir de celle de chacune des composantes du composite initial est conduite selon la procédure illustrée par la figure suivante.

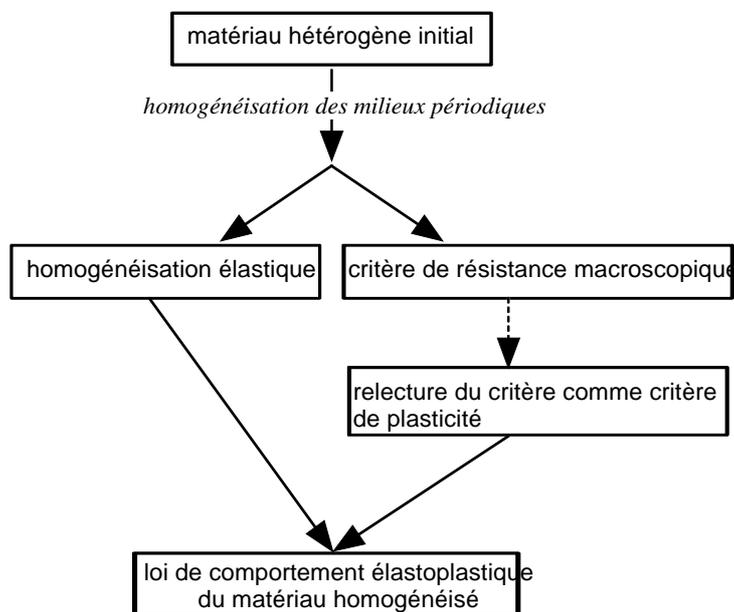


fig-II.96 Démarche suivie pour la formulation

Nous proposons une solution analytique avec une loi élastoplastique anisotrope pour modéliser le comportement du massif alvéolaire en tant que milieu homogénéisé. La

première étape de la construction de la loi de comportement du milieu consiste à déterminer le tenseur d'élasticité du milieu.

### a) Méthode d'homogénéisation

La méthode proposée ici part de l'idée 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. Nous allons donc introduire l'hypothèse de continuité de la matière, pour cela :

1. on ne s'intéresse pas à ce qui se passe localement, on veut évaluer des valeurs globales
2. le renforcement doit être réparti de façon périodique
3. la dimension caractéristique de l'hétérogénéité ou périodicité doit pouvoir être considérée comme petite vis-à-vis des dimensions d'ensemble de l'ouvrage. Dans notre cas la périodicité est la distance moyenne entre les centres des cellules du géotextile tridimensionnel.

Il existe donc une échelle de dimension  $\delta$  à laquelle les propriétés des matériaux peuvent être moyennés avec une bonne approximation. Ceci signifie que, dans ce cas, les propriétés mesurées sur un échantillon de dimension  $\delta$  sont indépendantes de l'endroit du matériau où a été prélevé l'échantillon.

Dans le cadre d'un tel concept, le matériau peut être considéré comme homogène et les problèmes de calculs des structures peuvent être résolus en considérant les propriétés moyennes déterminées sur un élément de volume  $V$  de dimension  $\delta$ . Pour déterminer les propriétés homogénéisées d'un matériau hétérogène, il est nécessaire de calculer la contrainte et la déformation moyenne sur le volume représentatif à l'aide de :

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{1}{V} \int_V \sigma_{ij}(x_k) dV$$

$$\bar{\varepsilon}_{ij} = \frac{1}{V} \int_V \varepsilon_{ij}(x_k) dV$$

puis d'en déduire les constantes de rigidité ou de souplesse à l'aide de :

$$\bar{\sigma}_{ij} = C_{ijkl} \cdot \bar{\varepsilon}_{kl} \quad \bar{\varepsilon}_{ij} = S_{ijkl} \cdot \bar{\sigma}_{kl}$$

Au préalable il faut trouver les solutions exactes des champs de contraintes et des déformations  $\sigma_{ij}$  et  $\varepsilon_{ij}$  en chaque point du matériau hétérogène.

Nous avons donc une structure composite unidirectionnelle constituée de cylindres à base hexagonale à génératrices parallèles disposés dans une structure matrice. La cellule élémentaire est considérée comme un cylindre. La direction parallèle au cylindre est appelée direction longitudinale et pour cette raison l'axe est noté  $\tilde{L}$ . Toute direction normale est appelée direction transversale et le composite est considéré comme isotrope transverse. La loi de Hooke en terme de rigidité s'écrit :

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{12} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{23} & C_{22} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{C_{22}-C_{23}}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{xy} \end{pmatrix}$$

ou

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{12} & 0 & 0 & 0 \\ S_{12} & S_{22} & S_{23} & 0 & 0 & 0 \\ S_{12} & S_{23} & S_{22} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2.(S_{22}-S_{23}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & S_{66} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & S_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix}$$

Le comportement élastique d'un matériau composite unidirectionnel est caractérisé par 5 coefficients indépendants :  $C_{11}$   $C_{12}$   $C_{22}$   $C_{23}$   $C_{66}$  ou  $S_{11}$   $S_{12}$   $S_{22}$   $S_{23}$   $S_{66}$

On exprime les constantes de rigidité et de souplesse en fonction des modules classiques.

$$C_{11}=E_L+4. \nu_{LT}^2.K_L \quad C_{12}=2.K_L.\nu_{LT} \quad C_{22}=G_{TT} \quad C_{23}=-G_{TT}+K_L \quad C_{66}=G_{LT}$$

et

$$S_{11}=1/E_L \quad S_{12}=-\nu_{LT}/E_L \quad S_{22}=1/E_T \quad S_{23}=-\nu_{TT}/E_T \quad S_{66}=1/G_{LT}$$

Les modules d'Young, les coefficients de Poisson et les modules de cisaillement sont mesurés dans des essais simples

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} E_L + 4\nu_{LT}^2.K_L & 2K_L.\nu_{LT} & 0 \\ 2K_L.\nu_{LT} & G_{TT} & 0 \\ 0 & 0 & G_{LT} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{pmatrix}$$

## b) Détermination des paramètres

Traction compression longitudinale  $E_L$   $\nu_{LT}$

On utilise ici le module sécant calculé par la méthode de Henkel [HEN 52] présentée en début de chapitre II.5.1.

Traction compression transversale  $E_T$   $\nu_{TL}$   $\nu_{TT}$

On peut appliquer la théorie de Boyle [BOY 94][LIN 94]

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

où Tension peut être calculé par un équilibre statique simple [RAT 87], les hypothèses, détaillées ci-dessous, sont identiques à celles de Henkel.

Hypothèses

1-Evolution au cours de l'écrasement de la rigidité apparente indépendante du diamètre initial  $\varphi_0$

2-Evolution des déformations surfaciques  $\Delta S/S_0$  nulle. Incompressibilité du matériau de remplissage

3-Déformations périmétrales  $\Delta P/P_0$  supposées moyennes sur tout le périmètre  $P$  dont  $T=J.\Delta P/P_0$

4-Evolution de  $\Delta P/P_0$  indépendante de  $J$ .

5-La forme du conteneur en cours de d'écrasement s'apparente à un rectangle avec deux demi-disques à ses côtés gauche et droit.

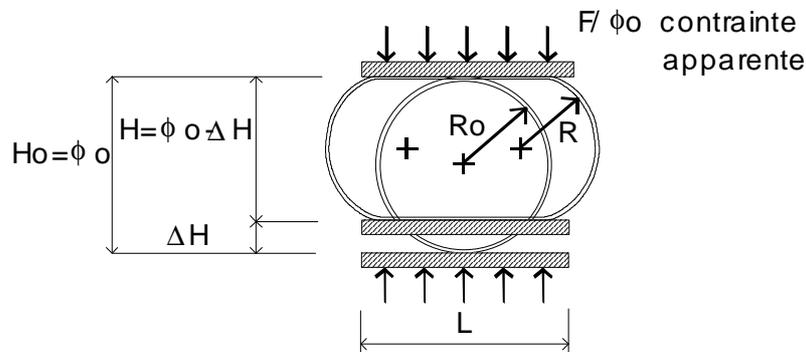


fig-II.97 Notations

$$R = \phi_0 - \Delta H / 2$$

$$S = S_0 = \pi \cdot R_0^2 = L \cdot H + \pi \cdot H^2 / 4$$

Surface de contact

$$L \cdot H = \pi \cdot R_0^2 - \pi \cdot R^2$$

$$L = \pi / \phi_0 - \Delta H \cdot (R_0^2 - (\phi_0 - \Delta H)^2 / 4)$$

$$L = \pi \cdot \phi_0 \cdot (\Delta H / \phi_0) / 2 \cdot (1 - (\Delta H / \phi_0)) \cdot (1 - \Delta H / 2 \cdot \phi_0)$$

donc  $P = 2 \cdot L + \pi \cdot (\phi_0 - \Delta H)$  l'allongement  $\Delta P = P - P_0$

$$\Delta P = \pi \cdot \phi_0 / 2 \cdot (\Delta H / \phi_0)^2 / (1 - (\Delta H / \phi_0))$$

$$\Delta P / P_0 = 1 / 2 \cdot (\Delta H / \phi_0)^2 / (1 - (\Delta H / \phi_0))$$

$$Tension = \frac{\Delta P}{P_0} = \frac{J}{2} \cdot \frac{(\frac{\Delta H}{\phi_0})^2}{1 - \frac{\Delta H}{\phi_0}}$$

alors

Cisaillement longitudinal :  $G_{LT}$

Nous utilisons pour déterminer le module de cisaillement longitudinal la formule développée par Jewell pour calculer la contrainte de cisaillement en fonction de  $\alpha$

$$\tau_{\max} = 2 \cdot G_{LT} \cdot \gamma = \frac{Tension}{A_s} \cdot (\sin \alpha \cdot \tan \phi + \cos \alpha)$$

$$A_s = \frac{1}{N}$$

avec  $N$  nombre de nappes de renforcements, de longueur totale  $L$ , par mètre de section cisailée

et avec  $Tension = F \cdot L$

$F = Cu$  pour l'argile

$F = \sigma_{xx} \cdot \mu$  pour un matériau frottant

$\mu$  est le coefficient de frottement à l'interface entre les lits. Il s'agit donc d'un coefficient sol-sol soit  $\tan\phi$ .

Cisaillement transversal  $G_{TT}$

$$G_{TT} = \frac{E_T}{2 \cdot (1 + \nu_{TT})}$$

Compression hydrostatique latérale  $K_L$

Soit  $K_L$  module de compression latéral (sans déformation longitudinale) respectivement du textile et du sol, celui-ci peut-être estimé par une relation analytique au module d'Young

$$K = \frac{E}{2 \cdot (1 - 2 \cdot \nu) \cdot (1 + \nu)}$$

L'étape suivante consiste à assembler les nappes alvéolaires homogénéisées avec l'interface se trouvant entre les couches.

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{11} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{13} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{xy} \end{pmatrix}$$

Si  $\alpha$  et  $\beta$  sont les proportions respectives de matériau A et B avec  $\alpha + \beta = 1$ . Le module de cisaillement  $G_{13}$  qui est associé avec les déformations de cisaillement dans le plan des couches est  $G_{13} = \alpha G_A + \beta G_B$ . C'est à ce niveau que peut être prise en compte la présence de liaisons verticales intercouches.

Le module de cisaillement  $G_{12}$  associé aux déformations de cisaillement dans les plans dont la normale est parallèle au plan des couches est obtenu en supposant que la contrainte de cisaillement homogénéisé macroscopique est la même que la contrainte de cisaillement homogénéisé transmise par chaque couche.

$$G_{12} = G_A \cdot G_B / (G_A \cdot \beta + G_B \cdot \alpha)$$

Pour les conditions de chargement qui sont les mêmes que celles prises pour hypothèses dans le modèle utilisé pour calculer  $G_{12}$  et  $G_{13}$  : variation lente des contraintes et déformations macroscopiques, les valeurs de  $G_{12}$  et  $G_{13}$  données ci-dessus peuvent donner une bonne approximation.

$$\begin{pmatrix} \sigma \\ \sigma \\ \sigma \\ \sigma \\ \sigma \\ \sigma \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cdot & \cdot & \cdot & 0 & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & 0 & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_{13} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_{13} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_{12} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon \\ \varepsilon \\ \varepsilon \\ \varepsilon \\ \varepsilon \\ \varepsilon \end{pmatrix}$$

Synthèse de la méthode

Un résultat d'homogénéisation établi par de Buhan et Suquet [DEB 92] permet d'établir le lien entre la solution du problème de calcul à la rupture sur l'ouvrage homogène associé et celle du problème initial : " l'ouvrage homogène associé est plus stable que l'ouvrage réel initial ". L'inégalité inverse ne peut être prouvée pour partie à cause des " effets de bord ". Cependant si on néglige ceux-ci l'étude de l'ouvrage en sol renforcé se ramène bien à celle de l'ouvrage homogène associé.

**c) Critère de rupture.**

Le critère de rupture d'un matériau homogène anisotrope peut être déterminé par voie théorique à partir de ceux des constituants du sol renforcé. Notre but est de pouvoir appliquer ce critère à des problèmes de calculs à la rupture " en déformation plane ", nous allons conserver notre modèle dans le formalisme du milieu continu bidimensionnel. Les essais que nous avons exposé précédemment mettent en évidence l'anisotropie de cohésion du matériau sol renforcé et l'apparente isotropie de l'angle de frottement. On peut alors donner la formulation du critère de résistance macroscopique du matériau " sol-renforcé ". Ce qui permet d'écrire un critère de résistance du sol en nous appuyant sur l'hypothèse suivante : le critère de résistance ne dépend que de la différence des contraintes principales extrêmes et de l'inclinaison  $\alpha$  de la contrainte principale compressive moyenne sur Oy (génératrice)

Définissons  $\alpha$  l'angle d'inclinaison de l'axe de l'essai par rapport à l'axe de la cellule. Si on utilise l'expression développée par Jewell pour calculer la contrainte de cisaillement en fonction de  $\alpha$

$$\tau_{\max} = N \cdot L \cdot \sigma_{\alpha} \cdot \mu \cdot (\sin \alpha \cdot \tan \phi + \cos \alpha)$$

où N est le nombre de renforcement par mètre carré de surface transversale cisailée, L la longueur de renforcement et

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

on obtient le diagramme polaire suivant :

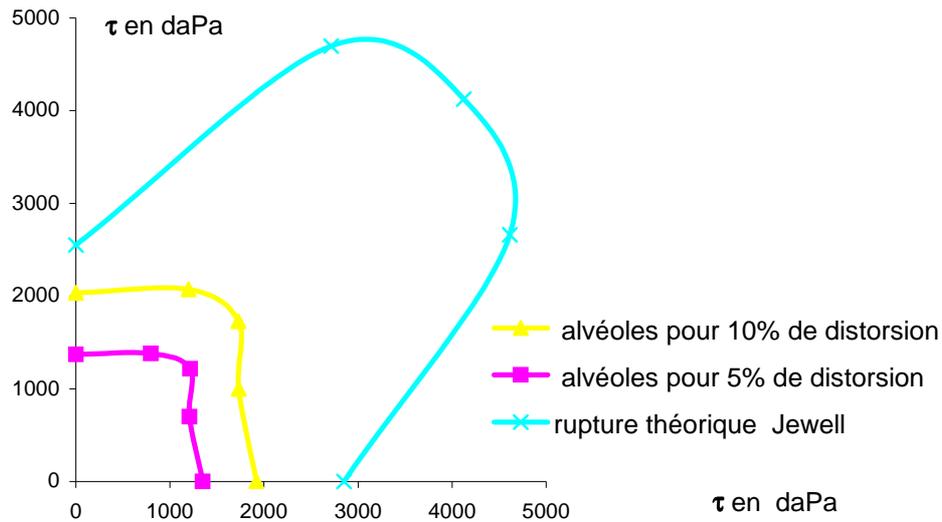


fig-II.98 comparaison expérience théorie

Cette expression semble surestimer la résistance au cisaillement et la forme n'épouse pas celle des résultats expérimentaux.

Maintenant si l'on caractérise la résistance de cet échantillon par la valeur de sa cohésion

$$C(\alpha) = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 \cdot \cos \phi} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \tan \phi$$

et que l'on pose  $C(0) = C_v$  et  $C(\pi/2) = C_h$

Nous pouvons représenter l'anisotropie par un diagramme polaire.

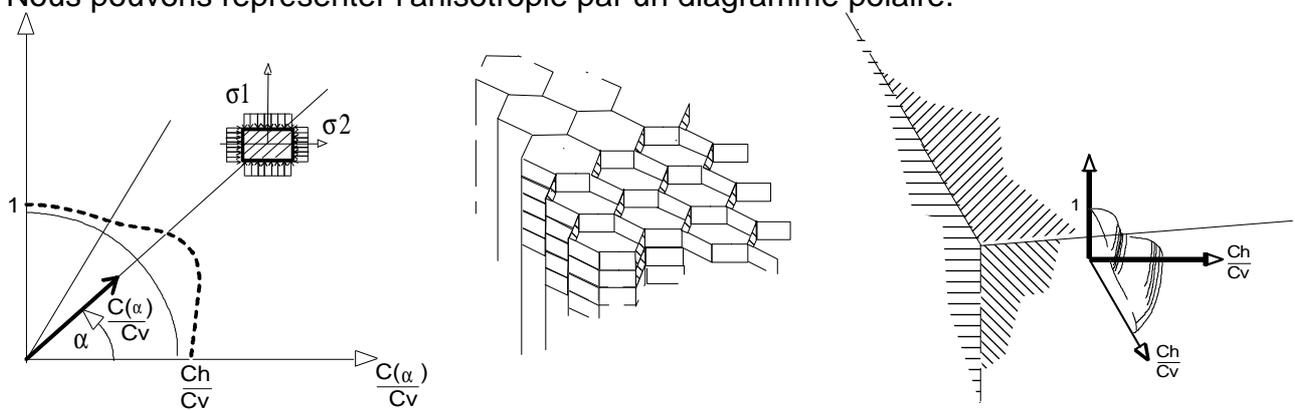


fig-II.99 représentation de l'anisotropie de la cohésion

Pour représenter cette anisotropie Bishop propose une expression empirique simple où  $C(\alpha)$  est donné comme fonction de  $\alpha$  qui décrit l'inclinaison de la contrainte principale majeure par rapport à l'axe horizontal!  $C_v = C(0)$ ,  $C_h = C(\pi/2)$  and  $C(\pi/4)$  [BIS 66]:

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

avec  $a = 1 - \frac{C_h}{C_v}$  et  $b = 1 - \frac{\frac{C_h}{C_v}}{1 - \frac{a}{2}}$

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

L'accroissement de résistance du sol de remplissage dû au confinement peut être décrit par la cohésion équivalente. La contrainte de confinement effective peut être calculée en utilisant les relations entre la cohésion et les caractéristiques [BAT 92][JEW 87][BOY 94]. Pour un sol pulvérulent renforcé ou un sol cohérent drainé l'augmentation de contrainte de cisaillement est donnée par :

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

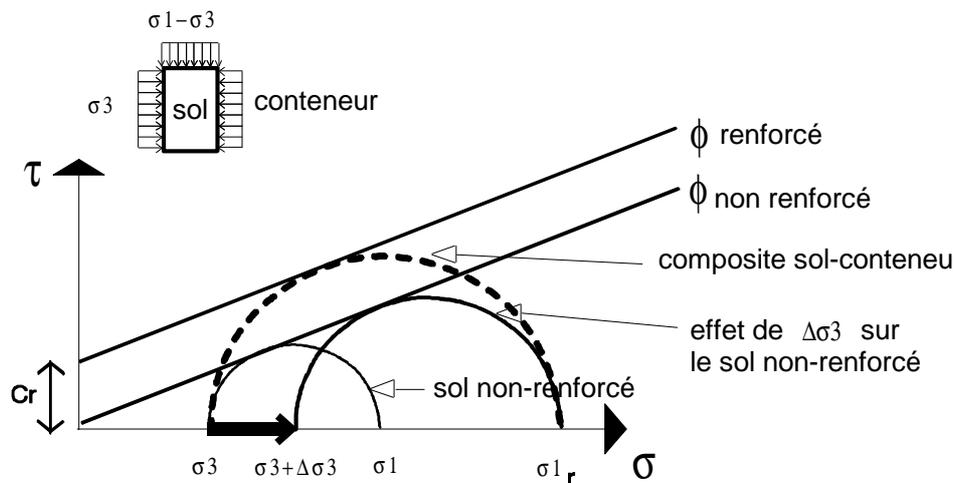


fig-II.100 Définition des paramètres

Il est alors nécessaire de calculer l'apport de contrainte de confinement pour les trois angles.

Pour  $\alpha = 0^\circ$

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

Nous utilisons

où  $\varepsilon_a$  = déformation verticale, J = module du textile et D = diamètre de la cellule.

Pour  $\alpha = 45^\circ$

Nous utilisons (1.1) pour déterminer  $\Delta\sigma_3$  pour  $\alpha$  compris entre les deux, nous utilisons

$$C_r = \frac{\mu}{2} \cdot N \cdot F \cdot L \cdot b \cdot \cos(\alpha)$$

ceci pour N renforcements de largeur b de longueur 2.L

F = Cu pour l'argile

F =  $\sigma \cdot \tan(\phi)$  pour un matériau frottant

$\mu$  est le coefficient de frottement à l'interface entre les lits. il s'agit donc d'un coefficient sol-sol soit  $\tan\phi$ .

Pour  $\alpha = 90^\circ$

L'interposition de plusieurs couches géotextiles horizontales au sein d'un matériau granulaire augmente la résistance ultime et la rigidité à la compression [LIN 94]. Les essais menés par Boyle et al. [BOY 94] l'amènent à vérifier l'hypothèse attestant que l'apport de résistance au cisaillement est dû au fait que la présence de plan de géotextile limite l'expansion latérale du sol et par la même augmente la contrainte de confinement. La cohésion apparente du sol, dépendante de la contrainte de confinement, est de ce fait augmentée.

nous utilisons  $\Delta\sigma_3 = \frac{Tension}{B \cdot h}$  où les paramètres sont Tension=tension dans le textile, h=

$$Tension = \frac{J}{2} \cdot \frac{\left(\frac{\Delta H}{\phi_o}\right)^2}{1 - \frac{\Delta H}{\phi_o}}$$

hauteur de la cellule avec

La figure ci-dessous (fig-II.101) compare l'équation ainsi déterminée et les résultats expérimentaux obtenus lors de la campagne d'essais.

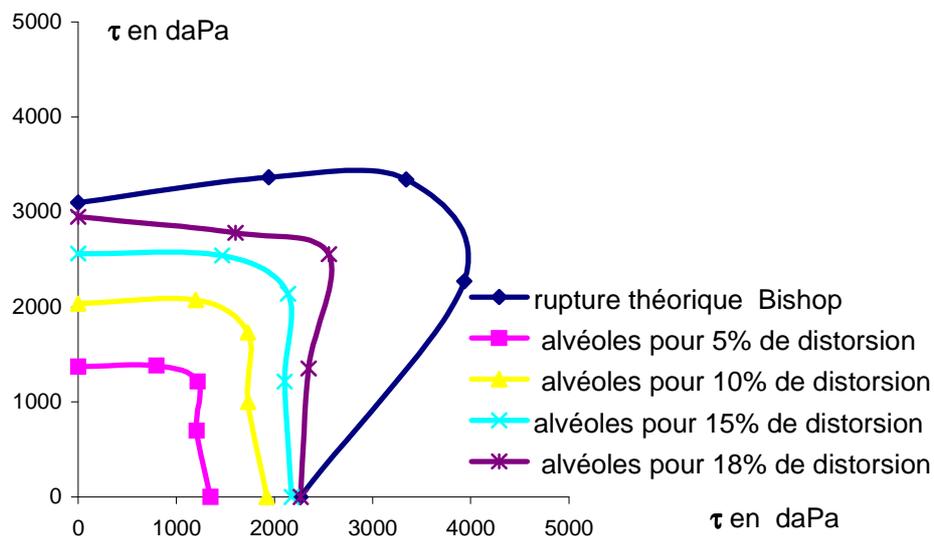


fig-II.101 comparaison des résultats expérimentaux avec les résultats théoriques

Nous n'avons pu lors de ces essais aller jusqu'à la rupture du fait des limitations de notre appareillage. Cependant la courbe enveloppe théorique approche de manière assez réaliste les résultats expérimentaux.

Nous pouvons donc introduire la cohésion anisotrope dans le critère de Coulomb :

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

#### d) Conclusion

Lors des essais nous avons pu constater qu'au sein d'un ensemble d'alvéoles la rupture de l'une d'entre elle n'a pas une importance prépondérante pour la structure. Cependant si la rupture se propage jusqu'à une des limites de la structure (la rupture n'est plus alors confinée) la rupture est alors rapide. La méthode d'homogénéisation perd donc sa valeur à proximité des frontières de son domaine d'application à cause des "effets de bord". Cependant si on néglige ceux-ci l'étude de l'ouvrage en sol renforcé se ramène bien à

celle de l'ouvrage homogène associé au talus initial en sol renforcé constitué d'un matériau homogène obéissant au critère de résistance anisotrope.

### *II.5.5 Conclusion*

Les différents modèles proposés donnent une bonne représentation de la structure alvéolaire lors de ses différentes configurations. Ce travail nous a permis de mieux comprendre ce qui se passe au sein des matériaux lors des différents chemins de sollicitation. La connaissance de la répartition des efforts dans le textile nous a permis d'expliquer les modes de rupture rencontrés lors des expérimentations.

Il apparaît dans cette étude que les modèles numériques mis au point à l'INSA de Lyon et à l'IRIGM de Grenoble, utilisé dans les logiciels de stabilité de pente tels que Cartage donnent une bonne estimation de la déformation de la nappe lors de son extraction d'un massif. Les différents modèles que nous avons mis au point sur le logiciel au différences finies donnent également satisfaction. Le modèle du massif homogénéisé pourra être utilisé lors du calcul de stabilité de pente pour déterminer leur coefficient de sécurité

## **CONCLUSION**

Notre travail durant cette partie était destiné à acquérir une connaissance du fonctionnement interne et externe du procédé, afin de pouvoir développer une méthode de dimensionnement. L'étude des géotextiles 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 les structures alvéolaires appelées géoconteneurs. Le travail de recherche sur ce procédé a donc consisté à étudier le comportement local et global.

L'étude du confinement par géoconteneur nous a permis de montrer que celui-ci apporte une cohésion apparente mais ne modifie pas l'angle de frottement. La résistance à la compression et donc la cohésion sont proportionnelles au module du textile. La résistance de la liaison a une influence sur le mode de rupture. De plus nous avons montré qu'au sein d'un ensemble d'alvéoles, la rupture de l'une d'entre elles n'a pas une importance prépondérante pour la structure.

Les essais sur bicouche montrent l'importance du paramètre élancement par rapport à la nature même du géotextile (résistance à la traction, épaisseur). La rigidité du complexe augmente avec l'efficacité du confinement.

Les essais d'extraction de nappe mettent en évidence un comportement identique à celui des textiles bidimensionnels. Il est cependant nécessaire d'adapter les valeurs de certains paramètres pour prendre en compte la structure treillis.

Les essais effectués sur massif d'alvéoles confirment que le comportement du groupe d'alvéoles n'est pas fondamentalement différent de celui de l'alvéole simple. La présence d'alvéoles apporte par le phénomène de confinement une cohésion apparente. Nous avons pu mettre en évidence l'anisotropie de ce phénomène et déterminer les directions de résistance maximale. La résistance au cisaillement est également liée à la mise en tension des parois textile par compactage et à la liaison des différentes couches.

Les conclusions que nous avons déduites des essais sur des alvéoles seules ou en groupe restent donc valables au niveau global.

Les modèles proposés donnent une bonne représentation de la structure alvéolaire lors de ses différentes configurations. Les méthodes de calcul présentées permettent d'obtenir une bonne évaluation de la cohésion apparente due au confinement. Cette méthode ne

donne cependant pas d'informations sur les déformations survenant au sein du sol confiné. Nous avons pour cela réalisé une modélisation de l'alvéole par un logiciel d'éléments finis. Les résultats sont en accord avec les déformations obtenues au sein de l'alvéole lors des essais de compression simple. Les modèles sur sept alvéoles, nous ont permis de localiser les efforts de traction maximum dans le textile et de visualiser la propagation de la zone plastique après la rupture de l'alvéole centrale.

La comparaison des différents modèles montre que la modélisation analytique donne une bonne estimation de la relation effort-déformation dans le lit textile. Les modèles que nous avons mis au point sur le logiciel au différences finies donnent également satisfaction. Ce travail nous a permis de voir que l'élément proposé par le logiciel présente bien la mobilisation différée le long de la nappe. Les spécificités de la nappe alvéolaire, à savoir une extensibilité plus importante et un interface ayant des caractéristiques sol-sol sont bien reproduites à condition d'introduire des valeurs adéquates dans les modèles. Le modèle du massif homogénéisé nécessitant peu de données d'entrée et simple d'utilisation, pourra lui être introduit dans un logiciel de calcul.

Nous allons donc pouvoir utiliser ces modèles pour développer des méthodes de calcul de stabilité de pente pour déterminer la sécurité des ouvrages en sol renforcé.

# PARTIE III MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT

## INTRODUCTION

Cette troisième partie présente les différentes méthodes de calcul analytiques ou numériques mises au point durant ce travail, ainsi qu'une étude de l'influence des paramètres géométriques (longueur, hauteur) ou mécanique (caractéristiques des matériaux). Ce travail a consisté à mettre au point une méthode de dimensionnement du massif en sol renforcé avec le procédé Armater. L'idée est de constituer un massif de sol renforcé par un empilement de lits d'alvéoles (voir fig-III.1). Dans un premier temps on déploie la nappe alvéolaire, puis on réalise la connexion des lits au moyen de bandes de textiles agrafées aux pointes des alvéoles.

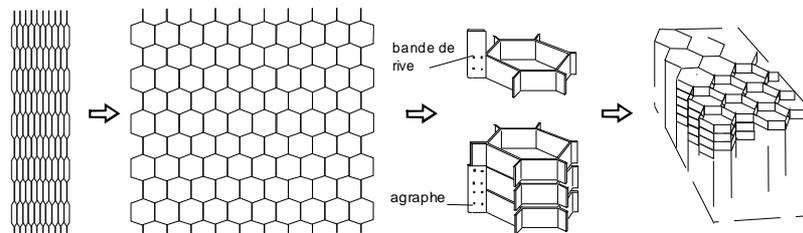


fig-III.1 Principe du mur en géotextile alvéolaire

Selon la géométrie du projet, un ouvrage en Armater peut être considéré soit comme un renforcement de massif, soit comme un véritable mur de soutènement encastré en pied d'épaisseur variable et possédant ou non des lits ancrages (fig-III.2).

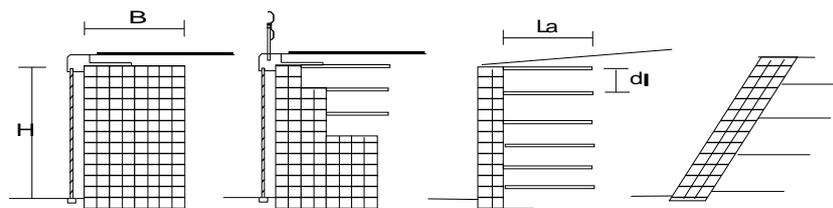


fig-III.2 Hypothèses de dimensionnement

Le massif alvéolaire est donc constitué de deux parties distinctes : le mur et les ancrages. La nécessité de mettre en place des ancrages sera dictée par le calcul. Les méthodes de calcul les plus utilisées par les maîtres d'oeuvre publics et privés, sont les méthodes d'équilibre limite. L'évolution de ces méthodes a conduit à des logiciels comme Talren, Cartage... développés conjointement par les Universités [BOR 86][RAT 87][GOT 91] et le Laboratoire des Ponts et Chaussées [DEL 86], ils sont bien adaptés au calcul d'ouvrages en textiles bidimensionnels mais peu à un mur constitué d'un géotextile alvéolaire ; en effet de nombreux phénomènes mis en évidence lors des expérimentations ne sont pas pris en compte : effet d'aspérité, striction de la nappe lors de l'extraction, phénomène de confinement dans le mur...

Le travail de recherche sur ce nouveau concept de mur a consisté à en étudier le comportement local et global. Jusqu'à présent peu de programmes d'essais globaux ont eu lieu au niveau national et international sur les structures alvéolaires. Nous avons dans un premier temps par un programme expérimental exhaustif mis en évidence le comportement mécanique du géosynthétique alvéolaire. Ainsi que l'ont montré les essais présentés dans la partie I la structure composite obtenue par confinement dans les alvéoles d'un sol possède des caractéristiques mécaniques plus fortes que le contenu seul. Le principe est de limiter les extensions du sol par l'effet de confinement correspondant à la mise en tension des parois géotextiles de l'alvéole. En effet la présence de ce géotextile crée un mécanisme de confinement du matériau qui améliore sa résistance au cisaillement et à la traction que l'on peut assimiler à une cohésion. Le composite reprend les efforts de tension développés dans le sol sous l'effet de chargements ; efforts de tension qu'un sol non-cohérent ne pourrait reprendre.

Il semble logique du fait de l'anisotropie de cette cohésion d'optimiser le positionnement du géotextile. Au sein de l'ouvrage les sollicitations ne sont pas identiques (fig-III.3). L'inclinaison de la contrainte de cisaillement le long d'une ligne de cisaillement varie. De même si la nappe alvéolaire est utilisée en ancrage, l'effort mobilisable est dépendant de sa position. Le renforcement sera d'autant plus efficace que l'orientation donnant la cohésion apparente approchera la direction d'extension maximale.

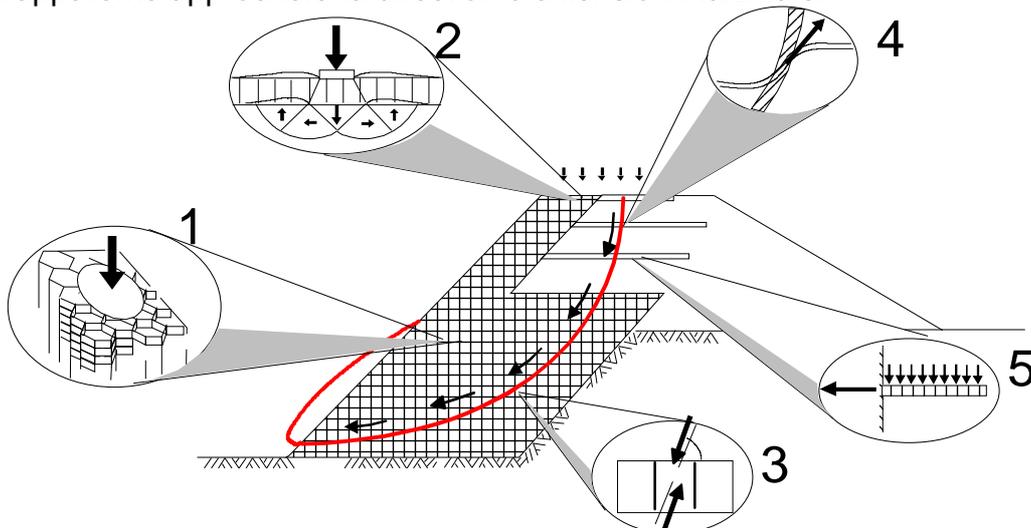


fig-III.3 La structure et les modes de fonctionnement

Il est important de noter que cette orientation variera durant la construction et donc que la position optimale en phase intermédiaire sera différente.

Dans un deuxième temps nous avons développé des modèles théoriques permettant de proposer une méthode rationnelle de dimensionnement que nous allons valider sur des ouvrages réels. Notre étude va faire l'état des connaissances actuelles sur les méthodes de dimensionnement et va s'inscrire dans la réglementation afin de répondre aux exigences de l'entreprise. Nous allons utiliser trois approches différentes : approche par la méthode des trois coefficients, approche par un calcul à la rupture : méthode des blocs et approche en déformations en Différences finies.

Bien que le caractère tridimensionnels de l'ouvrage ne soit pas totalement négligeable, les modèles numériques adoptés sont bidimensionnels avec une hypothèse de déformations planes. Ce choix procède aussi et surtout de la démarche méthodologique adoptée, qui consiste à progresser du modèle le plus simple au plus complexe.

## CHAPITRE III.1 Définition des états limites

Nous allons exposer brièvement la théorie des états limites couplées à l'approche semi-probabiliste de la sécurité. A l'instigation de Terzaghi, une attention particulière a été portée sur les deux principaux groupes de problèmes de la géotechnique, à savoir les problèmes de stabilité et de déformations. Il a indiqué que les premiers ne considèrent que les conditions précédant immédiatement la rupture ultime par écoulement plastique imminent (ce que nous appelons états limites ultimes ELU), alors que les seconds considèrent les déformations du sol dues aux charges qui lui sont appliquées (états limites de service ELS). Le principe des facteurs de sécurité partiels a ensuite été introduit dans la théorie du calcul des états limites. Il s'agit d'appliquer ces facteurs aux différents types de charges et aux caractéristiques de cisaillement du sol.

Cette approche semi-probabiliste a pour but de rendre compte des incertitudes de paramètres intervenant dans le calcul de dimensionnement ou de vérification : ces incertitudes concernent les valeurs à adopter pour les paramètres définissant l'ouvrage étudié tels les charges, le frottement interne du sol, la cohésion ...

Les facteurs de sécurité partiels ont été obtenus par calibrage avec les méthodes traditionnelles utilisant les facteurs de sécurité globaux, de manière à assurer la même marge de sécurité que celle fournie par la bonne pratique et l'expérience. C'est sur ces bases qu'ont été rédigés les différents codes de réglementation technique tels que les documents de calculs nord-américains (ANSI A58 en 1980 et Canadian Foundation Engineering Manual en 1985 ainsi que l'Eurocode 7 en 1992). Les facteurs de sécurité partiels plus particulièrement applicables aux géotextiles ont été définis par concertation entre les fabricants, les concepteurs, les universités et les clients réunis au sein du CFGG [CFG 90].

D'après le concept de calcul aux ELU, la sécurité peut être évaluée par un critère nommé critère de rupture. Nous allons calculer dans certains schémas de rupture un facteur  $F$  rapport de l'action des forces résistantes  $R$  (valeurs après application des facteurs de sécurité partiels) mobilisables pour la stabilité à l'action des forces motrices  $M$  tendant à déstabiliser appliquées au bloc de rupture considéré. Si celui-ci est trouvé inférieur à une valeur réglementaire prenant en compte les erreurs sur la méthode, la stabilité n'est pas assurée, il convient de changer les données géométriques du talus ou les chargements ou les résistances.

La valeur du coefficient de sécurité admissible  $F_{admissible}$  est déterminée de manière à prendre en compte certaines incertitudes du problème :

- les incertitudes grossières, ce sont les erreurs humaines et celles dues au hasard,
- les incertitudes de système : ces incertitudes sont dues au manque de confiance accordé à un modèle théorique lorsqu'il est utilisé pour décrire le comportement d'un ouvrage donné, en considérant un ensemble précis de paramètres.

Les combinaisons d'actions appliquées au mur, suivant que l'on se place à l'Etat Limite Ultime (ELU), à l'Etat Limite de Service (ELS) ou à Etats Limites de Stabilité d'Ensemble (ELSE) pour le cas de séisme, sont définies par les textes ou fixée par le marché ou proposée au maître d'oeuvre

Plus précisément les calculs justificatifs sont de trois ordres :

- la stabilité interne de la structure doit être justifiée, à l'état limite ultime, vis-à-vis du glissement sur la base, du poinçonnement de la couche de fondation et de la

résistance à la traction du géotextile (justification vis-à-vis de la résistance des sections),

- la stabilité externe doit être vérifiée à l'état limite ultime pour des ruptures sur des surfaces de glissement (justification vis-à-vis de la résistance des sections),
- la stabilité interne et externe doit être vérifiée à l'état limite de service pour l'allongement maximum autorisé du géotextile ainsi qu'au poinçonnement de la couche de fondation (justification vis-à-vis des déformations admissibles).

Nous allons détailler ci-après trois méthodes de calculs s'intégrant dans la théorie des états limites et destinées à apprécier la marge de sécurité dont dispose le talus, en construction et en service.

## CHAPITRE III.2 Méthode des trois coefficients

### III.2.1 Théorie

Le calcul des écrans de soutènement découle de l'étude de la rupture du terrain situé derrière le mur. On considère un massif soutenu par un écran. On suppose que le massif est en équilibre élastique, le massif peut donc supporter de petites déformations sans qu'il y ait risque de rupture. Dans cette position, le massif exerce sur l'écran une action à laquelle on a donné le nom de pression au repos.

On constate qu'à la rupture, une fissure partage le massif en deux à partir du pied du mur, sensiblement rectiligne en partie haute, elle s'incurve au voisinage de l'écran. La rugosité de l'écran a donc une influence

notable sur la forme de cette partie curviligne. L'obliquité  $\delta$  des contraintes au contact du massif et de l'écran est donc, dans ce cas une donnée physique comme l'angle de frottement interne des terres. L'obliquité  $\delta$  varie en valeur absolue entre 0 (écran parfaitement lisse) et  $\phi$  (écran parfaitement rugueux) valeur qu'elle ne peut pas dépasser. Six forces ou groupes de forces sollicitent ces ouvrages : la poussée des terres  $P$  et la surcharge  $Q$  sur la paroi qui fait soutènement, la butée  $B$  sur la face opposée de la fondation, la réaction  $R$  du terrain de fondation, éventuellement les pressions  $S$  dues à la nappe phréatique et plus généralement les efforts de l'eau sur l'ouvrage et enfin le poids  $W$  du mur lui-même et les efforts d'ancrages  $F_i$ . Le calcul de  $W$  est simple, il en va de même pour  $S$  si l'eau est au repos. Pour des raisons de sécurité, on fait souvent abstraction de la butée  $B$ . L'essentiel du problème est donc de déterminer la poussée des terres  $P$ . On vérifie ensuite que le terrain peut développer la réaction  $R$  et les ancrages, les réactions  $F_i$  et que la stabilité de l'ouvrage est assurée.

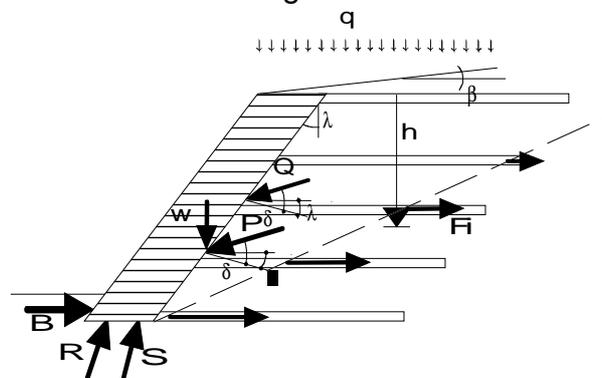


fig-III.4 schéma du mur

La méthode des trois coefficients consiste à vérifier la stabilité du mur de trois manières différentes.

#### a) Vérification de la stabilité au renversement par rapport à O (ELU)

La théorie fait l'hypothèse pour vérifier la stabilité au renversement de l'existence d'un point de rotation O en pied aval du massif. Cela sous-entend la rigidité du massif et celle du sol de fondation. Ce qui n'est en général pas vérifié de par la déformabilité du massif incluant le sol. Cependant l'expérience et la pratique ont montré la validité des calculs effectués avec cette hypothèse.

$$F_r = \frac{\sum M_{/O}^t \text{ Forces résistantes}}{\sum M_{/O}^t \text{ Forces motrices}} \geq 1.5$$

(ou 2 si l'on prend en compte la butée)

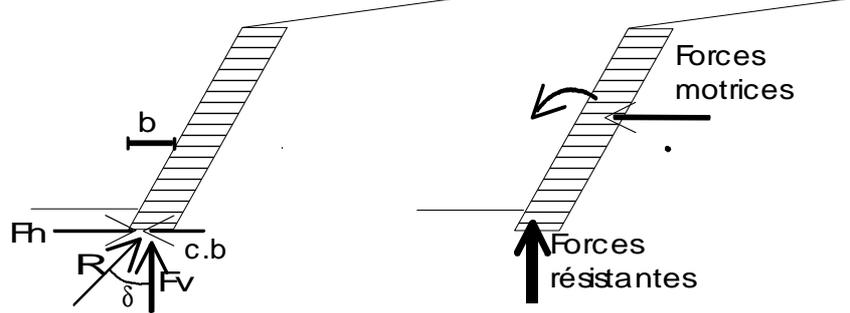


Fig-III.5 Stabilité au glissement et stabilité au renversement

b) Vérification de la stabilité au glissement sur la base (ELU)

$$F_g = \frac{(\sum F_v) \cdot \tan(\delta) + c \cdot b}{\sum F_h} > 1,5$$

On néglige c sauf cas exceptionnel. b désigne ici la largeur comprimée à la base du mur.

c) Vérification du non poinçonnement du sol de fondation (ELU,ELS)

Détermination de l'excentricité de la résultante des efforts sollicitant le mur

$$e = \left| \frac{b}{2} - \frac{\sum M_{/O}^t F_{ext}}{\sum F_v} \right| \leq \frac{b}{4}$$

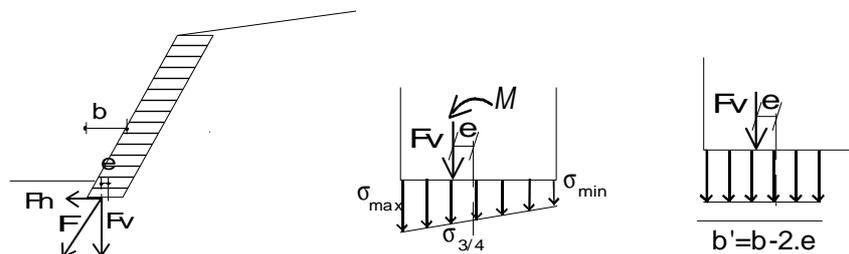


fig-III.6 excentricité de la résultante et répartition trapézoïdale et répartition rectangulaire

La répartition est prise trapézoïdale si  $e < b/6$

$$\sigma_{max} = \frac{F_v}{b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{F_v}{b} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b}\right)$$

La contrainte conventionnelle de référence est définie par l'expression suivante :

$$q_{ref}' = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

La répartition est considérée comme rectangulaire si  $e > b/6$

$$q_{ref}' = \frac{F_v}{b - 2 \cdot e}$$

Finalement la vérification consiste à respecter l'inégalité suivante :

$$q_{\text{ref}}' < q_o + \frac{1}{\gamma_q} \cdot \Delta q_r$$

$q_{\text{ref}}'$  est la contrainte limite de portance du sol avec :  $\gamma_q$  coefficient partiel de sécurité,  $q_o$  pression verticale minimale au niveau d'appui dans la situation de calcul,  $\Delta q_r$  supplément de portance offert à rupture par le sol au niveau considéré en tenant compte des caractéristiques géométriques et géotechniques.  $\Delta q_r$  est fonction des renseignements fournis par le dossier d'étude géotechnique et est déterminé par la méthode correspondant à l'essai pratiqué selon Mur 73 et le projet de fascicule 62 titre V.

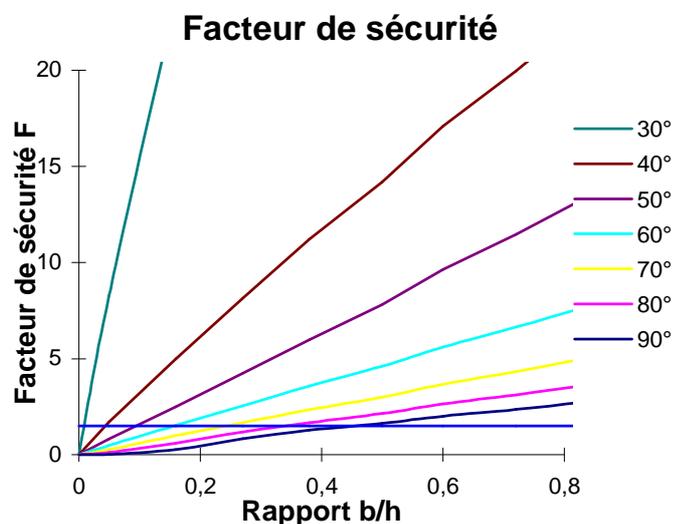
Nous avons réalisé une étude paramétrique pour un mur poids. Nous avons calculé le facteur de sécurité minimal en fonction de l'élançement  $b/h$  et en fonction de l'inclinaison du parement avant.

Valeur des différents paramètres

mur  
hauteur du mur 5,4 m  
sans surcharge  
 $\delta=2/3\phi$

sol  
 $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$   
 $\phi=24^\circ$   
 $c= 0 \text{ kPa}$

fig-III.7 Abaque donnant  
F en fonction de  $B/H$  et  $\beta$   
angle du parement



Nous constatons que pour des valeurs de  $b/h$  supérieure à 0,6 le facteur de sécurité le plus faible est donné par le calcul au glissement. La stabilité au renversement comme mur poids est assuré de part l'excentrement de  $W$  (poids du mur). Pour un angle de parement de  $60^\circ$ , le facteur de sécurité 1,5 est atteint pour un élançement de 0,15 soit une épaisseur de mur de 0,81 m. Cela correspond à une largeur de deux alvéoles. En deçà il semble difficile de considérer le renforcement comme un mur poids.

Cette méthode permet d'avoir une estimation rapide de la stabilité d'un mur poids. Cependant il pourra être envisagé l'intersection de la surface de rupture avec le mur, a fortiori si celui-ci présente des variations de section tel un mur à redans.

### III.2.2 Prise en compte des ancrages

La méthode des trois coefficients est une méthode standard de calcul à la limite. La prise en compte des ancrages peut être introduite de manière simple. Elle ne tient cependant pas compte des déformations des géotextiles. Cette méthode vérifie à la fois l'équilibre global des forces et l'équilibre local. Elle est exposée ci-dessous :

1. On fait l'hypothèse de l'existence d'une zone active et d'une zone passive séparées par la ligne des tensions maximales dans les nappes de renforcement. Celle-ci est supposée être un droite.

2. On détermine le bloc actif qui entraîne l'effort de renforcement global maximum. On calcule l'effort total mobilisé dans les nappes de renforcement en écrivant l'équilibre horizontal de ce bloc actif.

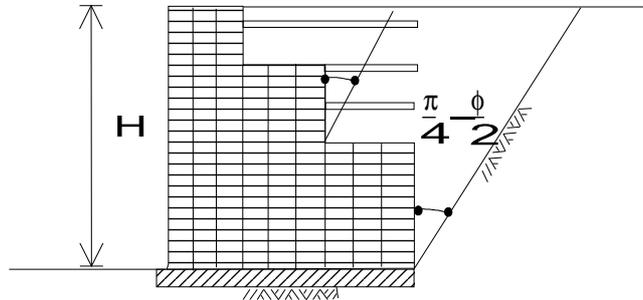


fig-III.8 Lieu des tensions maximales ou plan de glissement

3. La poussée à équilibrer est répartie en supposant une répartition triangulaire de cette poussée le long de la ligne des tensions maximales. La répartition de l'effort global est réalisée en supposant que chaque lit de renforcement reprend la poussée déterminée pour les demi-épaisseurs de couche inférieure et supérieure.

4. On définit la longueur d'ancrage comme la longueur des nappes au-delà de la ligne des tensions maximales. On fait l'hypothèse classique que la tension est maximale à l'intersection avec la ligne des tensions maximales.

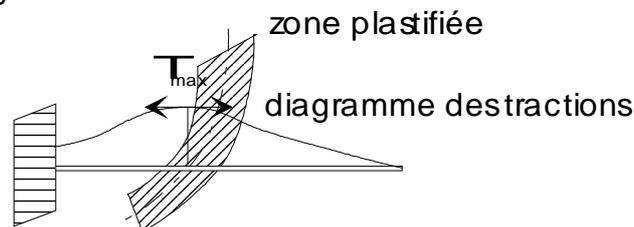


fig-III.9 Répartition des tensions dans l'ancrage

C'est cette tension  $T_{max}$  qui sera équilibrée par les contraintes de friction du sol le long de la nappe.  $T_{max}$  est évaluée par les méthodes exposées dans la partie II. Chaque nappe est vérifiée d'une part vis-à-vis de sa limite de tension et d'autre part vis-à-vis de l'équilibre (voir ci-après). Le calcul de la résistance d'ancrage est conditionné par la valeur de  $\sigma_v$  sur la longueur ancrée.

6. Nous faisons l'hypothèse d'une distribution verticale  $\sigma_v$  à tout niveau du massif. Nous admettons comme la plupart des auteurs que la valeur de la contrainte est égale au poids des terres au dessus du point considéré.

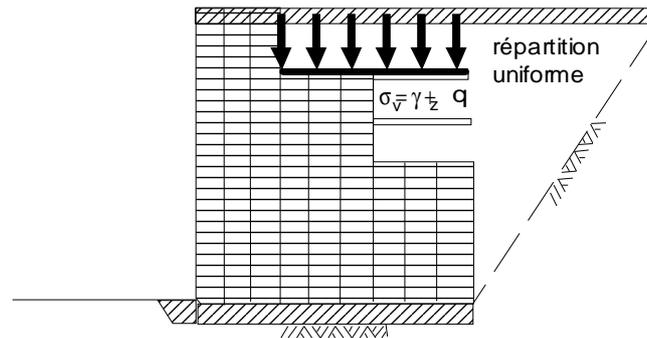


fig-III.10 contrainte verticale sur le géotextile à la profondeur z

Les efforts horizontaux stabilisant des ancrages sont pris en compte, dans les facteurs de sécurité au glissement et au renversement. Ces efforts sont introduits dans le calcul du facteur de sécurité défini, de la manière suivante :

Dans la première définition, la projection tangentielle de l'effort de renforcement vient en déduction du moment moteur.  $F_1$  s'exprime sous forme d'une relation linéaire et homogène en fonction des variables C et  $\phi$  au numérateur.

cas 1

$$F_1 = \frac{\sum M_{/o}^t \text{ Forces résistantes} + n.R}{\sum M_{/o}^t \text{ Forces motrices} + t.R}$$

Cela répond au critère

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{C + \sigma \cdot \tan(\phi)}{\tau}$$

Ce choix a l'inconvénient de pouvoir conduire à des coefficients très élevés voire infinis lorsque le dénominateur de l'expression s'annule.

Une deuxième définition est de prendre en compte l'effet d'ancrage en augmentation des efforts résistants : tous les termes "résistants" sont au numérateur.

cas 2

$$F_2 = \frac{\sum M_{/o}^t \text{ Forces résistantes} + n.R + t.R}{\sum M_{/o}^t \text{ Forces motrices}}$$

C'est cette deuxième définition que nous utiliserons. Nous prendrons donc les facteurs de sécurité définis de la façon suivante :

$$F_r = \frac{\sum M_{/o}^t \text{ Forces résistantes} + \sum M_{/o}^t \text{ Forces d'ancrages}}{\sum M_{/o}^t \text{ Forces motrices}} > F$$

$$F_g = \frac{(\sum F_v) \cdot \tan(\delta) + C \cdot b + \sum F_{\text{ancrages}}}{\sum F_h} > F$$

On peut constater que cela revient à appliquer le même coefficient de sécurité sur le cisaillement du sol et la résistance à la traction du géotextile.

Il convient donc de pondérer la valeur de l'effort de traction  $T$  par rapport à une valeur de traction limite pour tenir compte de la schématisation de la méthode de calcul et, en particulier, du fait que les nappes sont sollicitées de manière très variable le long de la surface de glissement, avec risque éventuel de rupture "en cascade". L'effort de traction mobilisable est donc limité à la fois par la résistance en traction du géotextile et par la résistance au frottement pour la partie du lit la plus courte délimitée par la ligne de rupture. Selon la nature du sol, la sensibilité de l'environnement, et le mode de détermination de l'effort de traction limite  $T_{lim}$  la justification des ancrages pour les sollicitations permanentes de traction sur polyester à l'ELU portera sur deux points :

- rupture par traction de l'armature avec  $R$  admissible défini au chapitre III.1.
- rupture due à une longueur d'ancrage insuffisante soit  $T_{admissible} = T_{rupture} / 1,5$  avec  $T_{rupture}$  la résistance de frottement limite sol-alvéoles qui peut être déterminée par des essais d'arrachement de lit ou déduit des caractéristiques géotechniques du sol.

## CHAPITRE III.3 Méthode des blocs

Les ruptures de pentes peuvent avoir différentes formes, on peut les séparer en deux grandes catégories : les glissements plans ou polygonaux (Nonveiller) et les glissements rotationnels circulaires ou non (Bishop).

- Le glissement plan ou translationnel se développe dans le cas des pentes comportant une couche mince de mauvaises caractéristiques ou dans le cas d'une interface entre deux sols différents.

- Le glissement rotationnel se produit lui dans des remblais homogènes artificiels ou dans les pentes naturelles n'ayant pas d'hétérogénéités planes.

Une conjugaison des deux types de glissements précédemment exposés peut survenir lorsque l'un des types de glissement provoque la disparition de la butée empêchant l'autre type d'apparaître.

### III.3.1 Modélisation théorique des ruptures

L'informatique a permis de développer des modélisations mathématiques faisant appel à des surfaces de glissement nécessitant un nombre important de paramètres.

On suppose le massif comme ayant une longueur suffisamment grande par rapport à ses autres dimensions et des caractéristiques constantes afin de ramener le calcul de stabilité à un calcul bidimensionnel. On considère alors une tranche d'épaisseur unitaire de massif.

On peut classer les ruptures de talus en plusieurs types : rupture de pied de talus, rupture profonde ; on peut en définir d'autres :

- rupture polygonale : adaptée pour solliciter des plans (nombre de paramètres = nombre de points de la ligne). Cette approche permet d'obtenir rapidement des lignes de rupture.

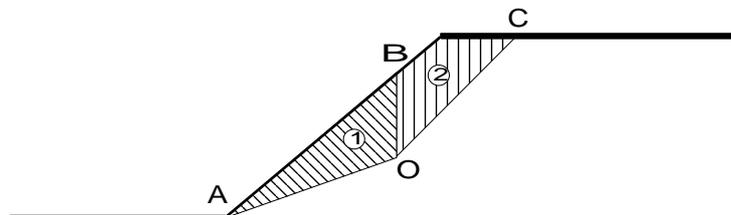


fig-II.11 ligne de rupture polygonale

- rupture circulaire (3 paramètres  $X_p$  ;  $Y_p$  ;  $R$ ) : la plus simple à réaliser

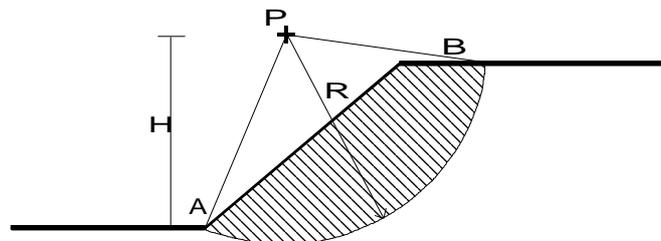


fig-III.12 ligne de rupture circulaire

- rupture parabolique (2 paramètres  $H$  et  $\lambda$ ) : son équation est :  $x = -\frac{\lambda}{H} \cdot x^2 + \lambda \cdot H$ . Il y a peu de paramètres mais une tangente relativement inclinée en pied de talus.

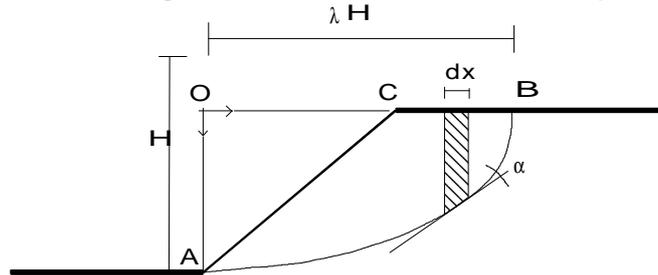


fig-III.13 ligne de rupture parabolique

- rupture en forme de spirale logarithmique (4 paramètres  $X_p$  ;  $Y_p$  ;  $H$  ;  $\lambda$ ) : à partir du pôle  $P$   $r = r_0 \cdot e^{\omega \cdot \tan(\delta)}$

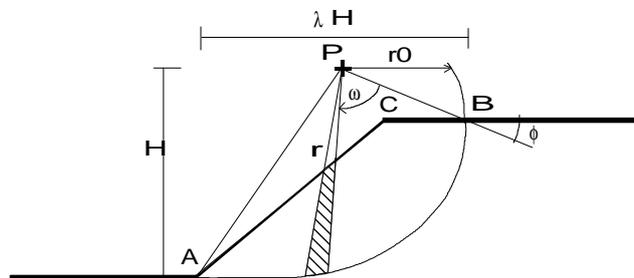


fig-III.14 ligne de rupture en forme de spirale logarithmique

La jonction de la ligne de rupture au pied de talus a une tangente horizontale permettant de suivre une strate horizontale. De plus en haut de talus la tangente est verticale, ce qui est intéressant lorsqu'il y a apparition de contraintes de traction dans le massif du fait du déplacement du mur poids. On peut donc prendre en compte les fissures apparaissant dans le massif et qui ont souvent été constatées sur le terrain.

### III.3.2 Modèle développé

Les différentes méthodes de calculs présentées ont pour buts communs de définir la surface de glissement la plus probable parmi un très grand nombre de surfaces de rupture possibles ceci afin de cerner la zone la plus menacée, de définir la géométrie de rupture éventuelle.

#### a) Définition du coefficient de sécurité $F$

Soit  $V$  volume limité par le terrain naturel et une frontière quelconque. Le coefficient de sécurité  $F$  du volume  $V$ , supposé constant le long de la frontière est le rapport de la contrainte de cisaillement maximale admissible dans le sol à la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la frontière. Cela revient à considérer que le volume  $V$  est à l'"équilibre limite", c'est-à-dire que le moment actif est égal au moment résistant maximal

avec les caractéristiques réduites  $\frac{c}{F}$  et  $\arctan\left(\frac{\tan(\phi)}{F}\right)$ . Le coefficient de sécurité  $F$  de l'ouvrage est alors la valeur minimale de  $F$  lorsque le volume  $V$  varie.

- F ne prend pas en compte des facteurs de sécurité différents sur la cohésion et sur l'angle de frottement,
- dans le cas d'un ouvrage renforcé, la définition même du coefficient de sécurité  $F$  peut être mise en défaut indépendamment de la méthode de calcul employée : on peut montrer que  $F$  devient infini au-delà d'un certain niveau de renforcement.
- dans le cas d'un sol hétérogène,  $F$  ne permet pas de définir des coefficients de sécurité différents sur les capacités de résistance de chaque types de sol, on prend une valeur moyenne des valeurs de  $C$  et  $\phi$  pour l'ensemble de l'ouvrage.

La surface de rupture est alors celle définie par le coefficient minimal.

## b) Formulation du problème

Les méthodes des lignes de glissement incluent les méthodes de Coulomb et la méthode des blocs. La méthode des blocs est la méthode la plus répandue dans le monde pour le dimensionnement des ouvrages à talus vertical ou subvertical. Les lignes de glissement sont utilisées pour des ruptures de formes polygonales. La résolution consiste en la construction d'un funiculaire des forces. La méthode des blocs est cinématiquement admissible. Des études comparatives ont montré que la méthode des blocs donne des coefficients de sécurité très voisins de ceux de la méthode des perturbations [JEW 86], [GOT 91], [ABD 92]...

L'objectif de notre travail est de modifier un programme de calcul de stabilité utilisant la méthode des blocs pour tenir compte des ancrages et du mur poids que constitue le massif alvéolaire.

Nous avons considéré le cas où la ligne de glissement intercepte les ancrages et passe sous le mur. Notre massif de sol est constitué de quatre blocs (fig.III.15a) :

EFGE --- représentant le bloc numéro 1

GFHIG --- représentant le bloc numéro 2

IHKJDCI --- représentant le bloc numéro 3

JKLJ --- représentant le bloc numéro 4

Et le cas où la ligne de glissement intercepte les ancrages et le mur. Notre massif de sol est alors constitué de deux blocs (fig.III.15b) :

EFGE --- représentant le bloc numéro 1

GFJCG --- représentant le bloc numéro 2

Ces blocs peuvent se mettre en mouvement lors d'un glissement. Les points I, commun aux blocs 2 et 3, et G, commun aux blocs 1 et 2, peuvent se déplacer entre les points A et D. Le point J commun aux blocs 3 et 4 peut se déplacer en partant du point D vers l'aval du remblai. Les segments GF, IH et JK sont des segments verticaux. La pente du segment EF est fixée dès le départ à l'angle du coin de coulomb  $\Omega + \alpha = \pi/4 + \phi'/2$  et son altitude est déterminée par la profondeur de fissuration et la cote du lit d'ancrage supérieur. Les pentes des segments FH et KL ainsi que la position des points H et K peuvent varier indépendamment. Et, hypothèse supplémentaire, les forces " inter-blocs " sont considérées comme des forces perpendiculaires aux segments qui séparent ces blocs.

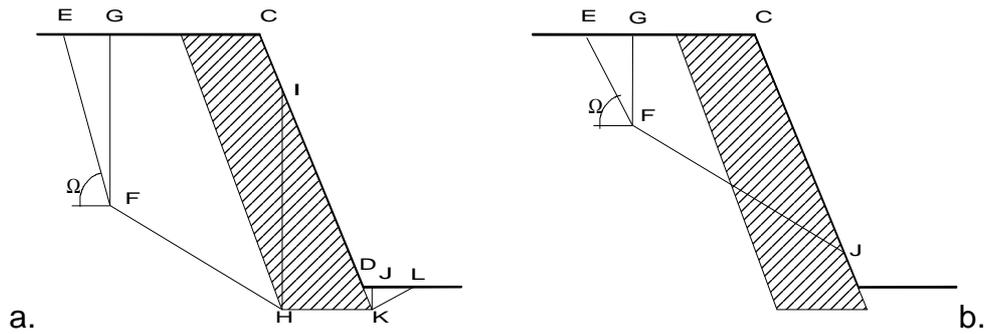


fig-III.15 schéma de résolution

Nous prenons en considération un coefficient de sécurité constant le long des plans de glissement, introduit dans la formule de Coulomb par :  $\tau = \frac{1}{F} \cdot (C' \cdot l + N' \cdot \tan \phi)$ . La détermination de  $F$  résulte du calcul du rapport  $\frac{\text{Forces résistantes}}{\text{Forces motrices}}$  qui est supposé égal à 1 à la rupture.

Equilibre des forces au niveau du 1<sup>er</sup> bloc

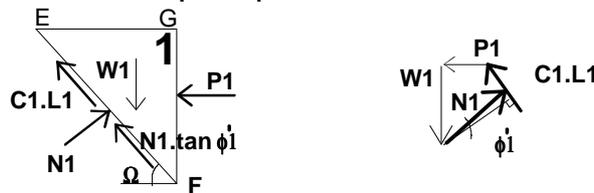


fig-III.16 Bloc 1: forces

Les forces appliquées sont les suivantes

- $P_1$  : force appliquée par le bloc 2
- $W_1$  : poids du bloc 1 (+ surcharge)
- $N_1$  : effort normal appliqué sur la facette EF
- $\tau_1 = c_1 \cdot L_1 + N_1 \cdot \tan(\phi_1')$  avec  $c_1$  cohésion et  $\phi_1'$  angle de frottement du sol de remblai
- $\alpha$  et  $\Omega$  : angles (cf. fig-III.15)

On obtient par projection

$$P_1 = W_1 \cdot \frac{F \cdot \sin(\Omega + \alpha) - \cos(\Omega + \alpha) \cdot \tan(\phi_1')}{F \cdot \cos(\Omega + \alpha) + \sin(\Omega + \alpha) \cdot \tan(\phi_1')} - \frac{C_1' \cdot L_1}{F \cdot \cos(\Omega + \alpha) + \sin(\Omega + \alpha) \cdot \tan(\phi_1')}$$

Equilibre des forces au niveau du 2<sup>eme</sup> bloc

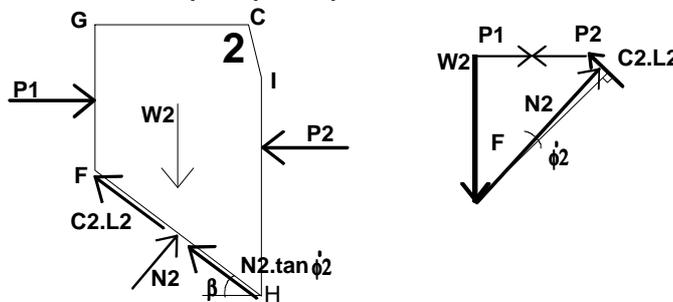


fig-III.17 Bloc 2: forces

Le calcul de la force  $P_2$  exercée par le bloc 3 sur le bloc 2 est le suivant :

Les forces appliquées sur le bloc sont les suivantes :

- $P_2$  : force exercée par le bloc 3
- $W_2$  : poids du bloc 2
- $N_2'$  : effort normal appliqué sur la facette FH
- $\tau_2 = c_2' \cdot L_2 + N_2' \cdot \tan(\phi_2')$  avec  $c_2'$  cohésion et  $\phi_2'$  angle de frottement du sol
- $\beta$  : angle (cf fig-III.17)

La projection des forces suivant les directions horizontales et verticales conduit à :

$$P_2 = P_1 + W_2 \cdot \frac{F \cdot \sin(\beta + \alpha) - \cos(\beta + \alpha) \cdot \tan(\phi_2')}{F \cdot \cos(\beta + \alpha) + \sin(\beta + \alpha) \cdot \tan(\phi_2')} - \frac{C_2' \cdot L_2}{F \cdot \cos(\beta + \alpha) + \sin(\beta + \alpha) \cdot \tan(\phi_2')}$$

Equilibre des forces au niveau du 4ème bloc

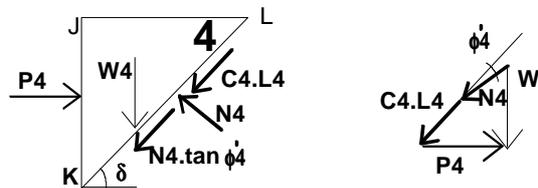


fig-III.18 Bloc 4: forces

Le calcul de la force  $P_4$  exercée par le quatrième bloc sur le bloc 3 est identique à celui de la force  $P_2$  :

$$P_4 = W_4 \cdot \frac{F \cdot \sin(\delta - \alpha) - \cos(\delta - \alpha) \cdot \tan(\phi_2')}{F \cdot \sin(\delta - \alpha) + \cos(\delta - \alpha) \cdot \tan(\phi_2')} - \frac{C_4 \cdot L_4}{F \cdot \sin(\delta - \alpha) + \cos(\delta - \alpha) \cdot \tan(\phi_2')}$$

Calcul du coefficient de sécurité : Equilibre des forces au niveau du 3ème bloc

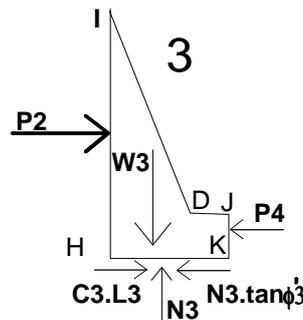


fig-III.19 Bloc 3: forces

Les forces appliquées sur le bloc 3 sont:

- $P_2$  et  $P_4$  : respectivement les forces exercées par les blocs 2 et 4 sur le bloc 3,
- $W_3$  : le poids du bloc 3,
- $N_3'$  : l'effort normal appliqué à la base du bloc (facette HK),
- $U_3$  : la pression interstitielle appliquée sur la base du bloc,
- $\tau_3(i) = c_3'(i) \cdot L_3 + N_3' \cdot \tan(\phi_3'(i))$  avec  $c_3'(i)$  cohésion et  $\phi_3'(i)$  angle de frottement du sol de la  $i$ -ième couche de sol.

Le coefficient de sécurité  $F$  est obtenu par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{W_3 \cdot \tan(\phi) + P_4 \cdot (F + \tan(\phi) \cdot \tan(\alpha)) - P_2 \cdot \tan(\phi) \cdot \tan(\alpha) + \frac{C' \cdot L_3}{\cos(\alpha)}}{F \cdot P_2 + F \cdot W \cdot \tan(\alpha)} = 1$$

nous avons donc une fonction de la forme :  $G(F) = \frac{M(F)}{N(a \cdot F + b)}$  avec a et b les asymptotes de cette équation. La résolution utilise la méthode de la tangente.

Le schéma général de la résolution est présenté sur l'organigramme ci-dessous. On réalise dans un premier temps le calcul du talus simple, puis dans un deuxième temps on calcule l'ouvrage. Si le critère sur le coefficient de sécurité n'est pas vérifié, un nouveau calcul est initié. Cet organigramme est valable pour les deux programmes réalisés : Quatre blocs et Deux blocs.

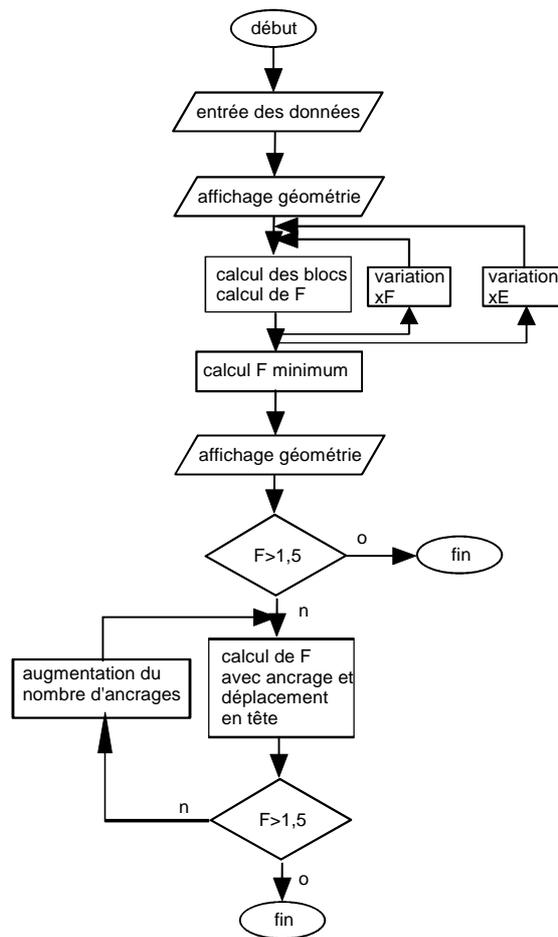


Fig-III.20 Organigramme général de résolution

### III.3.3 Prise en compte du mur Armater

La partie mur est caractérisée par des valeurs de caractéristiques équivalentes : la cohésion est obtenue par une méthode d'homogénéisation. La valeur de la cohésion varie suivant la direction de l'espace. C'est ce qui a été exposé au partie II. Dans la zone où le nombre d'inclusions de renforcement est trop faible pour permettre d'employer une technique d'homogénéisation, nous avons abordé le calcul de l'ouvrage en sol renforcé à partir d'une modélisation mixte présentée dans le paragraphe suivant. Cela consiste à

schématiser les inclusions de renforcement comme des éléments de structure (linéiques en 2D) dont le critère de résistance est donné sous la forme d'une condition portant sur les efforts et les déformations admissibles. Le sol est toujours modélisé comme un matériau continu.

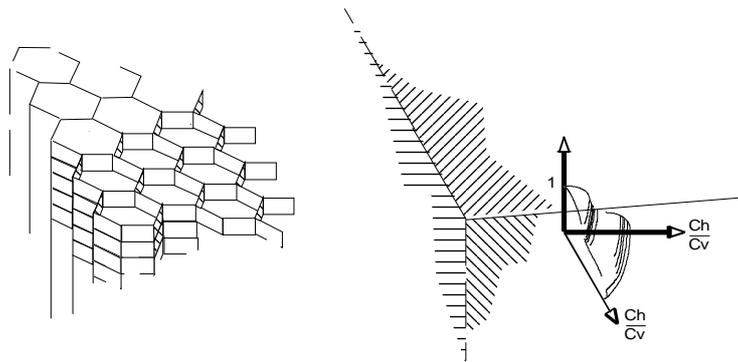


fig- III.21 variation de la cohésion suivant la direction de l'espace

La prise en compte des conditions aux limites au parement a été étudiée par Jewell [JEW 85][JEW 88][JEW 92], Gofar et al.[GOF 94] et Murray [MUR 92], en effet la frontière du parement est un élément important de l'étude du mur. Sur la ligne définie par l'angle de talus naturel du sol il n'y a pas nécessité de renforcer. La force de renforcement est, pour le massif parfait, uniforme à une hauteur donnée dans la zone active.

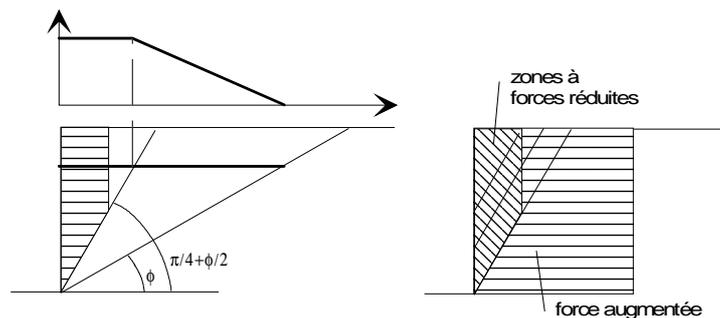


Fig III.22 Répartition de zones

Jewell montre que les forces de renforcement mobilisées peuvent être réduites à proximité du parement par

1. des connections
2. des déformations locales et articulations du parement
3. l'influence d'un mauvais remplissage à proximité du parement ou plus faible compacité (du au difficulté de compactage)

La technique de construction que nous étudions n'accepte une contrainte horizontale au parement au maximum égale à celle que peuvent reprendre les bandes des alvéoles par traction. Cette réduction de la contrainte horizontale à proximité du parement implique que les renforcements à l'arrière du parement aux niveaux supérieurs reprennent des contraintes de cisaillement supplémentaires pour maintenir l'équilibre.

Ainsi on peut s'attendre à ce que :

- les forces dans les couches de renforcement soient supérieures à celles nécessaires à l'équilibre mécanique classique considérant le massif comme indéformable

- cette augmentation soit variable étant fortement influencée par les phases de construction.

Ce développement renforce l'argument que la méthode d'homogénéisation perd sa valeur à proximité des frontières de son domaine d'application.

### *III.3.4 Prise en compte des ancrages*

Il a été nécessaire de mettre au point des méthodes de calcul qui tiennent compte des différents modes de rupture d'un massif en sol renforcé au niveau des ancrages.

- arrachement du lit par dépassement du frottement latéral (interface) limite sol-complexe : il se produit lorsque le coefficient de frottement apparent sol-complexe n'est pas suffisant avec une longueur adéquate d'ancrage pour équilibrer l'effort de traction,
- rupture du lit en traction : elle résulte d'une résistance insuffisante de celui-ci, soit du fait d'un sous-dimensionnement, soit d'un niveau de sollicitation plus élevé que prévu,

La mobilisation des efforts de traction est fonction principalement de l'inclinaison du lit sur la surface de glissement et son intensité fait intervenir à la fois les caractéristiques du renforcement (périmètre, hauteur) du sol et de l'interface sol-renforcement.

Le comportement des ouvrages en sol renforcé dépend beaucoup de la déformabilité et de la rigidité relative des inclusions. Le choix réalisé de ligne de rupture est un balayage autour de l'angle du coin de coulomb lorsqu'il y a présence d'ancrage ceux-ci étant en textile et extensible, la surface de rupture reste proche du plan de rupture de Coulomb. Alors que pour des inclusions linéaires inextensibles et flexibles, le lieu géométrique des points de traction maximale qui représente une surface de rupture potentielle est très différent du classique plan de rupture de Coulomb. En effet les inclusions influencent les champs de contraintes et de déformations qui se développent dans le massif.

La ligne de rupture décrite précédemment définit l'existence d'une zone active et d'une zone passive. La zone active est celle au voisinage du parement. La ligne de glissement est le lieu présumé des tensions maximales correspondant à l'inversion du sens des contraintes tangentielles à l'interface sol géotextile. La zone active est supposée glisser sans déformation d'ensemble. Les déplacements de la zone active en rupture induisent à l'interface sol-nappe des contraintes tangentielles de friction dans les deux zones ancrées : active et passive.

L'approche théorique de la répartition des efforts de friction a été réalisé dans la partie II de ce mémoire. 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 sera équilibrée par les contraintes de friction du sol le long de la nappe.

### **a) Equilibre local au niveau de la surface de cisaillement**

On supposera dans un premier temps que la nappe alvéolaire fonctionne, au sens de la résistance des matériaux, comme une membrane ancrée. Lorsque le lit se déforme, il reprend l'augmentation de contrainte normale à son plan, et l'on suppose que la forme est bicirculaire (fig-III.24) tant que le déplacement  $\Delta z_j$  au niveau de chaque nappe le long de la ligne de rupture est petit. Les déplacements  $\Delta z_j$  devenant grands la membrane devient tangente à la surface de glissement.

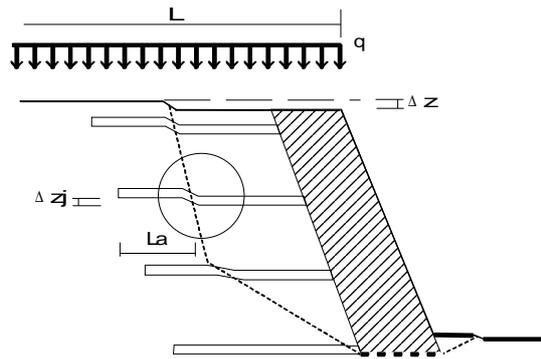


fig-III.23 Déformation de la nappe au niveau de la ligne de glissement

Approche théorique [PER 83]

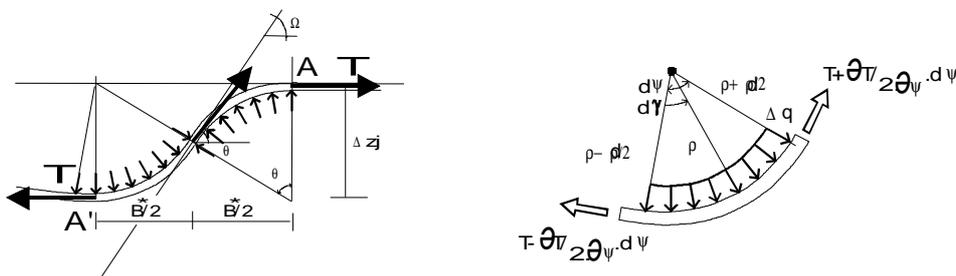


fig-III.24 Déformée théorique de la nappe cisailée

On se place dans un cas plan où A' est glissant avec pour hypothèse que la pression normale est uniforme.

Equilibre radial

$$(T - \frac{\partial T}{2 \cdot \partial \psi} \cdot d\psi) \cdot \cos(\frac{d\psi}{2}) + (t + \frac{\partial T}{2 \cdot \partial \psi} \cdot d\psi) \cdot \sin(\frac{d\psi}{2}) = 2 \cdot \int_0^{\frac{d\psi}{2}} (\Delta q \cdot \cos(\gamma)) (\rho + \frac{\partial \rho}{\partial \gamma} \cdot d\gamma) \cdot d\gamma$$

Ce qui donne après résolution  $T = \Delta q \cdot \rho$

Equilibre tangent

$$-(T - \frac{\partial T}{2 \cdot \partial \psi} \cdot d\psi) \cdot \cos(\frac{d\psi}{2}) + (t + \frac{\partial T}{2 \cdot \partial \psi} \cdot d\psi) \cdot \sin(\frac{d\psi}{2}) = 0$$

donc  $\frac{\partial T}{\partial \psi} \cdot \delta \psi = 0$

ce qui signifie que T est constant or  $T = \sigma \psi \cdot e$  donc  $\sigma \psi$  est constant de plus  $\Delta q$  étant constant par hypothèse, on obtient que  $\rho$  est constant. Ce qui nous permet de dire que la déformée d'une membrane soumise à une pression uniforme est donc un arc de cercle.

Soit  $\frac{B^*}{2}$  la distance entre les points d'inflexion A' et C et  $\Delta z_j$  la flèche totale, on a avec  $\theta = \psi_{max}$ :

$$\Delta z_j = B^* \cdot \frac{1 - \cos \theta}{\sin \theta}, \quad \rho = \frac{B^*}{2 \cdot \sin \theta} \quad \text{et} \quad \varepsilon = \frac{\theta - \sin \theta - \frac{U_A \cdot \sin \theta}{B^*}}{\sin \theta}$$

alors il vient

$$\frac{T}{K} + 1 + \frac{U_A + U_{A'} - \frac{B^* \cdot \theta}{\sin \theta}}{B^*} = 0$$

et si pour de grands déplacements  $\Delta z_j$  la membrane devient tangente à la surface de glissement sur une distance  $X$  [GOU 86]:

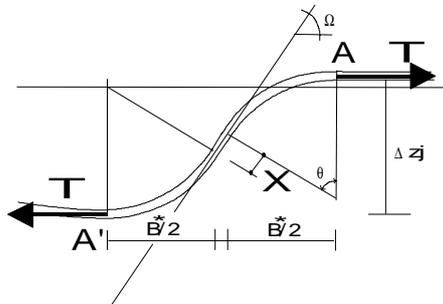


fig-III.25 Déformée de la nappe en grand déplacement

$$\frac{T}{K} + 1 + \frac{U_A + U_{A'} - \frac{B^* \cdot \theta}{\sin \theta} - X \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right)}{B^* - (\Delta z_j - X) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right)} = 0.$$

L'effort  $T$  est alors introduit dans les formules développées au chapitre II.5.3. Par itération on détermine alors l'effort  $T$  mobilisable par l'ancrage.

### b) Introduction dans le coefficient de sécurité

Le mode de prise en compte des ancrages est explicité sur le schéma de la fig-II.26 dans lequel, par souci de simplification n'ont pas été reportés les réactions inter-blocs. Les paramètres sont : l'inclinaison  $\alpha$  des lits, la longueur des lits, l'espacement vertical des lits  $e$  et leur résistance à la traction  $T$ .

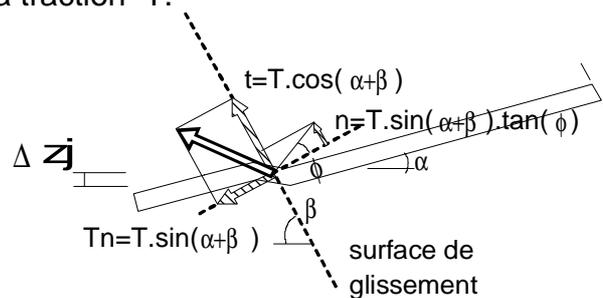


fig-III.26 tranche comportant un ancrage

Un lit de tension  $T$  au niveau de la surface de rupture intervient de deux manières :

- par la composante tangentielle de  $T$  soit  $t = T \cdot \cos(\alpha + \beta)$
- par sa composante normale qui augmente le poids apparent du massif instable et induit une réaction  $n$  inclinée de l'angle  $\phi$  sur la ligne de glissement.  $n = T_n \cdot \tan \phi = T \cdot \sin(\alpha + \beta) \cdot \tan \phi$

Ces efforts sont introduits, pour le calcul du facteur de sécurité défini, dans l'équilibre du bloc dont la frontière intercepte l'ancrage.

### III.3.5 Résolution

Le schéma de résolution de cette méthode est le suivant

1. déplacement du bloc : effort aux interfaces calcul de F
2. calcul des efforts dans les nappes calcul de F
3. avec la méthode d'homogénéisation à partir des déformations, nous calculons les contraintes dans le mur
4. si présence d'une surcharge calcul de l'incrément de contrainte apporté par celle-ci
5. vérification du critère anisotrope
7. comparaison des valeurs de F et Fmur avec les valeurs réglementaires

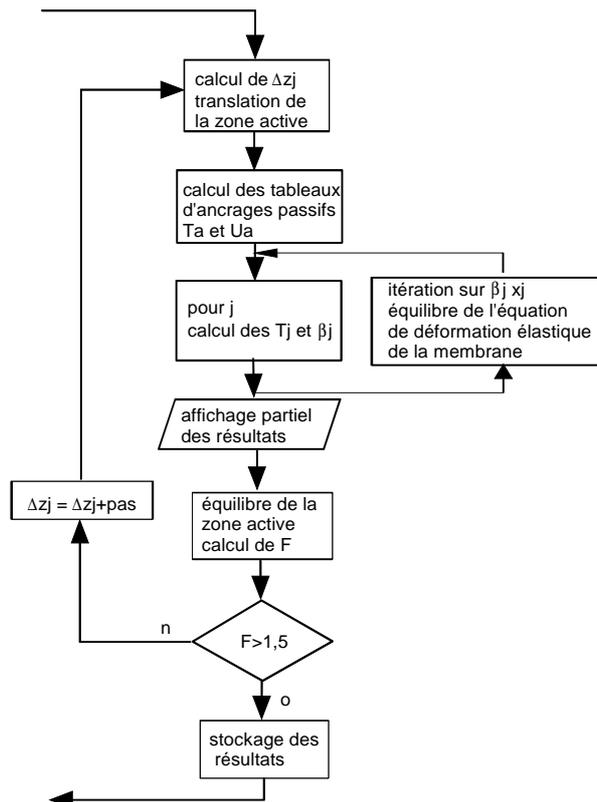


Fig III.27 Organigramme de résolution avec les ancrages

Ce qui permet d'obtenir une estimation de la déformée du mur à partir de la configuration ...

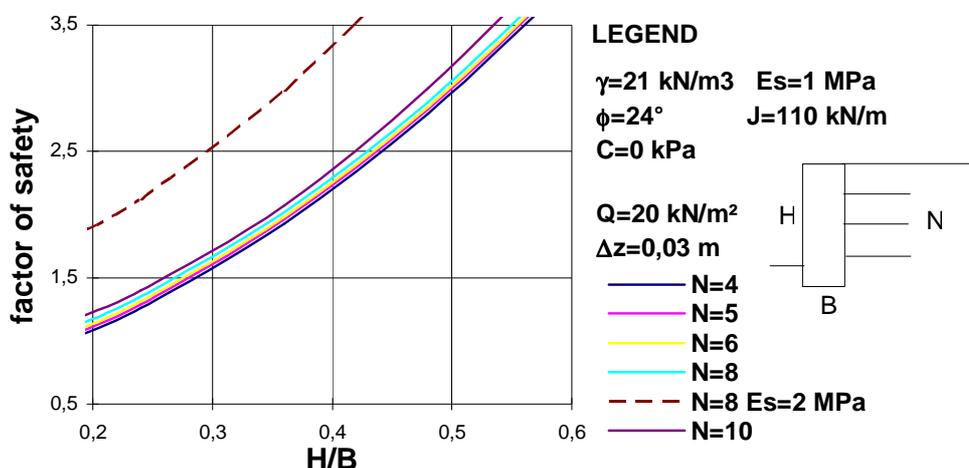


Fig-III.28 Exemple d'abaque obtenu par utilisation de la méthode des deux blocs

Trois critères peuvent être utilisés pour déterminer la ligne de glissement : un critère en déplacement : le déplacement maximal nécessaire à l'équilibre du massif, un critère en tension : valeur de la tension dans le géosynthétique équilibrant la poussée (vérification de l'équilibre global), un critère de la poussée maximale correspondant à la ligne à coefficient de sécurité minimal sans renforcement. On retient la ligne la plus critique.

## CHAPITRE III.4 Méthodes Différences Finies

La méthode a été présentée au Chapitre II.2.1. Elle permet de prendre en compte séparément le comportement du sol, celui du géotextile et celui de l'interface sol-géotextile. Ce qui nous permettra d'explicitier le comportement du massif renforcé et de quantifier l'apport du géotextile en fonction de son module de déformation. L'objectif de la modélisation est de simuler un massif en sol renforcé et de calculer un facteur de sécurité. Ce facteur sera comparé aux coefficients obtenus par les logiciels utilisant les méthodes à la rupture avec la même géométrie et les mêmes caractéristiques intrinsèques. De plus cette méthode peut apporter des progrès dans le dimensionnement des ouvrages en particulier en ce qui concerne la valeur des tensions réellement mobilisées dans le géotextile et la valeur des déformations du remblai et du sol de fondation nécessaires à cette mobilisation.

### *III.4.1 Modèle de talus*

#### **a) Discrétisation ou construction du maillage**

##### Géométrie

La géométrie de notre modèle est donnée sur le premier graphique. Notre modèle peut prendre n'importe quelle géométrie possible avec différentes zones : terrain naturel ancien, remblai récent érigé pour créer une plateforme et remblai apporté pour constituer le mur en Armater.

##### Modélisation des conditions aux limites

Un facteur important dont dépend largement le degré de précision de la solution est celui du choix du maillage. En outre, dans le cas des milieux infinis se pose le problème des dimensions du domaine à mailler, qui généralement doit être fini, ainsi que des conditions à imposer aux frontières.

Dans le cas général on ne connaît pas ces conditions aussi choisit-on les frontières suffisamment éloignées des zones perturbées de façon à pouvoir négliger les effets de celles-ci (déplacements, contraintes, etc.) et à les considérer comme nuls.

Nous avons imposé au modèle les conditions aux limites suivantes : frontière du système bloquée en déplacement en x sur les faces latérales et bloquée en y sur la partie inférieure.

##### Représentation des chargements

Une surcharge peut être appliquée sur la frontière supérieure ou à l'intérieur du massif par une pression ou une force linéique. On peut également appliquer une force de déplacement.

#### **b) Hypothèses de comportement et modélisation des matériaux et des contacts**

Le sol est supposé se comporter comme un matériau élastoplastique standard, le critère de plasticité étant celui de Mohr-Coulomb. Afin d'utiliser ce modèle, nous devons fournir

les caractéristiques mécaniques du sol :  $E$  en MPa module d'Young,  $\nu$  coefficient de Poisson,  $\phi$  en ° angle de friction,  $\gamma$  en  $\text{kN/m}^3$  poids volumique,  $C$  en kPa cohésion.

### Phases de calcul et résultats

Simulation de l'état initial des matériaux

Nous avons réalisé une modélisation d'un talus quelconque avant travaux, à laquelle nous avons fait subir une consolidation correspondant à un équilibre numérique du modèle.

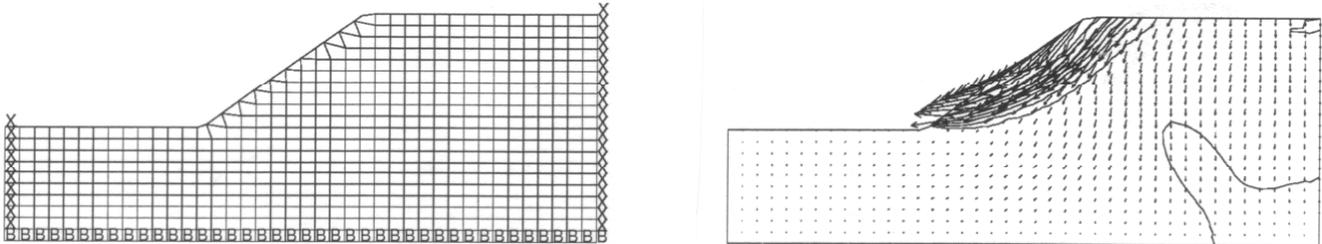


fig-III.29 maillage et déformée du massif

### Atteinte de la convergence

On procède alors à une résolution, jusqu'à convergence et atteinte de la stabilisation de la somme des forces non-équilibrées qui représentent la dissipation de l'énergie cinétique. Nous avons considéré l'ouvrage comme rompu lorsque apparaissent des zones plastiques non contenues par des zones élastiques. Un autre critère de convergence est de considérer la vitesse de déplacement : lorsque celle-ci est nulle, le massif a atteint sa stabilité.

### *III.4.2 Définition du Facteur de sécurité*

L'approche classique consiste à définir une surface de rupture potentielle (cercle, polyligne, spirale logarithmique..) et à calculer sur cette ligne le rapport de la contrainte de cisaillement mobilisée sur celle mobilisable.

$$F = \frac{\int \Gamma_s \cdot \tau_y \, d\Gamma_s}{\int \Gamma_s \tau \cdot d\Gamma_s}$$

Plutôt qu'un facteur de sécurité défini vis-à-vis des caractéristiques de cisaillement du sol. Certains auteurs utilisent un facteur calculé comme étant le rapport des moments des efforts résistants agissant sur le bloc en glissement sur ceux des efforts moteurs [ING 83] [ANT 90]. On peut également appliquer deux facteurs de sécurité : l'un par rapport aux caractéristiques de cisaillement du sol, l'autre par rapport aux tensions.

L'obtention d'un facteur de sécurité par la méthode des éléments finis consiste à faire varier les caractéristiques initiales et à résoudre jusqu'à obtention de la non-convergence. De nouvelles caractéristiques sont calculés à chaque boucle en augmentant ou diminuant le facteur de sécurité d'un incrément.

$$F_{n+1} = F_n + n \cdot \Delta F$$

$$C_n = \frac{C}{F_{n+1}}$$

$$\tan(\phi_n) = \frac{\tan(\phi)}{F_{n+1}}$$

### Méthode employée

Dans le cas de l'utilisation de Flac, la méthode consistant à faire varier soit les caractéristiques mécaniques jusqu'à atteinte de la non convergence, soit l'atteinte du palier plastique pour une zone de matériau non confinée par des matériaux à l'état élastique, ne peut être utilisée directement.

En effet la méthode des différences finies intrinsèquement n'utilise pas d'indice de convergence. Cependant si le phénomène numérique est représentatif du phénomène physique, la rupture est caractérisée par une accélération des déformations.

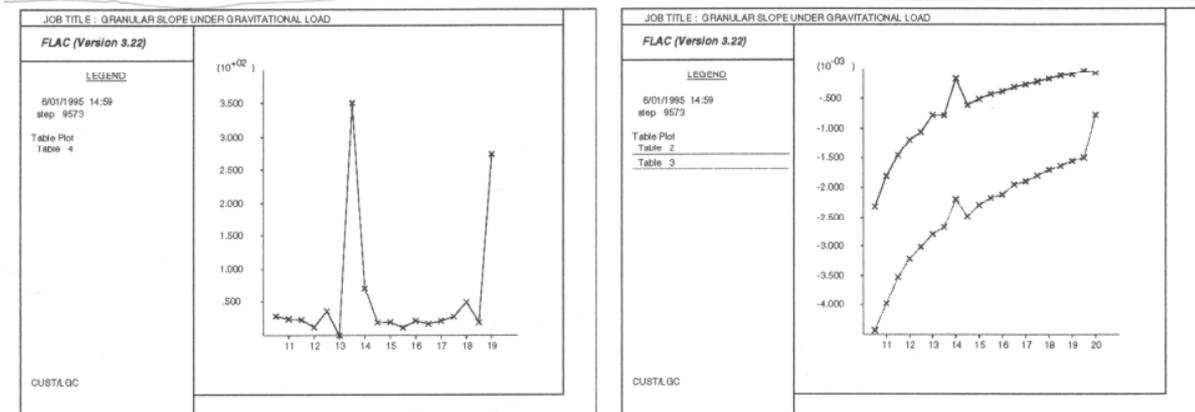


fig-

III.30 courbes des déplacements et des vitesses

Il s'agira donc de déterminer le saut de vitesse apparaissant à un angle de frottement donné et de calculer  $F$  facteur de sécurité usuel défini uniquement vis-à-vis des caractéristiques de cisaillement du sol :

$$F = \frac{C}{C_r} = \frac{\tan(\phi_{\text{reel}})}{\tan(\phi_{\text{rupture}})} \quad \text{ou vis-à-vis du chargement} \quad F = \frac{\text{Chargement rupture}}{\text{Chargement réel}}$$

Notre méthode a l'avantage de s'affranchir de deux hypothèses majeures décrites ci-dessous :

- la définition de la forme de la ligne de glissement
  1. droite : Forest Service, Broms, Bonaparte, Leshinsky,
  2. polyligne : Bordairon, Ratel,
  3. cercle : Ingold, Ratel, Bordairon et
  4. spirale logarithmique : Anthoine, Leshinsky.
- La définition des contraintes normales  $\sigma(x)$  agissant le long de cette ligne de glissement.

La détermination du facteur de sécurité proposée est très dépendante avec cette méthode, de la loi rhéologique du matériau. Généralement on fait l'analogie sol/acier [LUO 80] ce qui permet d'appliquer un modèle élasto-plastique parfait où la surface de charge est déterminée par un critère de Mohr-Coulomb  $\tau=c+\sigma.\tan(\phi)$  .

Cependant si l'on prend en compte une loi rhéologique élastoplastique avec écrouissage, il sera difficile du fait de la progressivité du phénomène de déterminer une rupture. On ne pourra alors que fixer un critère de déplacement maximal.

### Modèles

On réalise autant de boucles que nécessaire à la divergence et on retient comme facteur de sécurité la valeur au pas précédent celle-ci. Après une phase de calcul destinée à absorber (amortir) l'énergie cinétique due à l'application de la gravité, on réalise un certain nombre de pas de calcul. On stocke la vitesse de déplacement verticale d'un point. On répète l'opération. Si il y a augmentation de la vitesse le talus est en train de rompre, si la vitesse diminue le talus est stable.

Après variation du paramètre angle de frottement interne on détermine l'angle pour lequel il y a accélération du déplacement que l'on considère comme l'angle de rupture.

$$F = \frac{\tan(\phi_{\text{reel}})}{\tan(\phi_{\text{rupture}})}$$

On calcule alors :

#### Influence des différents paramètres : $\phi$ , $E$ , $c$ , $\psi$

- L'augmentation du nombre de points montre que  $F_{ne}$  dépend pas de la finesse du maillage
- Les logiciels utilisant une méthode discrétisée nécessitent pour visualiser la zone de sol plastifié (i.e. la surface de rupture) d'augmenter le module d'Young pour avoir une bande réduite. Le module d'Young a été pris égal à 35 MPa pour les matériaux constituant le mur. Ces valeurs sont extraites de "Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis"- Philippe MESTAT-Etudes et Recherches du LCPC-GT52.
- L'influence du module d'Young est importante, une variation de 25% de celui-ci entraînant une variation de 10 à 15 % du déplacement maximal.
- La variation de  $\phi$  avec un pas faible de 1° entraîne une variation de 2 % du déplacement maximal.
- La cohésion a une influence faible en dessous de 1 kPa ; au delà celle-ci croît avec pour moyenne une influence de 3,5 % sur le déplacement pour une variation de 50 % de la cohésion.

Ainsi les caractéristiques dont la détermination revêt une grande importance pour la modélisation sont les paramètres élastiques tels que le module d'Young et coefficient de frottement  $E_{int}$ . Conclusions auxquelles nous étions arrivé après l'étude paramétrique présentée au chapitre II.5.3. La détermination de l'importance du paramètre  $\nu$  est assez difficile.

### *III.4.3 Talus avec mur*

#### Mur poids sans ancrage

#### Modélisation du massif géotextile alvéolaire

On construit un massif où l'influence du confinement est pris en compte. Les éléments câbles générés, reliés entre eux, contiennent le sol comme le font les alvéoles dans la réalité. La justification de la modélisation des alvéoles Armater par le confinement dans le plan du sol par les éléments câbles de Flac se comprend en deux temps :

- les éléments verticaux représentent les liaisons verticales réalisées en réalité soit juste bande de rive ou bande de rive et parement,

- les éléments horizontaux ont deux fonctions la modélisation de l'interface intercouche et la prise en compte de la résistance à la traction apportée par le géotextile dans cette direction du massif .

Le complexe alvéolaire reprend des efforts de traction suivant son plan. Il s'agit d'éléments ayant un comportement en membrane.

Nous avons choisi de représenter le mécanisme de mise en extension par compactage du sol dans les alvéoles par une tension initiale dans les éléments câbles horizontaux. Cette condition initiale est importante pour simuler le comportement réel. Dans le cas contraire, une déformation minimale est nécessaire à la mobilisation.

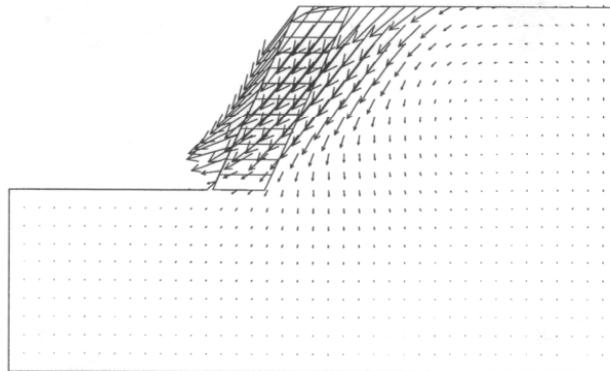


fig-III.31 modélisation différences finies du massif

#### Comportement normal à l'interface

Comme expliqué au II.5.3.b une estimation par interpolation des vitesses des nœuds du maillage est faite à chaque nœud de l'élément câble. La composante axiale du vecteur vitesse normale à la direction axiale moyenne de l'élément câble est transférée directement au nœud, c'est-à-dire que le câble est soumis au mouvement dans la direction normale. Le nœud n'exerce pas de force normale sur le maillage si les segments de câble sont colinéaires, cependant si les segments font un angle entre eux, alors une partie de leur force axiale agira dans la direction moyenne normale. Cette force nette agit à la fois sur le maillage et sur les nœuds des câbles (dans des directions opposées). Ainsi de cette façon, un câble initialement droit peut reprendre un chargement normal à son axe si on lui autorise une déflexion en utilisant le mode des grandes déformations.

#### Influence des paramètres

Nous appliquons un modèle élastique à l'élément et un modèle élastoplastique à l'interface :  $a$  en  $m^2$  section du géotextile par mètre linéaire de parement  $J$  en MPa module d'Young du géotextile,  $R_t$  kPa la résistance à la traction du géotextile  $E_{int}$  en MPa le coefficient de frottement à l'interface  $\tau$  en kPa la contrainte de cisaillement maximale à l'interface. Ces paramètres ont été étudiés au II.5.3.b. L'influence du coefficient de frottement à l'interface est importante, une variation de 25 % de ceux-ci entraînant une variation de 10 à 15 % du déplacement maximal. Les paramètres tels que la résistance à la traction du géotextile, la contrainte de cisaillement maximale à l'interface ont peu d'influence.

Le modèle est un mur vertical sans surcharges en tête. Nous avons fait varier le rapport largeur sur hauteur ainsi que l'angle du parement. L'analyse de ces figures permet de mettre en évidence que le coefficient de sécurité obtenu possède une plage de variation beaucoup plus faible que celui obtenu par la méthode des trois coefficients.

Le coefficient de sécurité usuel, défini au III. 1 est le rapport de la contrainte de cisaillement admissible dans le sol, à la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la surface de rupture présumée. Le coefficient de la méthode des blocs est calculé suite à un équilibre sur les forces et celui de la méthode des trois coefficient est calculé à partir d'un équilibre sur les moments. Le coefficient de sécurité calculé par Flac est défini sur les caractéristiques

Il est donc clair que le coefficient de sécurité que nous calculons ne correspond pas au coefficient de sécurité usuel. Le coefficient est plus proche du facteur de confiance proposé par Anthoine [ANT 90].

#### Valeur des différents paramètres

Le mur a une hauteur de 5,4 m et il est considéré sans surcharge. Le sol est caractérisé par  $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$ ,  $\varphi=24^\circ$  et  $c= 0 \text{ kPa}$ .

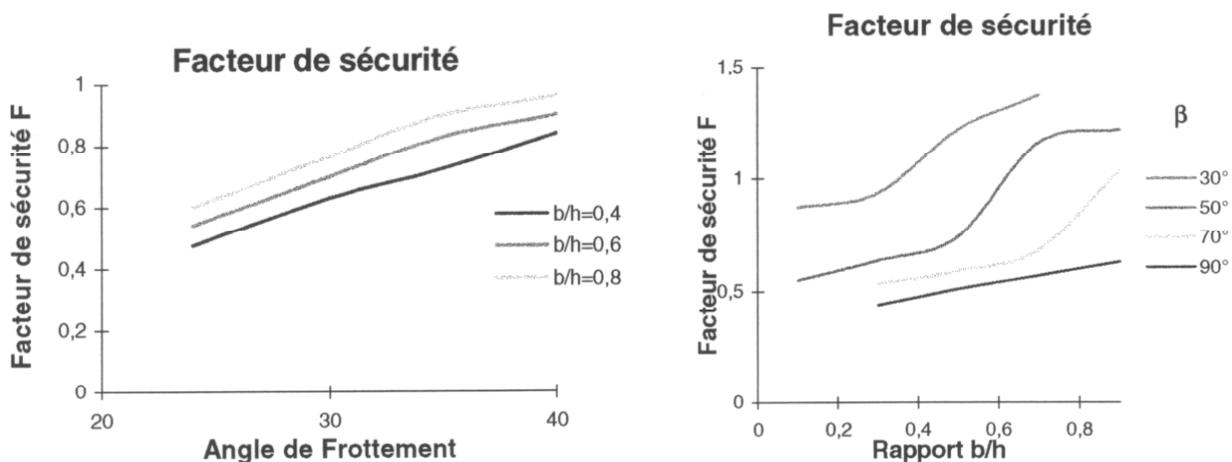


fig-III.32 Évolution du coefficient de sécurité en fonction de différents paramètres

Nous voyons que les coefficients de sécurité sont pessimistes par rapport à la méthode des trois coefficients (fig-III.7). Comme nous ne modélisons pas le massif par un bloc rigide mais par des éléments structuraux inclus dans le modèle de sol, la rupture définie par un gradient de déplacement apparaît pour des valeurs plus faibles de  $\varphi$ .

#### Mur poids avec ancrage

Ce modèle est identique au précédent, la seule modification apportée est la mise en place d'éléments câbles représentant les ancrages à l'arrière du massif.

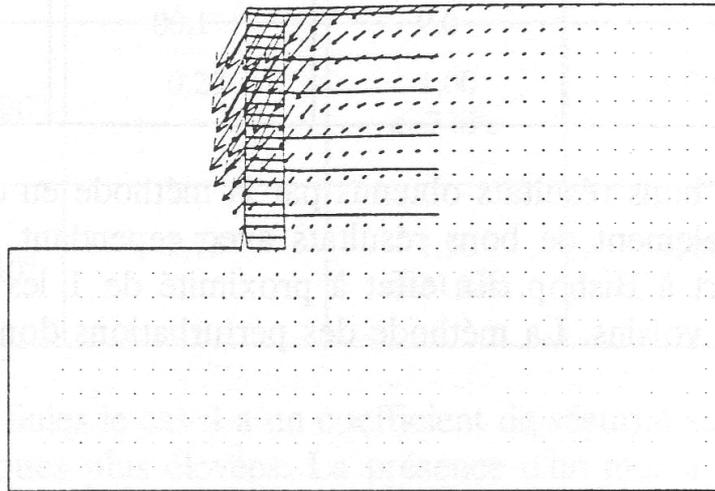


fig-III.31 modélisation différences finies du massif

Les logiciels utilisant une méthode discrétisée nécessitent pour visualiser la zone de sol plastifié (i.e. la surface de rupture) d'augmenter le module d'Young pour avoir une bande réduite. Ainsi si l'on veut définir plus précisément la surface de rupture, il suffit de modifier le module d'Young des matériaux interceptés par cette bande. Le comportement de ce modèle révèle une influence identique des différents paramètres. Les résultats comparatifs sont présentés au chapitre suivant.

## CHAPITRE III.5 Comparaison des différents logiciels

Pour vérifier la validité de nos programmes, nous avons effectué un calcul comparatif sur quelques exemples, avec le logiciel de calcul de stabilité des Laboratoires des Ponts et Chaussées. La première série d'exemples concerne des talus simples. La deuxième série d'exemples que nous étudions reprend la première série à laquelle nous avons rajouté un mur poids. La troisième utilise la deuxième série avec en plus la présence d'ancrages. Les tableaux ci-dessous regroupent les différentes valeurs du coefficient de sécurité obtenus par nos programmes et PETAL.

### Massif de sol

N	Cas traité	Pétal	Méthode des blocs	Perturbations	Différences Finies
1	$\phi=10^\circ$ $c=16,2$ kPa $H=10$ m $\beta = 45^\circ$ $\gamma= 18$ kN/m <sup>3</sup>	0,9	0,94	0,91	0,91
2	$\phi=15^\circ$ $c=5,8$ kPa $H=6$ m $\beta = 45^\circ$ $\gamma= 18$ kN/m <sup>3</sup>	0,8	0,71	0,85	0,7
3	$\phi=20^\circ$ $c=1,3$ kPa $H=3$ m $\beta = 35^\circ$ $\gamma= 18$ kN/m <sup>3</sup>	0,9	0,81	0,87	0,95
4	$\phi=25^\circ$ $c=1,73$ kPa $H=3$ m $\beta = 35^\circ$ $\gamma= 18$ kN/m <sup>3</sup>	0,9	1,15	1,13	0,95
5	$\phi=40^\circ$ $c=0,76$ kPa $H=3$ m $\beta = 55^\circ$ $\gamma= 18$ kN/m <sup>3</sup>	0,9	0,90	0,9	0,96
6	$\phi=45^\circ$ $c=1,46$ kPa $H=3$ m $\beta = 65^\circ$ $\gamma= 18$ kN/m <sup>3</sup>	0,9	1,00	0,95	0,88

Nous constatons les bons résultats obtenus par la méthode en différences finies. La méthode des blocs donne également de bons résultats avec cependant un cas où le coefficient est surestimé, le cas 4.

Massif de sol avec mur poids

Pour ce comparatif, nous mettons en place un mur dont l'élançement assez faible varie de 0,16 à 0,4. Les exemples prennent ici un module d'Young pour le sol de 1000 kPa, les autres caractéristiques sont résumées dans le tableau.

Le déplacement en tête utilisé pour obtenir le coefficient de sécurité de la méthode des blocs est 0,05m. Nous avons indiqué dans la colonne Perturbation la cohésion à introduire dans la couche de sol représentant le mur afin d'obtenir le même coefficient de sécurité que la méthode des blocs.

N	Cas traité	Trois coefficients	Perturbations	Méthode des blocs	Différences Finies
1	$\phi=10^\circ$ $c=16,2$ kPa H=10m B=3m $\beta = 45^\circ$ $\gamma= 18\text{kN/m}^3$	1,20	1,03 c=20 kPa	1,05	1,05
2	$\phi=15^\circ$ $c=5,8$ kPa H=6m B=3m $\beta = 45^\circ$ $\gamma= 18\text{kN/m}^3$	2,10	1,41 c=15 kPa	1,40	1,32
3	$\phi=20^\circ$ $c=1,3$ kPa H=3m B=3m $\beta = 35^\circ$ $\gamma= 18\text{kN/m}^3$	6,90	13,30 c=160 kPa	13,12	1,05
4	$\phi=25^\circ$ $c=1,73$ kPa H=3m B=3m $\beta = 35^\circ$ $\gamma= 18\text{kN/m}^3$	19,10	5,4 c=40 kPa	5,05	1,32
5	$\phi=40^\circ$ $c=0,76$ kPa H=3m B=3m $\beta = 55^\circ$ $\gamma= 18\text{kN/m}^3$	21,00	-	15,74	1,31
6	$\phi=45^\circ$ $c=1,46$ kPa H=3m B=3m $\beta = 65^\circ$ $\gamma= 18\text{kN/m}^3$	12,50	-	101,07	1,35
7	$\phi=24^\circ$ $c=0$ kPa H=5,4m B=0,88m $\beta = 90^\circ$ $\gamma= 19\text{kN/m}^3$	0,27	1,00 c=7 kPa	1,02	0,38
8	$\phi=24^\circ$ $c=0$ kPa H=5,4m B=1,20 m $\beta = 90^\circ$ $\gamma= 19\text{kN/m}^3$	1,75	1,50 c=21 kPa	1,49	0,38

Pour le logiciel différences finies le cas 4 a un coefficient de sécurité supérieur au cas 3 du fait de caractéristiques mécaniques plus élevées. La présence d'un mur à l'élançement plus faible que pour le cas 3 n'a pas autant d'influence que pour la méthode des blocs. Ce résultat est corroboré par les coefficients obtenus par la méthode des trois coefficients. Ainsi que par la cohésion nécessitée par la méthode des perturbations pour obtenir le coefficient de la méthode des blocs.

Le coefficient du cas 7 obtenu par la méthode des blocs est surévalué. En effet après la déformation de 0,05 m le mur est rompu. Le modèle est stable sur la ligne de rupture mais un renversement dû au déplacement du centre de masse entraîne une rupture pour le modèle différences finies.

La méthode des blocs a un schéma de rupture proche de la méthode des trois coefficients ce qui explique que les coefficients obtenus par ces méthodes varient dans le même sens.

#### Massif de sol avec mur poids ancré

Pour tous les exemples, nous avons mis en place cinq ancrages répartis de façon égale à l'arrière du mur poids. La longueur de l'ancrage est prise telle que  $b/h=0,6$ .

N	Cas traité	Cartage	Méthode des blocs	Différences Finies
1	$\phi=10^\circ$ $c=16,2$ kPa $H=10$ m $\beta = 45^\circ$ $B=3$ m $l_a=6$ m $\gamma= 18$ kN/m <sup>3</sup>	1,03 $\Delta z=0,05$ m	1,21	1,00
2	$\phi=15^\circ$ $c=5,8$ kPa $H=6$ m $\beta = 45^\circ$ $B=3$ m $l_a=3,6$ m $\gamma= 18$ kN/m <sup>3</sup>	1,44 $\Delta z=0,05$ m	1,92	1,13
3	$\phi=20^\circ$ $c=1,3$ kPa $H=3$ m $\beta = 35^\circ$ $B=3$ m $l_a=1,8$ m $\gamma= 18$ kN/m <sup>3</sup>	16,9 $\Delta z=0,03$ m	16,83	1,48
4	$\phi=25^\circ$ $c=1,73$ kPa $H=3$ m $\beta = 35^\circ$ $B=3$ m $l_a=1,8$ m $\gamma= 18$ kN/m <sup>3</sup>	9,5 $\Delta z=0,05$ m	9,45	1,41
7	$\phi=24^\circ$ $c=0$ kPa $H=5,4$ m $\beta = 65^\circ$ $B=3$ m $l_a=3,5$ m $\gamma= 18$ kN/m <sup>3</sup>	1,75 $\Delta z=0,015$ m	1,71	0,94
8	$\phi=24^\circ$ $c=0$ kPa $H=5,4$ m $\beta = 90^\circ$ $B=0,88$ m $l_a=3,5$ m $\gamma= 19$ kN/m <sup>3</sup>	2,16 $\Delta z=0,01$ m	2,16	0,96

Les déplacements  $\Delta z$  en tête de massif nécessaires à l'obtention avec Cartage des coefficients de la méthode des blocs sont faibles. Dans la méthode des blocs, le point d'émergence de la ligne de rupture est obligatoirement à l'arrière du mur. La ligne passe dans le mur et intercepte

les ancrages ce qui permet d'obtenir des coefficients de sécurité plus grands. Ainsi le déplacement des blocs a deux effets qui sont la mise en tension des ancrages et la mobilisation du confinement. Si ce déplacement est trop important, il y a rupture du mur et le calcul ne prend en compte qu'une résistance résiduelle.

L'examen des résultats obtenus présentés dans les différents tableaux montrent des valeurs de coefficients de sécurité comparables qui varient toujours dans le même sens.

## CONCLUSION

L'étude de différents cas que nous avons réalisés afin de pouvoir comparer les différentes méthodes de calcul en fonction de différents paramètres nous a permis d'obtenir des coefficients de sécurité proches. Les différentes méthodes donnent de bons résultats

toutefois elles ne font pas les mêmes hypothèses sur les schémas de rupture possibles. Les résultats obtenus ne doivent pas être interprétés de la même manière.

L'intérêt des méthodes différences finies réside dans la possibilité de pouvoir modéliser de manière simple l'hétérogénéité du comportement des matériaux, la géométrie complexe des ouvrages, des discontinuités, les phénomènes d'interaction entre le terrain et les structures, les déformations induites à long terme par les excavations ou la mise en place de nouveaux matériaux pour un confortement, l'étude d'une méthode de construction dans toutes ses étapes.

Toutes ces possibilités de modélisation permettent aux ingénieurs d'utiliser les résultats ces calculs à deux fins principales : l'optimisation de la géométrie des ouvrages, la prévision des déformations en cours de travaux, puis en état de service et dans notre cas l'étude paramétrique d'ouvrages types permettant d'envisager des procédures simplifiées de dimensionnement.

# PARTIE IV VALIDATION SUR OUVRAGES INSTRUMENTÉS

## INTRODUCTION

Nous allons présenter dans cette partie, des expérimentations sur des ouvrages instrumentés en sol renforcé par ce géotextile alvéolaire afin d'en comprendre le fonctionnement et de valider le modèle développé. Nous entendons par validation la vérification qu'un modèle numérique, élaboré à partir du modèle mécanique visant à représenter la physique du comportement, reproduit bien le comportement et la vérification que ce modèle intégré dans une technique de calcul adéquat (différence finies) permet de rendre compte correctement du comportement de l'ouvrage. Cette notion n'est pas immédiate compte tenu des incertitudes dues à la variabilité des matériaux et de leurs caractéristiques

Le concept d'ouvrage type est alors nécessaire pour élaborer une méthodologie de validation efficace. L'ouvrage type est l'objet constitué de la géométrie de l'ouvrage et des conditions de chargement de cet ouvrage. Celles-ci, qui incluent les conditions aux limites, permettent d'associer à cet objet des classes de chemins de sollicitations locales dans le massif que le modèle de comportement devra représenter correctement.

La validation nécessite l'application d'une démarche rigoureuse (voir fig-IV.1) aboutissant à une méthode aux conclusions objectives c'est-à-dire indépendantes de l'utilisateur.

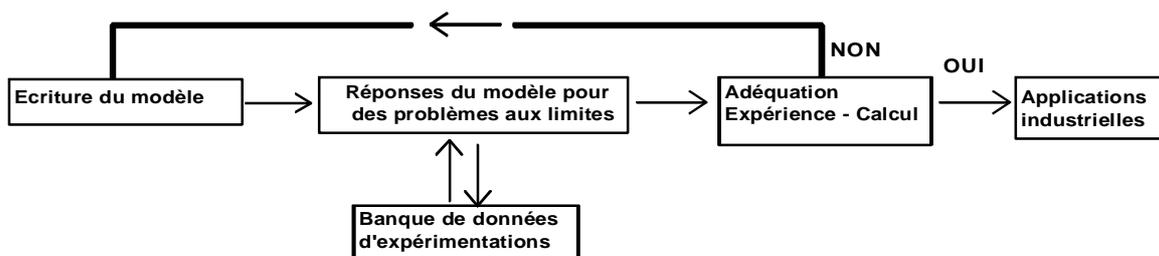


fig-IV.1 Démarche de validation

On peut donc considérer que la démarche de validation est constituée des phases suivantes :

- recensement des principaux chemins de sollicitations induits par le chargement de l'ouvrage,
- analyse de la capacité du modèle à reproduire avec un jeu unique de paramètres les essais en laboratoire,
- évaluation des prédictions, par le modèle, d'essais réalisés sur des ouvrages représentatifs bien instrumentés,

- étude de la sensibilité du modèle aux facteurs susceptibles d'influencer ses prédictions.

Il convient à ce stade de s'interroger sur le type de résultats recherché : s'agit-il d'une représentation globale correcte des phénomènes notamment en terme de distribution d'efforts dans la structure ou bien la description fine de phénomènes locaux (fig-IV.2). Le but ici n'est donc pas de considérer la structure en un point donné de celle-ci et d'analyser ce qui se passe localement mais de la considérer globalement.

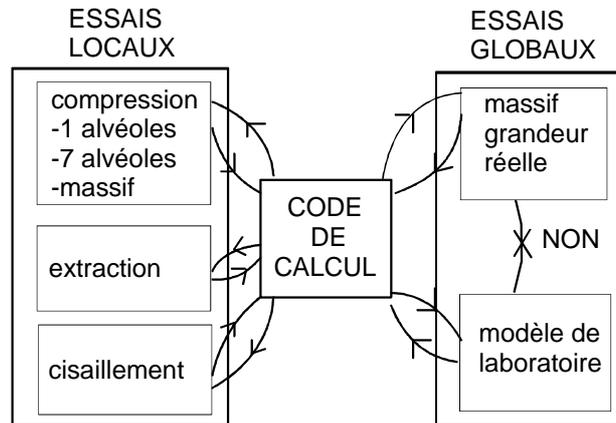


fig-IV.2

La prédiction de ruptures réelles étant une étape capitale pour la qualification d'un logiciel, nous avons réalisé une expérimentation sur un ouvrage réel implanté sur le site de Charade (Puy de Dôme). La prévision du comportement de tels ouvrages nécessite l'expérimentation grandeur nature mais naturellement aussi l'utilisation de modèles de laboratoire seuls à même de permettre des sollicitations variées et maîtrisées et l'analyse du comportement effectif du matériau composite. Afin de compléter les informations apportées par ce mur expérimental grandeur réelle, nous avons réalisé différentes expériences sur modèle de laboratoire, réalisées dans le but d'estimer la sensibilité à certains paramètres.

Les modèles de comportement théoriques décrits dans les chapitres précédents sont de deux sortes :

- des modèles analytiques avec lesquels des calculs à la rupture sont réalisés afin de simuler le comportement réel du massif et ainsi de vérifier sa stabilité externe et interne.
- des modèles numériques utilisant la méthode des éléments lagrangiens permettant une approche du comportement en déformation tenant compte de la déformabilité des géotextiles.

Les choix réalisés ont donc consisté à caler ces 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). Les modèles seront validés dans un premier temps par les données issues du suivi de deux murs expérimentaux. On voit ici l'importance du mur expérimental pour valider les modèles de fonctionnement théoriques qui serviront de base aux méthodes de dimensionnement du bureau d'étude de l'entreprise.

Dans un deuxième temps, ces modèles seront validés sur des expérimentations au laboratoire sur modèles réduits et intermédiaires. Ceux-ci permettent d'obtenir d'importants résultats qualitatifs notamment sur les différents modes de rupture.

Ensuite, nous analyserons, au vu des résultats, la pertinence des hypothèses faites pour le dimensionnement et nous essaierons de mieux comprendre le fonctionnement de ce type de construction. Nous tenterons dans cette partie, d'approfondir les connaissances sur l'influence du phasage de la construction, de la méthode de mise en oeuvre, ce qui est important pour l'entreprise.

## CHAPITRE IV.1- OUVRAGES GRANDEUR NATURE

Dans le cadre de notre travail de thèse, nous avons réalisé deux ouvrages expérimentaux. Ces ouvrages grandeur nature devaient pouvoir servir de référence pour la société mais également autoriser la validation des méthodes de calcul. Il était donc nécessaire de trouver un site dans les délais où nous pouvions maîtriser tout le long du processus les matériaux et leur mise en oeuvre. Nous devions pouvoir tenter une expérience originale pouvant aboutir à des déformations importantes. Au delà de l'aspect scientifique ce chantier devait servir à la société de référence pour le calcul des coûts, et devait prouver la viabilité économique du concept.

La construction et le suivi de ces deux murs de soutènement en sol renforcé sont examinées. Dans une première partie, nous allons exposer le dimensionnement, puis dans la deuxième partie nous présenterons les résultats obtenus. L'étude de ces deux murs est basée sur la mesure des déformations de la face avant, des alvéoles internes ainsi que sur les contraintes verticales mesurées à la base. Cette campagne de mesure est analysée.

### *IV.1.1 Conception de l'essai - Description du projet*

La plupart du temps la résolution d'un problème de mécanique pour les applications de l'art de l'ingénieur à l'étude des structures du Génie Civil se limite à la détermination de la charge de rupture de la structure étudiée, des déformations à la rupture de la charge de service, des déformations de service. Nous avons essayé d'obtenir de ces expériences plus d'informations en terme d'histoires de chargements et de déplacements. La réalisations des expériences présentées ci-après ont donc été menées avec l'objectif de retrouver les conditions de la rupture des ouvrages connaissant l'histoire de chargement et d'analyser plus généralement l'influence des dispositifs constructifs sur la stabilité.

Nous avons réalisé un mur à parement vertical d'une longueur de 54 m, d'une hauteur de 6,4 m, constitué de deux tronçons différents localisées à Charade, Puy de Dôme. L'étude de ces deux tronçons est basée sur la mesure des déformations de la face avant sur plusieurs profils, des alvéoles internes ainsi que sur les contraintes totales verticales mesurées à la base du mur et en son sein sur les profils médians des deux tronçons (fig-IV.3).

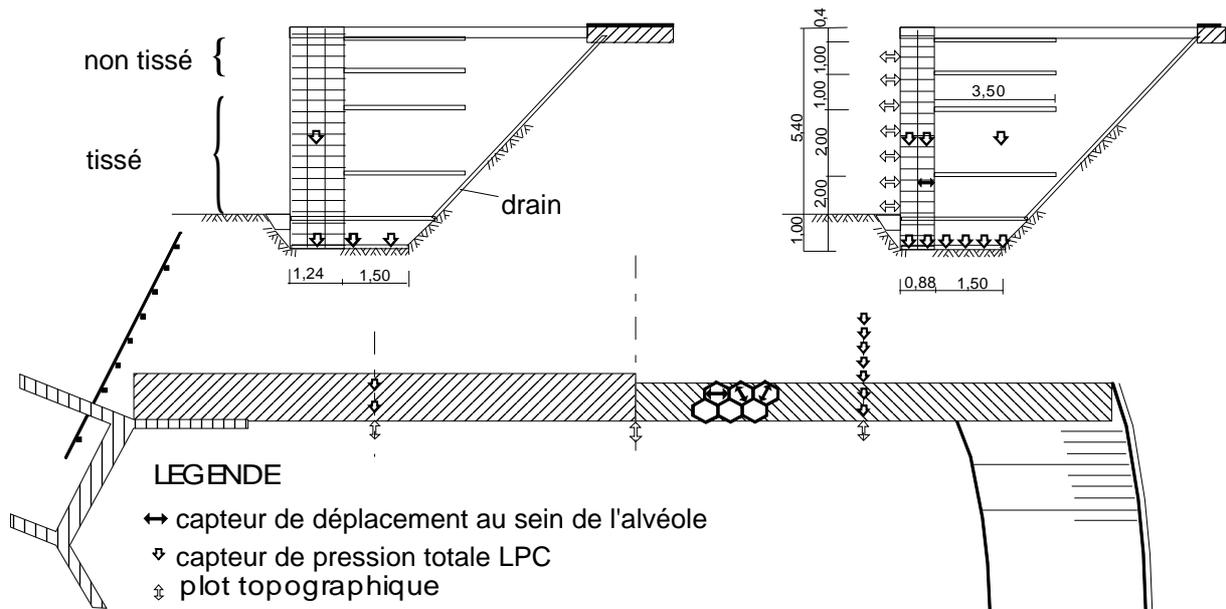


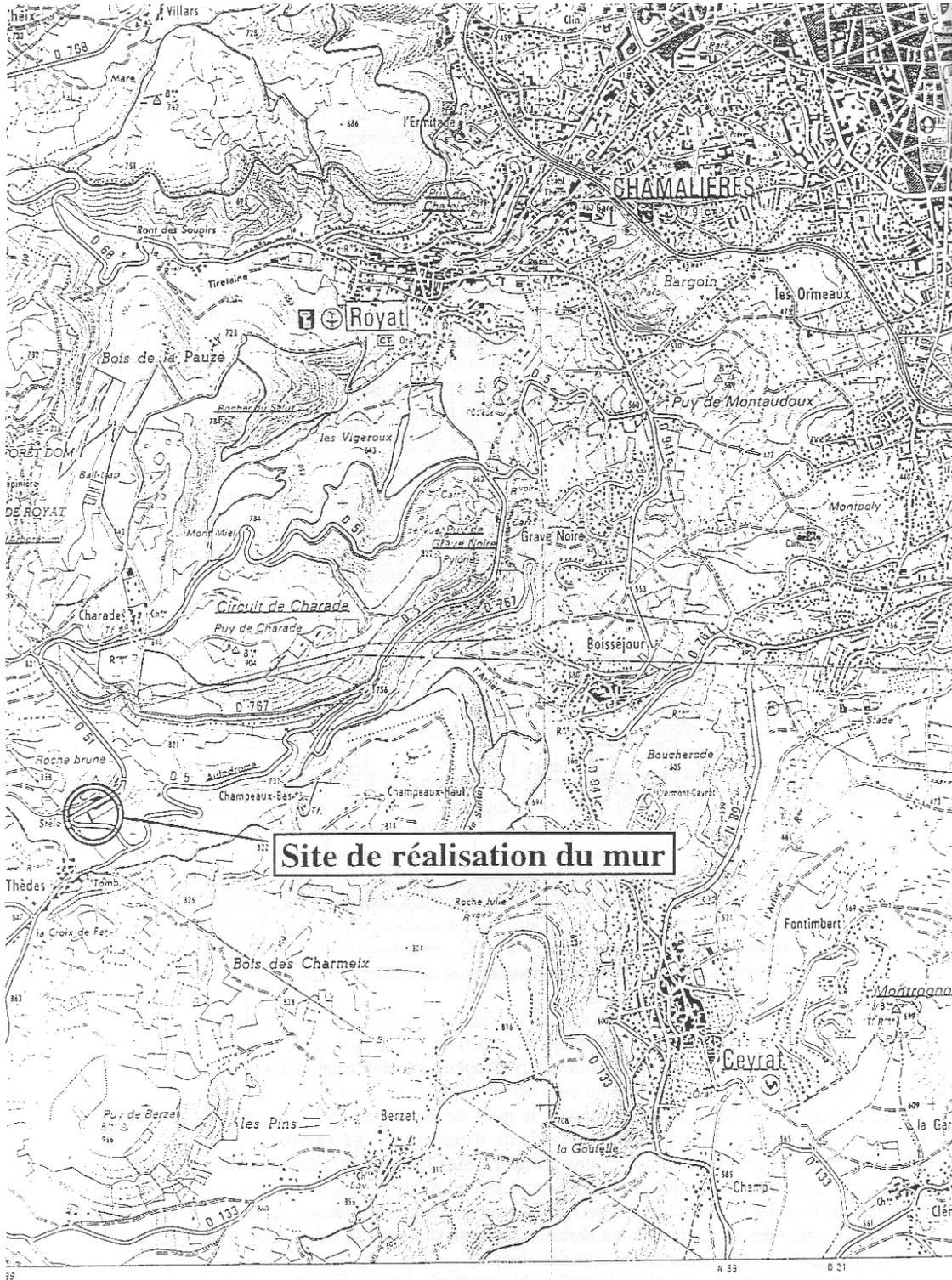
fig-IV.3 Coupes des deux tronçons avec l'instrumentation

La construction s'est déroulée pendant le mois de septembre 1994. Le premier tronçon est constitué d'un empilement d'alvéoles d'Armater standard d'une largeur égale à deux alvéoles avec des lits d'ancrages, le deuxième tronçon a une géométrie identique au précédent avec une largeur égale à trois alvéoles. Trois ancres, réalisés en tissé, sont mis en place en partie basse et deux en non-tissé en partie haute du massif. La connexion des lits est réalisée au moyen de bandes de textiles agrafées aux pointes des alvéoles. Des bandes sont également tissées sur le parement afin de pallier à une éventuelle vidange des alvéoles.

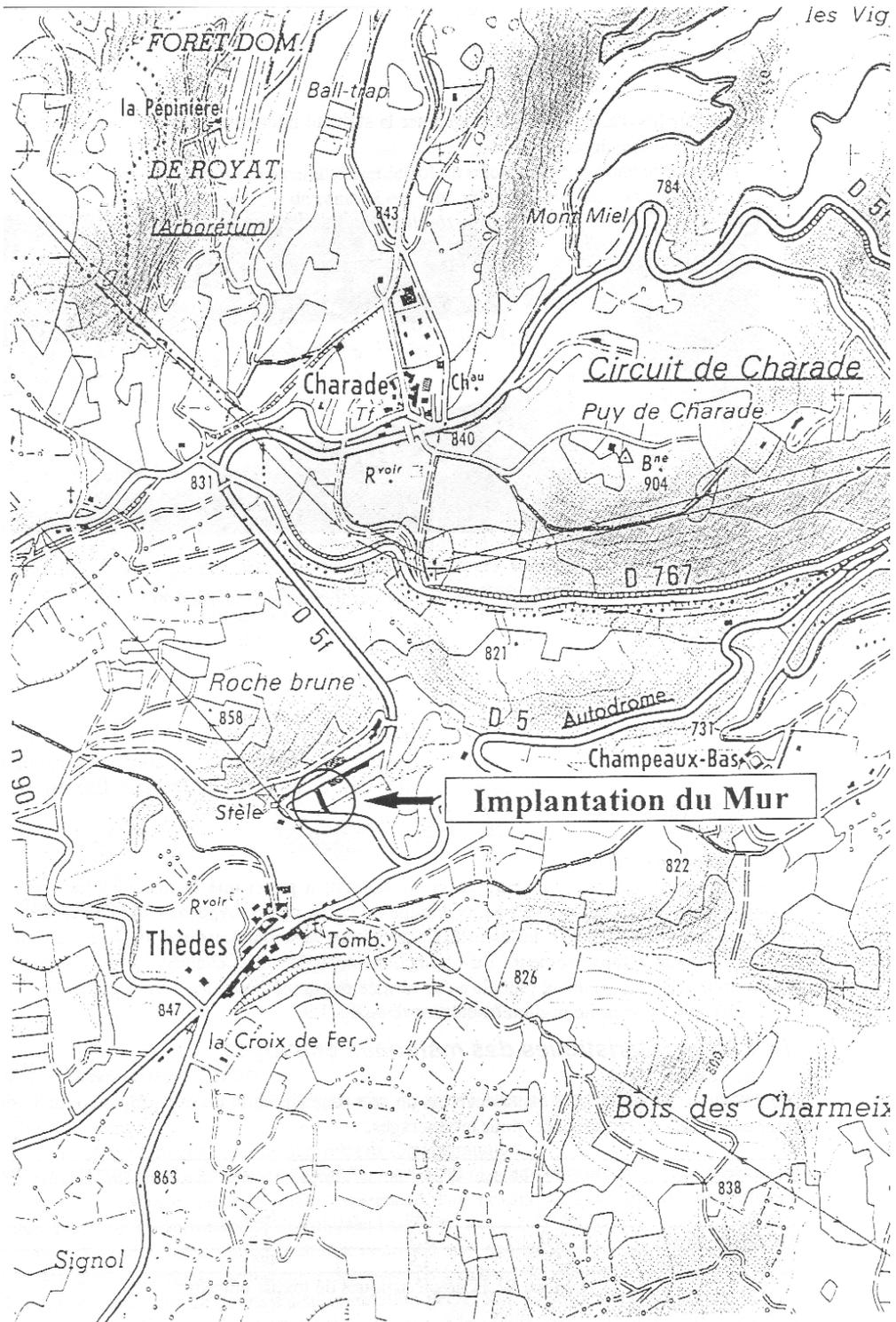
Un masque drainant a été placé à l'arrière du massif afin d'éviter les venues d'eau à l'intérieur de celui-ci. Des couches drainantes à base de granulats pouzzolaniques ont été incorporées à l'intérieur des lits d'Armater afin d'augmenter la stabilité ultérieure et évacuer l'eau si celle-ci se trouvait prisonnière du mur.



photo-IV.1 Vue du chantier lors de la construction



PLAN DE MASSE



PLAN DE MASSE

### IV.1.2 Dimensionnement

#### a) Stabilité interne

La méthode utilisée pour le dimensionnement de l'ouvrage expérimental est une méthode standard de calcul à la limite, qui ne prend pas en compte les déformations des géotextiles. Cette méthode vérifie à la fois l'équilibre global des forces et l'équilibre local. Elle est exposée au chapitre III.1.2.

#### b) Stabilité externe

Les deux structures ont été vérifiées en considérant a priori que la masse de sol renforcée réagissait aux sollicitations extérieures comme un corps rigide, hypothèse similaire à celle faite pour les murs renforcés par des éléments plans. Ainsi la stabilité externe vis-à-vis des ruptures par glissement, renversement ou poinçonnement a été évaluée par les méthodes conventionnelles. La stabilité globale a été vérifiée par la méthode des perturbations [RAU 74]. Le coefficient de sécurité minimal a été trouvé égal à 1,9.

### IV.1.3 Caractéristiques des matériaux employés

#### a) Textile

Le textile utilisé pour cette expérience est un non tissé Colbond de chez Akzo pour la partie mur et un tissé de chez Roche pour les ancrages.

caractéristiques	masse surfacique	épaisseur	résistance à la traction	allongement à rupture
notation	$\rho$	e	Rt	$\varepsilon$
unité	g/m <sup>2</sup>	mm	kN/m	%
non-tissé PS350	350	1,9	24,6	5
tissé 4103	1550	1,9	495	25

tableau IV.1 Caractéristiques du textile employé

Les nappes alvéolaires sont de géométrie standard 20/32/17, les textiles utilisés sont des textiles standards.

#### b) Sols

Divers essais ont été utilisés pour caractériser le sol de remplissage et connaître les paramètres de dimensionnement:

Le matériau de remblai est une arène granitique constituée de blocs pris dans une matrice sablo-argileuse. Ils ont été identifiés comme étant un sol C1 A1m. Les essais suivants ont été effectués :

- essais de cisaillement Boîte de Casagrande  $\phi_d=24^\circ$  et  $c_d = 0$  kPa
- essais WOPN=14% pour W=15%
- essais au bleu VBS=2
- granulométrie
- 2 pressiomètres
- 2 sondages destructifs
- essais pénétrométriques

### IV.1.4 Construction

#### mise en œuvre

Le mur a été construit par couches successives en commençant par le parement. La mèche de textile est alors déployée, les connections sont ensuite réalisées. Un engin de terrassement vient remplir les alvéoles puis le reste du massif. Les ancrages sont placés, remplis sur l'avant du mur, tendus puis le remplissage est complété. Un compactage par plaque vibrante type PQ1 est fait sur les alvéoles du mur et par compacteur à rouleau RV3 sur le massif arrière. La qualité du compactage a été contrôlée par des essais pénétrométriques réalisés au PANDA. Elle s'est révélée très moyenne.

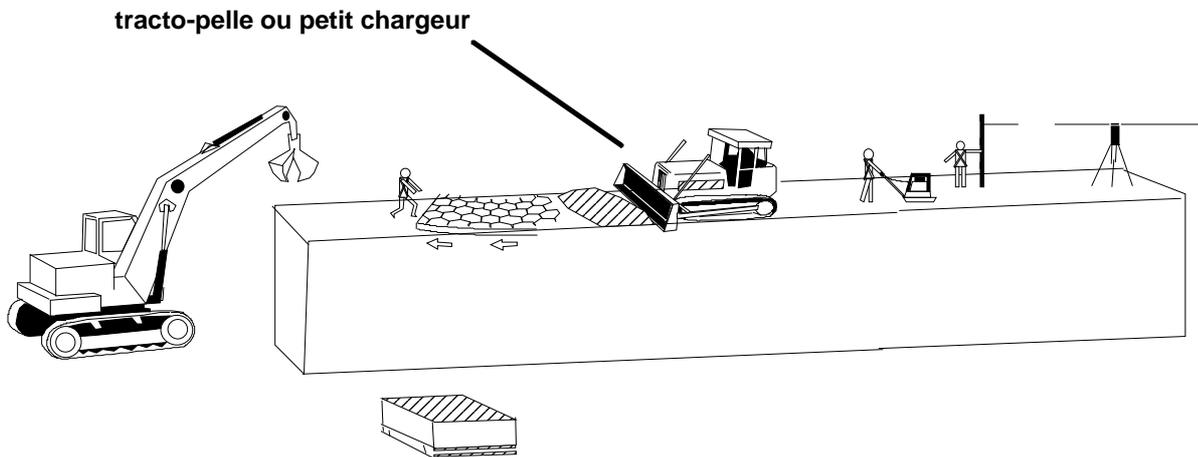


fig-IV.4 Construction

#### IV.1.5 Instrumentation

Les deux tronçons étaient instrumentés afin de suivre leur comportement. L'instrumentation était la suivante :

- suivi des déplacements externes par relevés topographiques
- suivi des déformations internes d'une alvéole par la mesure des déformations : mesure de la variation de distance entre les arêtes verticales d'un hexagone, ceci afin de comprendre le fonctionnement du confinement du sol dans l'alvéole.
- mesure des contraintes à la base du mur et en son sein par des capteurs de pression totale.

A noter que cette instrumentation a été mise en place et suivie par le LRPC de Clermont Ferrand spécialiste de ce genre d'instrumentation [POU 95]. Les relevés des mesures faites par capteurs sont effectués manuellement avec une périodicité déterminée par le LRPC. Les relevés topographiques sont réalisés tous les 2 jours.

##### Mesure des pressions totales

Les capteurs de pression totale type Glötz permettent la mesure des contraintes normales au plan du capteur. C'est un capteur à action indirecte, ou le sol agit par l'intermédiaire d'un fluide sur un détecteur à contre-pression. Il est mis en oeuvre enrobé de sable afin d'éviter les possibilités de poinçonnement et empêcher l'apparition de voûtes au dessus de ces capteurs.

##### Mesure des déplacements extérieurs

Nous avons réalisé des relevés topographiques pour obtenir l'évolution de sept profils pendant la réalisation. Nous avons utilisé un tachéomètre autoréducteur RDS de marque WILD pour la mesure des angles. Ces mesures étaient complétées par une mesure des

niveaux topographiques. Les niveaux ont été mesurés à l'aide d'un niveau automatique de chantier WILD NA1.

#### Mesure des déplacements internes

Nous avons également suivi la déformation progressive d'une alvéole dans trois directions différentes à l'aide de trois capteurs de déplacement inductifs rendus étanches à l'aide de manchons caoutchouc.

#### IV.1.6 Résultats

Le contrôle de la géométrie a mis en évidence des déformations correspondant au renversement du mur pendant la construction. Nous avons représenté ci-dessous l'emplacement des profils dont l'évolution dans le temps est présentée ci-après.

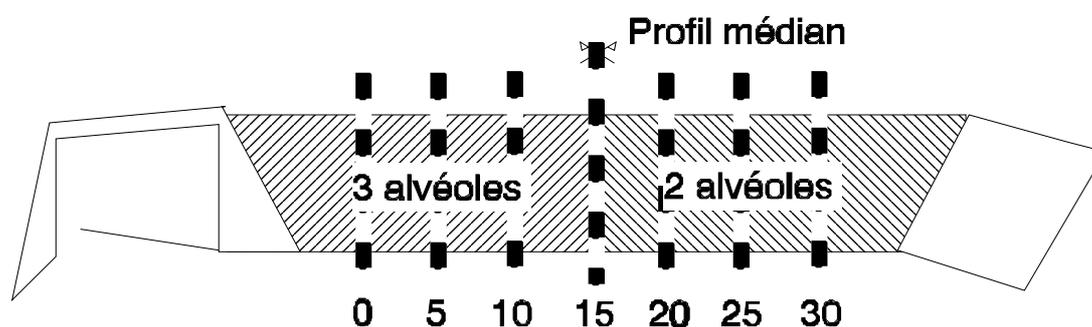


fig-IV.5 vue de face, implantation des profils

La majeure partie des déformations a eu lieu lors de la mise en œuvre (fig-IV.6). Une déformation d'environ 30 cm a été déjà établie à la fin de la construction sur la plus grande partie du tronçon à deux alvéoles.

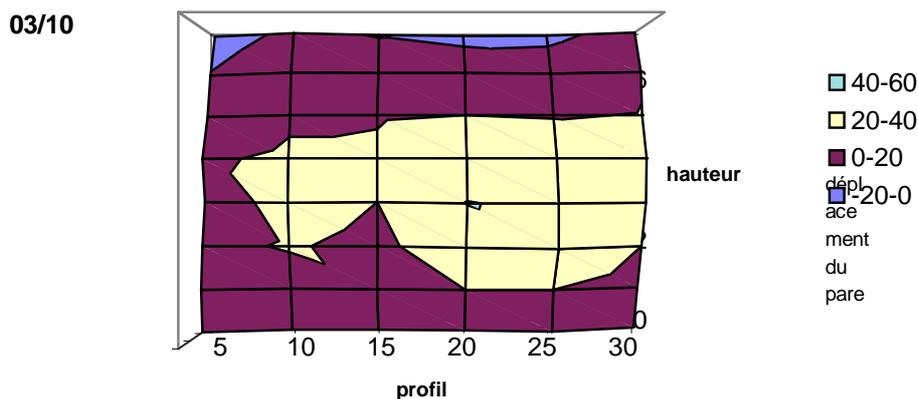


fig-IV.6 déformations au 03 octobre

Ces faux aplombs, qui ont atteint plusieurs dizaines de centimètres, ont plusieurs explications possibles : l'absence de coffrage extérieur, une faible adhérence sol-textile due aux conditions hydriques ou un élancement trop important du mur en phase intermédiaire dû à une fréquence sans doute trop faible des ancrages.

Nous pouvons voir en comparant la figure IV.7 à la figure IV.8 l'augmentation sur un jour des déplacements du tronçon à deux alvéoles alors que le tronçon à trois alvéoles voit la valeur de son déplacement peu évoluer. L'entraînement du tronçon à trois alvéoles par celui à deux alvéoles est illustré par la propagation du déplacement vers le tronçon à trois alvéoles. La déformation maximale du mur est d'environ 1 mètre (fig-IV.8).

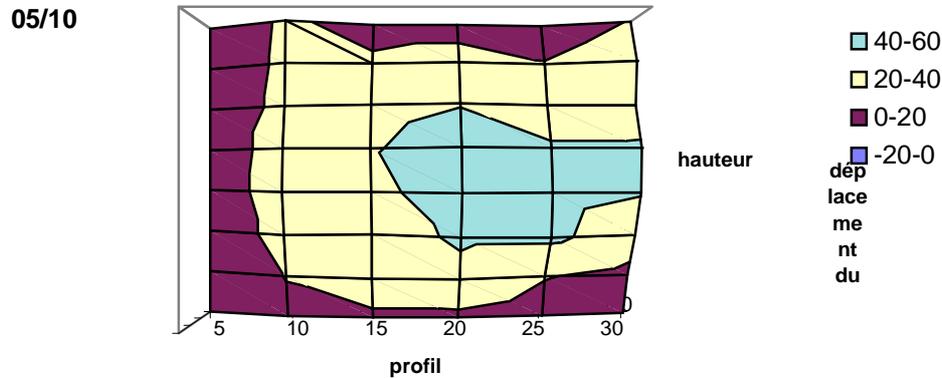


fig-IV.7 déformations au 05 octobre

Les deux tronçons se sont comportés de manière différente : l'un s'est affaissé à la fin de la construction celui à deux alvéoles (fig-IV.7), l'autre s'est stabilisé de manière satisfaisante (fig-IV.8). 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 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.

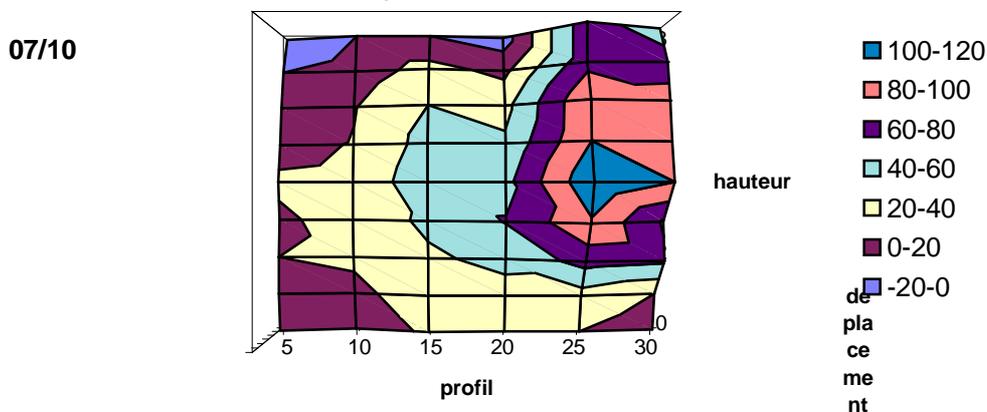


fig-IV.8 déformée finale au 07 octobre

Il n'y a eu aucune rupture des bandes de parement et de rive, l'extensibilité de celle-ci étant trop grande. Lorsque l'on a atteint la déformation entraînant la rupture du sol par cisaillement, la réserve d'effort mobilisable dans le géotextile, après la poursuite des déformations du sol, a permis d'assurer l'équilibre du massif vis-à-vis de la rupture par glissement.

### a) Profils en travers

Nous pouvons voir sur la figure IV.9 l'accélération des déplacements du profil du mur à deux alvéoles alors que le tronçon à trois alvéoles voit la valeur de son déplacement maximum peu évoluer, sans doute influencé par le tronçon à deux alvéoles. Nous pouvons conclure à l'entraînement du tronçon à trois alvéoles par celui à deux alvéoles.

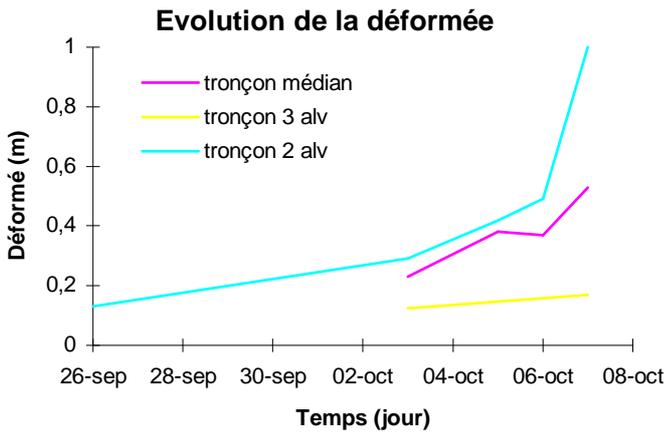


fig-IV.9 Comparaison des deux tronçons

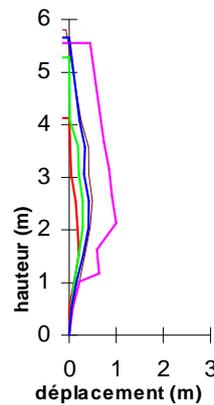


fig-IV.10 Evolution du parement tronçon à deux alvéoles profil 5

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. La figure IV.10 présente la variation du profil du tronçon à deux alvéoles au cours du temps pour la partie au-dessus de la butée.

**b) Contraintes**

Les contraintes verticales (fig-IV.11) étaient mesurées avec des capteurs de pression totale placés à la base du tronçon à deux alvéoles. Nous observons (fig-IV.11 et fig-IV.12) des contraintes supérieures à l'avant de la partie mur par rapport à l'arrière. Cette évolution des contraintes verticales à la base du mur peut être imputée au basculement. En effet les points d'application des forces gravitaires se sont significativement déplacés vers l'avant.

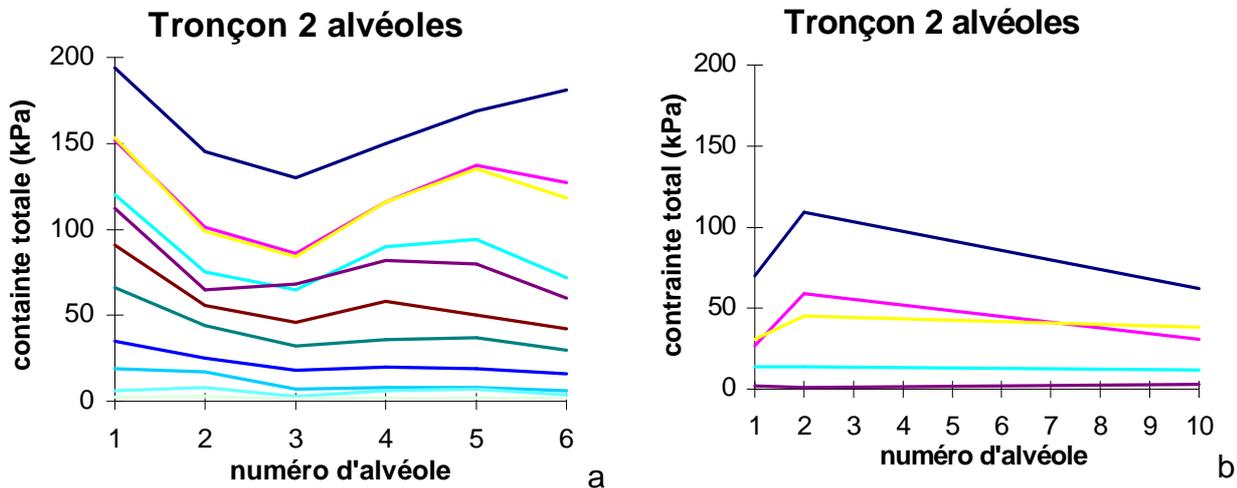


fig-IV.11 Evolution des contraintes totales à la base

La valeur de la contrainte à l'avant du tronçon à trois alvéoles est moins important, mais l'ordre de grandeur est le même. La répartition au cours du temps des courbes permet de mettre en évidence l'évolution rapide de la rupture. Ceci est remarquable pour les deux tronçons.

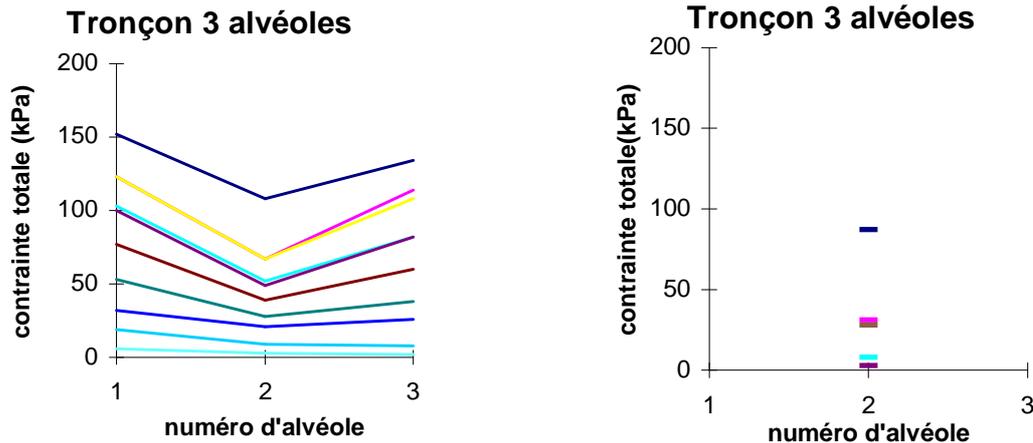


fig-IV.12 Evolution des contraintes totales à la base

### c) Déformations internes

Les mesures de déformations au sein des alvéoles indiquent une évolution de la déformation transversale qui correspond au mécanisme de rupture et de la mobilisation de l'ancrage numéro deux. Ceci est visible sur la courbe C correspondant au capteur perpendiculaire à l'axe longitudinal du mur. Tout au long du montage du mur sa déformée croît régulièrement et ne présente pas de variation sensible à la rupture du mur, ce qui tend à montrer que la déformation due à la plastification s'est produite au sein du remblai, le mur contenant ce volume de sol. Le capteur B parallèle à ce même axe a subi un léger raccourcissement. Le capteur A présente un évolution de sa déformation proche du capteur C.

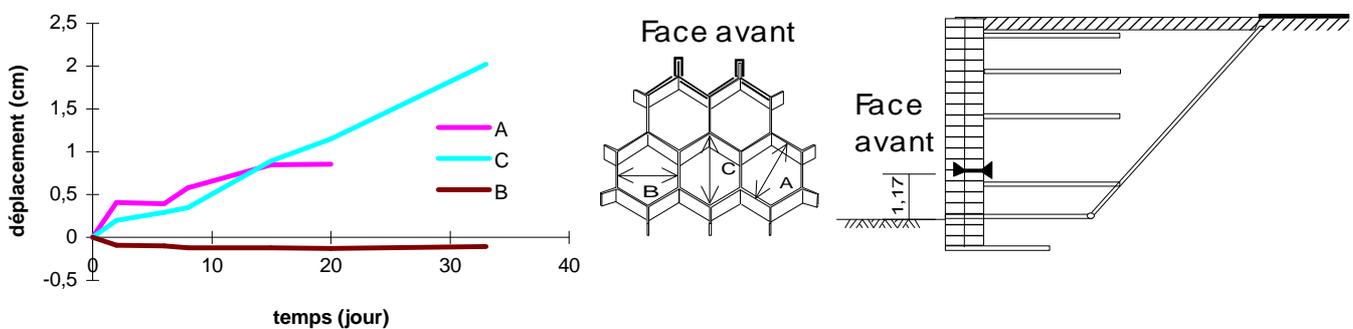


fig-IV.13 évolution des déformations, emplacement des capteurs

L'autopsie des ancrages en tissu n'a montré aucune déchirure du textile mais de nombreuses ruptures en chaîne des coutures à proximité de la liaison mur ancrage. Les ancrages supérieurs en non-tissé avaient certaines bandes rompues en traction et une extension moyenne de 22% avec striction pour les grands côté de 32 centimètres et de 5% pour les côtés de 20 centimètres.

#### IV.1.7 Conclusion

Le massif n'ayant pas été étanché en partie supérieure la pluviométrie qui a suivi a entraîné une diminution complémentaire des caractéristiques d'interface permettant une aggravation de l'affaissement et le tronçon à deux alvéoles a de ce fait entraîné le tronçon

à trois alvéoles. L'expérience s'est terminée par l'autopsie de l'ouvrage, la construction de l'ouvrage définitif devant suivre.

Nous avons constaté lors de celle-ci que certaines zones de sols étaient liquéfiées (fig-IV.14). La mesure des teneurs en eau a donné des valeurs moyennes de 17 % à l'intérieur du mur à 25 % dans les zones les plus humides. La construction du mur s'est faite pendant une période à forte pluviométrie (fig-IV.15 source Météo France [MET 93]) comme le montre la figure ci-dessus.

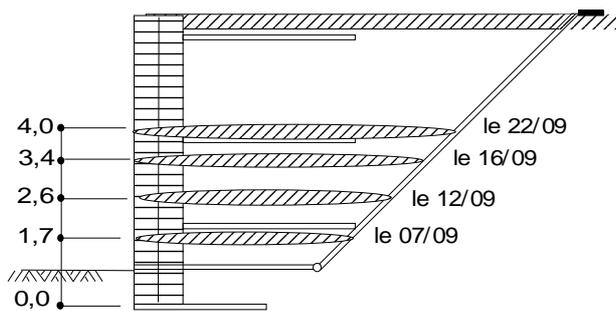


fig-IV.14 localisation des zones ayant subi une forte pluviométrie

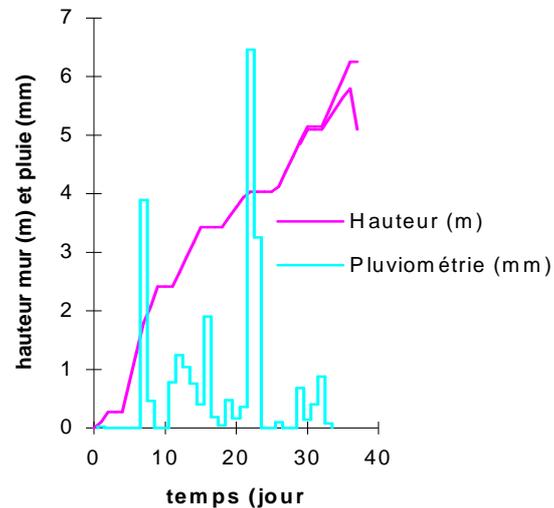


fig-IV.15 pluviométrie

Un premier orage s'est produit le 07 et une pluviométrie plus exceptionnelle (100 mm en 48h) les 22 et 23. Ce dernier événement correspond à une période de retour de 10 ans sur 48h qui est égale à 80 mm. Ces données pluviométriques proviennent d'une station proche du site, cependant il peut y avoir de fortes variations locales. L'ouvrage était bâché durant les périodes de pluie, et des arrêts de travail ont eu lieu pendant ces deux périodes. La pluviométrie s'est avérée extrêmement forte à plusieurs reprises et il n'est pas certain que les règles de teneur en eau aient été suivies lors du compactage qui a suivi.

En effet on a pu constater que la teneur en eau était localement trop importante, ce qui a entraîné un matelassage lors du compactage. Elle variait de 15 à 17% soit WOPN+3. L'autopsie des ancrages en tissu n'a montré aucune déchirure du textile mais de nombreuses ruptures en chaîne des coutures à proximité de la liaison mur ancrage.

A la fin de l'autopsie après la démolition du mur expérimental, nous avons constaté qu'en amont de l'ouvrage le tuyau en béton non-armé de canalisation de la rivière l'Artière était écrasé par des enrochements. Nous pouvons émettre l'hypothèse que la saturation du réseau de drainage n'a pas permis l'évacuation de l'eau des matériaux de remblai.

L'évolution de la ruine du mur peut se résumer ainsi : dans un premier temps il y a plastification du mur en son milieu puis en second lieu une plastification en chaîne des ancrages. D'après l'autopsie du mur, on peut supposer que la plastification du deuxième ancrage correspond à une mise en tension, alors que celle du troisième serait due à un défaut d'ancrage et à des ruptures de liaisons.

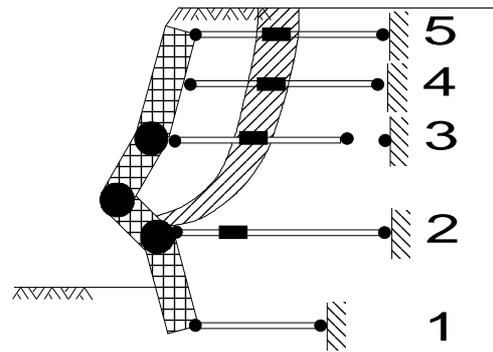


fig-IV.16 Plastification constatée du mur

On peut comparer cette figure à la figure IV.13. Les zones à forte pluviométrie, qui constituent des plans de glissement privilégiés, sont en effet proches de la ligne de glissement constatée.

Le comportement différent des deux tronçons, permet de dire que l'expérience a encadré le coefficient de sécurité pour la variation du paramètre largeur du mur.

La diminution notable des déformations pourra être obtenue par augmentation de la densité des ancrages et également en réalisant un confinement total du tiers inférieur du mur et de remplir les trois premières alvéoles d'un bon matériau afin de mieux maîtriser les déformations en service. L'intérêt du confinement global est de rendre le massif homogène à un matériau aux caractéristiques équivalentes.

## CHAPITRE IV.2- ESSAIS SUR MODELES DE LABORATOIRE

Afin de compléter les informations apportées par le mur expérimental de Charade, nous avons réalisé différentes expériences [BRE 93][MBI 95] en laboratoire. Du fait des incompatibilités entre les différents facteurs d'échelle, les modèles de laboratoire ne correspondent à aucun ouvrage en vraie grandeur. 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. Pour nous, il s'agit de prototypes à part entière où les paramètres sont généralement mieux contrôlés qu'in-situ. A partir de l'instant où les mécanismes élémentaires sont établis pour des niveaux de contraintes couvrant le domaine relatif aux ouvrages réels, savoir simuler le comportement d'ouvrage de laboratoire équivaut à savoir faire des calculs prévisionnels d'ouvrages réels, pourvu que les mesures indispensables existent. Nous avons suivi le comportement de ces modèles sous l'effet d'une charge répartie qui leur est appliquée progressivement jusqu'à la rupture.

### IV.2.1- Modèle de mur poids

Deux séries d'essais ont été menées : une à l'INSA l'autre au CUST afin d'étudier le comportement du mur alvéolaire comme mur poids. Les lits ne sont pas reliés entre eux, une bande du même textile permet d'empêcher le matériau pulvérulent de s'échapper des alvéoles.

#### a) Géométrie

Dans les deux séries d'essais on réalise un mur poids d'une largeur à la base donnée où on a fait varier la hauteur jusqu'à rupture dans un cas et où on applique une surcharge sur le remblai arrière jusqu'à rupture par renversement dans l'autre cas.

#### b) Les paramètres de structures pour les sols

Nous avons utilisé successivement un sable d'Allier 0/2 et une fraction granulométrique d'alluvions du Rhône.

matériau	angle de frottement $\phi^\circ$	cohésion c en kPa
sable d'Allier	30°	6
alluvions du Rhône	35°	0

tableau IV.2 caractéristiques des matériaux

#### c) Les paramètres de structures pour les géotextiles

Afin de garder des propriétés de contact similaires, nous avons utilisé une gamme de produits homogènes ainsi un produit non-tissé aiguilleté de résistance à la rupture  $J=5$  kN/m est utilisé. Les alvéoles sont collées par une colle thermodurcissable. Dans les deux cas les alvéoles avaient 1,5 centimètre de côté et 5 centimètres de hauteur.

#### d) résultats

Essais INSA [ZAN 94]

Mode opératoire

Le sol est placé humide ( $w=9,5\%$ ) dans les alvéoles afin d'obtenir après compactage une densité proche de l'optimum Proctor. Le remblai arrière est placé sans compactage.

Instrumentation

On met en place des comparateurs de déplacement sur la face avant et des capteurs de force sous la plaque constituant le fond de la cuve.

Déroulement de l'essai

Deux massifs de base 23 et 16 centimètres pour une hauteur de 1 mètre soit de rapport  $b/h=0,23$  et  $0,16$  ont été construits. Ces murs sont construits par couches jusqu'à une hauteur de 1 mètre, l'évolution des déplacements horizontaux de la face avant est suivi en fonction de l'élançement. On suit également la variation de la résultante des efforts sur la base : valeur et inclinaison. A la fin de cette essai le remblai arrière est surchargé, la rupture est alors immédiate.

Les essais réalisés à l'INSA [ZAN 94] sur des modèles intermédiaires laissent apparaître lors de la comparaison entre les valeurs théoriques et expérimentales, d'importants écarts dus à l'effet de voûte au sein de la cuve et à la butée de pied.

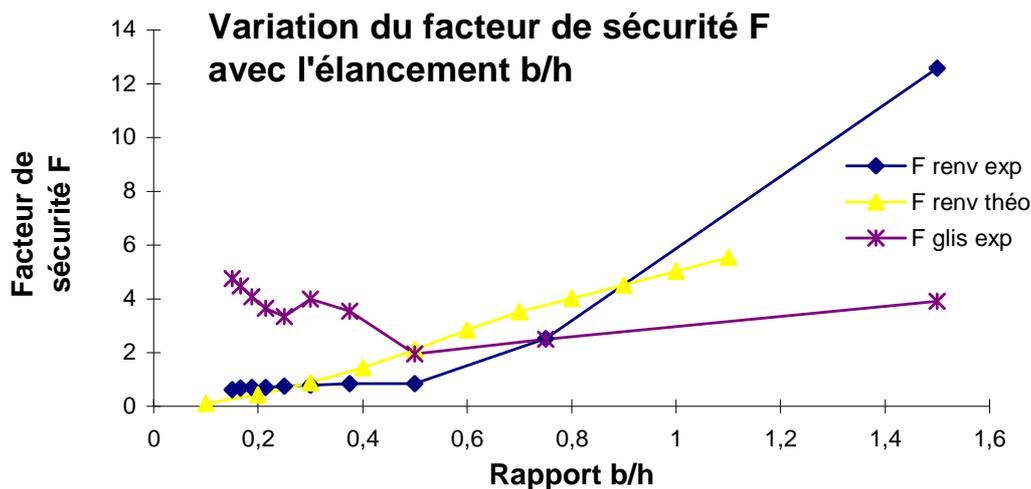


fig-IV.17 Evolution du facteur de sécurité F en fonction de l'élançement b/h

A partir d'un élançement inférieur ou égal à 0,3 la redistribution des efforts par déformations latérales entraîne des effets de voûte dus aux frottements sur les parois latérales. On voit que ce comportement s'amorce à  $h=30$  centimètres (fig-IV.17). La courbe théorique est obtenue en utilisant les formules du III.1.1.

## Essais CUST [BRE 93]

Mode opératoire

La mise en oeuvre du matériau de remplissage a lieu sans compactage. On met en place des dispositifs d'extrémité destinés à limiter les effets de bords dus aux frottements du mur sur les parois latérales. Ces dispositifs d'extrémité comprennent un basting sur lequel est fixé un film plastique.

Instrumentation

On charge le remblai arrière par une vis sans fin avec une plaque. L'effort est mesuré par un anneau dynamométrique.

### Déroulement de l'essai

Trois essais sont réalisés pour chaque configuration. Un premier mur d'élanement  $b/h=0,375$  s'est rompu pour  $P=1700$  N et un deuxième d'élanement  $b/h=0,5$  à  $P=2590$  N. Il y a une assez forte dispersion des résultats due principalement aux effets de bords.

Pour les essais réalisés au CUST [BRE 93] on a pu vérifier le fonctionnement des dispositifs d'extrémités et donc la faible influence des effets de bord. Les massifs subissent un gonflement à mi-hauteur et un renversement. Le gonflement en section médiane sans doute dû pour partie à l'absence de liaisons verticales. Le renversement est bien reproduit avec un point de rotation en pied à l'avant du mur on peut remarquer que le fond de la cuve étant rigide on se rapproche des hypothèses formulées pour la définition de O.

Pour conclure cette série d'essais, on peut dire que le comportement du mur en géotextile alvéolaire est celui d'un mur poids pour un élanement supérieur à  $b/h=0,5$ , on pourra donc utiliser pour sa modélisation la théorie correspondante.

## IV.2.2 Modèle de mur élancés

### a) Conception de l'essai

Le but de la série d'essais que nous avons réalisé, est de comprendre qualitativement le phénomène de rupture lors d'un chargement. La géométrie générale du massif que nous avons choisi de tester est celle du tronçon à deux alvéoles du mur expérimental de Charade. Le mur a une hauteur  $H=64$  cm, et nous avons placé une butée de 10 cm représentant la butée réelle. La largeur de la partie mur est d'environ 8,8 cm, celle-ci est obtenue par superposition de lits d'alvéoles.

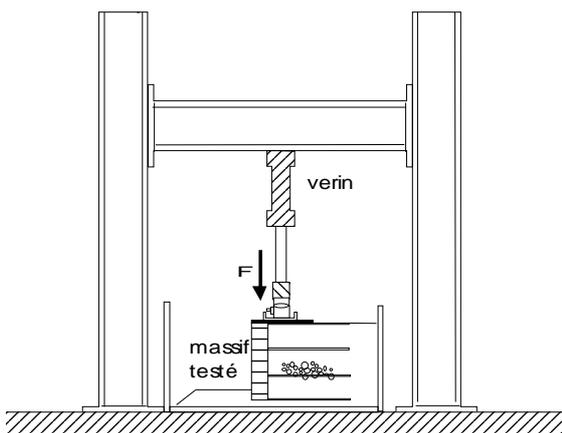


fig-IV.18 vue globale de l'essai

Le massif testé est placé sous un portique (voir fig-IV.18) dimensionné pour un déplacement millimétrique pour un effort central de 30 tonnes. Le portique est fixé sur une dalle béton de 30 cm d'épaisseur fortement armée. La mise en charge a été réalisée ici par un vérin hydraulique piloté en déplacement. Les conditions d'essais sont définies par l'histoire de chargement et les conditions aux limites de la structure.

Nous considérons la cuve en acier indéformable en terme de rigidité par rapport à la structure essayée.

L'étude de ces murs est basée sur la mesure des déformations de la face avant, des lits d'alvéoles internes en fonction de la charge verticale mesurée en tête. Des comparateurs de déplacement inductifs sont mis en place sur la face avant (voir fig-IV.19) selon un profil vertical destiné à voir le comportement du massif. Une autre série de capteurs de déplacement est placée horizontalement afin de vérifier l'efficacité du système destiné à

limiter les effets de bords. Nous mettons en place en bout des capteurs de déplacement de reports constitués de tiges souples pour empêcher la flexion du noyau et diminuer le frottement dans le corps.

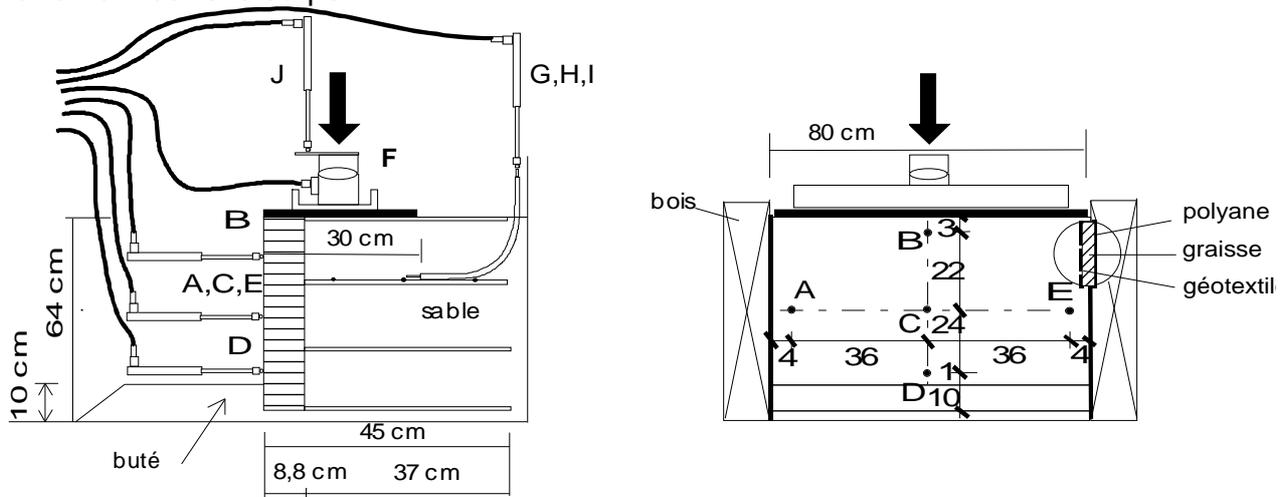


fig-IV.19 Montage expérimental

Nous mettons en place un capteur de force d'une capacité de 200 kN sur la plaque d'appui rigide complétée par une coupole hémisphérique ce qui a permis de réduire les problèmes dus à l'excentricité de la charge sur la plaque, pour limiter la torsion en bout de vérin lors du déplacement. Nous n'avons pu mesurer les pressions à la base de ce modèle ; les modèles de capteurs existants ne pouvant s'adapter dans cet essai. La dimension de la plaque rigide d'application des charges a été déterminée à partir de la rupture du mur expérimental de Charade. Nous avons pris à l'échelle la distance qui séparait l'avant du mur de la fissure principale.

Les caractéristiques de la chaîne de mesure ont été présentées ainsi que son fonctionnement dans la partie II.

## b) Construction du massif testé

La réalisation d'un modèle à échelle géométrique courante est un travail aisé. Cependant, nous avons rencontré quelques difficultés pour la reproduction de certaines technologies de fabrication telles que

- l'assemblage des alvéoles ici collées
- la liaison inter-lit ici par agrafage
- le tissage du parement ici par papier adhésif

## c) Caractéristiques des matériaux employés

### les paramètres de structure pour les sols

Nous avons utilisé successivement un sable d'Allier 0/2, une fine 0/0,4

matériau	angle de frottement $\phi$ en °	cohésion c en kPa
sable	29	6
fine	27	6,25

tableau IV.5 Caractéristiques du textile employé

Nous avons utilisé deux matériaux de remplissage différents : un sable d'Allier 0/2 et une fine 0/0,4 obtenue par broyage du premier. Ils ont un angle de frottement interne  $\phi = 29^\circ$ . Les deux matériaux pulvérulents sont homothétiques, leurs angles de frottement interne sont identiques ainsi que leur angles de dilataance.

#### les paramètres de structure pour les géotextiles

Le textile utilisé dans cette série d'essais est le même que pour la série précédente voir IV.2.1.c). Afin de garder des propriétés de contact similaires, nous avons utilisé une gamme de produits homogènes, ainsi un produit non-tissé aiguilleté de résistance à la rupture  $J=5$  kN/m est utilisé. Les alvéoles sont collées par une colle thermodurcissable.

caractéristiques	masse surfacique	épaisseur	résistance à la traction	allongement à rupture
notation	$\rho$	$e$	$R_t$	$\varepsilon$
unité	$g/m^2$	mm	kN/m	%
non-tissé	75	0,35	5	30

tableau IV.6 Caractéristiques du textile employé

#### mise en œuvre

On met en place de la couche de sable servant de fondation puis les dispositifs d'extrémité. Ceux-ci sont destinés à limiter les effets de bords dus aux frottements du mur sur les parois latérales. Ces dispositifs d'extrémité comprennent un bastaing sur lequel est fixé un film plastique recouvert de graisse (vaseline). Dessus est placé le géotextile en contact avec le massif.

La réalisation du mur est faite par couches, le sol est placé sans compactage d'une hauteur nulle. Les lits sont reliés entre eux par agrafage sur les pointes d'alvéoles de la face avant et la face arrière, d'une bande du même textile. Des bandes sont également tissées sur le parement afin de pallier à une éventuelle vidange des alvéoles.

Le mur est d'une largeur égale à deux alvéoles avec des lits d'ancrages mis en place à l'arrière du massif. Le mur a été construit par couches successives en commençant par le parement. La mèche de textile est alors déployée, les connections sont ensuite réalisées. Les ancrages sont placés, remplis sur l'avant du mur, tendus puis le remplissage est complété.

### **d) Résultats**

#### Déroulement de l'essai

Après réglage des zéros, nous "lançons" simultanément la mesure et la mise en déplacement lent du vérin. L'essai est poursuivi jusqu'à rupture. Un excentrement important apparaît à la fin de l'essai provoquant l'apparition d'efforts tangentiels sur la plaque de chargement.

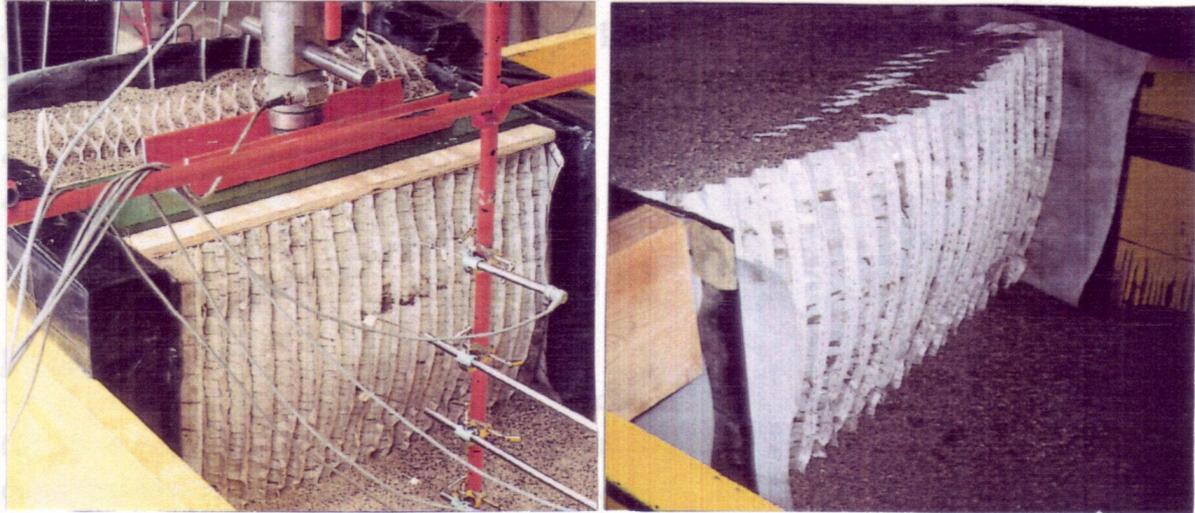


photo IV.2 instrumentation et massif déformé

modèle avec fine 0/0,4 : (E1)

La mise en charge a été réalisée ici par un vérin hydraulique piloté en force ce qui a permis de réduire les problèmes dus à l'excentrement de la charge sur la plaque. La rupture a eu lieu à 20 kN (soit 25 kN/ml). Le mur avec fines a une charge à rupture deux fois plus élevée que les essais E2 et E4. Le déplacement du point C est également plus élevé. Il vaut 15 mm à la rupture pour les trois murs en sable et 40 mm pour le mur en fine.

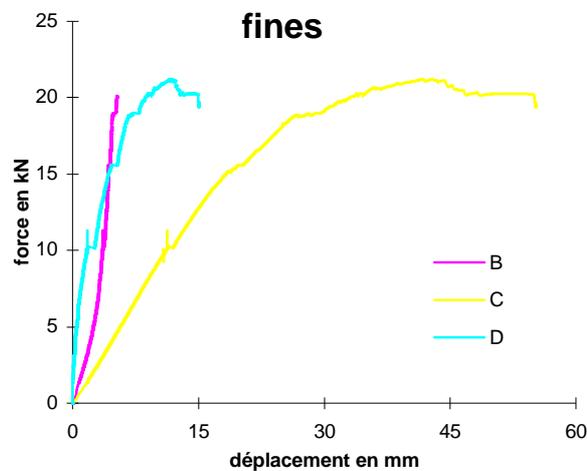


fig-IV.20 essai E1 sur mur avec un matériau de remplissage fine

modèle avec sable 0/2 : (E2)

La mise en charge se fait par l'intermédiaire d'une vis sans fin, ce qui provoque l'apparition d'efforts tangentiels sur la plaque de chargement. Un excentrement trop important est apparu ; il a fallu remettre en place le système de transmission de la charge. Ce qui explique la forme de la courbe (interruption au cours du chargement). Nous considérons que la rupture a eu lieu au premier palier soit 12 kN (ou 15 kN/ml).

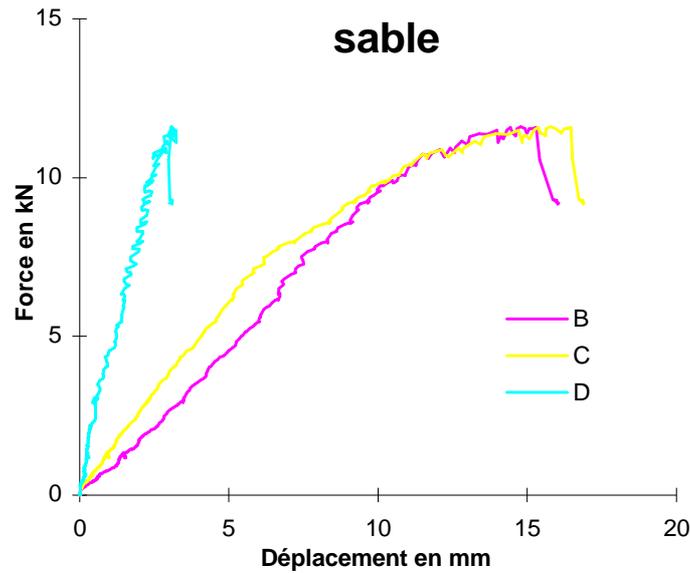


fig-IV.21 essai E2 sur mur avec un matériau de remplissage sable

Si nous comparons les essais sur mur de laboratoire pour les deux matériaux fines et sable (fig-IV.20 et fig-IV.21), nous pouvons remarquer que le mode de rupture des deux massifs est le même.

Deux essais ont ensuite été réalisés en utilisant la presse hydraulique. Nous avons réalisé une instrumentation plus complète de ces murs en plaçant des capteurs au sein du massif sur l'ancrage numéro 3.

Le cycle de chargement déchargement sur l'essai E3 fig-IV.22 a entraîné une densification du sable (mis en oeuvre lache). Il y a donc une augmentation de la pente de la courbe effort déplacement. De ce fait cet essai présente une rupture à un déplacement plus faible que pour les deux autres essais E2 et E4. La charge à rupture est de 800 kg pour 1000 kg pour les autres. La mise en tension de l'ancrage n'est pas modifiée.

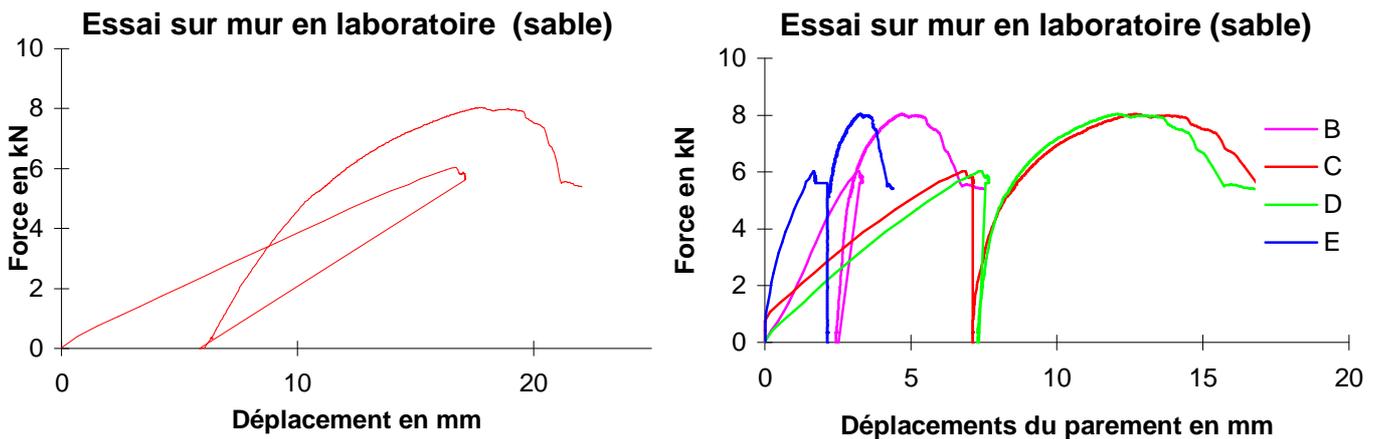


fig-IV.22 relation force appliquée déplacement vertical et déplacement des points du parement (E3)

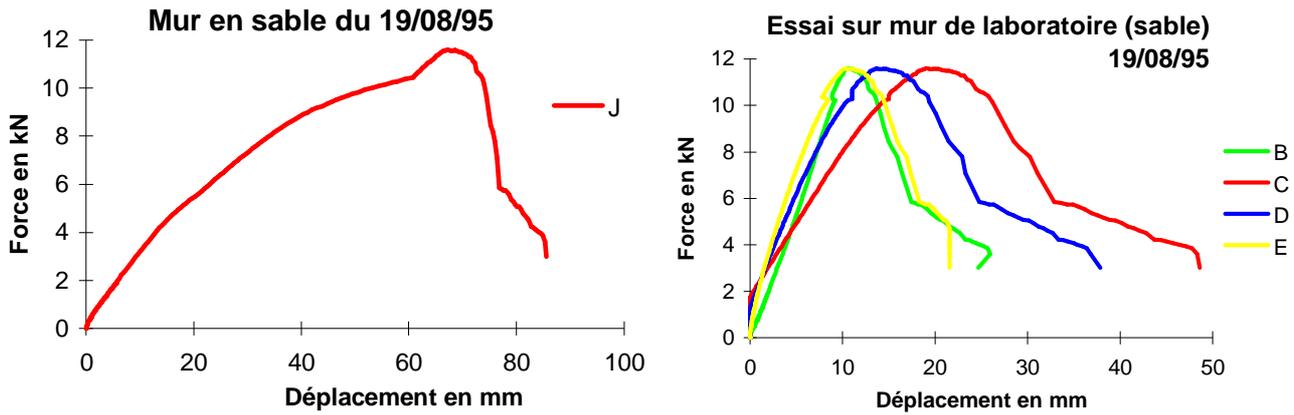


fig-IV.23 relation force appliquée/déplacement vertical et déplacement des points du parement (E4)

On peut remarquer que le mode de rupture (fig-IV.24 et photo IV.2) se traduit par un gonflement à mi-hauteur, ce qui donne un déplacement maximal au point C.

Le regroupement des courbes A , C et E illustre le fait que les effets de bords (frottement du mur sur les parois latérales) sont restés limités.

Suite à la réalisation d'essais sur différents matériaux, nous avons constaté que la résistance du modèle avec les fines est supérieure à celle du modèle avec le sable. Il y a effet d'échelle. On peut montrer que cet effet est en relation avec la dimension des grains. La dilatance normale dans le plan de glissement est plus grande pour le matériau grossier que pour celui dont les grains sont les plus petits.

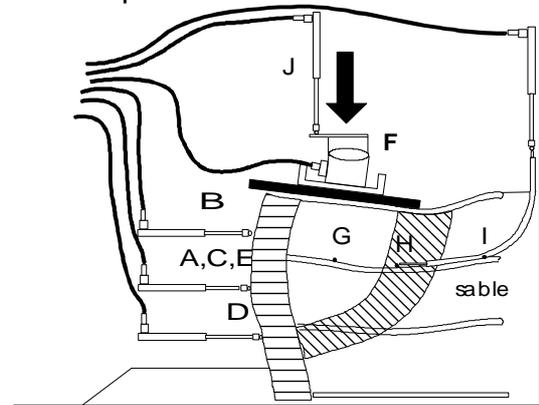


fig-IV.24 Déformée du modèle évolution des déplacements en B , C et E

Ce qui peut expliquer l'amplification des micro ruptures du modèle .

L'analyse des courbes des déplacements des points BGHI permettent de visualiser une mobilisation de l'ancrage qui valide le comportement proposé en partie II.

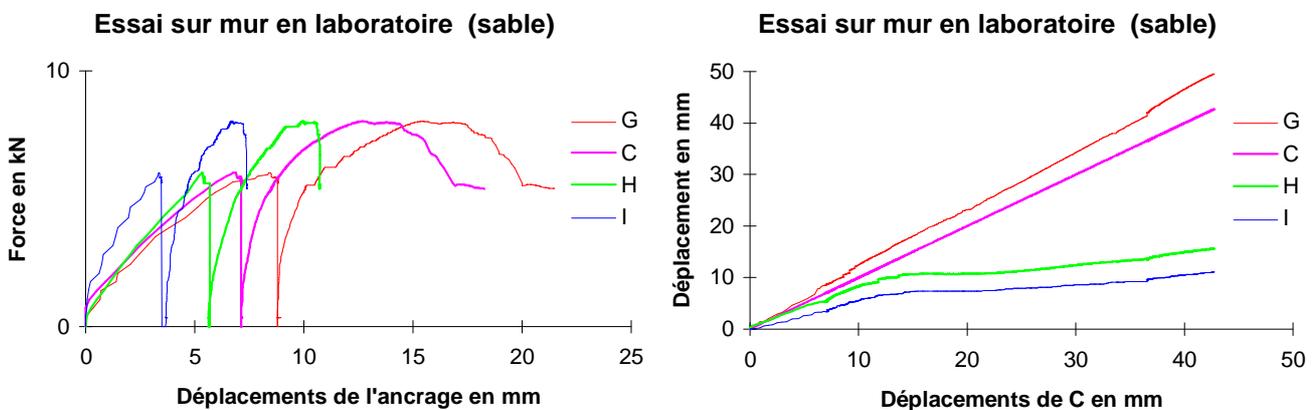


fig-IV.25 visualisation de la mobilisation de l'ancrage (E3)

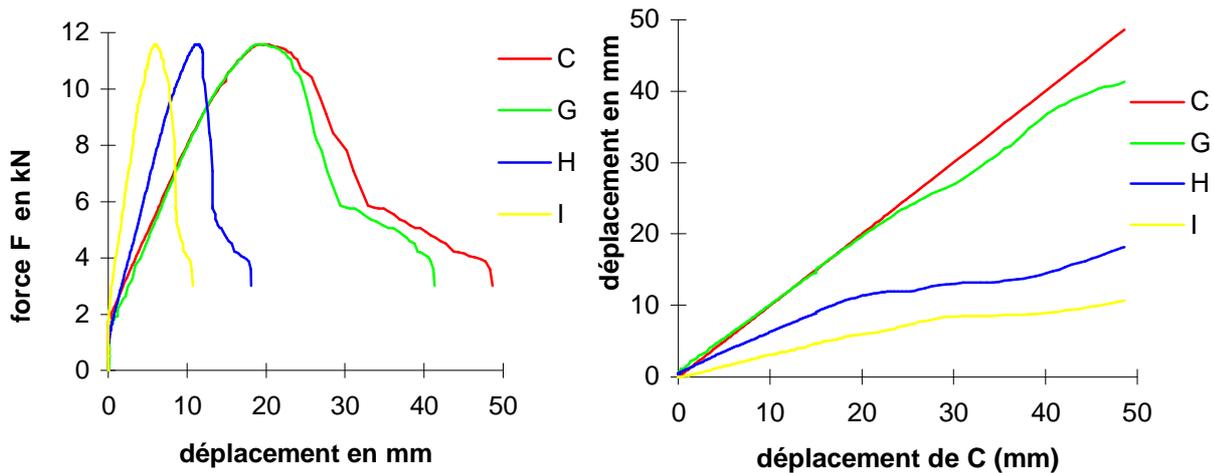


fig-IV.26 visualisation de la mobilisation et propagation du déplacement dans l'ancrage (E4)

On peut visualiser sur les courbes précédentes (fig-IV.25 et 26) la mise en tension au sein du massif de l'ancrage. Celui-ci est progressive du fait de l'extensibilité du textile de l'ancrage et sa structure en treillis. Le regroupements des courbes permet de mettre en évidence l'existence du bloc actif et de localiser la place de la zone plastifiée.

### IV.2.3 Synthèse

Nous avons constaté au démontage la présence de rupture de liaisons à proximité de la zone mur. Le comportement de l'ancrage est donc en accord avec les résultats obtenus lors des essais d'extraction. L'effet d'ensemble de la cohésion anisotrope apportée par le confinement ayant déjà été estimé lors d'essais de poussé sur des massifs poids réalisés en laboratoire [BRE 93], cette série nous permet de mieux appréhender la mobilisation des ancrages.

Nous avons fait varier le type du matériau de remplissage. Le fait de ne pas respecter les règles de similitudes, ici non multiplication de la gravité par le facteur  $\lambda^2$ , entraîne un phénomène de dilatance amplifié et donc des zones plastifiées plus étendues perturbant cette analyse. Les contraintes dues au poids propre sont en effet considérablement plus faibles que dans les ouvrages réels.

## CHAPITRE IV.3 VALIDATION DES METHODES

### IV.3. 1 Méthode des trois coefficients

Nous pouvons voir que le schéma de rupture théorique utilisé dans la méthode des trois coefficients ne correspond pas au schéma de rupture réel obtenu pour le mur de Charade. Il ne faudra donc utiliser cette méthode que dans le cas de murs à l'élanement faible, soit  $b/h$  grand.

### IV.3.2 Méthode des blocs

Nous mettons en place un mur dont la géométrie est la reproduction exacte de la géométrie réelle pour les deux essais. Les modèles prennent ici un module d'Young pour le sol de 500 kPa pour le mur de Charade et de 2000 kPa pour le mur de laboratoire. Ces modules sont déduits par corrélation à partir des essais pénétrométriques pour l'essai de Charade et CBR pour l'essai de laboratoire. Les autres caractéristiques sont résumées ci-dessous. Le déplacement en tête utilisé pour obtenir le coefficient de sécurité de la méthode des blocs est 0,05 m. Nous avons mis en place cinq ancrages répartis de façon égale à l'arrière du mur. La longueur de l'ancrage est prise égale à celle utilisée dans les essais respectifs.

#### a) modèle grandeur nature

Les propriétés des matériaux sont les suivantes, elles sont tirées des essais réalisés lors de l'expérimentation et présentées dans la partie précédente:  $24^\circ$ ,  $c=0$  kPa,  $H=5,4$ m,  $B=0,88$ m,  $\beta=90^\circ$ ,  $\gamma=20$ kN/m

Nous obtenons les résultats suivants :

Charade 2 alvéoles  $F=0,98$

Charade 3 alvéoles  $F=1,27$

Nous constatons que les coefficients de sécurité obtenus sont consistants avec les comportements observés lors de l'expérimentation. Cependant, nous avons constaté des teneurs en eau élevées après autopsie du mur. Ces teneurs en eau, due à l'écoulement d'une partie de la rivière au sein du massif, ont probablement entraîné une diminution notable des caractéristiques d'interface. Nous pouvons donc dire que les coefficients de sécurité calculés ci-dessus sont surestimés. Pour le cas Charade 3 alvéoles, le comportement du mur permet d'estimer que le coefficient de sécurité est proche de 1, celui de Charade 2 inférieur à 1.

#### b) validation sur modèles réduits

La simulation a été faite de manière à reproduire le déplacement imposé de la plaque de chargement. Le point E est fixe et l'incrément  $\Delta z_j$  maximum. Les propriétés des matériaux sont ici  $29^\circ$ ,  $c=0$  kPa,  $H=54$ cm  $B=8,8$ cm,  $l = 900$   $\gamma = 18$ kN/m<sup>3</sup>

Le résultat est  $F=1,97$

Ce résultat correspond au comportement observé. En effet le mur était toujours stable après déchargement.

Les lignes de glissement correspondant au coefficient de sécurité obtenus sont représentées sur la figure ci-dessous.

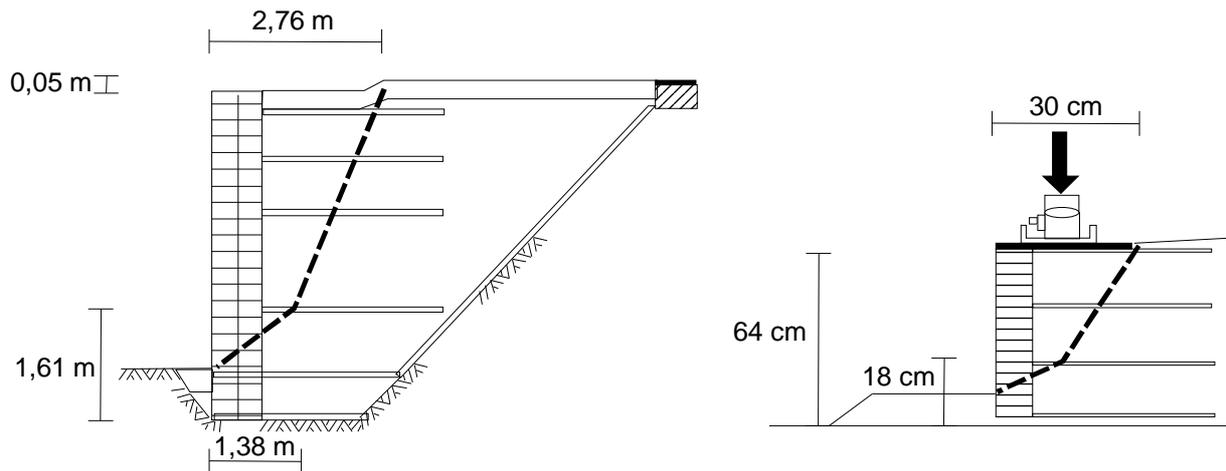


fig-IV.22 lignes de glissement

### IV.3.3 Méthode aux Différences Finies

Nous avons réalisé à partir du modèle du massif élaboré au chapitre IV une étude pour cerner les paramètres qui influent sur les déformations obtenues en cours de travaux et celles obtenues à la rupture. Ultérieurement, le développement et l'amélioration de ces modèles nous permettra de prévoir les déformations en état de service sur les ouvrages à venir.

#### a) validation sur modèle grandeur nature

Ce programme a déjà fait l'objet de validations sur ouvrages en vraie grandeur type Terre Armée [BIL 92] mais il s'agissait d'ouvrages en service, donc loin de l'état limite. Le mur expérimental permet l'exploitation d'une expérience en vraie grandeur puisque la rupture a été obtenue, non pas par surcharge mais par insuffisance des caractéristiques du sol.

#### Géométrie

La géométrie de nos modèles est donnée sur le graphique (fig-IV.27). La discrétisation spatiale du sol comporte 900 éléments rectangulaires, celle du massif consiste en 200 éléments câbles. Nous n'avons pas utilisés d'éléments joints, mais plutôt une approche par sous-structures permettant de contourner les obstacles purement numériques.

Dans un premier temps nous ne considérons pas que le mur a été réalisé par étapes. La géométrie de notre modèle est donnée sur le premier graphique. Notre modèle reprend la géométrie exacte du projet avec différentes zones : le terrain naturel ancien correspondant au thalweg de l'Artière, le remblai récent érigé pour créer la plateforme et le remblai apporté pour constituer le mur en Armater.

#### Conditions aux limites

Nous avons imposé au modèle les conditions aux limites suivantes : frontière du système bloquée en déplacement en x sur les faces latérales et bloquée en y sur la partie inférieure. On applique une pression sur la partie supérieure.

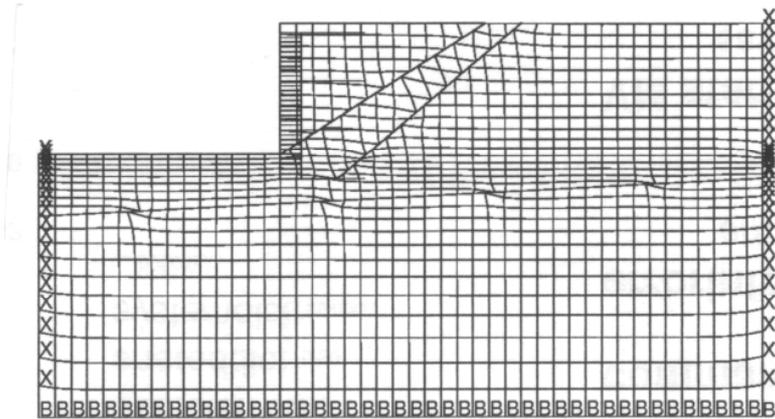


fig-IV.27 Géométrie et conditions aux limites du modèle

### Modèles rhéologiques et propriétés des matériaux

Nous supposons que les sols obéissent à un modèle élastoplastique avec critère de Mohr Coulomb.

1- Le remblai ancien : terrain naturel du thalweg de l'Artière :  $E = 65 \text{ MPa}$   $\nu = 0,3$ ,  $\phi = 25^\circ$   
 $C = 20 \text{ kPa}$ ,  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

2- Le remblai récent : la plateforme :  $E = 35 \text{ MPa}$ ,  $\nu = 0,3$ ,  $\phi = 23^\circ$ ,  $C = 20 \text{ kPa}$ ,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

3- Le mur est constitué d'un matériau sablo-argileux :  $E = 35 \text{ MPa}$ ,  $\nu = 0,3$ ,  $\phi = 23^\circ$ ,  $C = 0 \text{ kPa}$ ,  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Les éléments de renforts dont le modèle est présenté à la partie II et III ont les caractéristiques suivantes :

$a = 0,000544 \text{ m}^2$  section du géotextile par mètre linéaire de parement

$J = 1140 \text{ MPa}$  module d'Young du géotextile

$R_t = 35 \text{ kPa}$  (textile mur) et  $170 \text{ kPa}$  (textile ancrage) résistance à la traction

$E_{int} = 340 \text{ MPa}$  coefficient de frottement à l'interface

$\tau = 200 \text{ kPa}$  contrainte de cisaillement maximale à l'interface

### Phases de calcul et résultats

Nous avons réalisé une modélisation du talus avant travaux, à laquelle nous avons fait subir une consolidation correspondant à un équilibre numérique du modèle. Ensuite le sol est excavé dans la forme du terrassement. Puis le mur est construit.

Dans un premier temps nous considérons que le mur a été réalisé sans faux aplomb. Le modèle est un mur vertical chargé en tête. La résolution se poursuit jusqu'à obtention de la même déformée maximale dans le tiers inférieur du mur. La géométrie obtenue est proche de la géométrie réelle (fig-IV.28) obtenue sur le mur expérimental de Charade.

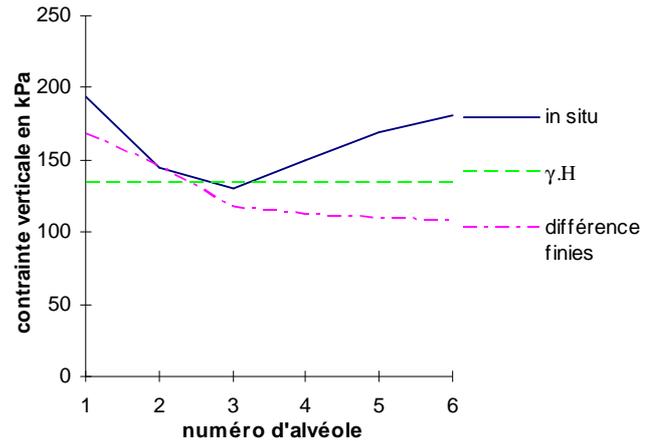
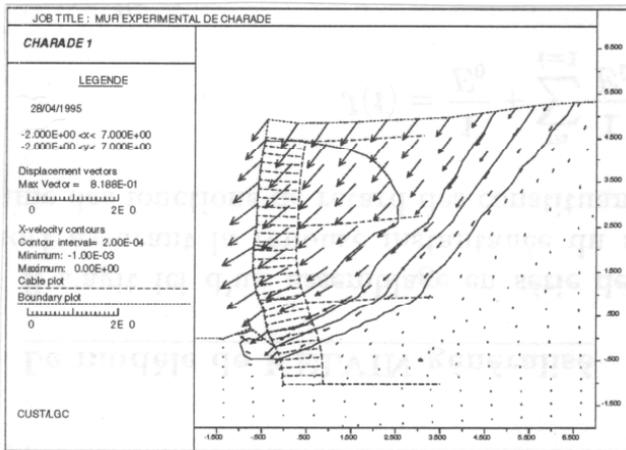


fig-IV.28 Déformée du modèle et répartition des contraintes verticales à la base (2 alvéoles)

La comparaison des courbes de répartition des contraintes sous le remblai donne une bonne corrélation. Le niveau de contrainte estimé vaut 0,18 MPa pour une valeur mesurée sur site de 0,15 MPa au même niveau de déformation du parement. Le modèle sous-estime la valeur de la contrainte verticale à l'arrière du mur 0,06 MPa pour 0,09 MPa mesuré. Les niveaux de contrainte verticale à la base du mur sont estimés avec une différence de 20 % par rapport aux mesures sur site.

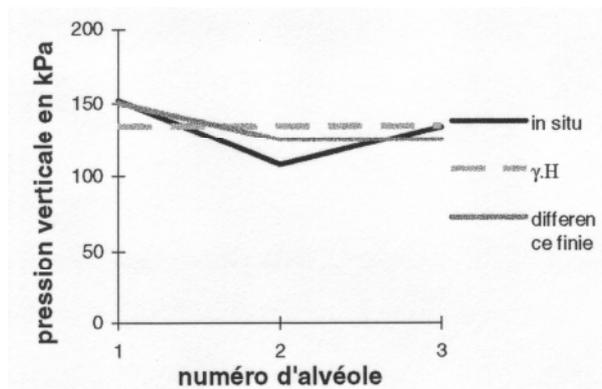


fig-IV.28 Répartition des contraintes verticales à la base (3 alvéoles)

Nous constatons une bonne concordance entre les tensions maximales présentes dans les éléments câbles et les ruptures de coutures.

Les tableaux ci-dessous permettent d'observer l'influence des différents paramètres sur la vitesse de convergence pour l'obtention de la valeur de la déformation expérimentale. Ces résultats confirment les observations faites au III.4.2 sur le module d'Young du sol et Eint le module de l'interface.

Matériau de remblai

φ en °	21	23	24	25	26	27	29
Pas	580	600	610	620	630	640	660

C en Pa	0	10	50	100	500	1000	5000
Pas	620	620	620	620	630	650	780

E en MPa	1	5	10	15	20	25	30
Pas	280	350	460	540	620	690	750

### Armature

J en MPa	10	25	59	75	100
Pas	570	590	620	630	640

Yield en kPa	7,5	13,7	30	60	120
Pas	830	830	830	830	830

E <sub>int</sub> en kN/ml	1	10	100	340	650	1000	10000
Pas	570	580	680	800	860	900	1050

$\tau$ en KPa	7,5	15	20	35	60	7500
Pas	720	780	800	800	800	800

Les coefficients de sécurité obtenus par la méthode présentée en partie III sont:

Charade 2 alvéoles  $F=0,73$

Charade 3 alvéoles  $F=0,80$

Nous pouvons constater que les coefficients de sécurité obtenus sont inférieurs aux coefficients obtenus par la méthode des blocs. Cette différence a déjà été expliquée en conclusion de la partie III. Les valeurs obtenues sont cependant cohérentes par rapport au comportement observé.

### Reconstruction

Suite à la réalisation du mur expérimental, le mur a été reconstruit.

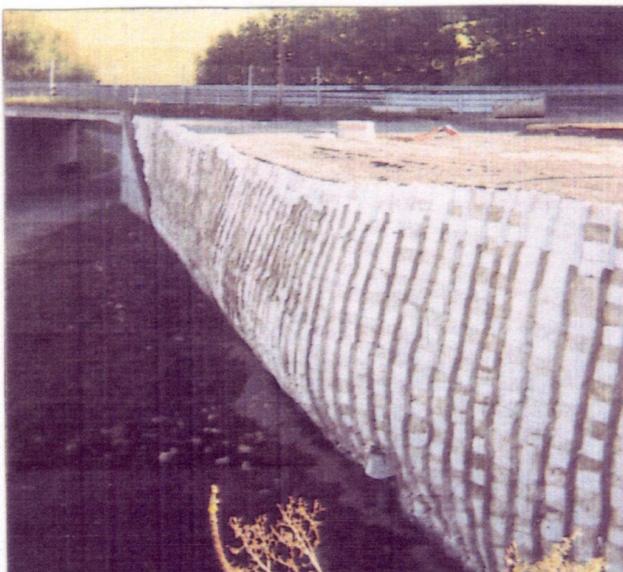


photo-IV.3 Mur après déformation    photo-IV.4 Mur reconstruit

Le nouveau dimensionnement a été réalisé avec la même méthode de calcul complétée par les informations de l'étude en déformation. En effet le comportement différent des deux tronçons, permet de dire que la méthode de calcul développée à partir de la

méthode des trois coefficients a encadré le coefficient de sécurité  $F=1$  pour la variation du paramètre largeur du mur. De plus les résultats satisfaisant qualitativement et quantitativement pour la prédiction des déformées et des efforts de la méthode aux Différences Finies sur le mur expérimental de Charade ainsi que sur des modèles de laboratoires à l'échelle 1/10, nous ont conduit à l'utiliser pour l'étude du second mur.

Ce mur est un mur à redans constitué de deux parties distinctes (fig-IV.28) : la partie inférieure totalement confinée et la partie supérieure partiellement confinée avec des ancrages. La résolution se poursuit jusqu'à convergence du modèle (fig-IV.29). La prévision des déplacements horizontaux donne une valeur maximale de 2 centimètres à l'emplacement de l'inclinomètre et de 2,5 centimètres en tête.

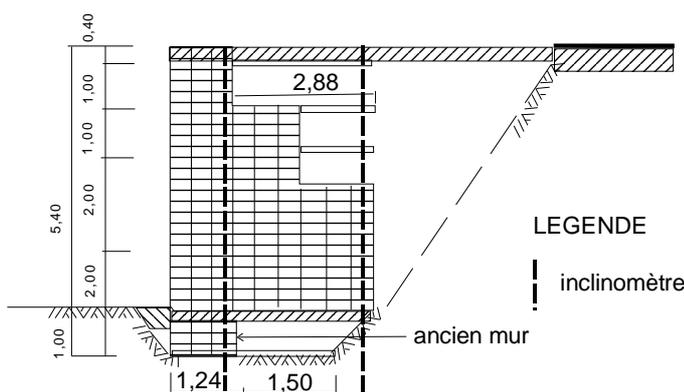


fig-IV.28 Coupes du deuxième mur

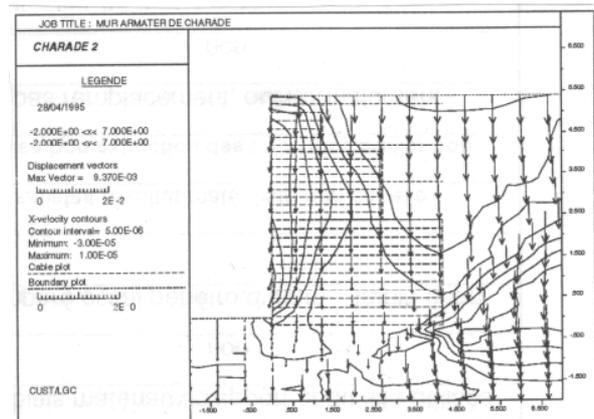


fig-IV.29 Déformée

La diminution des déformations a été obtenue par augmentation de la densité des ancrages (fig-IV.28). Nous avons également décidé de réaliser un confinement total du tiers inférieur du mur et de remplir les trois premières alvéoles d'un concassé afin de mieux maîtriser les déformations en service. En outre l'intérêt du confinement global est de rendre le massif homogène à un matériau aux caractéristiques équivalentes.

Tout le mur est constitué du même non-tissé utilisé pour le mur précédent. Le matériau de remplissage est une grave basaltique 0/31,5 pour les trois alvéoles avant et du fait de la présence possible d'eau (malgré la recanalisation de l'Artière en amont), d'un tout venant pouzzolanique dans le remblai arrière. L'angle de frottement interne de ces deux matériaux est  $35^\circ$ .

La même méthode de mise en oeuvre a été utilisée avec cependant des engins plus adaptés tels qu'un tractopelle et une minipelle. Cette technique de construction offre l'avantage de ne pas nécessiter de coffrage extérieur.

Un compactage par plaque vibrante de classe PQ3 (de type Wacker) est fait sur les alvéoles du mur et sur le massif arrière. La qualité du compactage, contrôlée par des essais pénétrométriques (Panda), s'est révélée bonne  $q_d=10$  MPa. Le contrôle de la géométrie après la construction a été réalisé par des inclinomètres ceux-ci n'ont pas montré d'évolution notable : 0,26 centimètre, durant une période de cinq mois.

## b) validation sur modèles réduits

### Géométrie

La géométrie de notre modèle est donnée sur le premier graphique. Nous avons créé une plaque rigide de la longueur de la plaque de chargement dont nous pilotons le déplacement vertical en appliquant sur la frontière supérieure une force linéique.

#### Conditions aux limites

Nous avons imposé au modèle les conditions aux limites suivantes : frontière du système bloquée en déplacement en x sur les faces latérales et bloquée en y sur la partie inférieure ce qui correspond aux limites connues.

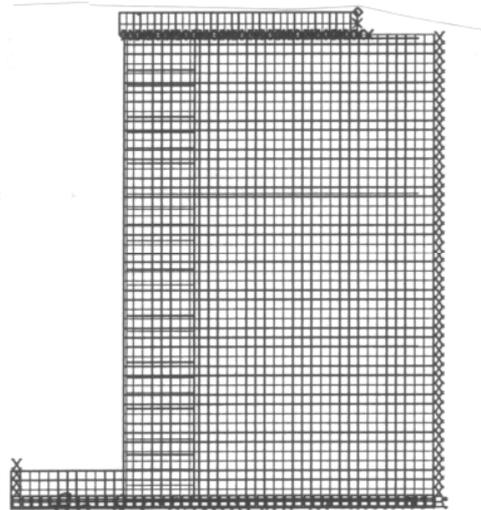


fig-IV.30 Géométrie et conditions aux limites du modèle

#### Modèles rhéologiques et propriétés des matériaux

Le matériau de remplissage : sable ou fine respecte un modèle élastoplastique avec critère de Mohr Coulomb :  $E = 45 \text{ MPa}$ ,  $\nu = 0,3$ ,  $\phi = 29^\circ$ ,  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Les éléments de renforts ont les caractéristiques suivants :  $a = 0,000544 \text{ m}^2$  section du géotextile par mètre linéaire de parement  $J = 1140 \text{ MPa}$  module d'Young du géotextile  $R_t = 35 \text{ kPa}$  (textile mur) et  $170 \text{ kPa}$  (textile ancrage) la résistance à la traction du géotextile  $E_{\text{int}} = 340 \text{ MPa}$  le coefficient de frottement à l'interface  $\tau = 200 \text{ kPa}$  la contrainte de cisaillement maximale à l'interface

#### Phases de calcul et résultats

On procède alors à une résolution, jusqu'à atteinte de la stabilisation de la force non-équilibrée. Sur le graphique (fig-IV.31) nous avons représenté les courbes des déformations de la face avant que l'on peut comparer à celles obtenues sur les modèles expérimentaux ( fig-IV.20 à 26). Pour une déformée de 2 cm au point C nous obtenons un effort appliqué estimé à 23 kN/ml pour une valeur 20 à 22,5 kN/ml mesurée.

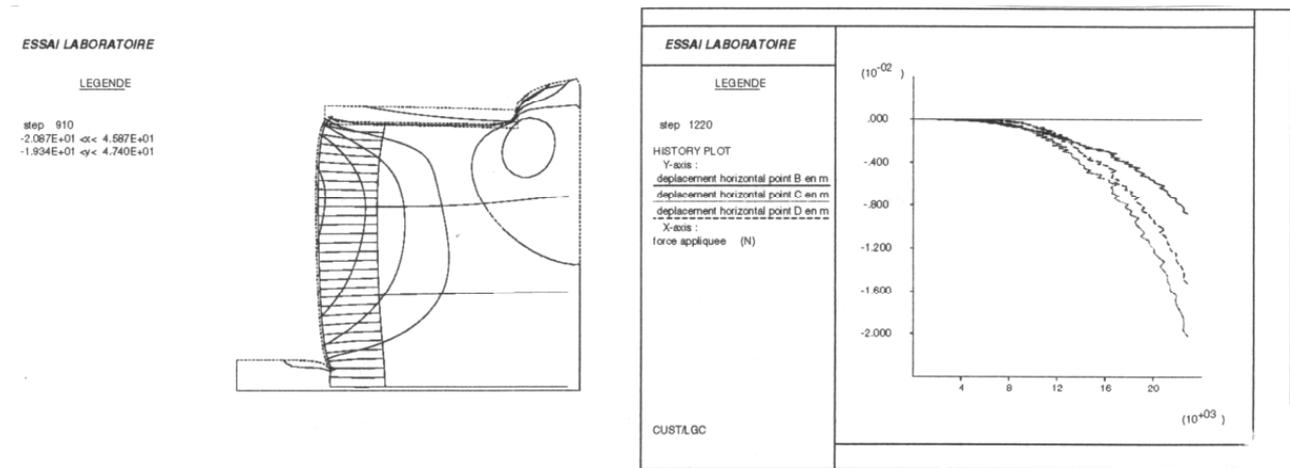


fig-IV.31 Déformée du modèle évolution des déplacements en B , C et E

### IV.3.4 Validation

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. Les cas sont ici recalculés et la comparaison des résultats avec la réalité permet de jeter un regard critique sur l'importance des paramètres et la nature des phénomènes. La prédiction de la zone de rupture par les deux logiciels est satisfaisante (fig-IV.32). La rupture du mur de Charade reste notre référence principale.

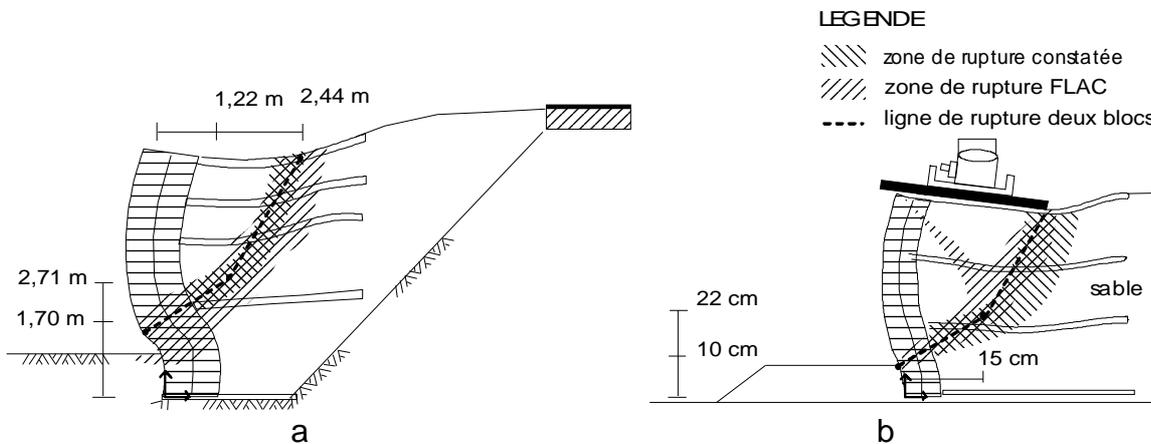


fig-IV.32 comparaison lignes de rupture théorique et expérimentale

Dans les modèles de quelques dizaines de centimètres de hauteur, les contraintes dues au poids propre sont en effet considérablement plus faibles que dans les ouvrages réels de plusieurs mètres de hauteur. Or un matériau granulaire a une densité donnée se révèle dilatant sous faibles contraintes mais contractant sous fortes contraintes. Lorsque les déformations du sol se localisent suivant des bandes de cisaillement, l'importance relative de l'épaisseur de ces bandes, fonction du diamètre des grains de sable, est beaucoup plus grande dans les petits modèles. Ce phénomène intervient dans nos modélisations physiques et n'est pas pris en compte dans la modélisation différences finies et deux blocs. En effet nous avons fait l'hypothèse de continuité de la matière et utilisé des modèles simples ne prenant pas en compte la densification.

## CONCLUSION

Nous avons bien retrouvé dans ces essais sur massifs les comportements observés lors des essais locaux tels que la mise en tension différée de la nappe textile faisant office d'ancrage et la rupture de celle-ci par rupture de liaisons à la jonction avec le massif. Le principal critère d'évaluation du modèle et de la méthodologie associée est la comparaison des déplacements et des pressions totales calculées avec les mesures d'auscultations. Les méthodes de calcul mises au point ont montré une prédiction correcte de la déformation sur les ouvrages en service selon les différentes configurations. La comparaison des résultats avec la réalité permet de jeter un regard critique sur l'importance des paramètres et la nature des phénomènes. Ainsi la détermination des paramètres élastiques tels que le module d'Young et le coefficient de frottement à l'interface revêt une grande importance pour la modélisation.

Le problème posé par la méthode des blocs est que la surface de rupture définie n'est pas effectivement la plus critique vis-à-vis du critère de la valeur maximum de la tension maximale dans un lit en raison de l'hétérogénéité des caractéristiques du sol. Cette difficulté est évitée par la méthode aux différences finies. Cependant la définition différente du coefficient de sécurité ne permet pas de répondre au maître d'ouvrage habitué à une définition identique à celle utilisée dans la méthode des blocs.

Le mur expérimental a donc permis l'exploitation d'une expérience en vraie grandeur puisqu'il nous a été possible d'obtenir une rupture, non pas par surcharge mais par insuffisance des caractéristiques du sol. Les phases intermédiaires ont été déterminantes pour la géométrie finale du mur. L'étape suivante est donc de réaliser une modélisation simulant les étapes de construction et les déformations induites.

Les modèles de Laboratoire réalisés nous ont permis de cerner les paramètres dont la connaissance est une condition sine qua non pour pouvoir avoir une étude en déformation fiable. Ils nous ont permis l'exploitation d'une expérience reproductible où il nous a été possible d'obtenir une rupture par surcharge.

Ces essais permettent d'avoir une vision globale des différentes sortes de rupture qui peuvent apparaître dans un ouvrage.

Nous avons été confrontés dans le cadre du réemploi de matériaux de mauvaise qualité (caractéristiques) au problème des conditions à court terme pour les sols fins quasi saturés. D'une part ceux-ci peuvent se liquéfier par augmentation des pressions interstitielles lors du compactage par du matériel lourd. D'autre part les caractéristiques d'interface étant diminuées la longueur d'ancrage au delà de la zone plastifiée, i.e. ligne de glissement, devient insuffisante. La mise en place d'un drain, au sein de la structure, doit être fait avec précautions. En effet si celui-ci est défectueux l'interface drain sol est saturé et devient un plan de glissement privilégié.

Dans le cadre de la réutilisation de sols de caractéristiques médiocres, la mise en oeuvre correcte du matériau de remblai constitue un des éléments prépondérant pour garantir un bon comportement de l'ouvrage. La réflexion menée durant cette expérience a surtout été de maîtriser la méthode de mise en oeuvre et de compactage. Un bon compactage donne une mise en tension satisfaisante des parois de l'alvéole mobilisant ainsi l'effet de membrane permettant d'obtenir l'effet de confinement. La détermination de paramètres élastiques tels que le module d'Young et coefficient de frottement à l'interface revêt une grande importance pour la modélisation.

Ce géoconteneur permet de réaliser des massifs de soutènement souples à l'aide des matériaux du site et à l'aide de techniques simples de mise en oeuvre. Le principe de confinement est à revoir sous un nouvel angle : pour les sols de mauvaise qualité : confinement maximal du massif pour les sols de bonne qualité : confinement sur au moins trois alvéoles avec ancrages et mauvais sol dans le remblai. On choisira un espacement entre lit inférieur à un mètre. Au delà de cette hauteur les risques de déformations localisées deviennent importants. Cette technique de renforcement des sols présente une grande tolérance aux tassements différentiels, et de ce fait évite le recours à des fondations coûteuses.

## CONCLUSION ET PERSPECTIVES

On peut être tenté de rapprocher les ouvrages renforcés par le géotextile alvéolaire des ouvrages classiques en géotextile et des ouvrages en Terre Armée. Ces trois procédés présentent en effet un certain nombre de similitudes : la fonction soutènement est réalisée par un massif poids de sol renforcé, le renforcement est obtenu par des armatures qui reprennent principalement des efforts de traction, celles-ci sont placées horizontalement lors de la mise en oeuvre du remblai, et en général le parement est vertical.

Cependant, la similitude entre les trois types d'ouvrages se limite à ces quelques points particuliers, et les différences apparaissent lors de l'analyse de leur comportement interne.

Dans les ouvrages en Terre Armée, la forme de bande des armatures permet de mobiliser la dilatance du sol dans le comportement local de celui-ci et de l'armature, lors du travail en extraction. Le supplément de contrainte verticale locale, ainsi obtenue par dilatance empêchée au droit de l'armature, permet de mobiliser un frottement important malgré la faible largeur des armatures, en particulier dans la partie supérieure du mur où les contraintes verticales sont les plus faibles. Ce mode de travail intéressant nécessite cependant l'emploi de sols dilatants et donc suffisamment élaborés.

Les géotextiles traditionnels se présentant sous forme de nappes, ne font en principe pas intervenir la dilatance du sol en raison de leur caractère bidimensionnel. Dans le cas général, le supplément de contrainte normale, que permet de mobiliser le phénomène de dilatance empêchée sur les armatures en bande, ne sera pas nécessaire pour mobiliser la force de frottement indispensable à la stabilité, en raison de la surface importante de contact entre le sol et le géotextile. Il sera donc possible d'employer avec les géotextiles des sols non dilatants et en particulier tout matériau susceptible d'être utilisé en remblai.

Le principe du géotextile tridimensionnel est de limiter les extensions du sol par l'effet de confinement correspondant à la mise en tension des parois géotextiles de l'alvéole. La fonction de confinement du géotextile alvéolaire peut être assimilée à celle d'un liant souple du sol contenu. La structure composite ainsi obtenue possède une cohésion que ne présente pas le constituant granulaire. En effet, la présence de ce géotextile crée un mécanisme de confinement du matériau qui améliore sa résistance au cisaillement et à la traction. L'intérêt de cette structure est de permettre d'utiliser les matériaux du site et un textile de qualité courante. L'intérêt de ces structures réside, notamment, dans le domaine des massifs de soutènement et dans le domaine des murs de soutènement qui tolèrent des déformations. Elles doivent permettre l'utilisation de matériaux locaux économiques tels que l'argile, inutilisable sans renforcement.

Les apports du travail présenté ci-dessus qui nous semblent les plus intéressants sont les suivants. En premier lieu, une meilleure connaissance du fonctionnement du phénomène de confinement. A l'égard de ce mode de fonctionnement, le rapport côté sur hauteur joue un rôle important. Après avoir montré la capacité des logiciels à représenter le complexe sur divers chemin de sollicitation au niveau local nous avons développé deux méthodes de dimensionnement du massif en sol renforcé. Ces méthodes permettent de modéliser l'hétérogénéité du comportement des matériaux et la géométrie complexe des ouvrages.

## CONCLUSION

La réalisation des expériences a été menée avec l'objectif de retrouver les conditions de la rupture des ouvrages connaissant l'histoire de chargement et d'analyser plus généralement l'influence des dispositifs constructifs sur la stabilité. Ces essais permettent d'avoir une vision globale des différentes sortes de rupture qui peuvent apparaître dans un ouvrage : rupture par insuffisance des caractéristiques ou par surcharge. La comparaison des résultats expérimentaux avec ceux obtenus par les modèles numériques nous a permis de jeter un regard critique sur la nature des phénomènes et l'importance des paramètres. Les méthodes de calcul mises au point, validées sur les massifs expérimentaux grandeur nature et en laboratoire, ont montré une prédiction correcte de la déformation sur les ouvrages en service selon les différentes configurations. Les résultats expérimentaux obtenus sont compatibles avec les hypothèses faites sur les paramètres de comportement des matériaux. Afin de valider précisément les modèles, des méthodes d'interprétation des mesures sont proposées, qui devront faire l'objet de raffinements ultérieurs.

La technique Armater développée conjointement avec le LERMES de Clermont Ferrand, le LRPC et l'INSA de Lyon offre des possibilités non négligeables de développement pour cette entreprise. L'optimisation du concept global et du produit par la définition du potentiel de celui-ci entraîne une amélioration de la technique de production.

Grâce à ce travail de thèse la société a acquis un savoir-faire au niveau technique et étude qui lui a rendu possible l'accès à une nouvelle part de marché que constitue le renforcement des sols, part qui lui échappait jusqu'alors. Les qualités spécifiques de cette technologie ont permis de cibler très précisément la clientèle potentielle et les contraintes de prix pour chaque créneau. En possession de ces éléments l'action commerciale à court et à long terme est mieux définie, et permet des choix de stratégie adaptés au potentiel de l'entreprise. Le marché est important en France avec la diminution du nombre d'autorisations d'ouvertures de carrières et à l'étranger avec par exemple l'absence de bons matériaux dans les pays d'Asie du Sud Est. De nombreux types d'ouvrages sont concernés : remblais routiers et autoroutiers, merlons de protection vis-à-vis du bruit, des projections ou des explosions, aménagement de CET, protections de cuves de gaz contre le feu. Sur les bases ci-dessus, de nouveaux calculs et l'élaboration d'un catalogue d'abaques de dimensionnement étendu à d'autres variantes sont en cours. Nous n'avons utilisé dans ce travail que des chemins de chargement monotones croissant, la suite pourra s'intéresser aux phénomènes tels que le fluage ou les sollicitations variables (séismes).

## BIBLIOGRAPHIE

[A]

[ABD 92]

ABDUL BAKI A. Analyse probabiliste du comportement de deux remblais sur versant instable - Doctorat d'état -INSA LYON - 1992

[ANT 90]

ANTHOINE A. Une méthode pour le dimensionnement à la rupture des ouvrages en sols renforcés - Rev. Franç. Géotech - N.50 - janv 1990 - p. 5

[AIR 85]

AIREY D.W. BUDHU M. WOOD D. M. Some aspect of the behaviour of soils in simple shear- Developpements in soil mechanics and foundation engineering - Vol 2 - Elsevier - 1985 - pp185 -213

[B]

[BAC 81]

BACOT J. Contribution à l'étude du frottement entre une inclusion souple et un matériau pulvérulent : cas de la terre armée- Doctorat d'état -INSA LYON - 1981

[BAC 86 ]

BACOT J. COLLET CH. GIELLY J. Evaluation de la capacité d'ancrage d'une inclusion souple par une loi de frottement - III Congrès International des Géotextile - Vol 1 - avril 1986 - p.425

[BAT 93]

BATHURST R.J. KARPURAPU R. Large scale triaxial compression testing of geocell reinforced granular soils - Geotechnical testing journal - GTJODJ, vol 16 N.3 - septembre 1993 - pp. 296 -303

[BEN 01]

BENARD M. Les tourbillons cellulaires – Ann. Chimie et Physique – 1901 – 7 série – p. 23

[BIL 93]

BILLAUX D. CUNDALL P - Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments lagrangiens - Rev Franç Géotech - N 63 - avril 1993 - p. 921

[BIS 66]

BISHOP A. W. The strenght of soils as engineering materials - Geotechnique - Vol 16 - N°2 - 1966 - pp89-130

## BIBLIOGRAPHIE

[BLA 85]

BLANCHIER A - Etude de la stabilité d'un mur renforcé par des nappes - Doctorat Ingénieur -LYON 1 - 1985

[BOL 92]

BOLLO-KAMARA N. O. Etude de la mobilisation du frottement d'un géotextile sollicité en traction dans un milieu analogique bidimensionnel - Doctorat - INSA de Lyon - 1992

[BOR 86]

BORDAIRON M. Dimensionnement des massifs en sol renforcé par - Doctorat - INP GRENOBLE - 1986

[BOU 90]

BOURDEAU Y. KASTNER R. BOLLO N. BAHLOUL F. Comportement en ancrage d'un géosynthétique enfoui dans un matériau - 5eme Colloque franco-polonais de mécanique des sols appliquée - sept. 1990

[BOU 93]

BOURDEAU Y. RIONDY G. COLIN J.C. Utilisation de jauges de déformation pour l'étude du comportement en ancrage d'une nappe géotextile noyée dans un matériau - Greco géomatériaux - avril 1993 - p. 303

[BOU 94]

BOURDEAU Y. OGUNRO T. LAREAL P. RIONDY G Use of strain gages to predict soil-geotextile interaction in pullout tests - V Congrès International des Géotextile - Vol 1 - septembre 1994 - p.451

[BOY 94]

BOYLE S. R. HOLTZ R. D. Deformation characteristics of geosynthetic-reinforced soil - V Congrès International des Géotextile - Vol 1 - septembre 1994 - pp361-364

[BRE 93]

BREUIL D Etude du comportement de murs de soutènement réalisés à l'aide d'un géotextile tridimensionnel - Mémoire de DEA - LGC UBP - sept. 1993

[BRO 81]

BROMS B.B. IVMARK G. MATTSON A. Tubular elements as foundation for structures - X ICSMFE Stockholm - Vol 2 - juin 1981 - pp61 66

[C]

[CAM 83]

CAMBOU B. SUPARTONO F. Analyse critique et extension de la méthode des perturbations appliquée au calcul de stabilité des pentes en rupture non circulaire - Congrès de mécanique des sols appliquée - ENSG-NANCY - oct. 1983 - p.239

[CAN 90]

## BIBLIOGRAPHIE

CANCELLI MONTI RIMOLDI Comparative study of geosynthetics for erosion control - 4th international conference on geotextile The Hague - Vol 2 - mai 1990 - pp 403-408

[CFG 83]

CFGG Réception et mise en oeuvre des géotextiles, normes françaises d'essais - 1983

[CFG 90]

CFGG Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre - 1990 - pp. 50

[COL 87]

COLLIOS A. Loi d'interaction mécanique sol-géotextile Doctorat Ingénieur - GRENOBLE 1 - 1987

[D]

[DAR 17]

D'ARCY THOMPSON W. On growth and form – Cambridge University Press – 1917, 1992 – p 327

[DEG 86]

De GARIDEL R. MOREL G. Techniques nouvelles de renforcement des sols par des éléments textiles en voirie à faible trafic - III Congrès International des Géotextiles - Vol 1 - avril 1986 - p. 153

[DEL 87]

DELAGE P. SHEWBRIDGE J Composite sol-inclusion, comportement en cisaillement – flexion - Greco Geomatériaux groupe 4 - 1987 - p.326

[DEL 80]

DELMAS P. GOURC J.P Estimation de l'effet de renforcement d'un géotextile sur la capacité portante d'un bicouche - ENTPE Journée Géotechnique - 1980

[DEL 86]

DELMAS P. BERCHE J.P. GOURC J.P Le dimensionnement des ouvrages renforcés par géotextiles: programme Carthage - Bull. Liaison Labo. P. et Ch. - N.142 - mars-avril 1986

[DOU 85]

DOUNIAS G.T. POTTS D.M.. Numerical analysis of drained direct shear tests - Journal of the Geotechnical Engineering Division - ASCE - Vol 119 No 12 - décembre 1993 - p.1870-1891

[DUN 67]

DUNCAN J.M. SEED B.H. Corrections for strenght test data - Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division - ASCE - Vol 93 SM5. - septembre 1967 - p.121-137

[E][F]

## BIBLIOGRAPHIE

[FOU 87]

FOURNIER J.M. Dimensionnement d'un géotextile tridimensionnel (NIDAPLAST) Etude du comportement en fonction de la portance du sol - Mémoire d'ingénieur CUST - juin 1987

[G]

[GAL 90]

GALERA I. Approche théorique du comportement du complexe sol-géosynthétique - Doctorat 3eme cycle - GRENOBLE 1 - 1990

[GHY 27]

GHYKA M.C. Esthétique des proportions dans la nature et dans les arts – Editions du Rocher – 1927, 1987 - p320

[GHY 31]

GHYKA M.C. Le nombre d'Or – NRF Gallimard – 1931, 1991 – p186

[GIR 85]

GIROUD J.-P. Symbols for geotechnical engineering : geotextiles and geomembranes – Geotextiles and Geomembranes – Vol 2 – N°3 - 1985

[GOT 91]

GOTTELAND PH. Renforcement des sols par géosynthétiques : Dimensionnement et validation- Doctorat 3eme cycle - GRENOBLE 1 - 1991

[GOU 86]

GOURC J.P. RATEL A. DELMAS P. Calcul des murs en sol renforcés : "méthode en déplacement" - III Congrès International des Géotextile - Vol 2 - avril 1986 - p.289-294

[H]

[HAY 88]

HAYASHI S. OCHIAI H. YOSHIMOTO A. SATO K. KITAMURA T. Functions and effects of reinforcing materials in earth reinforcement - International geotechnical symposium on theory and practice of earth reinforcement - octobre 1988 - pp99 - 104

[HEN 52]

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 - 1952 - pp20-29

[I]

[ING 83]

INGOLD T.S. A laboratory investigation of grid reinforcement in clay - Geotechnical testing journal - GTJODJ, vol 6, No.3 - septembre 1983 - pp. 112 - 119

[J]

## BIBLIOGRAPHIE

[JAN 95]

JANSSEN M.A. Versuche über getrechedruck in silozellen - zeiftchrift verein deutscher Ingenieur - vol 39 - 1895 - pp. 1045-1049

[JEA 91]

JEAUNEAU C. Approche du fonctionnement d'un géotextile alvéolaire en renforcement des - Mémoire d'ingénieur CUST - juin 1991

[JEW 85]

JEWELL R.A. Limit equilibrium analysis of reinforced soil walls - XI ICSMFE - San Fransisco - 1985 - p.1705-1708

[JEW 86]

JEWELL R.A. Strengh and deformation in reinforced soil - III Congrès International des Géotextile - Vol 1 - avril 1986 - p.920

[JEW 87]

JEWELL R.A.WROTH C.P. Direct shear tests on reinforced sand - Geotechnique - Vol 37, No 1- 1987 - pp 53-68

[JUR 90]

JURAN I. IDER H. FARRAG K. Strain compatibility analysis for geosynthetics reinforced soil - Journal of the Geotechnical Engineering Division - ASCE - Vol 116 GT2. - fevrier 1990 - p.312-329

[JUR ]

JURAN I. SCHLOSSER F. LOUIS C Le renforcement des sols par barres - -p.713-716

[K]

[KHA 86]

KHAY M. MOREL G. PERRIER H. Emploi des géotextiles dans les chaussées de routes économiques: Expérimentations - III Congrès International des Géotextiles - Vol 1 - avril 1986 - p. 25

[KHA 90]

KHAY M. PERRIER H. Sand confinement by textiles in road construction - IV Congrès International des Géotextiles - Vol 1 - mai 1990 - p. 255

[KHA 92]

KHAY M. Assises de chaussées renforcées par des éléments textiles : résultats des planches d'essais - Document interne C.E.R. Rouen - mars 1992

[KUW 94]

KUWANO J. IMAMURA Y. SAKURAI M. OGANAWA K. OZAKI K. Simple shear test on sand reinforced by continuous fibers - V Congrès International des Géotextile - Vol 1 - septembre 1994 - pp357-360

[L]

## BIBLIOGRAPHIE

[LCP 76]

L.C.P.C. S.E.T.R.A Recommandations pour les terrassements routiers - janvier 1976 - octobre 1981

[LED 84]

LE DU J.M. Etude du rôle mécanique des géotextiles dans les chaussées à faible - Mémoire d'ingénieur CUST - juin 1984

[LEM 95]

LEMONNIER P. Application de la méthode variationnelle au problème de l'analyse de la stabilité des talus renforcés par des nappes géosynthétiques - Doctorat 3ème cycle - INSA Lyon - 1995

[LEF 88]

LEFLAIVE E. Durability of geotextile : The french experience - Geotextile and geomembrane - juillet 1988

[LES 89]

LESHCHINSKY D. BOEDEKER R.H. Geosynthetic reinforced soil - Journal of the Geotechnical Engineering Division -ASCE - Vol 115 GT10. - octobre 1989 - p.1459-1478

[LES 85]

LESHCHINSKY D. REINSCHMIDT A.J. Stability of membrane reinforced slopes - Journal of the Geotechnical Engineering Division - ASCE - Vol 111 N°11 - novembre 1985 - p.1285-1300

[LIN 94]

LING H. I. TATSUOKA F. Performance of anisotropic geosynthetic-reinforced cohesive soil mass - Journal of the Geotechnical Engineering Division - ASCE - Vol 120 N°7 - juillet 1994 - p.1166-1184

[LRP 94]

L.R.P.C. Clermont Ferrand Rapport d'expérimentation mur Armater de Charade - Décembre 1994

[LUO 80]

LUONG M.T. Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents - Rev. Franç. Géotech - N.10 - janv 1980 - pp. 39 53

[M]

[MAT 88]

MATICHARD Y. DELMAS P. Le fluage des géotextiles . Etat des connaissances et perspectives- Bull. Liaison Labo. P. et Ch. - N.153 - janv-fev 1988

[MBI 95]

MBIRA MBA P. Réalisation et suivi expérimental d'un mur en géotextile tridimensionnel - Mémoire d'ingénieur Ecole polytechnique de Masuku - janvier 1995

## BIBLIOGRAPHIE

[MES 93]

MESTAT L. Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis - Rapport de recherche LPC - GT52 - mars 1993

[MET 94]

METEO FRANCE Pluviométrie de la station St Genêt Champanelle - septembre 1994

[MHA 94]

MHAISKAR S. MANDAL J. Three dimensional geocell structures : performance under repetitive load – V Congrès International des Géosynthétiques – Vol 1 – Septembre 1994 – p. 155

[MON 94]

MONTANELLI F. RIMOLDI P. The development of junction strength test for geosynthetics – V Congrès International des Géosynthétiques – Vol 1 – Septembre 1994 – p. 445

[MUR 86]

MURRAY R.T. ANDRAWES K.Z. McGOWN A. Design, construction and performance of reinforced soil walls - III Congrès International des Géotextile Vienne- Vol 2 - avril 1986 - p.1003

[N][O][P]

[PER 83]

PERRIER H. Sol bicouche renforcé par - Rapport de recherche LPC - N.125 - octobre 1983

[PUI 86]

PUIG J. SCHAEFFNER M. Fonctionnement et règles d'emploi d'un géotextile tridimensionnel utilise pour la lutte contre l'érosion pluviale- III Congrès International des Géotextile Vienne -Vol 2- septembre 1986 - pp 477-482

[Q][R]

[RAJ 99] Rajagopal K., Krishnaswany N.R., Madhavi Latha G., Behaviour of sand confined with single and multiple geocells, Geotextiles and Geomembranes, 17(1999) 171-184

[RAT 87]

RATEL A. Modélisation d'un sol renforcé par géosynthétique : application de la méthode des déplacements - Doctorat Ingénieur - GRENOBLE 1 - 1987

[RAU 74]

RAULIN P. ROUQUES G. TOUBOL A. Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire - Rapport de recherche L.P.C. - N.36 - juin 1974

[REI 92]

REIFFSTECK P. Consolidation des sols support de chaussées par un géotextile tridimensionnel - Mémoire de DEA - LGC UBP - sept. 1992

## BIBLIOGRAPHIE

[REI 95a]

REIFFSTECK P. GOURVES R. Modélisation des massifs tridimensionnels alvéolaires - XIIèmes Journées de l'AUGC - mai 1995

[REI 95b]

REIFFSTECK P. GOURVES R. POUGET P. GENTET P. Réalisation d'un mur expérimental en géotextile tridimensionnel alvéolaire à Charade (Puy de Dôme) - II ème Congrès Français de géotextiles - Vol 1 - sept. 1995

[REI 95c]

REIFFSTECK P. GOURVES R. VIGNON J.F. Soil gravity wall reinforced with a three-dimensional geotextile - Geotextile and geomembrane - (at press) dec. 1995

[RIM 94]

RIMOLDI RICCIUTI Design method for three-dimensional geocells on slope - V Congrès International des Géotextile Singapour-Vol 2- septembre 1994 - pp 999-1002

[S]

[SCH 81]

SCHLOSSER F. GUILLOUX A. Le forttement dans le renforcement des sols - Rev. Franç. Géotech - N.16 - août 1981 - pp. 65-77

[SHI 90]

SHIMIZU M. INUI T. Increase in the bearing capacity of ground with geotextile wall - IV Congrès International des Géotextiles - Vol 1 - mai 1990 - p. 254

[T]

[TAV 86]

TAVERNE V. Etude du rôle de renforcement des géotextiles tridimensionnels dans les chaussées à faible trafic - Mémoire d'ingénieur CUST - juin 1986

[TCH 58]

TCHENG Y. Pouvoir portant d'un solide composé de deux couches plastiques différentes - Cahiers de la recherche théorique et expérimentale - N.5 - 1958

[THI 80]

THIBAUT D. Contribution à l'étude du phénomène de fatigue sur les géotextiles - Travail de fin d'étude Institut Gramme - 1980

## BIBLIOGRAPHIE

### [U]

#### [UES 86]

UESUGI M. KISHIDA H. Influential factors of friction between steel and dry sands Soils and foundations -Japanese society of Soil Mechanics and Foundation Engineering - Vol 26 - No 2 - pp33-46 - june 1986

#### [V]

#### [VOU 85]

VARDOULAKIS I. DRESCHER A. Behaviour of granular soil specimens in the triaxial compression test - Developments in soil mechanics and foundation engineering - Vol 2 - 1985 - p.215-252

#### [VUC 82]

VUCETIC M. LACASSE S. Specimen size effect in simple shear test - Journal of the Geotechnical Engineering Division - ASCE - Vol 108 GT12. - decembre 1982 - p.1567-1585

#### [W][X][Y]

#### [YOS 81]

YOSHIMI Y. KISHIDA T. A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surfaces - Geotechnical testing journal - GTJODJ, vol 16 N.3 - septembre 1993 - pp. 296 -303

### [Z]

#### [ZAN 94]

ZANARDI S. KUNTZ O. Etude de la stabilité des murs de soutènement alvéolaires : procédé Armater - Travail de fin d'étude INSA - juin 1994