

50376  
1992  
113

62210

50376  
1992  
113

N° d'ordre: 901

THESE

*présentée à*

L'UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES  
DE LILLE FLANDRES ARTOIS

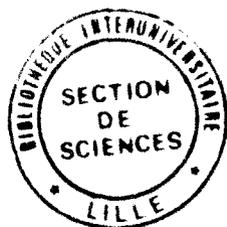
*pour obtenir le titre de*

DOCTEUR EN GENIE CIVIL

*par*

Sinaly OUATTARA

Ingénieur TPE



*sujet:*

**ETUDE EXPERIMENTALE DU  
COMPORTEMENT DES SABLES CONFINES  
PAR FIBRES OU PAR MANCHONS**

Laboratoire d'accueil:

*Centre Experimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et  
des Travaux Publics*

*à*

*Saint-Rémy-Lès-Chevreuse*

*Soutenue le 17 Avril 1992 devant la commission d'Examen*

J. P. HENRY	Président
C. PLUMELLE	Rapporteur
I. SHAROUR	Rapporteur
M. MARIOTTI	Examineur

Sujet:

Etude expérimentale du comportement des sables confinés par  
fibres courtes ou par manchons.

Je dédie ce mémoire:

à la mémoire de ma Mère qui nous a quittés très tôt,

à mes Parents pour leur compréhension, leur soutien constant et la confiance qu'ils ont toujours su me témoigner,

à Mariam

à Madeleine

Jala ka bon jala di  
N'gan jala man kunan jala di.

Adage mandingue.

*(Il y a des Caïlcédrats <sup>1</sup> gigantesques,  
Il y en a aussi de manlingres,  
Pour autant, ils sont toujours d'égale amertume!)*

<sup>1</sup> Khaya senegalensis; arbre à écorce au goût très amer des régions de l'Afrique Occidentale.

## PRÉAMBULE

Le travail présenté ici constitue une contribution à l'étude du comportement des sables confinés par fibres synthétiques ou par manchons en géotextile et des applications futures qu'ils laissent entrevoir.

Ces recherches ont bénéficié d'un grand soutien du CEBTP (Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics) à Saint-Rémy-Lès-Chevreuse et du CNAM (Conservatoire National des Arts et Métiers) de Paris qui mirent à disposition leur laboratoire et leur matériel.

Qu'ils trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.

Qu'il me soit permis de remercier naturellement les membres qui ont accepté de faire partie de mon jury.  
Il s'agit notamment de:

- Monsieur Jean Pierre HENRY, professeur à l'Université des Sciences et Technologies de Lille, m'a accueilli au sein de son équipe doctorale, a assuré la direction scientifique et a accepté la présidence du jury.

- Monsieur Claude PLUMELLE, conseiller technique au département géomécanique du CEBTP et Professeur de mécanique des sols au CNAM outre la direction technique des travaux, a eu la tâche ingrate de la correction du mémoire et a accepté d'en être rapporteur.

- Monsieur Issam SHAHROUR Professeur à l'École Centrale de Lille, a manifesté un intérêt particulier pour ce travail et a accepté d'en être rapporteur.

- Monsieur Marcel MARIOTTI, Ingénieur, conseiller technique auprès de la direction scientifique du CEBTP, promoteur du thème de recherche, a pris le temps de me faire profiter d'une partie de son expérience par des remarques et suggestions fort intéressantes.

J'exprime ma sympathie à tout le personnel du CEBTP et du CNAM, qui, au long de ces années de recherches m'a apporté son soutien technique, matériel et amical. Je pense notamment à Monsieur Rémi GASNIER, à Monsieur Olivier ROLAND, à Françoise MERVILLE.

Je ne saurais tourner cette page sans réitérer ma gratitude aux parents et amis qui de près ou de loin, m'ont accordé leur soutien et leur confiance du début jusqu'à l'aboutissement de ces travaux.

## SOMMAIRE GENERAL

RESUME	003
INTRODUCTION GENERALE	005
1ère PARTIE: GENERALITES	007
2ème PARTIE: CONFINEMENT INTERNE	059
ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	065
ETUDE EXPERIMENTALE	081
3ème PARTIE: CONFINEMENT EXTERNE	130
ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	135
ETUDE EXPERIMENTALE	145
4ème PARTIE: PERSPECTIVES DE MODELISATION	169
CONCLUSION GENERALE	196
ANNEXES	198
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	026
ABSTRACT	036

## RESUME

Les travaux réalisés s'inscrivent dans le cadre des projets spécifiques de la Commission des Communautés Européennes.

Ils portent sur le développement de l'utilisation des géotextiles et des fibres courtes dans le renforcement des matériaux granulaires et couvrent trois phases d'étude ayant nécessité des essais préliminaires, des essais de faisabilité et des essais approfondis précédant la phase dite d'exécution elle même antérieure à la phase de diffusion.

Les essais des phases préliminaire et de faisabilité ont mis en évidence en ce qui concerne le sol confiné par géotextile, un matériau nouveau, de comportement inverse à celui des matériaux classiques en ce sens que sous faible chargement on assiste à une plastification du matériau et au fur et à mesure que la charge augmente, le matériau tend vers un état d'équilibre élastique avec une croissance de plus en plus de son module de déformation et de sa capacité portante.

Quant au matériau à base de sable et de fibres synthétiques de courte longueur, les premiers essais auxquels il s'est apprêté, ont révélé une amélioration substantielle des propriétés mécaniques du sol confiné.

Pour les essais réalisés par la suite, les efforts ont été orientés vers la réalisation d'essais de laboratoire sur des modèles simples tels que des enveloppes cylindriques ou des manchons de géotextile remplis de sable et des éprouvettes de sable renforcé de fibres synthétiques courtes.

Le choix des géotextiles a porté sur deux variétés de nappes en polyester haute ténacité (un épais et un fin); alors que deux catégories de sable, un sable fin uniforme (sable de Fontainebleau) et un sable de rivière bien gradué (sable de Loire) ont servi de matériaux granulaires de base.

Les fibres sélectionnées ont été des multifilaments en polyester à ténacité et module élevés et des bandelettes en polypropylène.

Les sables et les fibres ont été mélangés dans des proportions données et compactés selon le proctor normal. Les éprouvettes dès leur sortie du moule ont fait l'objet d'essais de compression simple ou de cisaillement drainé non consolidé à l'appareil triaxial.

L'étude du confinement externe a quant à elle, porté sur deux types de matériaux:

Des conteneurs cylindriques chargés suivant la direction de l'axe de révolution rappelant un essai à l'appareil triaxial dans lequel le confinement latéral est apporté par l'enveloppe confinante et des manchons qui ne sont, ni plus ni moins, que des conteneurs cylindriques identiques au premier matériau mais alors chargés suivant une direction perpendiculaire à l'axe de révolution simulant de la sorte un modèle réduit de structure de chaussée.

Le résultat des expériences pratiquées tant sur les conteneurs que sur les mélanges de sable et de fibres courtes a montré l'intérêt et la capacité de ces matériaux nouveaux à remplir des rôles essentiels dans les constructions géotechniques.

## INTRODUCTION GENERALE

L'introduction dans la structure granulaire des massifs en terre d'inclusions à module élastique faible ou élevé modifie le mode de transmission et de répartition des efforts et des déformations.

Ce fait entraîne des modifications de comportement du sol: Dans un cas on assiste à une augmentation de la capacité de chargement lors de déformations élevées; dans l'autre, on assiste à une limitation des déformations sous un chargement déterminé.

Cette constatation a engendré le long des siècles, la conception de divers procédés de renforcement dans les constructions géotechniques.

Des procédés allant du simple mélange de sol avec de la paille ou des fibres végétales ou encore des copeaux de bois, à des structures spatiales réalisées à l'aide de branches, de poutres ou des laceries de branchages remplies de terre et plus récemment, dans les dernières deux décennies, à la technique de la terre armée ou au renforcement des sols à l'aide de nappes textiles et aussi à l'aide de leurs constituants élémentaires: les fibres synthétiques. [99],[100]

L'essor sans cesse grandissant de l'emploi des matériaux textiles ( appelés géotextiles ) ou de façon générale de celui des géosynthétiques ( ensemble des matériaux de synthèse utilisés en géotechnique ), est la preuve d'autant d'avantages procurés tant sur le plan technique que sur le plan économique. La large gamme de leurs propriétés les prédestine à des utilisations très diversifiées et, presque chaque jour, de nouveaux matériaux apparaissent.

Notre travail expose les recherches effectuées au laboratoire de mécanique des sols du C.E.B.T.P. ( Centre d'Etudes et de Recherches en Bâtiments et Travaux Publics ) à Saint-Rémy-Lès-Chevreuse en vue d'une meilleure connaissance du

comportement et des utilisations que laissent entrevoir deux matériaux nouveaux que sont:

- les conteneurs:

Sable confiné dans un manchon en géotextile ou encore obtenu par liaison entre eux des extrémités d'une nappe géotextile en enfermant un élément de sol.

et

- les fibres courtes:

Mélange de sable et de fibres synthétiques de courte longueur.

Le travail que nous présentons ici se divise en quatre parties essentielles.

- une première partie contenant les généralités relatives à la présentation, à l'identification et à la mesure des propriétés physico-mécaniques des matériaux de l'industrie textile.

- une deuxième partie qui, après présentation des connaissances acquises sur le sujet, traite des travaux réalisés dans le cadre de nos recherches sur le confinement interne par fibres courtes.

- une troisième partie suivant la même démarche que dans la partie précédente avec le fait qu'elle aborde le sujet du confinement externe à l'aide de manchons.

- et une quatrième partie consacrée quant à elle aux perspectives d'une modélisation du comportement des deux matériaux: mélange sable-fibres et conteneur.

**PREMIERE PARTIE : GENERALITES**

**Sommaire PARTIE 1****GENERALITES**

<b><u>A. HISTOIRE ET DEVELOPPEMENT</u></b>	<b>10</b>
AI. Historique	10
AII. Domaines d'application et développement de la technique	11
AII1. Objectifs	11
AII2. Domaines d'application	12
AII3. Programme de recherches	16
<b><u>B. TECHNIQUES D'AMELIORATION ET DE RENFORCEMENT DES SOLS</u></b>	<b>18</b>
BI. Les procédés mécaniques	18
Les méthodes par substitution de sol, les méthodes par soustraction de sol, les méthodes par densification du sol en place.	
BII. Les procédés chimiques	19
Les traitements aux liants hydrauliques, les traitements aux liants hydrocarbonés, les traitements thermiques, les matériaux composites.	
BIII. Les procédés physiques	19
La terre armée, le clouage, les micropieux, les géosynthétiques, le Texsol.	
<b><u>C. PRESENTATION DES GEOSYNTHETIQUES</u></b>	<b>26</b>
CI. Les fibres	26
Les fibres naturelles, les fibres minérales synthétiques, les fibres organiques synthétiques.	
CII. Les géotextiles	27
Les "tissés", les "non tissés", les "tricotés", les "composites".	
CIII. Les géomembranes	31
CIV. Les nids d'abeilles	31
CV. Les géogrilles	32
Les micro-grilles, les filets plastiques, les filets souples.	
<b><u>D. CARACTERISATION DES PRODUITS TEXTILES</u></b>	<b>34</b>
DI. Caractéristiques physico-chimiques des fibres	34
DII. Caractérisation des fibres	35
DIII. Caractérisation des géotextiles	42
Les paramètres mécaniques, hydrauliques et de filtration.	

<b><u>E. INTERACTION SOL-TEXTILE</u></b>	<b>47</b>
EI. Comportement mécanique des sols	47
EII. Comportement mécanique des fibres	49
EIII. Comportement mécanique des nappes textiles	49
EIV. Frottement et adhérence sol-textile	50
EIV1. Frottement sol-fibre	50
EIV2. Adhérence sol-nappe	52
EIV21. Essai de cisaillement à la boîte	52
EIV22. Essai d'ancrage, d'extraction ou d'arrachement	53
EIV3. Paramètres déterminant la qualité du frottement	56

## A. HISTOIRE ET DEVELOPPEMENT

### I. HISTORIQUE

L'idée du renforcement et de l'amélioration des sols a toujours été d'actualité.

De tout temps, l'homme a eu recours à la terre pour bâtir son habitat ou pour édifier des monuments.

Très tôt, il a été confronté à la faiblesse de ses caractéristiques mécaniques.

Il s'est aperçu que l'adjonction à de l'argile d'éléments résistants tels, de la paille, du jonc, ou des cordages, palliait en partie le phénomène de retrait et apportait de façon sensible, un gain de résistance. [6],[12]

Les grandes tours religieuses (Ziggourats) des Babyloniens - 2500 ans avant J.C.- témoignent de cette application.

Les murailles de ces ouvrages en briques d'argile séchées, liées avec du mortier en bitume ont été renforcées:

- soit avec des nattes, en joncs tressés, disposées horizontalement dans la terre,

- soit avec des cordes placées perpendiculairement au mur et espacées de façon régulière verticalement et horizontalement.

En Extrême-Orient, des tiges de bambou ont servi à conforter des terrains meubles.

Toujours par le passé, des pilotis, des ramifications de racines naturelles ont permis de stabiliser des pentes.

De même, la conteneurisation, depuis des temps anciens a été un moyen simple et rapide de réemploi des matériaux en place.

Les premières utilisations connues de conteneurs remontent aux Egyptiens [99] qui les conçurent avec une structure en osier

tressé pour être utilisés dans les ouvrages de défense militaire et dans des ouvrages de protection dans la lutte contre les crues du Nil.

Ces ouvrages ne remplissaient cependant, que des fonctions provisoires et devaient être fréquemment restaurés.

Tous ces exemples montrent que le recours aux conteneurs et aux fibres est une pratique très ancienne.

Aujourd'hui, la nécessité d'aménager des sites difficiles du fait de la présence de talus instables ou de sols à caractéristiques mécaniques médiocres d'une part; et d'autre part, la nécessité d'allier efficacité et économie dans les projets de génie civil, ont amené les concepteurs à créer de nouveaux matériaux faisant appel à des moyens divers: chimiques, mécaniques ou physiques.

Dès les années 60, on a assisté à un retour en force des fibres dans le génie civil. Elles se présentèrent cette fois sous une nature synthétique.

Ces fibres synthétiques, de longueur courte ou continue assemblées ou non en nappes (de même structure que les textiles) interviennent dans les travaux relevant de la géotechnique d'où d'ailleurs le terme de " Géotextiles " proposé par J. P. Giroud - ingénieur français - pour les désigner [59].

Les fibres utilisées isolément n'ont pas connu le même succès que les nappes ainsi qu'en témoigne les récents colloques et congrès internationaux tenus sur l'emploi des géotextiles.

A notre connaissance, un seul matériau: le Texsol, à base de sol et de fibres est en usage. Les fibres, de nature synthétique, sont présentes dans ce matériau sous forme de filament continu.

L'emploi des fibres courtes reste encore au niveau de l'expérimentation. Malgré des scepticismes exprimés çà et là quant à leur l'emploi dans les ouvrages définitifs de Génie civil, des recherches se poursuivent en laboratoire.

## **II. DOMAINE D'APPLICATION ET DEVELOPPEMENT DE LA TECHNIQUE**

### **1. Objectifs**

Les idées de valorisation des matériaux granulaires par les procédés nouveaux que nous expérimentons ont germé au cours d'études de cas pathologiques d'instabilité d'assise de voies ferrées menées par M. Mariotti alors conseiller technique en Afrique du Nord<sup>[96]</sup>.

Les couches de sol non traitées ne se prêtent pas à la nature des sollicitations notamment les flexions imposées par le trafic.

Procéder de manière classique à un traitement aux liants hydrauliques exige un coût financier et n'apparaît en somme que comme un palliatif. La rigidité conférée n'est que relative; le rapport entre résistance à la traction et résistance à la compression reste faible; de plus, ces matériaux ont le désavantage de conserver de façon indélébile la marque des fissurations antérieures consécutives aux phénomènes de retrait, de dilatation thermique ou de flexion. Ces défauts dans les couches sous-jacentes aux revêtements se propagent et, sous l'action du temps et de la fatigue, resurgissent en surface et exigent de fréquents entretiens.

Par ailleurs, dans les régions de sable où n'existent pas, à proximité, de zones d'emprunt de matériaux pierreux, l'exécution des routes, même à faible trafic, pose de sérieuses difficultés d'autant plus que les procédés de stabilisation de sable au ciment ou au bitume, non seulement constituent des solutions onéreuses demandant un savoir-faire, mais aussi ne donnent pas toujours satisfaction.

Le choix d'un autre mode de traitement se fit de plus en plus pressant et se concrétisa avec le résultat des essais préliminaires pratiqués sur les manchons et sur les mélanges de fibres.

Les avantages se montrèrent nombreux et laissaient entrevoir des applications s'étendant à des domaines variés.

## 2. Domaine d'applications

### a. Conteneurs

#### En route:

#### - Conception d'assises de chaussée en conteneurs

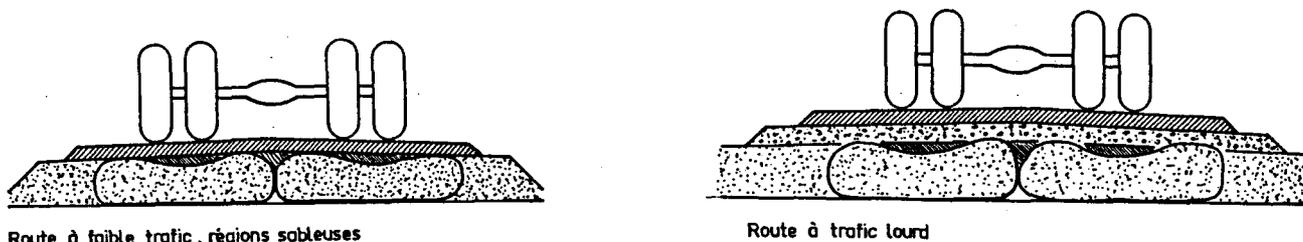


Figure 1: Structure de chaussée d'après Mariotti [96]

### En fondation:

- Amélioration de la portance des sols mous; soutènement ou remblais renforcé type terre armée à l'aide de conteneurs ou de gabions dans le cadre d'agrandissement de voies.

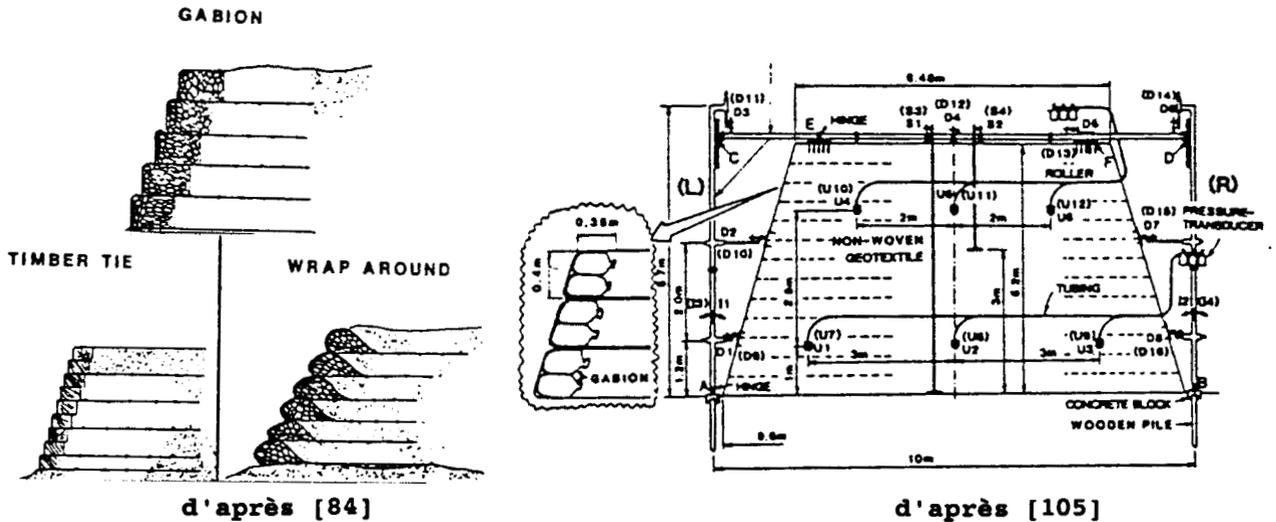


Figure 2: Murs de soutènement renforcés par gabions en géotextile.

### En voies ferrées:

- Conception de ballast armé de manchons en géotextile.

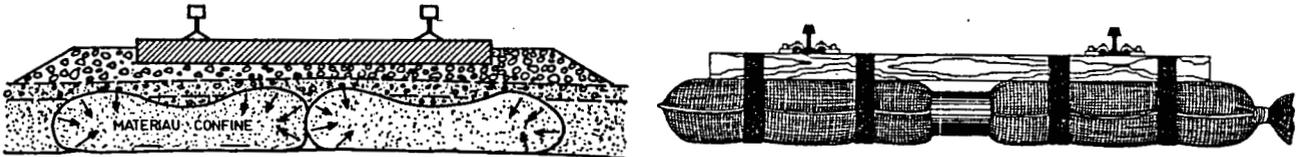


Figure 3: Assise de voie ferrée d'après Mariotti [96] et Van Santvoort [107]

### En pont:

- Conception de murs et de culées en sable confiné par enveloppes textiles (figure 4).

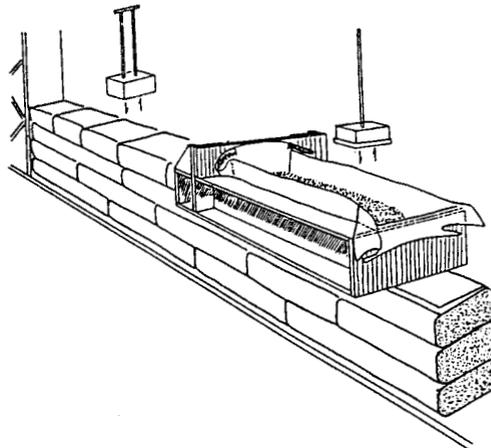


Figure 4: Mur en sable par "encapsulé" dans une membrane imputrescible de géotextile [96]

### En hydraulique:

- Conception de digues de protection à l'aide de boudins textiles.

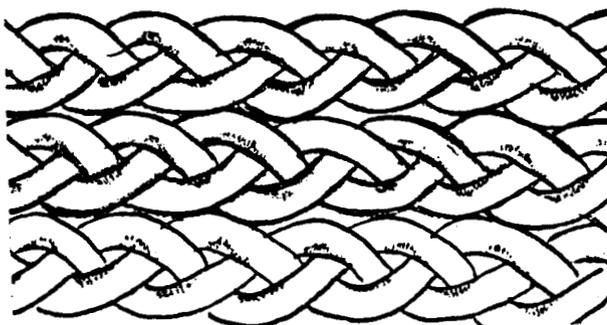


Figure 5: Boudins textiles tressés pour la défense des berges d'après Perrier [100]

- Réfection de quais, Système anti-érosion des pipes-lines.

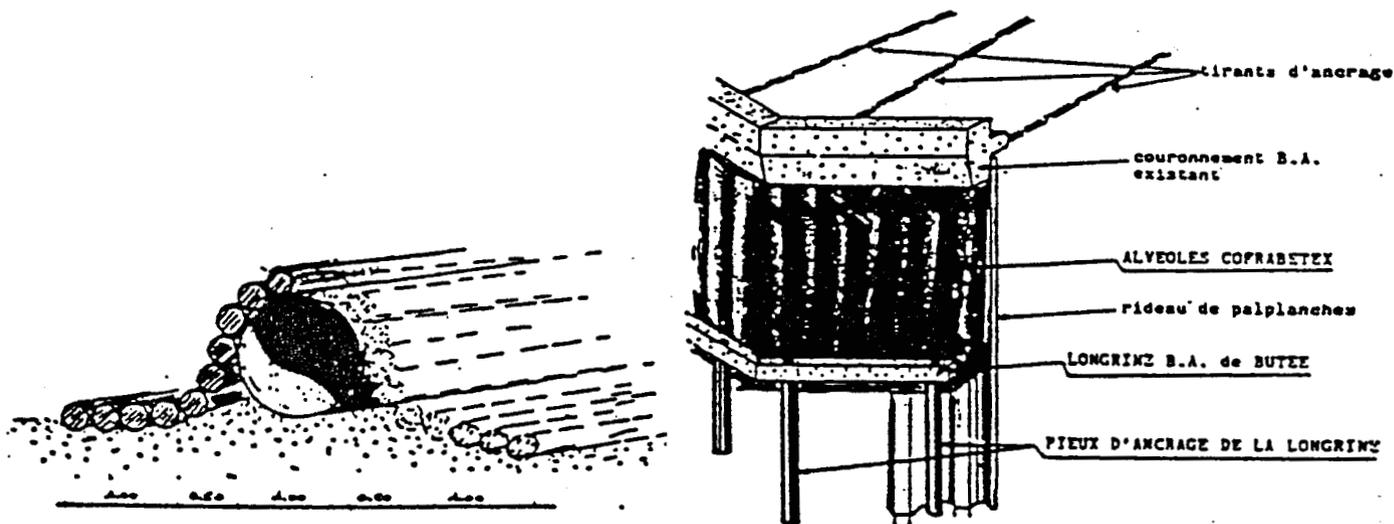


Figure 6: Système anti-érosion des pipes-lines et réfection de quais par procédé COFRABETEX: Alvéoles de géotextile armées remplies de béton [93]

### Autres applications:

Outre la valorisation des déchets de carrière et de tout autre matériau granulaire ne répondant pas à la totalité des spécifications en vigueur dans les techniques routières ou ferroviaires, d'autres destinations peuvent être envisagées pour ces sols confinés notamment la réalisation:

- des ouvrages de protection contre le choc, les impacts, le feu, les explosions.
- des murs antibruit
- des massifs épais antisismiques

- des massifs enterrés répartiteurs de charges
- etc.

### b. Mélanges sable - fibres

#### En route:

- Renforcement des couches de forme à l'aide de couches minces de sols renforcés de fibres courtes.

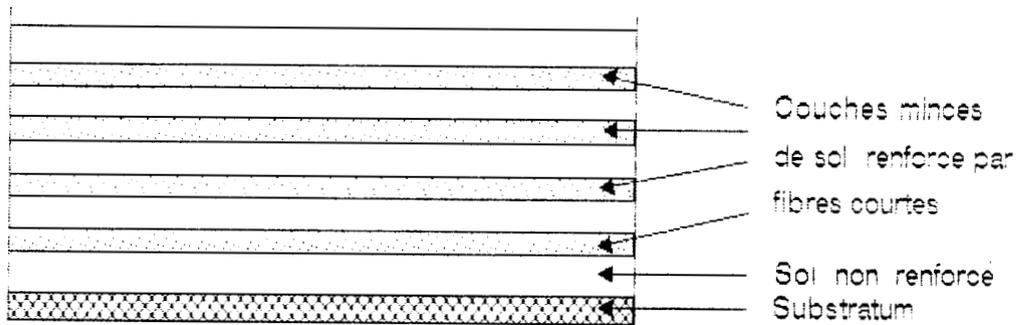


Figure 7: Sol intercalé des couches minces de sol renforcé

#### En fondation:

- Amélioration de la portance des sols mous à l'aide de colonnes de sable renforcé de fibres courtes (figure 8).

#### En stabilité des pentes:

- Talus à géométrie variable avec possibilité d'engazonnement.
- Couvertures de protection contre l'érosion éolienne ou contre la désertification.

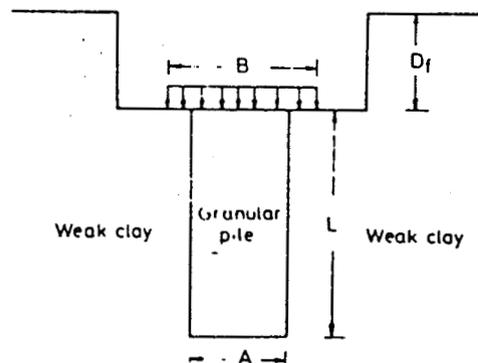


Figure 8: Granular pile in weak clay [34], [23]

### 3. Programme de recherches

Le thème du programme de recherches était le développement de nouvelles conceptions rationnelles de chaussées souples et économiques, d'assises de voies ferrées pouvant se substituer aux conceptions actuelles.

Ces nouvelles structures, outre l'avantage de ne pas présenter les graves défauts rencontrés avec l'utilisation des liants de stabilisation grands consommateurs d'énergie, présentent, ainsi que l'ont prouvé les essais préliminaires, une meilleure résistance à la fatigue réduisant fortement par ce fait, les impératifs d'entretien.

Avant de passer à la phase d'exécution, il est indispensable de mettre à la portée du concepteur des outils lui permettant:

- d'être en mesure d'estimer de façon précise le comportement de l'ouvrage, en particulier ses déformations et en indiquer les garanties relatives à sa durabilité,

- d'améliorer davantage les coûts en rendant l'ouvrage plus économique.

Cela nécessite au préalable:

- une meilleure connaissance des mécanismes se développant dans les sols renforcés d'une manière générale,

- la mise au point de méthodes de dimensionnement rationnel s'affranchissant des méthodes essentiellement empiriques.

Après les essais préliminaires, le programme de recherche s'est déroulé en deux phases.

La première phase s'est limitée à une étude de faisabilité. Elle a porté sur un ensemble d'essais dont la finalité a été de démontrer l'efficacité des modes de confinement proposés en mettant en avant les gains réalisables tant au niveau de la portance que de la déformabilité des deux matériaux.

La deuxième phase devait englober un champ de travail plus vaste prévoyant entre autres:

- une étude expérimentale fondamentale portant sur le comportement mécanique et rhéologique des matériaux granulaires confinés par enveloppe de géotextiles ou par inclusions de fibres courtes,

- une étude expérimentale sur petits modèles de routes,

- une définition des performances nécessaires et des formes optimales de confinement,

- des essais de contrôle et une étude de dimensionnement,

- des expérimentations sur chantier.

Pour des raisons matérielles de financement de contrats et de temps, ce programme a été principalement recentré sur le comportement des mélanges de sable et de fibres et sur les conteneurs.

## **B. TECHNIQUES D'AMELIORATION ET DE RENFORCEMENT DE SOLS**

L'amélioration et le renforcement des sols regroupe un ensemble de techniques faisant appel à divers moyens.

Le but commun à toutes ces techniques est d'assurer d'une façon ou d'une autre:

- soit l'amélioration de la capacité portante du sol à déformation constante,

- soit la limitation des déformations du sol sous un chargement donné.

Cela se réalise en apportant:

- soit du frottement interne,

- soit de la cohésion au sol.

Les procédés utilisés pour y parvenir peuvent être regroupés, selon les moyens déployés en trois catégories:<sup>[11]</sup>

- les procédés mécaniques

- les procédés chimiques

- les procédés physiques

### **I. LES PROCÉDES MÉCANIQUES**

Ces procédés visent, selon la composition granulométrique du terrain en place,

- soit à substituer partiellement ou totalement le sol en place par un matériau de caractéristiques mécaniques meilleures

( colonnes ballastées, jet grouting, congélation, électro-injection ...)

- soit à alléger le poids des remblais sur le sol;

- soit à augmenter la densité des sols en présence par préchargement ou à accélérer le processus de consolidation par exécution de drains, par électro-osmose, par injection, par pilonnage intensif, par vibration ou par explosion.

## II. LES PROCÉDES CHIMIQUES

Ils stabilisent et améliorent considérablement les caractéristiques mécaniques des sols. On distingue.

1) Les sols traités aux liants hydrauliques (ciment, pouzzolane, cendres volantes, laitiers). Ces sols traités sont caractérisés par une augmentation aussi bien de leur module élastique que de leur résistance à la compression. Ils demeurent fragiles sous les sollicitations de traction.

2) Les sols traités aux liants hydrocarbonés sont quant à eux doués de souplesse. Ils gardent un meilleur comportement sous les sollicitations répétées.

3) Les sols traités par un procédé thermique. (terre cuite)

4) Le béton armé et le béton de fibres sont des matériaux composites: en plus du traitement au liant hydraulique, ils comportent des inclusions de nature diverse ( acier, verre etc...) adhérant à la masse de matériau.

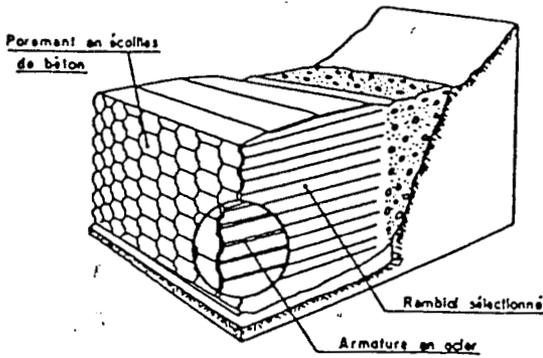
## III. LES PROCÉDES PHYSIQUES

Dans cette catégorie de procédé, des inclusions résistant à divers efforts arment le matériau. Les sollicitations appliquées au matériau sont transmises aux armatures par le biais du seul frottement sol-armature.

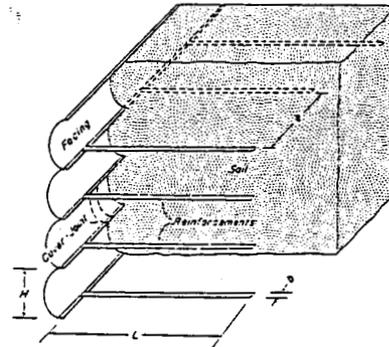
D'autres phénomènes, dans certains cas, peuvent conjuguer leur action à l'effet du frottement sol-inclusion; c'est le cas notamment dans les renforcements de sable à l'aide de fibres synthétiques infiniment longues où intervient entre autres, l'effet de tortuosité des fibres (appelé aussi effet rouleau). On distingue parmi les procédés physiques.

### 1) La Terre Armée de type Vidal [12]

Cette technique de renforcement associe à un sol rapporté, des armatures métalliques, rigides ou souples, linéaires et plates disposées horizontalement en lits. Ces inclusions travaillent essentiellement à la traction.



cas d'un parement rigide



cas d'un parement souple

Figure 9: Vue schématique d'un mur en Terre Armée [12]

### 2) Le clouage

Il s'agit d'une technique de renforcement de sol en place.

Les inclusions appelées "clous", sont des barres ou des cornières rigides résistant à des sollicitations de traction et de cisaillement.

Elles sont mises en place par battage ou par forage.

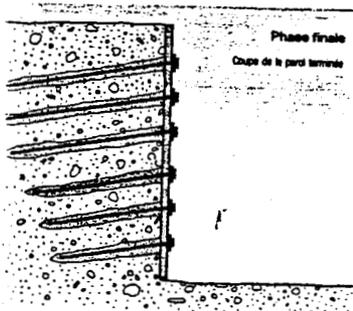


Figure 10: Vue schématique d'un mur cloué

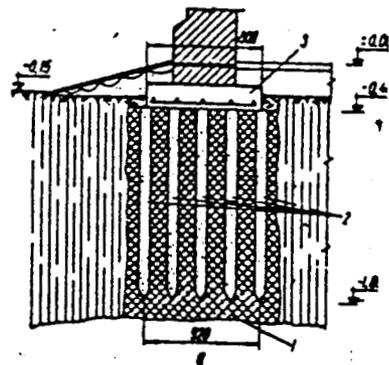


Figure 11: Schématisation d'un groupe de micropieux (Gilman et al 1974) [4]

### 3) Les groupes ou réseaux de micropieux

Autre technique de renforcement des sols en place.

Les inclusions, passives, sont des pieux de petits diamètres travaillant à la traction, à la compression et à la flexion et au cisaillement. Ils sont disposés par groupe ou répartis uniformément (figure 11).

#### 4) Le "Ply-soil"

Ce terme employé par Mc Gown [37] et repris par Gray [25] désigne d'une manière générale les techniques de renforcement de sols rapportés ou le cas échéant des sols en place faisant appel à des éléments synthétiques tels les géotextiles ou les fibres. Les inclusions, travaillant essentiellement à la traction, sont caractérisées par une grande extensibilité.

Le matériau résultant se distingue par un rapport: module des inclusions sur module du sol inférieur à 3000 par opposition à la technique de la terre armée où le rapport dépasse cette valeur.

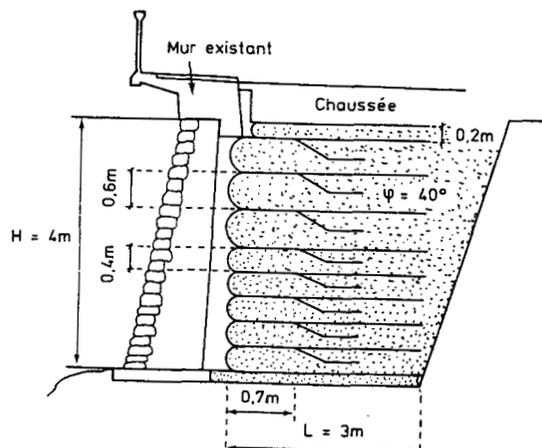


Figure 12: Schéma d'un mur renforcé par des nappes géotextiles construit derrière un mur de maçonnerie d'après Delmas et al 86 [54]

Le Texsol entre dans ce groupe de matériaux et fera l'objet d'un développement particulier du fait qu'à certains égards (mélange intime de sable et de filament continu), il se rapproche le plus des mélanges de sable et de fibres courtes objet de notre étude.

#### 5) Les ancrages multiples

La technique est proche de celle de la Terre Armée. La différence réside dans le fait que le parement est retenu par un tirant dont l'ancrage peut revêtir plusieurs formes (plaques, micro conteneurs ou sacs de sable ...).

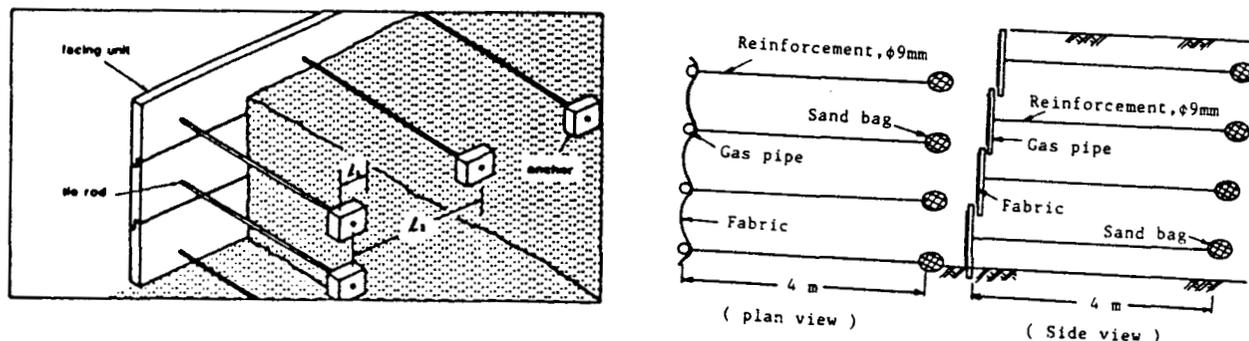


Figure 13: Schématisation John [65], Fukuoka [88]

## 6) Le Texsol [31], [32], [39], [43]

Le Texsol est un mélange intime de sable et de fil synthétique continu réalisé in situ par jet simultané des deux constituants.

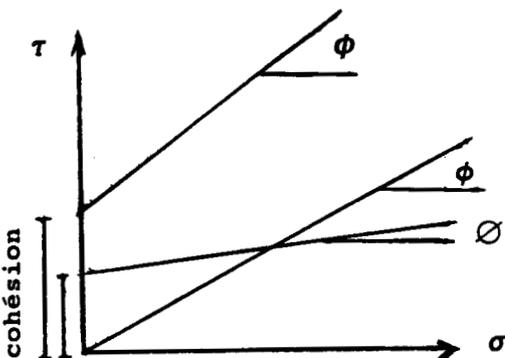
Le matériau résultant est alors un mélange tridimensionnel et désordonné de fils et de particules solides liés entre eux par le seul fait du frottement.

Les propriétés mécaniques et hydrauliques de ce matériau sont tout à fait originales:

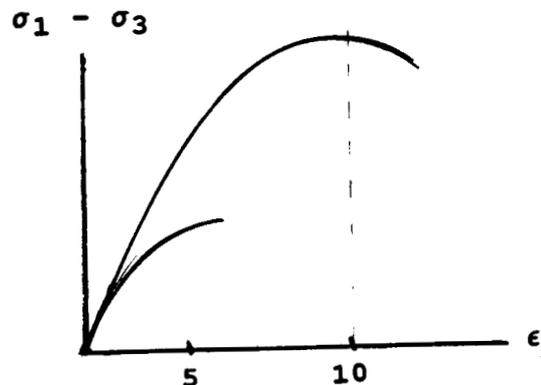
- un angle de frottement élevé (celui du sol frottant de base) associé à une cohésion considérable apportée par le fil continu.

- une perméabilité, celle du sol de base, conservée: les fils se logent dans les vides entre les grains n'en occupe qu'une très faible fraction; de l'ordre de 1%.

Comparaison des caractéristiques mécaniques du texsol et de celles des matériaux courants.



cohésion: 100 à 300 Kpa selon le titre et le dosage du fil



Capacité de déformation importante avant rupture

Le matériau a fait l'objet d'expérimentation sur chantier. Ces expériences ont permis de dégager qualitativement des propriétés intéressantes:

- une traficabilité liée à une bonne portance;
- une grande résistance à l'érosion;
- une capacité à absorber l'énergie sous l'effet de sollicitations dynamiques sans manifester de déformations apparentes.

Le matériau a également fait l'objet d'études en laboratoire en vue de l'évaluation quantitative de ses caractéristiques mécaniques.

Les principaux résultats à l'issue d'essais réalisés sur des échantillons de sable dosés à .1% peuvent être résumés comme suit:

Fil:

titre: 150 dtex; dosage: .1% soit une longueur de 12 cm/cm<sup>3</sup>

Sol:

sable fin; masse volumique: 1.8g/cm<sup>3</sup>; angle de frottement: 35°

Essai CBR : Indice texsol/Indice sable = 1.76

Essai RC : 400 Kpa de résistance au pic

Essais triaxiaux:

- état lâche : cohésion = 100 Kpa  $\phi = 37^\circ$
- état compact: cohésion = 125 Kpa  $\phi = 32^\circ$
- déformation à la rupture: 8% contre 4% pour le sol vierge
- module de déformation: plus élevé

Essai triaxial cyclique:

Les déformations axiales croissent linéairement en fonction du logarithme du nombre de cycles.

Après 10<sup>5</sup> cycles, les résistances à la rupture se sont révélées de 55% plus élevées que sur éprouvettes n'ayant fait l'objet de sollicitations cycliques.

Les valeurs de cohésion obtenue avec le Texsol sont suffisantes pour assurer la stabilité d'une paroi verticale de plus de 10m avec un très bon coefficient de sécurité.

Le mécanisme selon lequel fonctionne le matériau est complexe et tient essentiellement à la conjugaison de quatre actions:

- le frottement grain - grain (dû au frottement interne du sol)
- le frottement grain - fil (il s'effectue sur des longueurs d'ancrage suffisantes)
- la tortuosité du fil créant un " effet rouleau " qui enserre les grains
- l'enchevêtrement des fils et le frottement fil - fil

La charge appliquée au matériau se transmet par le biais du frottement aux fils qui entrent en tension.

Des forces de frottement se développent dans les zones incurvées et introduisent une résistance qui croît en fonction de la tension générée dans le fil.

Le fil tendu se déplaçant transversalement par rapport à lui-même, rencontre d'autres fils qui s'opposent à ce déplacement et auxquels se transmettent des efforts.

La ruine du matériau n'est nullement consécutive à la rupture des fils systématiquement mais s'expliquerait plutôt dans certains cas par le désenchevêtrement des grains et la diminution des frottements.

Lorsqu'elle survient, la ruine se caractérise différemment selon le degré de compacité de l'éprouvette.

- Dans le cas des éprouvettes lâches, la rupture se caractérise par une forme en tonneau consécutive à une décohésion ou à un défaut d'adhérence.

Le frottement sol-fil, fil-fil et l'effet rouleau ne présentant pas une valeur suffisante par rapport aux sollicitations, le sable s'écoule entre les fils et ces derniers ne sont pas cassés.

- Dans le cas des éprouvettes compactes, la rupture s'accompagne d'apparition de plans consécutifs à la cassure partielle ou totale des fils.

Les domaines d'application sont très étendus:

- fondations sur terrain compressible ou hétérogène
- remblais en sable, notamment pour ouvrages immergés
- massifs antisismiques
- assises routières ou ferroviaires.

Un des avantages du procédé de liaison des grains de sol par fil est qu'il permet le traitement de sol naturel de granularité creuse.

Seul inconvénient cependant, la mise en oeuvre du procédé nécessite une mécanisation imposante.

L'ensemble de ces techniques d'amélioration et de renforcement des sols est récapitulé suivant la granulométrie des sols en présence dans le tableau ci-dessous.

SOLS	GRAVIER	SABLE GROSSIER	SABLE FIN		LIMON		ARGILE			SOLS ORGANIQUES
	10	2	0.2	0.1	0.02	0.01	0.002	0.001	0.0002	
METHODES	(Dimension des particules en cm)									
<u>Préchargement :</u>										
• Seul										
• Avec drains										
• Avec tranchées drainantes										
• Electro-osmose										
<u>Electro-consolidation</u>										
<u>Colonnes ballastées</u>										
<u>Colonnes de chaux</u>										
<u>Congélation</u>										
<u>Pilonnage :</u>										
• Seul										
• Avec drainage horizontal										
<u>Explosifs</u>										
<u>Vibroflottation</u>										
<u>Injection (Imprégnation)</u>										
<u>Substitution</u>										
<u>Déplacement par explosifs</u>										

Nota: les limites des méthodes sont relatives au D50 de la courbe granulométrique des sols.

Tableau 1: Domaines d'application des méthodes de renforcement en fonction de la taille des grains de sol. d'après Queyroi et al [11]

## C. PRESENTATION DES GEOSYNTHETIQUES

Le terme géosynthétique désigne d'une façon générale, l'ensemble des produits de synthèse de l'industrie pétrolière entrant dans la construction des ouvrages en génie civil. La liste de ces produits est très étendue. A titre indicatif, nous nous proposons de présenter quelques produits usuels.

### I. LES FIBRES

Au sens large, ce terme désigne tout matériau à structure unidimensionnelle caractérisé par un rapport longueur sur dimension transversale très élevé. On les trouve sous diverses natures:

- naturelle,
- minérale synthétique,
- organique synthétique.

Nous ne nous intéressons qu'aux seules fibres de synthèse d'origine organique. Les plus habituelles sont:

- les fibres en polyamide (PA)  
(Nylon, Acrylique, Aramide: type KEVLAR ...),
- les fibres en polyester (PES),
- les fibres en polypropylène (PP),
- les fibres en polyéthylène (PE),
- les fibres en polyoléfine (PO).

Ces fibres, d'une manière générale, sont obtenues par polymérisation de chaînes de macromolécules orientées par étirage. Une description de leurs caractéristiques est donnée par Perfetti [71]

Sur le marché, lorsqu'elles ne sont pas assemblées en nappes, elles se présentent sous forme:

- de fils ou filaments continus,
- de multifilaments torsadés ou non,
- de bandelettes.

Le choix de ces produits dans les constructions géotechniques tient essentiellement à leurs bonnes propriétés physico-chimiques:

- une résistance à la rupture très appréciable,
- un module de déformation élastique adapté à celui du sol,
- une résistance aux agents chimiques et aux micro-organismes,
- une grande durabilité malgré une sensibilité à la lumière pour certains,
- un coût de fabrication relativement faible.

## II. LES GEOTEXTILES

Appelés également géonappes, ces produits textiles à structure bidimensionnelle se présentent sous forme de nappes. Ils sont obtenus par assemblage de fibres de façon ordonnée ou non. On peut les regrouper en quatre grandes familles:

### **1. Les géotextiles tissés**

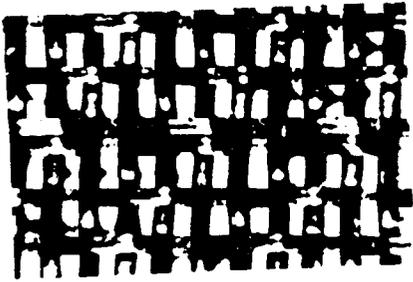
Couramment appelés " tissés ", ils sont conçus à partir de fibres synthétiques assemblées par une technique identique à celle utilisée dans la réalisation d'étoffes destinées à la confection des vêtements.

Ils constituent une structure relativement peu déformable et présentent des caractéristiques mécaniques différentes selon qu'ils sont sollicités dans la direction des fils de chaîne (direction production) ou dans la direction des fils de trame (direction transversale) ou dans une direction autre.

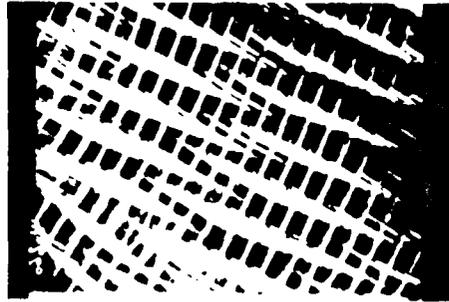
Leur résistance à la rupture est élevée et leur déformation à la rupture varie entre 5 et 30% selon la nature du polymère de base et selon le mode de tissage utilisé. D'où leur prédisposition à remplir des rôles mécaniques.

Dans la pratique, ils sont employés comme agent séparateur de couches de sol à granulométries différentes et surtout pour renforcer les structures dans les travaux de génie rural, dans

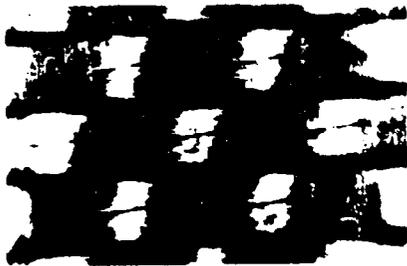
la stabilité des pentes ou dans la consolidation des remblais et aussi en assainissement de voies de chemin de fer.



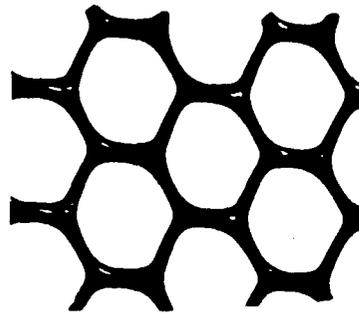
Tissé monofilament



Tissé monobrin tridimensionnel (tx660)



Tissé multifilament



Tissé Grille (g28)

Figure 14: Illustration de la structure de quelques tissés [60]

## 2. Les géotextiles non tissés

Egalement appelés " non tissés ", ce type de géotextile est le plus répandu dans les applications de géotechnique pour ses fonctions hydrauliques et de séparation.

Ils sont obtenus par association ou par liage de filaments de façon aléatoire par des procédés:

- mécaniques (l'aiguilletage),
- thermiques (le thermo-soudage),
- chimiques (l'imprégnation).

Ils présentent des résistances à la rupture plus faibles que les tissés et des déformations à la rupture plus importantes.

On les retrouve dans de nombreuses applications telles, la protection des berges, la lutte contre l'érosion, les tranchées drainantes, la filtration, les barrages, les bassins, les retenues d'eau, les digues de mer, les voies navigables.

Figure 15: Structure de quelques non tissés [60].



Figure 15a: Non tissé aiguilleté (BD 280):photo et coupe



Figure 15b: Non tissé thermolié de polypropylène (TP 270)

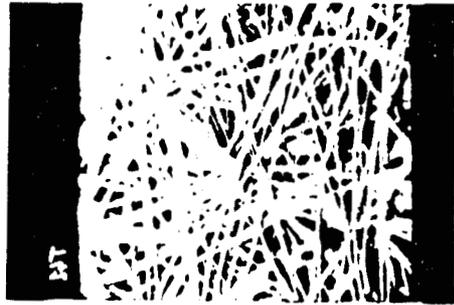


Figure 15c: Non tissé thermolié de polyester (LT 200)

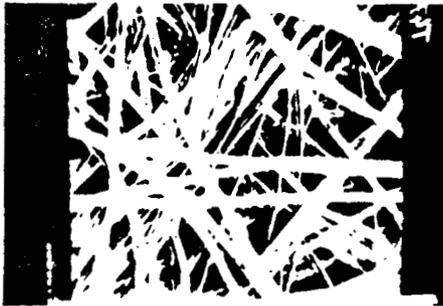


Figure 15d: Non tissé thermolié de polypropylène-polyéthylène (TM 230)



Figure 15e: Géotextile tricouche (GSM 1300) coupe

### 3. Les géotextiles tricotés

Appelés aussi simplement " tricotés ", ces géotextiles sont très déformables et se présentent sous forme tubulaire. Leurs filaments sont assemblés par tricotage.

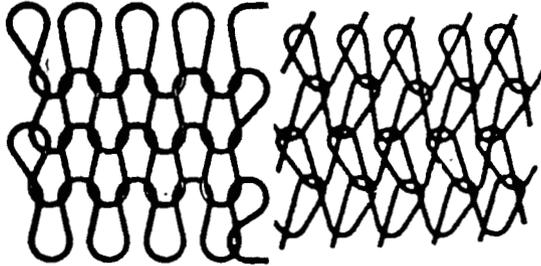
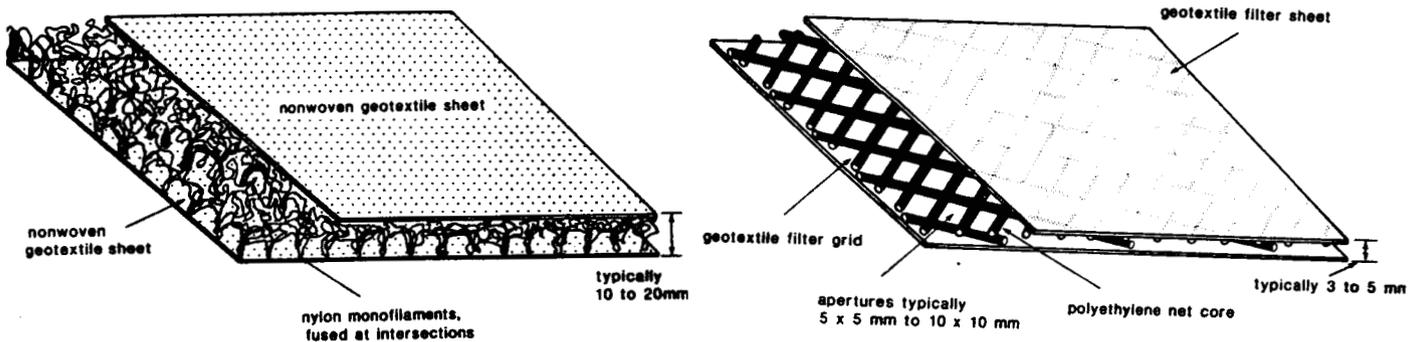


Figure 16: Illustration de la structure d'un "tricoté" [65]

Ce type de géotextile est peu utilisé. Associé à un non-tissé, il est quelques fois utilisé comme gaine de retenue de coulis dans certaines applications de micropieux ou clous forés.

### 4. Les géotextiles composites

Ils sont obtenus par association de nappes élémentaires aux propriétés complémentaires. De ce fait, ils peuvent acquérir une structure tridimensionnelle et remplir de multiples fonctions.



Des monofilaments de nylon pris en sandwich entre deux nappes de géotextile non tissé

Association géotextile et géogrille

Drain fin en composite

Figure 17: Illustration de quelques composites [65].

### III. LES GEOMEMBRANES

Ce sont des produits souples, faits de caoutchouc ou de film ou encore de géotextiles enduits ou imprégnés d'une substance assurant l'étanchéité.

Ils se caractérisent, à la différence des géotextiles, par une étanchéité aux liquides, et une grande résistance aux agressions extérieures.

### IV. LES NIDS D'ABEILLES

Ces géosynthétiques se présentent sous une forme plus élaborée. Leur structure est tridimensionnelle alvéolaire. Les alvéoles ont une forme triangulaire ou hexagonale. On distingue deux familles.

1) La première famille regroupe les nids d'abeilles de type ARMATER.

La structure alvéolaire est réalisée à partir de bandes de géotextile soudées par points entre elles. Le géotextile, généralement un " non tissé ", est imprégné de résine.

Ce matériau est utilisé en protection de berge ou de pentes inclinées jusqu'à 45°; car, il permet la rétention de la terre végétale en couverture sur les talus et protège efficacement contre l'érosion due au ruissellement des eaux superficielles.

2) La deuxième famille regroupe le type NIDAPLAST.

Il s'agit de produits obtenus par extrusion en continu de matières plastiques sous forme de structure en nid d'abeilles.

Ce sont des matériaux à masse volumique faible; de l'ordre de 40 kg/m<sup>3</sup> contre 2000 kg/m<sup>3</sup> pour un sol courant.

On les utilise comme matériau de substitution pour alléger un remblai ou en sous-couche de chaussée; auquel cas, ils sont remplis de sol [52],[73],[57'].

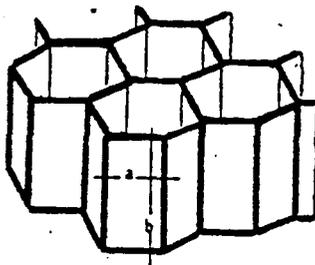


Figure 18a: Schéma des alvéoles (Armater, Nidaplast) [77],[72]

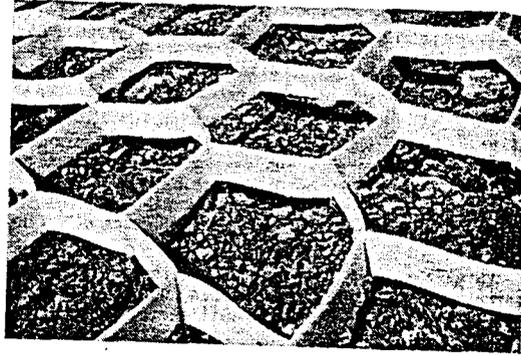
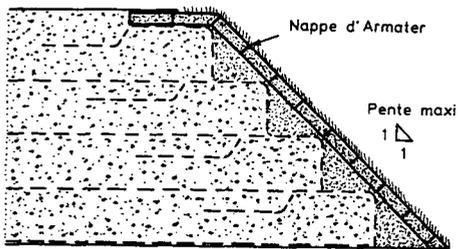


Figure 18b: Protection de talus par une couverture végétale retenue par des éléments géotextiles d'Armater [54]

Figure 18: Nids d'abeilles

## V. LES FILETS SOUPLES, LES MICRO-GRILLES OU FILETS PLASTIQUES et LES GEOGRILLES

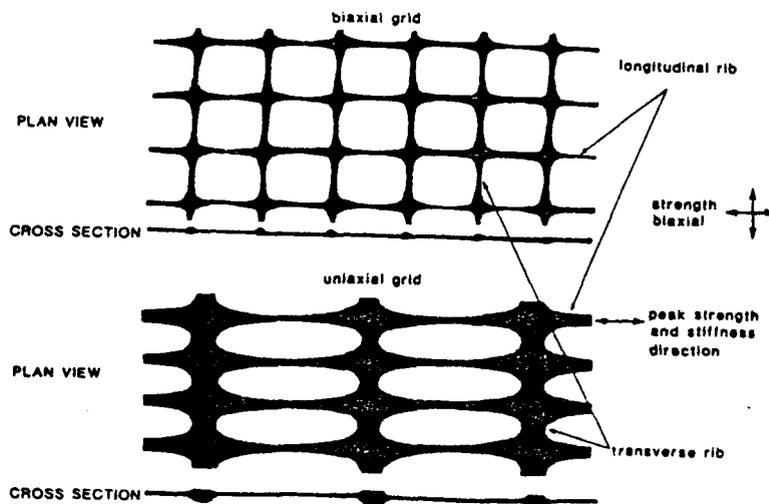


Figure 19: Structure des géogrilles [65]

Ces géosynthétiques sont obtenus:

- soit par extrusion de matière plastique,
- soit par étirage de feuilles de polymère perforées,
- soit par superposition ou par entrecroisement ou encore par liage de fils, filaments ou bandelettes.

Ils ont une structure bi ou tri-dimensionnelle et se distinguent par une ouverture des mailles de dimension très supérieure aux dimensions apparentes des constituants.

Certains filets souples à base de fibres multibrins torsadés ont leurs mailles reliées entre elles par des noeuds.

Un grand nombre des techniques de leur mise en oeuvre a été recensé au cours du symposium sur le renforcement par " grille polymère " de Londres en Mars 84.

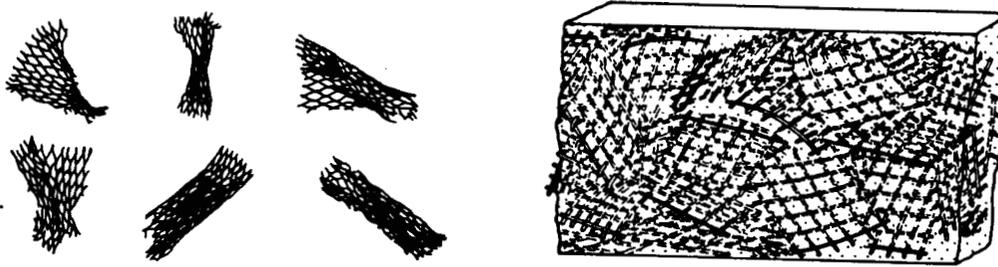


Figure 20: Aspect de quelques filets souples [65]

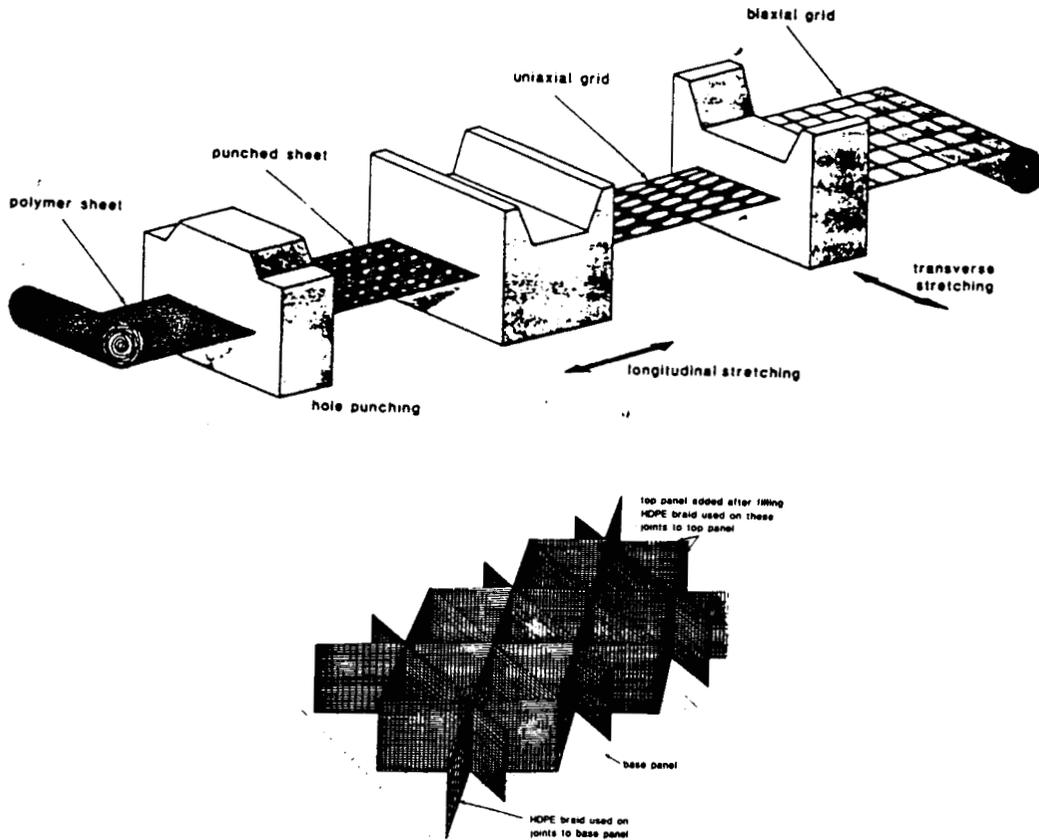


Figure 21: Fabrication et une des applications des géogrilles [65]

## D. CARACTERISATION DES PRODUITS TEXTILES

Le choix d'un matériau textile dans un projet nécessite la connaissance d'une part des caractéristiques intrinsèques ( indépendantes de la destination du matériau ) et d'autre part, des critères d'emploi directement en rapport avec les sollicitations de mise en oeuvre et d'exploitation de l'ouvrage en service.

La connaissance des caractéristiques intrinsèques passe par la donnée des caractéristiques physiques, chimiques, mécaniques et économiques du matériau.

### I. CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHEMIQUES DES FIBRES

COMPARATIVE PROPERTIES		POLYMER GROUP			
		polyester	polyamide	polypropylene	polyethylene
strength		●	●	●	●
elastic modulus		●	●	●	●
strain at failure		●	●	●	●
creep		●	●	●	●
unit weight		●	●	●	●
cost		●	●	●	●
RESISTANCE TO					
U.V. light	stabilized	●	●	●	●
	unstabilized	●	●	●	●
alkalis		●	●	●	●
fungus, vermin, insects		●	●	●	●
fuel		●	●	●	●
detergents		●	●	●	●

● high  
● low

Figure 22: Propriétés générales des polymères usuels [65]

La figure 22 ci-dessus donne à titre indicatif une comparaison des caractéristiques des polymères usuels (polyester, polyamide, polypropylène, polyéthylène).

Ces caractéristiques portent sur:

- la résistance à la traction,
- le module élastique,
- la déformation à la rupture,
- le comportement au fluage,
- la masse surfacique,
- le coût,
- la sensibilité aux radiations ultraviolettes,
- la réaction aux milieux alcalins,
- la résistance aux attaques d'insectes,
- la réaction aux hydrocarbures et aux détergents.

Avec le développement croissant de l'emploi des géotextiles, on assiste de part le monde, à une diversité ou au contraire en l'absence d'essais appropriés pour mesurer une même caractéristique.

Afin d'éviter une multiplicité des méthodes de mesure des propriétés intrinsèques du textile et des spécifications suivant sa destination, il s'est avéré nécessaire d'harmoniser les normes d'essai en vigueur dans chaque pays.

En France, c'est le Comité Français de Géotextiles (C F G), association regroupant un large secteur d'intervenants ( à la fois des représentants du secteur du génie civil et des représentants du secteur textile) qui s'est donné le but de proposer les bases des essais standards de caractérisation ou de classification, de spécification et d'identification des géotextiles. Ces essais standards sont regroupés en fascicules [51].

## II. CARACTERISATION DES FIBRES

D'une manière générale, la fibre sera caractérisée par:

- sa géométrie, à savoir:
  - + sa longueur ( 20 à 150 mm pour les fibres courtes )
  - + son diamètre (D) pour les fibres à section circulaire.
  - + sa largeur et son épaisseur pour les fibres multilobées ou les bandelettes.
- ses caractéristiques physiques
  - + surface spécifique
  - + masse spécifique du polymère de base ( $\rho$ )

+ masse linéique ( $\lambda$ ) exprimée en tex ou en decitex (dtex)

1 tex = masse en grammes de 1000 mètres de fibre.

1 dtex = masse en grammes de 10000 mètres de fibre.

Il existe une relation entre D et  $\lambda$

$$D = 10^{-3} [ 400 * \lambda(\text{dtex}) / \pi * \rho(\text{g/m}^3) ]^{\frac{1}{2}}$$

- sa structure

+ filé ou multifilaments ( fibres assemblées par torsion)

+ monofilament ( on appelle crin les gros diamètres)

+ bandelettes

- ses propriétés mécaniques

Elles se rapportent au comportement de la fibre sous sollicitation de traction simple, sous chargement répété et du comportement au fluage.

Ces comportements sont fortement influencés par la nature du polymère de base.

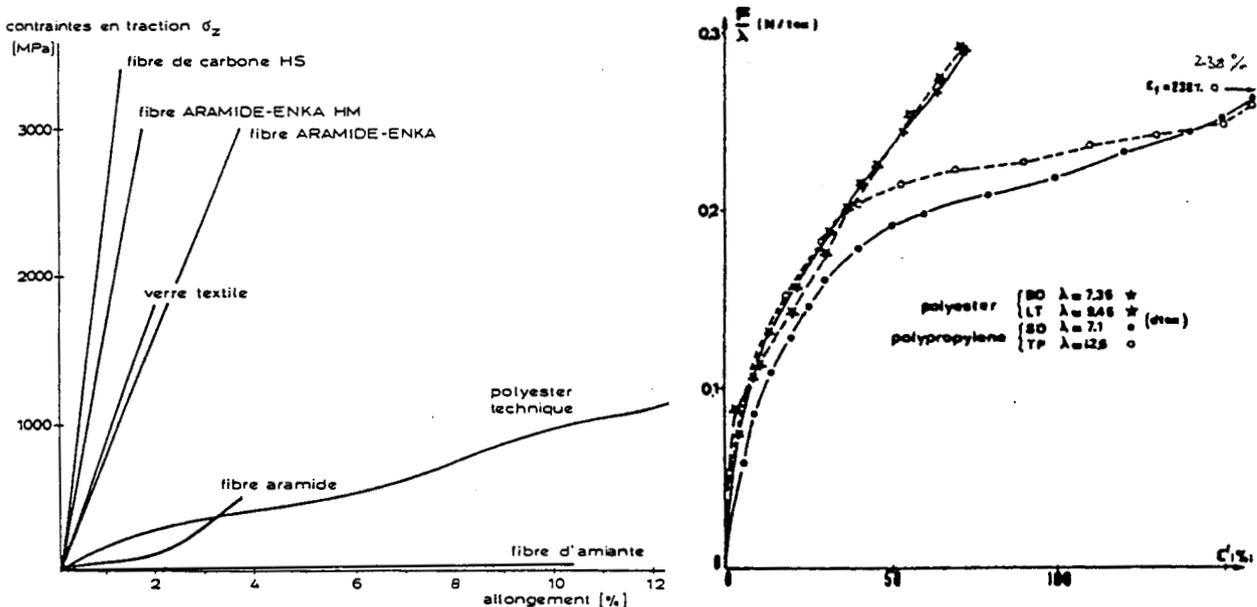


Figure 23: Diagramme des courbes de traction [Rapport interne CER Rouen], [60].

Une différence de comportement à la traction est à noter entre le polyester et le polyoléfine (polypropylène ou polyéthylène).

On définit également:

- un module de déformation initiale ( module de Young tangent à l'origine de la courbe Effort - Déformation s'exprime en N/tex ou en Mpa)

- un module spécifique ( tension à 100% d'allongement s'exprime N/tex)

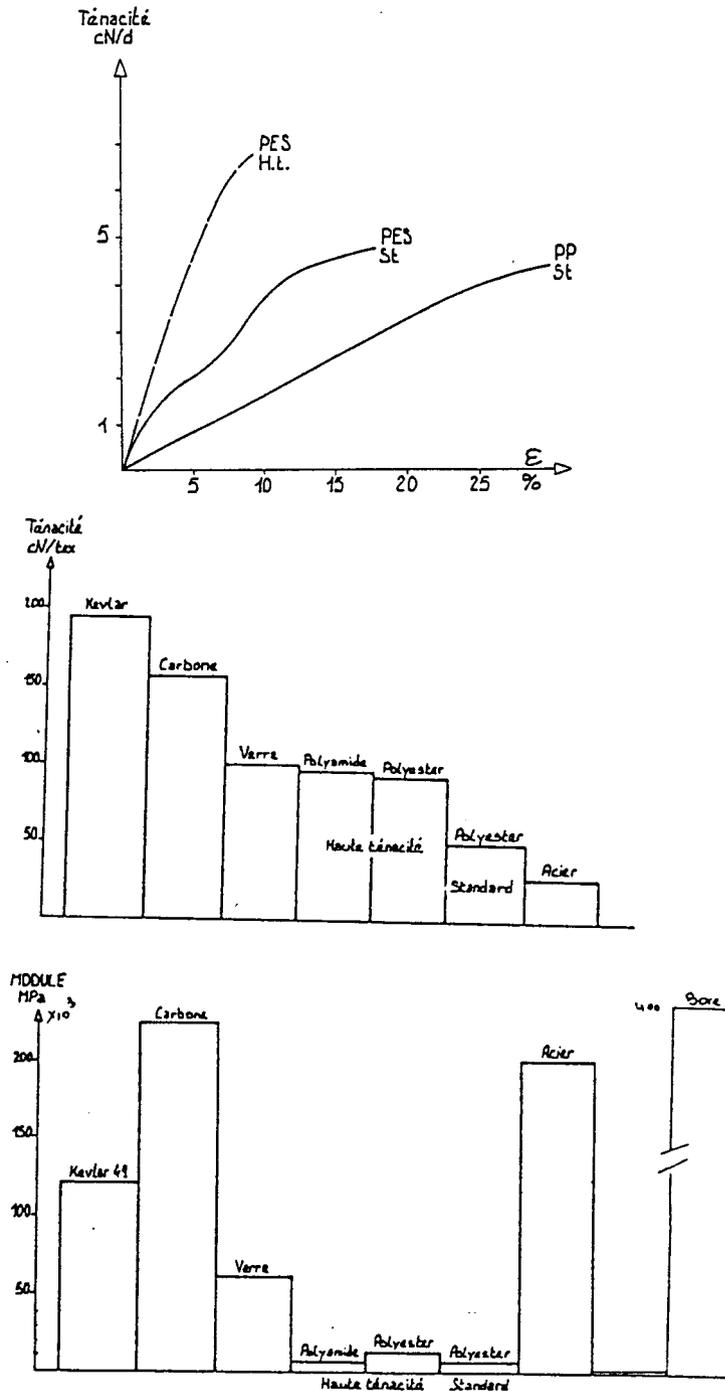
- une résistance spécifique ou ténacité (résistance à la rupture rapportée au titre; s'exprime en N/tex)

Formule de transformation

$$\text{Résistance (Mpa)} = \text{ténacité (N/tex)} * 10^3 * \text{rhô (g/cm}^3)$$

$$1 \text{ N/tex} = 10^3 * \text{rhô} * 1 \text{ Mpa}$$

Figure 24(a): Comparaison des performances de quelques matériaux et des fibres synthétiques [Rapport interne CER Rouen]



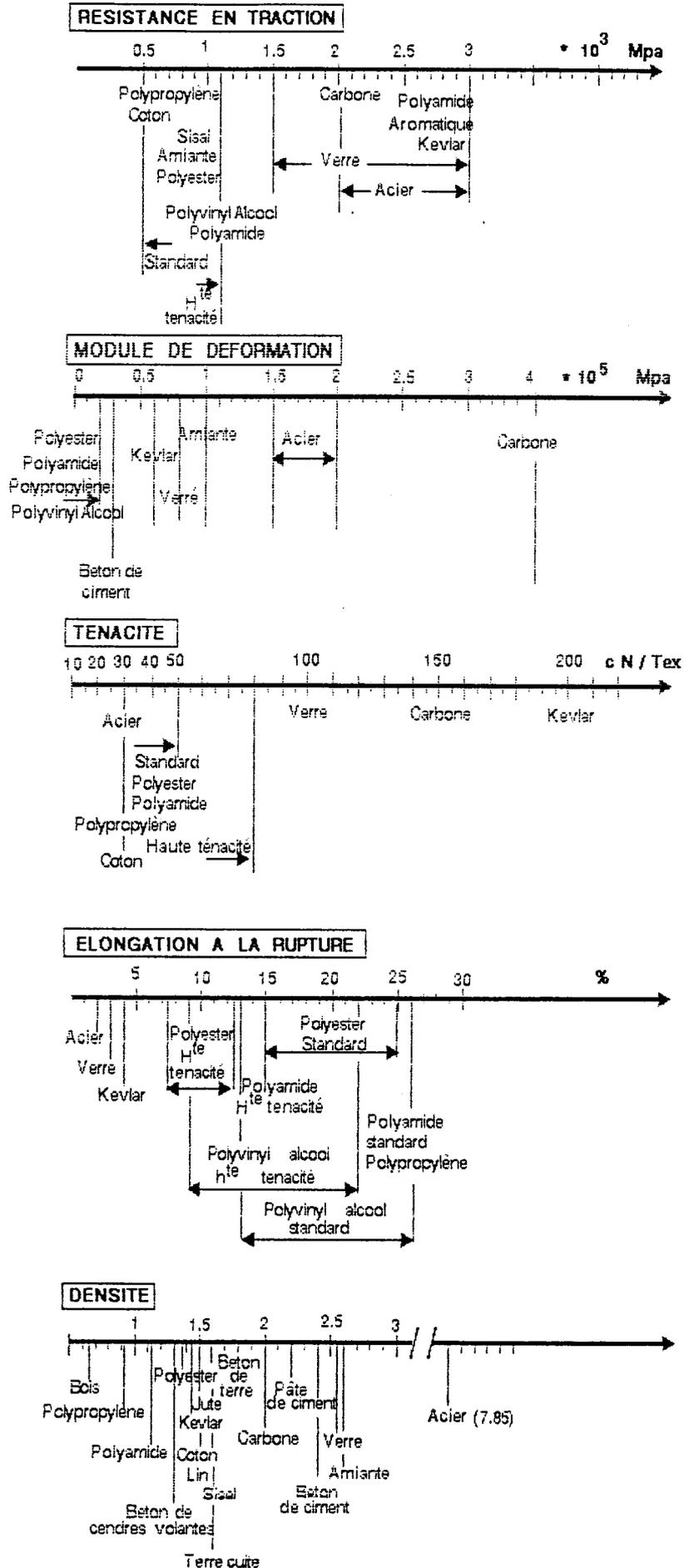


Figure 24(b): Tableau comparatif (suite)

- comportement au fluage.

Le fluage des polymères est une donnée essentielle du fait que les inclusions sont amenées à reprendre des efforts permanents dans les ouvrages.

L'étude du fluage d'un matériau à partir de la courbe expérimentale  $\epsilon = f(t)$  fait apparaître trois types de fluage (figure 25):

+ un fluage primaire, au cours duquel la vitesse de déformation diminue rapidement,

+ un fluage secondaire, au cours duquel la vitesse de déformation reste sensiblement constante,

+ un fluage tertiaire, au cours duquel la vitesse de déformation augmente jusqu'à la rupture se produisant à une déformation  $\epsilon_r$  et un temps  $t_r$ .

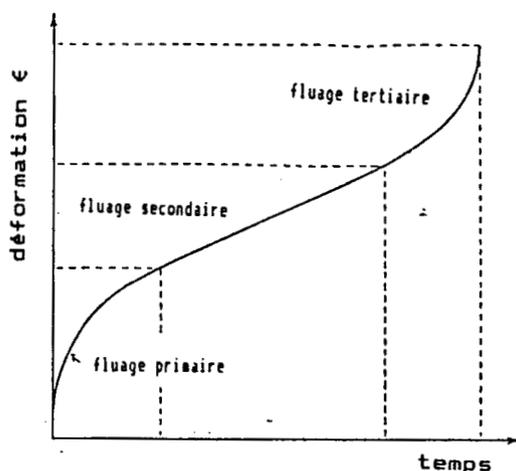


Figure 25: Courbe générale de fluage  $\epsilon = f(t)$

Les lois empiriques proposées pour traduire les différentes parties de fluage peuvent être classées en trois catégories:

1. les lois logarithmiques
2. les lois paraboliques
3. les lois exponentielles

De manière générale, le comportement au fluage des fibres ou des nappes en polymère peut être approché par une loi logarithmique de type:

$$\epsilon(t) = \epsilon(t_0) + b * \log_{10}(t) \quad \text{Finnigan 77 [57]}$$

La relation cependant, n'est valable que pour des valeurs d'allongement limitées. Elle implique aussi une vitesse de déformation infinie au temps zéro. Pour y palier, on préfère

utiliser une loi de type  $\epsilon(t) = b * \log_{10}(1 + a * t)$ ; la vitesse initiale de fluage est alors égale à  $(b * a)$ .

La pente des droites résultantes (b) est constante et ne dépend pas du niveau de contrainte appliqué (figure 26).

(b) dépend surtout de la nature du polymère de base.

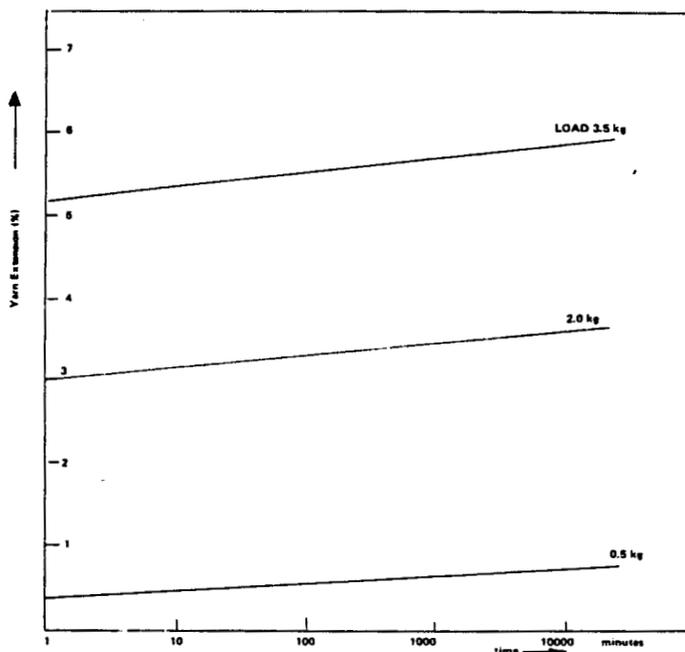


Figure 26: Courbe de fluage [ $\epsilon = \log(t_{min})$ ] d'un fil polyester de haute ténacité (1100 dtex) [57].

Dans une large mesure le fluage dépend du matériau et surtout des conditions de sollicitation (niveau de contrainte appliqué et température).

A température ambiante et à un taux de travail identiques, les polymères à base de polyamide ou de polyester présentent des vitesses de fluage nettement plus faibles que les polymères à base de polypropylène et de polyéthylène (Finnigan [57], Greenwood [61]). D'où un coefficient (b) plus élevé pour le polypropylène que pour le polyester et le polyamide.

La figure 1 - en annexe - représente des courbes de fluage établies à des températures de 20, 80 et 100° pour des fibres en polyester et en polypropylène.

Un fil en polyester chargé à 50% de sa charge de rupture n'atteindra pas la rupture avant  $10^6$  minutes (UCO [42]).

Rapporté dans le plan ( $\epsilon, q$ ) avec  $\epsilon$  déformation totale de l'éprouvette et  $q$  taux de travail du fil, le chemin suivi pour

chaque essai est une droite appelée isochrone de fluage (Figure 2 en annexe).

A l'issue de séries d'essais de fluage entrepris sur des fils en polypropylène et en polyester, Mir-Arabchahi (1985) propose la loi suivante pour modéliser leur comportement:

$$\epsilon(t, q_i) = \frac{(q_i - q_s) * \text{tg}(A) + \epsilon_s}{1 - q_i * \text{tg}(A)}$$

avec  $A = M * \ln(t) + c$  où:

$\epsilon(t, q_i)$  représente la déformation mesurée au temps  $t$  sur un fil soumis à une contrainte initiale  $q_i$ ,

$\epsilon_s$  et  $q_s$  sont les coordonnées du point de convergence des droites isochrones,

$M$  et  $c$ , des constantes dépendant du type de polymère et de la température d'essai.

- propriétés chimiques et durabilité.

Elles déterminent le comportement à long terme du fil. Il s'agit principalement:

- + du comportement au vieillissement [78], [79],
- + de l'action de la lumière [67],
- + de la résistance aux réactifs chimiques (acides, bases, oxydants, sels, solvants...).

- d'autres propriétés et caractéristiques, bien que ne constituant pas à proprement parler des critères de choix doivent être prises en considération dans le cadre d'un emploi spécifique. Ce sont entre autres:

- + les traitements mécanique ou chimique (étirage, torsion, ensimage...),
- + le taux de reprise d'humidité,
- + la résistance du fil liée à son taux d'humidité ou à son taux de torsion,
- + la résistance à l'abrasion,
- + la perte de résistance à la boucle et au noeud,
- + l'action de la température (chaleur, fusion, gel),
- + la résistance aux insectes et aux micro-organismes,
- + l'inflammabilité.

### III. CARACTERISATION DES GEOTEXTILES

Les principales caractéristiques nécessaires et suffisantes pour caractériser un géotextile peuvent être réunies en trois catégories de paramètres.

1. Les paramètres déterminant les propriétés mécaniques du géotextile dans deux directions privilégiées ( direction chaîne et direction trame ).

Ce sont:

- la résistance à la traction exprimée en Kilonewton par mètre (kN/m).

- l'allongement relatif à l'effort maximal exprimé en pourcentage (%).

- la résistance à la déchirure exprimée en Newton (N)

Par opposition aux non tissés, les propriétés mécaniques des géotextiles tissés varient fortement en fonction de la direction de sollicitation. L'illustration en est donnée par Van Leuwen J. H. 77 [80] sur la figure 27 ci-dessous.

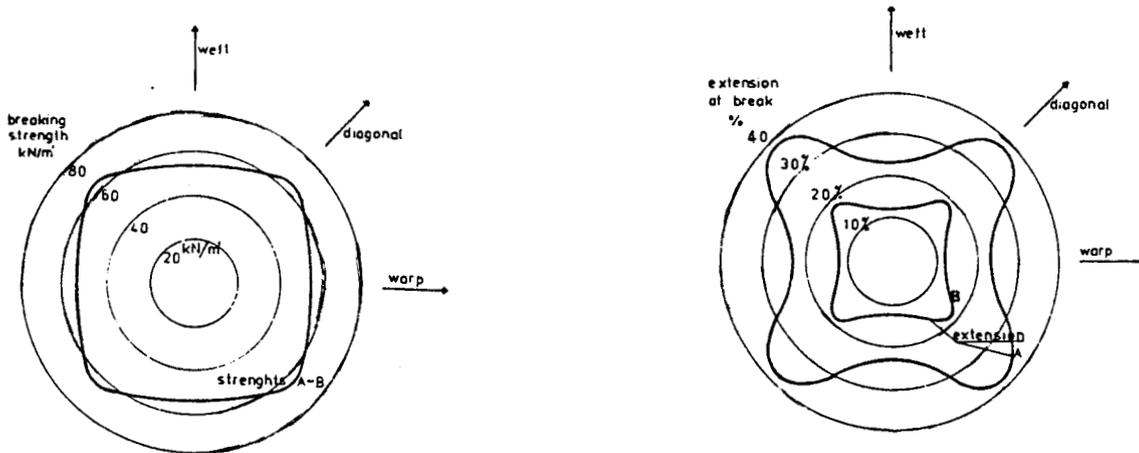


Figure 27a:

Figure 27b:

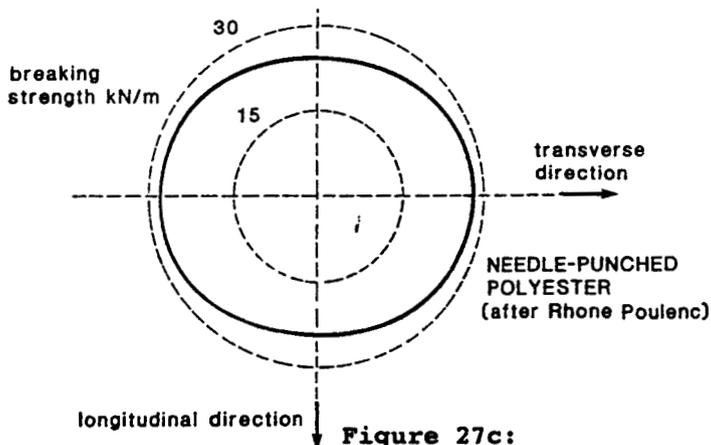


Figure 27c:

Figure 27: Propriétés mécaniques en fonction de la direction de sollicitation

La figure 27a représente un essai de traction à la rupture en fonction de la direction sur deux tissés, en polyamide (A) et en polyester (B), de module respectivement bas et élevé.

La figure 27b représente les déformations à la rupture enregistrées à des essais de traction pratiqués sur les mêmes nappes A et B

La figure 27c est le résultat d'un essai de traction pratiqué sur un ticoté en polyester d'après John [65]

## 2. Les paramètres définissant les propriétés hydrauliques du géotextile.

Ce sont:

- la permittivité ( mesure de l'écoulement dans le sens normal au textile). Elle s'exprime en  $\text{sec}^{-1}$ .

- la transmissivité ( mesure de l'écoulement dans le plan du textile). Elle est exprimée en mètre carré par seconde.

## 3. Les paramètres de filtration

Il s'agit là essentiellement de la donnée de la porométrie (ouverture des mailles du textile).

Pour l'évaluation de chaque paramètre, une description de la méthode conventionnelle est donnée.

L'essai doit être simple, économique et rapidement réalisable.

La mesure sera la moyenne des résultats d'au moins cinq essais

Ainsi, pour mesurer la résistance à la traction des géonappes, l'essai s'effectuera sur des éprouvettes de dimensions minimales 100 mm entre pinces et 500 mm parallèlement aux pinces.

La vitesse de déformation sera comprise entre 10 et 100% par minute.

L'allongement relatif à l'effort maximal  $\epsilon_R$  est une valeur conventionnelle obtenue en faisant la somme des déformations axiale ( $\epsilon_1$ ), transversale ( $\epsilon_2$ ) et de leur produit ( $\epsilon_1 * \epsilon_2$ ):

$$\epsilon_R = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_1 * \epsilon_2$$

$$\epsilon_1 = \Delta h/h$$

$$\epsilon_2 = \Delta b/b$$

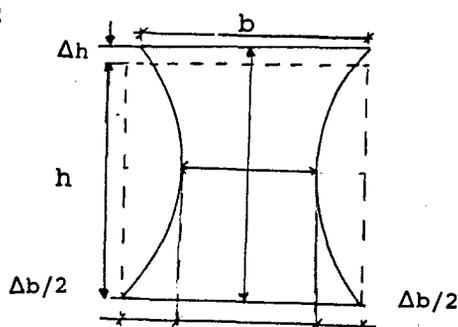


Figure 28: Mesure de l'allongement d'une nappe.

La résistance à la rupture est mesurée sur une éprouvette trapézoïdale de dimensions  $B * b * h = 670 * 225 * 445 \text{ mm}^3$ . Une déchirure de 50 mm est amorcée au milieu de la petite base (b). La vitesse de déplacement des pinces est fixée à 50 mm/mn.

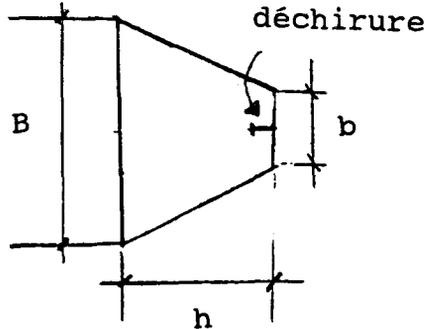


Figure 29: Eprouvette destinée à l'essai de résistance à la rupture

Lors d'une étude pour un ouvrage particulier d'autres essais seront réalisés. Il s'agira notamment:

1) Des essais de traction en croix ou par dilatation d'un manchon cylindrique de manière à reproduire les conditions de sollicitation de l'inclusion une fois l'ouvrage terminé (ces essais ne font pas cependant l'objet d'une norme en France).

2) De la détermination de la résistance au poinçonnement ou à la perforation.

3) Du comportement au fluage

A ce sujet rappelons que la loi de fluage des nappes synthétiques - (figure 30) - est sensiblement la même que celle de leurs constituants élémentaires : les fibres (figure 26).

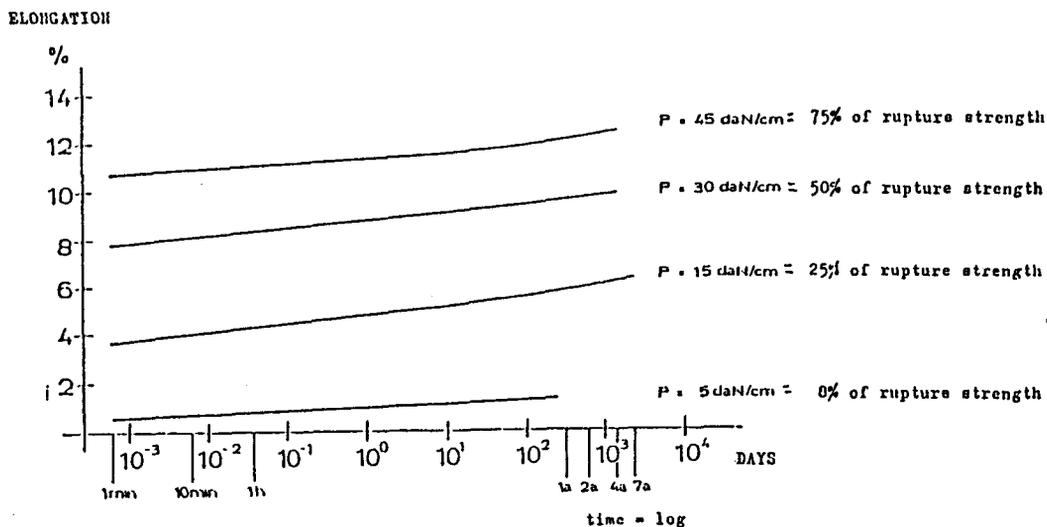


Figure 30: Essai de fluage à longue durée (3 à 5 ans) sur une nappe 9 \* 9 cm de géotextile en polyester (Diolen 174s; 1100 dtex) [39].

Certains auteurs, tels Kabir (1984) cité par Mir-Arabchahi [38] et Matichard et al [68] ont traduit le fluage des géonappes par une loi exponentielle de type:

$$\epsilon = \epsilon_0 + \epsilon_t * t^n \quad \text{où:}$$

-  $n$  est une constante fonction de la charge de fluage.

-  $\epsilon_t$  est la déformation totale à  $t = 1$ . Elle varie avec la charge de fluage suivant une équation polynomiale de 3ème degré.

-  $\epsilon_0$  est une constante qui ne représente à priori aucune réalité physique.

Afin d'obtenir une linéarité des résultats expérimentaux dans le plan  $\log(\epsilon) - \log(t)$ , il faut faire intervenir un facteur correctif  $\epsilon_0$ :

$$\log(\epsilon - \epsilon_0) = \log(\epsilon_t) + n * \log(t)$$

$\epsilon_0$  n'est pas forcément la déformation instantanée à  $t = 0$ . Sa variation avec la charge de fluage est aussi polynomiale.

D'autres auteurs, Mir-Arabchahi [38], par exemple, appliquent la théorie d'Eyring\* sur les géotextiles.

A partir de points expérimentaux, ils déterminent les paramètres (A, B, C, K) correspondants à la courbe théorique:

$$\dot{\epsilon} = A * \exp(-B/KT) * \sinh(C\sigma/2KT)$$

La plupart des auteurs s'accorde à admettre, qu'en dessous de 10% de la contrainte de rupture, le fluage des polymères est négligeable à la température ordinaire.

Le taux de travail mesuré sur un certain nombre de site reste pratiquement inférieur à 10% [48°].

4) De la sensibilité à la température [42][46].

5) De la résistance dynamique [64'].

6) Du frottement sol-textile[48][50][60][63].

7) De la mesure des caractéristiques sous confinement à l'appareil de Mc Gown [70]. Cet appareil permet la détermination des caractéristiques du géotextile en condition de service. Pour un non tissé les propriétés mécaniques varient fortement selon que le test est effectué sous confinement ou non.

---

\* Eyring en 1936 a analysé pour la première fois les écoulements visqueux à l'aide de la théorie des vitesses absolues de réaction.

- 8) Du frottement textile-textile.
- 9) Des essais de fatigue ou de sollicitations répétées [60],[96'].
- 10) Des essais de vieillissement accéléré [79].
- 11) Et bien d'autres essais spécifiques.

Le CFG édite également des normes d'essai, des fascicules de recommandation traitant des règles générales de mise en oeuvre, de l'agrément et du contrôle des géotextiles. Pour chaque type d'utilisation, il définit le rôle du produit dans l'ouvrage, analyse les sollicitations qu'il supporte, ses interactions avec le sol et indique la classe de géotextile à employer.

## E. INTERACTION SOL - TEXTILE

L'étude de l'interaction mécanique entre un sol et un textile nécessite d'une part, la connaissance du comportement mécanique des éléments intervenant et d'autre part, la donnée des termes de couplage entre ces différents éléments.

Le thème a fait l'objet de nombreuses recherches (Bacot [18], Blivet et Gestin [48], Delmas et Al [55], El Fermaoui [56], Gourc [60], Hausman [62], Ingold [63],[64], Collios[50], Broms [19] De Goutte, G. et Mathieu G. [53]...

Des dispositifs spéciaux ont été conçus pour mieux appréhender le phénomène (appareil de Mc Gown [70], grosse boîte de cisaillement de l'IRIGM [60], de Ingold [64], de De Goutte etc...)

Chacun de ces appareils, ainsi que nous le verrons plus bas, présente ses avantages et ses inconvénients.

### I. COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS

On distingue les sols cohérents possédant une cohésion tels les sols argileux et les sols pulvérulents constitués d'éléments granulaires et par conséquent, dépourvus de cohésion, tels les sables.

De nombreux travaux ont été entrepris en vue d'élaborer les lois régissant leur comportement sous divers chemins de sollicitation.

Ces lois, complexes, traduisent la non linéarité du comportement des sols. Cette non linéarité se caractérise par l'apparition de phases élastique et plastique avec ou sans écrouissage et, quelquefois, des phases visqueuses.

Le cadre de nos travaux nous limite essentiellement à l'étude du comportement des sables.

De part leur structure granulaire, les sables ne résistent pas aux efforts de traction et subissent de grandes extensions

latérales sous les efforts de compression malgré l'existence, dans certains cas, d'un bon frottement intergranulaire.

Pour empêcher cette tendance à l'expansion du squelette granulaire, un apport de cohésion est nécessaire.

Cette cohésion, dans les cas classiques, est apportée par un liant blanc ou noir. C'est le cas notamment du béton ou des matériaux bitumineux.

Ces sables traités et donc doués de cohésion, ne constituent toujours pas une solution adaptée au problème posé. D'où l'objet des travaux que nous présentons et le désir de trouver des solutions nouvelles d'apport de cohésion.

Des expériences et des travaux antérieurs (Mariotti [96] entre autres) ont prouvé qu'il est envisageable d'apporter de la cohésion par confinement interne ou externe des éléments granulaires d'un sable.

Le confinement dans un cas est réalisé par la présence de fibres courtes distribuées aléatoirement dans la masse de sol et dans l'autre, par l'étreinte qu'exerce une enveloppe textile autour du sol.

Dans les deux situations, tout se passe comme si l'équivalent d'une pression hydrostatique était appliquée au sol. Ce qui, au sens des états correspondants (figure 31) revient à donner de la cohésion au sol.

**Sol cohérent**

$$\tau = c + \sigma * \operatorname{tg} \phi$$

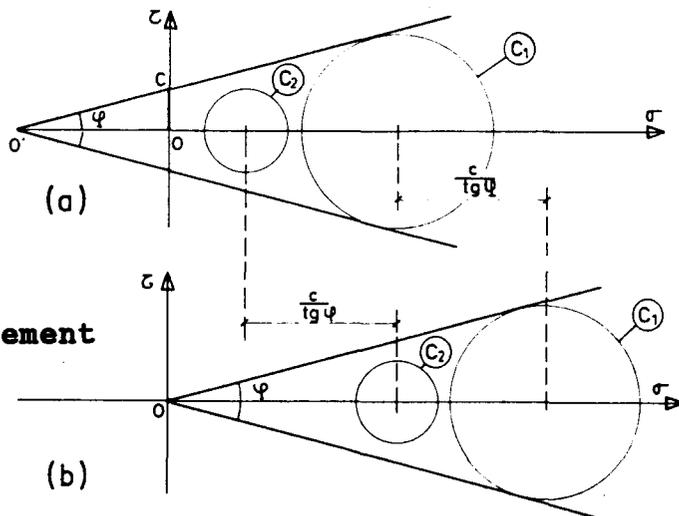


Figure 31: Illustration du théorème des états correspondants

Les cercles de Mohr représentés correspondent à un même point en équilibre limite dans les deux situations.

La contrainte moyenne appliquée en ce point aura subi une translation de  $(c / \operatorname{tg} \phi)$  qui, ni plus ni moins, revient à appliquer une contrainte isotrope au point initial.

D'où le théorème des états correspondants de Caquot [9]: " On peut passer d'un milieu cohérent à un milieu pulvérulent de même angle de frottement interne en appliquant au pourtour du massif une pression hydrostatique d'intensité égale à  $(c / \operatorname{tg} \phi)$  ).

## II. COMPORTEMENT MECANIQUE DES FIBRES

Les fibres travaillent essentiellement à la traction.

Selon la nature du polymère de base, le comportement des fibres peut être approché (figure 32) par :

- une loi élastique linéaire

$$T = K * \epsilon \quad \text{avec double pente } (K_1, K_2) \text{ dans certains cas pour les fibres en polyester,}$$

- une loi élastique non linéaire de type hyperbolique

$$T = \epsilon / [ a * \epsilon + b ] \quad \text{pour les fibres en polypropylène.}$$

où

T = effort de traction (s'exprime kN/dtex ou Pa); K = module sécant moyen pour la zone des déformations ( $\epsilon$ ) considérées.

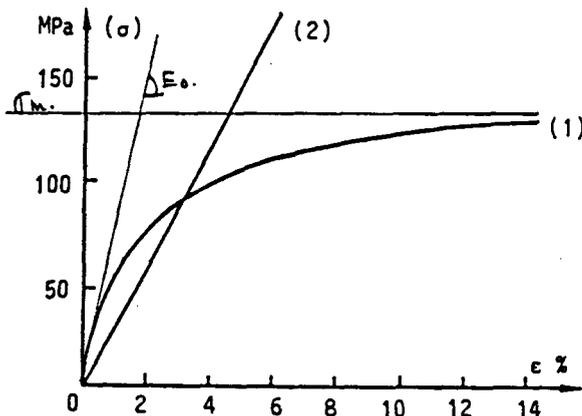


Figure 32: loi de comportement des fibres

(1): fil en polyester  
(2): fil en polypropylène

## III. COMPORTEMENT MECANIQUE DES NAPPES GEOTEXTILES

De nombreux paramètres influencent ce comportement. Il s'agit entre autres de :

- la structure du géotextile ( tissé ou non tissé ),
- la texture ou le mode de liaison des fibres,
- la nature du polymère des fibres de base,
- la continuité des fibres,
- la dimension des éprouvettes,
- la vitesse de l'essai.

Ce comportement est caractérisé par la relation entre l'effort de traction  $T$  par unité de largeur et l'élongation relative  $\epsilon$ . L'essai, ainsi qu'il est préconisé en France par le CFG se déroule sur des échantillons de bande large (500mm de largeur pour une hauteur de 100mm)

Sans être un essai normalisé, l'essai type Saint-Brieuc au cours duquel les caractéristiques mécaniques du géotextile sont déterminées par dilatation d'un manchon cylindrique nous apparaît recommandable pour une utilisation en conteneur. En effet, cet essai se déroule sous des conditions de sollicitation proche de celui du géotextile dans l'ouvrage en service.

Le diagramme  $T = f(\epsilon)$  d'une nappe en géotextile a sensiblement la même allure que celui donné par les fibres - figures 23, 32 - qui la constituent.

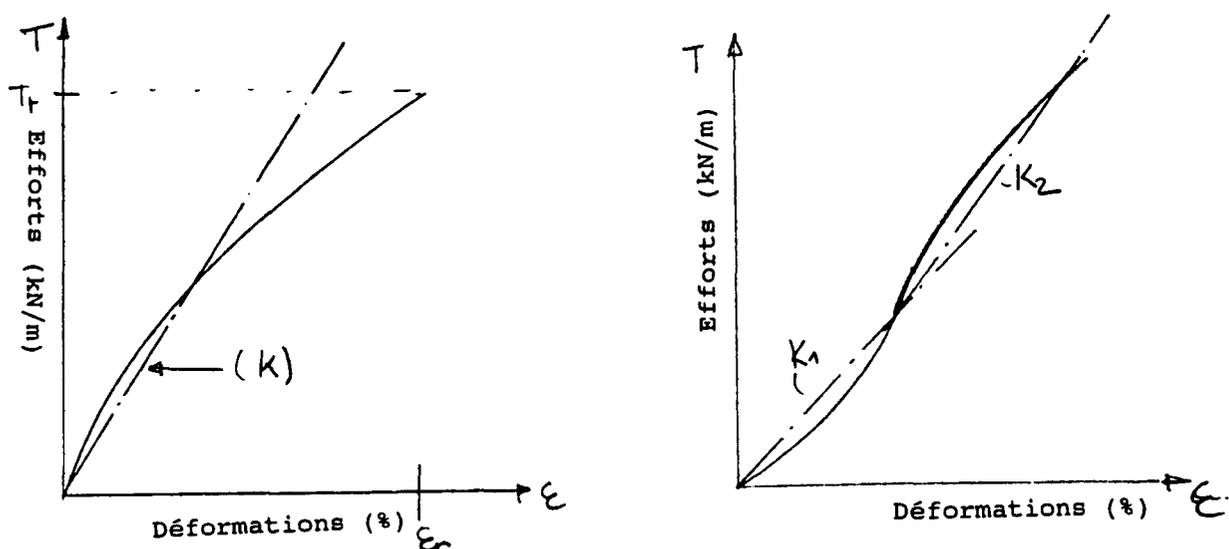


Figure 33: Diagramme des efforts déformations à l'issue d'essais de traction à la rupture pratiqués sur des éprouvettes à bande large.

#### IV. FROTTEMENT ET ADHERENCE SOL-TEXTILE

##### 1. Frottement Sol-Fibre

Dans la littérature, il ne nous a pas été aisé de trouver la description d'essais conventionnels se rapportant à l'évaluation du frottement sol-fibre.

Il est certain que le phénomène revêt un grand intérêt étant donné que, dans un mélange de sable et de fibres courtes, le confinement repose essentiellement sur la qualité de ce phénomène.

Si on admet que les fibres ne travaillent qu'à la traction, il est impératif sur un plan théorique, qu'elles présentent une surface de contact suffisamment large ou rugueuse pour compenser la faiblesse du coefficient de frottement des polymères avec le sol.

De nombreux auteurs se sont affranchis de cet essai et ont effectué des extrapolations à partir des tables existantes. Les tables de Potyondy [10] (tableau 2) par exemple, définissent des coefficients de frottement entre quelques solides (bois, ciment et acier) et le sol pour différents états de rugosité et compacité.

$$[f\phi = \delta/\phi, f_c = \frac{c_a}{c}, f_{cmax} = \frac{c_a^{max}}{c_{max}}; \text{ without factor of safety}]$$

Construction material		Sand		Cohesionless silt			Cohesive granular soil		Clay			
		0.06 < D < 2.0 mm		0.002 < D < 0.06			50% Clay + 50% Sand		D ≤ 0.06 mm			
Surface finish of construction material		Dry		Sat.		Dry		Sat.			Consist. I. = 1.0-0.5	Consist. Index: 1.0-0.73
		Dense		Dense		Loose	Dense					
		f $\phi$	f $\phi$	f $\phi$	f $\phi$	f $\phi$	f $\phi$	f $\phi$	f $\phi$	f $\phi$	f $\phi$	f $\phi$
Steel	Smooth	Polished	0.54	0.64	0.79	0.40	0.68	0.40	—	0.50	0.25	0.50
	Rough	Rusted	0.76	0.80	0.95	0.48	0.75	0.65	0.35	0.50	0.50	0.80
Wood	Parallel to grain		0.76	0.85	0.92	0.55	0.87	0.80	0.20	0.60	0.4	0.85
	At right angles to grain		0.88	0.89	0.98	0.63	0.95	0.90	0.40	0.70	0.50	0.85
Concrete	Smooth	Made in iron form	0.76	0.80	0.92	0.50	0.87	0.84	0.42	0.68	0.40	1.00
	Grained	Made in wood form	0.88	0.88	0.98	0.62	0.96	0.90	0.58	0.80	0.50	1.00
	Rough	Made on adjusted ground	0.98	0.90	1.00	0.79	1.00	0.95	0.80	0.95	0.60	1.00

Tableau 2: Coefficients de friction entre sol et matériaux de construction; d'après Potyondy [10]

où:

- $\delta$  = angle de frottement de contact sol / solide,
- $\phi$  = angle de frottement interne du sol,
- (  $f\phi = \delta/\phi$  ) représente un frottement relatif,
- $c_a$  = adhérence limite sol - solide,
- $c$  = cohésion non-drainée du sol,
- (  $f_c = c_a/c$  ) représente une adhérence relative.

De même des extrapolations sont possibles à partir des essais de friction sur fibres naturelles et métalliques réalisés par Gray et Ohashi (tableau 3).

Type d'inclusion	Diamètre (mm)	Angle de friction (degrés)	Contrainte à la rupture (kPa)	Module de déformation (kPa)
Reed (végétal)	1.8	30	.034	1520
Plastique (PVC)	2.2	23	.031	2070
Palmyra (végétal)	1.2	30	.178	16540
Copper (métal)	1.0	21	.200	58570

Tableau 3: Propriétés caractéristiques de quelques fibres d'après Gray [25]

Les paramètres déterminants dans la qualité du transfert des charges sol-fibre sont:

Pour les fibres: le diamètre, l'état de rugosité des surfaces, la longueur et le module de rigidité.

Pour le sol: la porométrie, l'angle de frottement interne, la granularité et la densité relative.

L'influence de chacun de ces paramètres sera examinée au cours de l'étude expérimentale dans la partie essais et étude paramétrique.

## 2. Adhérence Sol-géonappe

Contrairement à la technique de la Terre Armée dans laquelle le déplacement relatif de l'inclusion par rapport au sol génère le phénomène de dilatance s'ajoutant à l'effet de frottement, il se produit, lors du déplacement relatif d'une nappe de géotextile noyée dans le sol, un phénomène d'interpénétration des grains dans le textile. Ce qui conduit à une adhérence de la nappe sur le sol. Ce phénomène jusqu'alors n'était observé qu'en présence de sol cohérent.

L'absence de dilatance est ici compensée par la large surface présentée par la nappe qui introduit une adhérence.

Deux types d'essai conventionnel permettent l'évaluation des termes d'interaction sol-géonappe:

- l'essai de frottement ou de friction à la grosse boîte,
- l'essai d'ancrage ou d'extraction.

### a. L'essai de friction à la grosse boîte:

Cet essai présente plusieurs variantes.

1) Cas du textile fixé à un bloc rigide avec mouvement de la demi-boîte supérieure (figure 34).

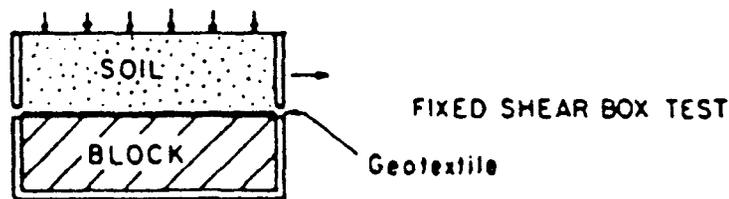


Figure 34: d'après Ingold [63]

2) Cas du textile adhérent à un support rigide et fixé par son extrémité amont. Ce type d'essai est recommandé par le CFG, la RILEM [74] et l'ASTM (figure 35).

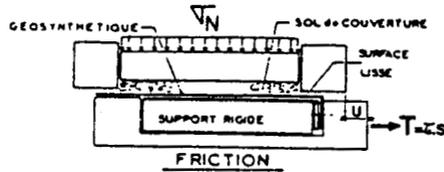
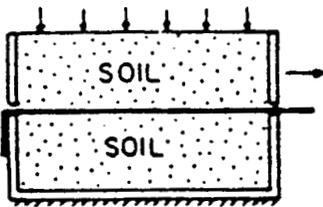


Figure 35: dispositif IRIGM (dim 1/2 boîte: 40\*25\*10 cm) [60]

3) Cas d'une extrémité fixe avec sol de couverture et sol sous-jacent (figure 36).



FREE SHEAR BOX TEST

Fig.36a: Dispositif type Ingold

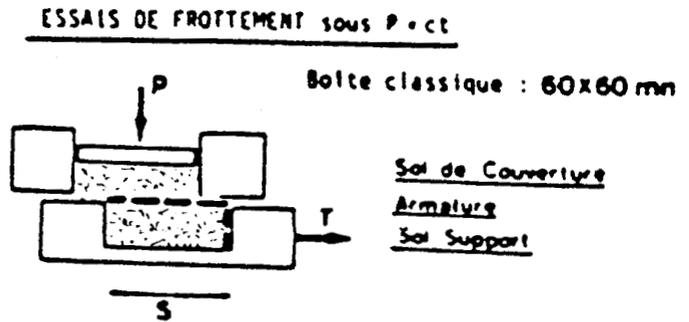


Fig.36b: Dispositif type IRIGM

**b. L'essai d'ancrage ou d'extraction**

Dans l'essai d'ancrage, l'arrachement de l'inclusion est réalisé dans un massif de sol soumis à une pression normale uniforme.

L'essai d'extraction diffère de l'essai d'ancrage par le fait qu'il a lieu dans une boîte de cisaillement ce qui limite le volume de sol adjacent d'une part; et d'autre part, la pression normale, exercée par une membrane sous pression ou par un piston maintenu horizontal, n'est pas constante pour des raisons techniques.

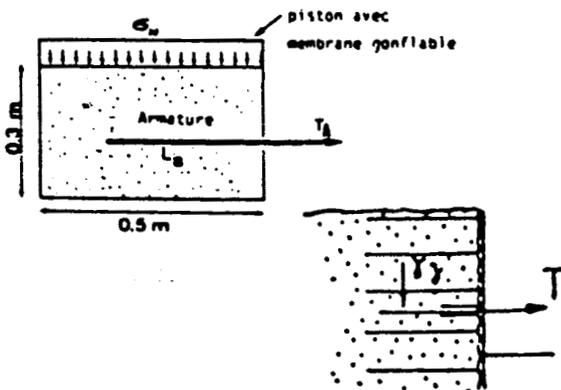


Figure 37a: Essai d'ancrage

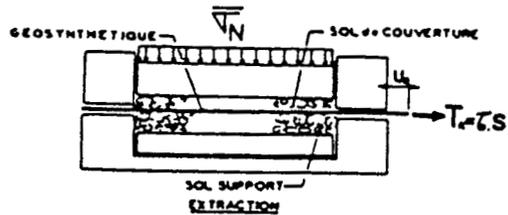


Figure 37b: Essai d'extraction

Figure 37: Dispositifs de détermination des caractéristiques d'interface

Suivant le type d'essai utilisé les paramètres de couplage ne conservent pas la même valeur. Et, pour un même type d'essai, les dimensions des boîtes affectent la valeur du frottement. L'illustration en est donnée ci-dessous.

Quatre essais de frottement sont réalisés sur un même matériau :

- un cisaillement à la boîte de 60 \* 60 mm et 300 \* 300 mm avec un support adhérent.

- un autre à la boîte de 300 \* 300 mm avec une extrémité du géotextile libre.

- puis un essai d'ancrage,

Les nappes à tester sont deux géotextiles ; un non-tissé et un tissé de masse surfacique respective 240 g/m<sup>2</sup> et 320 g/m<sup>2</sup>.

Le sol utilisé, du sable de coefficient d'uniformité 2.8 et d'angle de frottement interne 35°, a été compacté à la densité relative de 86%.

Les résultats des différents essais sont rassemblés dans la figure 38.

L'intérêt des essais de cisaillement à la grosse boîte réside dans le fait qu'il est possible de réaliser des tests sur des sols à grosse granulométrie et de diminuer ainsi certains effets d'échelle.

Ils permettent de tester une grande gamme de contraintes normales, avec des valeurs maximales du même ordre que celles rencontrées dans les grands ouvrages.

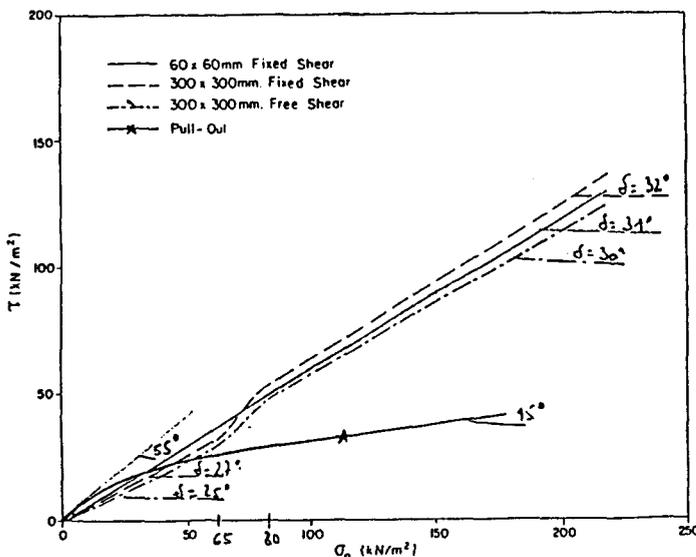


Figure 38a: Essai sur non-tissé

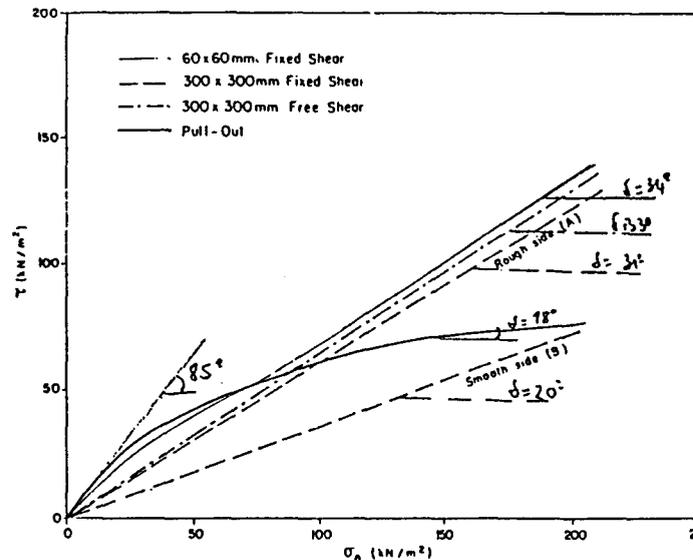


Figure 38b: Essai sur tissé

Figure 38: Résultat et comparaison des différents angles de frottement de contact pour le même couple sable-géotextile en fonction du type de dispositif utilisé (Ingold [63])

Aux basses pressions, les valeurs du frottement issu de l'essai d'ancrage sont très élevées. Dans le cisaillement rectiligne l'angle de frottement de contact reste quasi-constant. Ce qui se traduit par une loi linéaire de type:

$$\tau = \sigma_n * \tan \delta \quad \text{où}$$

$\tau$  = contrainte de cisaillement tangentielle

$\sigma_n$  = contrainte normale

$\delta$  = angle de frottement de contact sol-textile

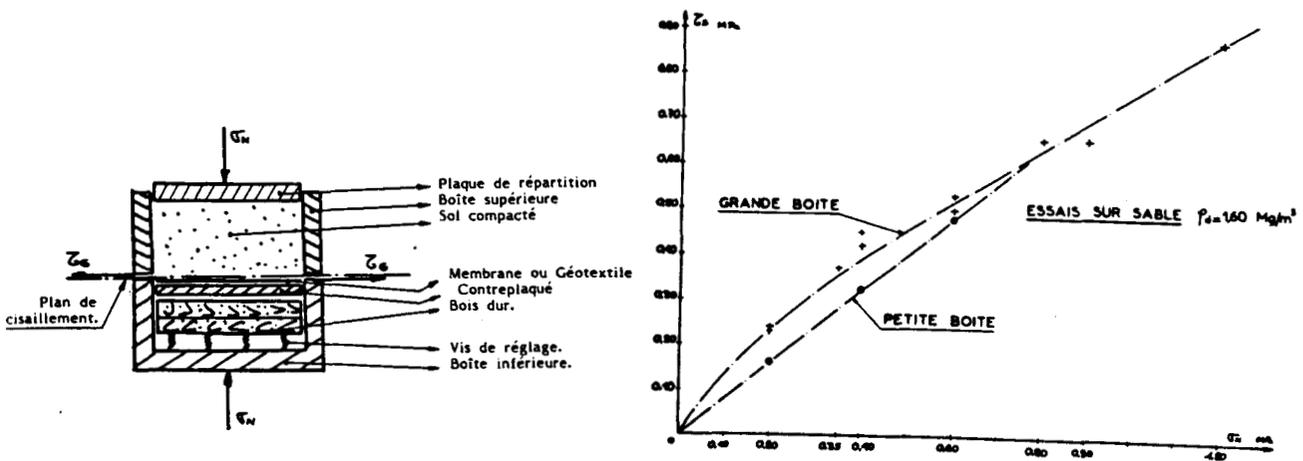


Fig.38c: Principe de l'essai de frottement à la boîte 300 \* 300 \* 300 mm de De Goutte [53] et comparaison des courbes caractéristiques d'un sable mesurées à la grosse boîte et à la petite boîte 5 \* 5 cm.

L'écart aux basses pressions des résultats entre les deux boîtes (figure 38c) serait dû à des effets de paroi (effet de silo, butée, frottement sol-parois). Un même effort normal appliqué à un sable ayant la même densité initiale conduit à des densités après consolidation supérieures pour la grande boîte [53]. Il ressort également que:

- pour un sol de granulométrie fine par rapport à la maille du géotextile, le frottement sol-géotextile se rapproche du frottement interne du sol.

- pour de très fortes contraintes de compression, de l'ordre du Mpa, on obtient un résultat analogue quels que soient les sols et les nappes.

- pour les sols grossiers dont la taille des grains est supérieure aux dimensions des mailles du géotextile, et pour des contraintes faibles (jusqu'à .3 Mpa), le coefficient de frottement du géotextile peut être sensiblement inférieur au coefficient interne du sol (de 20 à 50%). De plus le rapport entre les deux coefficients varie fortement avec l'état de contrainte.

Les disparités dans l'évaluation des termes de frottement ont amené certains auteurs (Collios et al 80 [50]) à suggérer le choix de l'essai suivant la destination du textile (figure 39).

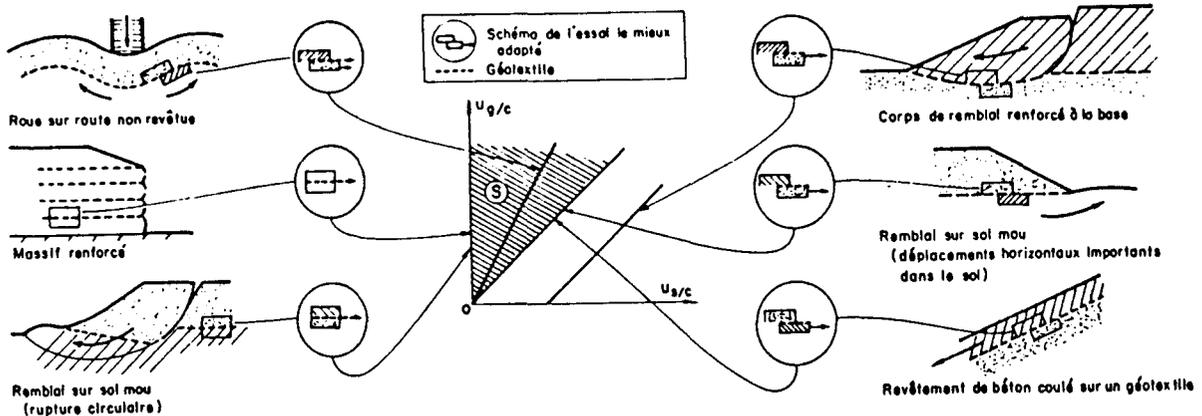


Figure 39: Mouvements relatifs du sol et du géotextile dans quelques situations-types in situ et dans les essais correspondants (d'après Collios et al 1980) [41]

### 3. Paramètres affectant la valeur du frottement sol - géotextile

Dans une large mesure, les termes de frottement dépendent de la structure du géotextile et de la compatibilité avec le sol adjacent. Celui-ci présente un état de surface irrégulier à l'échelle des grains qui eux seront susceptibles de s'inscrire entre les fibres ce qui aura pour effet d'augmenter la valeur du frottement.

La plus ou moins grande souplesse des géotextiles se traduira par une plus ou moins grande aptitude à suivre les contours de l'interface.

Le contact sol-géotextile sera plus frottant pour un textile souple. Un non-tissé par exemple, présentera un très bon frottement relatif vis-à-vis d'un sable. Le géotextile étant souple et surtout, les grains de sable sont de dimension voisine de celle des pores du textile.

De plus, si la compatibilité est optimale c'est-à-dire si la taille des grains coïncide avec la taille des pores, le géotextile peut jouer le rôle de liant entre les grains. Ce phénomène se traduira au cisaillement à la boîte par l'existence d'une cohésion apparente.

La figure 40 indique l'allure des courbes de cisaillement dans des cas de compatibilité optimale.

La loi d'interaction sol-textile, issue de l'essai de friction, d'une façon générale est de type élastoplastique. L'allure générale des courbes est traduite dans la figure 41.

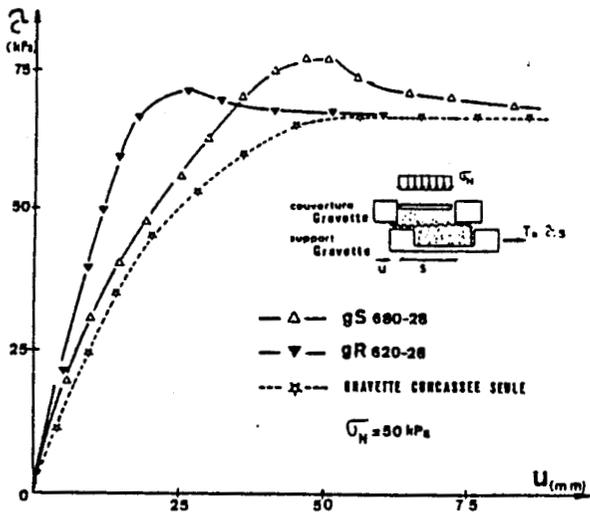


Fig.40a: Association grille-gravette

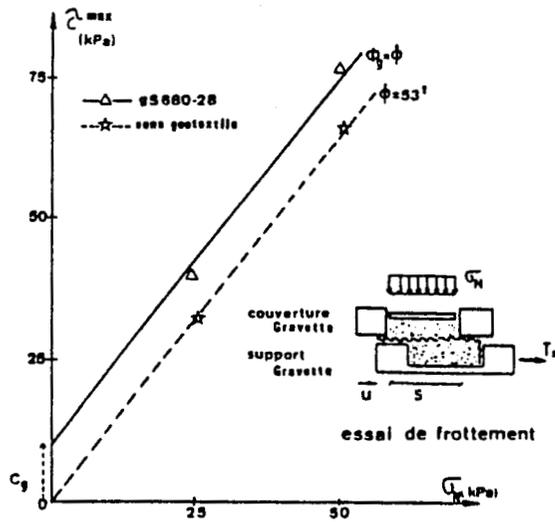


Fig.40b: Adhérence apparente associée à l'essai

Figure 40: Compatibilité optimale sol-textile

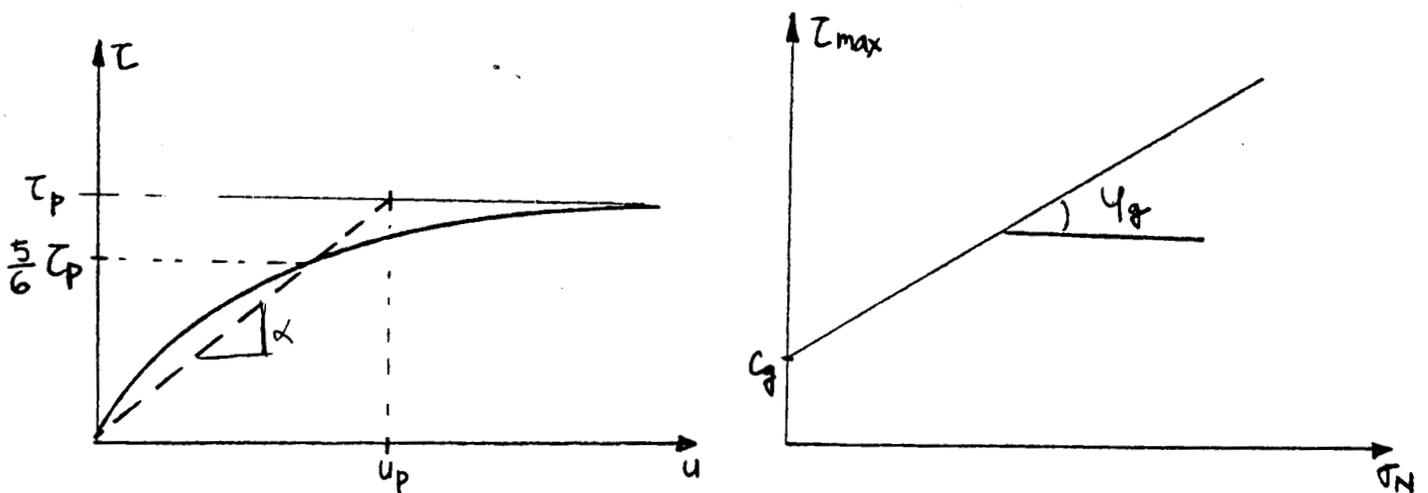


Figure 41: Loi d'interaction sol-textile.

A  $\sigma_N$  fixée

$$\tau = \alpha * u \quad \text{pour } u < u_p$$

et

$$\tau = \tau_p \quad \text{pour } u \geq u_p$$

avec:

$\sigma_N$  = contrainte moyenne normale au plan du textile

$\tau$  = contrainte moyenne tangentielle au plan du géotextile

$\tau_p$  = contrainte tangentielle limite atteinte pour un déplacement relatif  $u_p$

$u$  = déplacement relatif du sol par rapport au géotextile

$u_p$  = déplacement relatif minimum, nécessaire pour mobiliser  $\tau_p$

$\alpha = \tau_p / u_p$  est appelé pente de friction.

La contrainte de palier  $\tau_p$ , varie linéairement en fonction de la contrainte normale appliquée suivant la loi:

$$\tau_p = \sigma_N * \operatorname{tg}(\phi_g) + c_g \quad \text{où:}$$

$\phi_g$  = angle de frottement de contact limite sol-textile

$c_g$  = adhérence ou cohésion limite sol-textile.

Généralement, les termes de frottement sol-textile sont caractérisés par des coefficients exprimant des valeurs relatives.

On définira:

- un frottement relatif  $f_\phi = \frac{\operatorname{tg}(\phi_g)}{\operatorname{tg}(\phi)} \quad (f_\phi \leq 1)$

où  $\phi$  représente l'angle de frottement intrinsèque du sol employé.

$f_\phi$  dépend de la structure du géotextile et surtout de sa compatibilité avec le sol.

- une adhérence relative d'interface  $f_c = \frac{c_g}{c}$

avec (c) cohésion du sol.

On définit également un coefficient de sécurité  $F_S = \frac{\operatorname{tg}(\phi)}{\operatorname{tg}(\phi_c)}$

$$= \frac{c}{c_c}$$

avec:

$\phi_c$  et  $c_c$  angle de frottement et cohésion critiques

En l'absence d'essais de friction, et pour une sécurité suffisante, il est judicieux de prendre:

$$\operatorname{tg}(\phi_g) = (2/3) * \operatorname{tg}(\phi)$$

et

$$c_g = (2/3) * c$$

**DEUXIEME PARTIE : CONFINEMENT INTERNE**

Sommaire PARTIE 2CONFINEMENT INTERNE

<u>INTRODUCTION</u>	62
<u>I. DESCRIPTION DU MECANISME</u>	63
<u>II. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE</u>	65
II1. Influence de la teneur en fibres sur l'indice CBR	66
II2. Influence de la teneur en fibres sur la résistance à la pénétration	66
II3. Influence de la teneur en fibres sur le déviateur à la rupture	67
II4. Influence de la teneur en fibres sur la déformation à la rupture	71
II5. Influence de la teneur en fibres sur l'angle de frottement interne et sur la cohésion	71
II6. Influence du compactage et de l'état initial du sol sur la résistance au cisaillement d'un sol renforcé de fibres	73
II7. Influence de l'orientation initiale des fibres	76
II8. Influence de la rigidité des fibres	77
II9. Influence de la longueur ou de l'élançement des fibres	79
II10. Conclusion	80
<u>III. ESSAIS REALISES</u>	81
<u>A. ESSAIS DE CARACTERISATION</u>	82
AI. Nature des essais	82
AI1. Les sols utilisés	82
AI2. Les fibres sélectionnées	82
AII. Résultats des essais de caractérisation	83
AII1. Essais sur les sols	83
AII2. Essais sur les fibres	86
<u>B. ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT DES SABLES RENFORCES PAR FIBRES</u>	88
BI. Programme des essais	88
BII. Les essais de compression simple	89
BII1. Fabrication des éprouvettes	89
BII2. Déroulement des essais	92
BII3. Résultats des essais	93
BII4. Analyse et interprétation des essais	96

BIII.	Les essais à l'appareil triaxial	112
BIII1.	Fabrication des éprouvettes	112
BIII2.	Déroulement des essais	112
BIII3.	Résultats des essais	114
BIII4.	Analyse et interprétation des essais	114
BIV.	Conclusion	116
 <b><u>C. ETUDE PARAMETRIQUE</u></b>		<b>120</b>
CI.	Effet du réemploiement des fibres	120
CII.	Effet de la présence d'une gaine autour des éprouvettes	121
CIII.	Effet de la longueur des fibres	124
CIV.	Effet de l'élançement des éprouvettes	126
CV.	Effet de la rigidité	127
 <b><u>CONCLUSION</u></b>		<b>129</b>

## INTRODUCTION

Par confinement interne, on regroupe tous les procédés de renforcement des sols dans lesquels, l'expansion du squelette granulaire est freinée, via le frottement, par la présence en grand nombre d'éléments résistants noyés dans la masse de sol.

Ces éléments résistants, appelés inclusions auront généralement une forme linéaire et seront, rapportés à l'échelle de l'ouvrage, de petites dimensions.

Notre étude, ainsi que cela fut exposé plus haut, se rapporte au confinement interne du sable réalisé à l'aide de fibres courtes.

En dehors du texsol, procédé de renforcement tridimensionnel de sols rapportés faisant intervenir un ou plusieurs filaments continus, les applications faisant appel aux fibres courtes sont encore limitées malgré l'intérêt qu'elles suscitent.

Contrairement à la majorité des procédés de renforcement de sol à application industrielle pour lesquels l'empirisme précéda la connaissance, les fibres courtes ont fait l'objet d'études en laboratoire avant leur application sur chantier.

Les recherches effectuées sur l'emploi des fibres courtes sont encore, pour la plupart, au stade d'études de faisabilité.

## I. DESCRIPTION DU MECANISME

Le renforcement est obtenu par mobilisation de la résistance de l'inclusion, essentiellement en traction. La mise en traction des inclusions correspond à un transfert des charges appliquées au matériau par le biais du frottement à l'interface. Celui-ci intervient lorsque les éléments granulaires du sol, ont un déplacement relatif par rapport aux inclusions.

Cette diminution de mobilité des grains, correspond à un gain de résistance pour le sol. Ce gain est maximal lorsque la tendance à l'extension du sol est extrême dans la direction de l'inclusion.

La longueur des inclusions est un paramètre capital dans le mode de transmission des efforts.

Selon Hoover et al 82 [27], dans un sol renforcé de fibres courtes (longueur  $\leq 7.6$  cm), la charge appliquée au matériau est entièrement reprise par le sol avant d'être transférée aux fibres et ce, à partir de leurs extrémités et des surfaces qui leur sont proches.

En présence de fibres longues ou infiniment longues, les efforts seraient simultanément transférés au sol et aux fibres.

Si on admet que le transfert des efforts se fait par le seul biais du frottement, les inclusions devront présenter une surface latérale et coefficient de frottement suffisants pour reprendre les sollicitations développées dans le sol. Ceci amène les auteurs à définir des longueurs caractéristiques de fibre. Sont ainsi définies :

- une longueur de transfert ( $l_t$ ) correspondant à la longueur minimale pour laquelle la contrainte maximale développée est reprise par les fibres.

Cette longueur de transfert est calculée à partir d'hypothèses effectuées sur la nature de la distribution des contraintes le long de la fibre.

On admet (figure 42), que cette répartition est triangulaire.

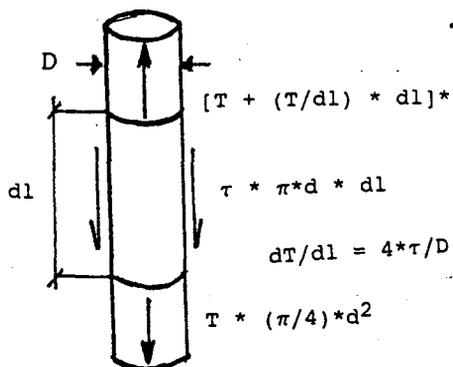


Fig.42a: Equilibre d'une fibre cylindrique sous tension

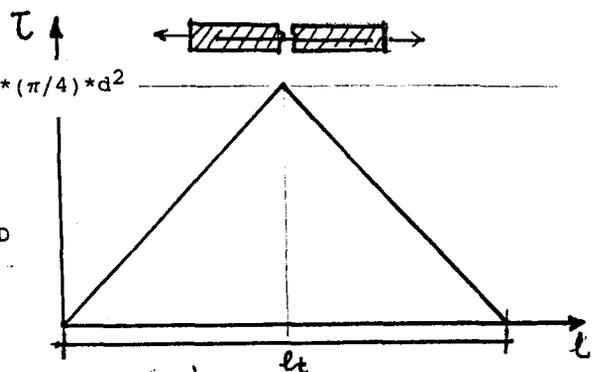


Fig.42b: Distribution des contraintes le long d'une fibre scellée en ses extrémités

Figure 42: Détermination de la longueur de transfert

$$\frac{\pi * d * \tau * l_t}{2} = \frac{\pi * d^2 * (\sigma_f)_{\max}}{4}$$

$$l_t = \frac{(\sigma_f)_{\max} * d}{2 * \tau}$$

avec:

$(\sigma_f)_{\max}$  = contrainte maximale développée dans la fibre

$d$  = diamètre apparent de la fibre.

=  $\phi$  pour une fibre à section circulaire .

$$d = \frac{(\text{plus petit côté})}{(\text{plus grand côté})}$$

pour une fibre de section rectangulaire

$\tau$  = contrainte de cisaillement sol-fibre

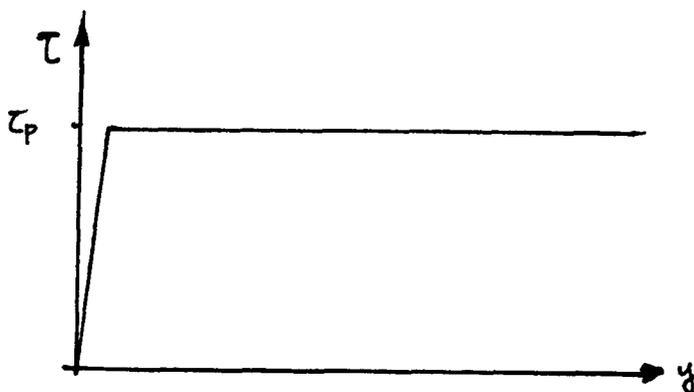


Figure 43: Courbe de variation de  $\tau$

- une longueur critique ( $l_{cr}$ ) correspondant à la longueur minimale pour laquelle la traction ultime peut être atteinte. Cette longueur est déterminée de la même manière que la longueur de transfert.

$$l_{cr} = \frac{(\sigma_f)_{ult} * d}{2 * \tau}$$

où  $(\sigma_f)_{ult}$  représente la contrainte ultime de rupture de la fibre.

Du fait des difficultés pour évaluer expérimentalement la contrainte maximale développée, on se base sur la détermination de la longueur critique.

## II. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Les auteurs qui ont entrepris des travaux en vue d'une meilleure connaissance du comportement des matériaux à base de mélange de sable et de fibres courtes ont tous, plus ou moins buté contre un handicap majeur: celui de réaliser un mélange sol-fibres intime et homogène et ce malgré des soins particuliers apportés à la confection des éprouvettes.

Les travaux réalisés en laboratoire sur ces matériaux se classent en quatre groupes:

- 1- Les essais d'écrasement ou de compression simple [21]
- 2- Les essais de poinçonnement ou de résistance à la pénétration [28], [27]
- 3- Les essais de cisaillement rectiligne à la boîte [25], [28]
- 4- Les essais de cisaillement à l'appareil triaxial [16], [23], [22], [26].

Les techniques de malaxage et de fabrication utilisées sont variées. Cependant il n'est pas aisé de conclure à la performance de l'une de ces techniques sur les autres.

- Andersland et al [16] ont opéré sur des éprouvettes taillées dans un mélange de boue consolidée, réalisé à partir de Kaolinite et de fibres de pulpe. Les constituants, initialement secs, ont été mélangés et humidifiés au fur et à mesure jusqu'à saturation.

- Tout comme Andersland et al [16], Akinmusuru [15], Ionescu [28], Hoare [26], Gray et Ohashi [25] ont réalisé leurs essais sur des échantillons constitués à sec.

- Gray et Al Refeai [23] ont réalisé des éprouvettes faites de couches successives en adoptant un compactage modulé de façon à maintenir un indice des vides constant et égal à .62. La confection des échantillons s'est effectuée par incorporation de fibres dans du sable humidifié. Le tout introduit ensuite dans un malaxeur oscillant à hélices.

- Delage [22] a réalisé des essais de cisaillement sur des éprouvettes confectionnées en milieu saturé après plusieurs tentatives infructueuses de mélange à sec ceci, à cause d'un phénomène de ségrégation très accentué.

Quelque fût la méthode ou le procédé de malaxage utilisé, la distribution des fibres dans la masse granulaire n'a pu apparaître aussi aléatoire que cela; ce qui au cisaillement, se manifestât par des dispersions souvent très fortes des valeurs du déviateur des contraintes à la rupture par exemple ou de bien d'autres paramètres caractéristiques du matériau.

Les études menées en laboratoire se sont attachées à différents aspects de l'utilisation des fibres. D'une façon ou d'une autre, l'ensemble des travaux réalisés concorde à montrer que le matériau sol-fibres présente les propriétés et caractéristiques des sols requis en fondation.

Les résultats significatifs observés sont résumés ci-après:

### 1/ INFLUENCE DE LA TENEUR EN FIBRES SUR L'INDICE CBR.

- A l'université d'Iowa, Hoover et Al ont procédé à des essais CBR qui ont porté sur deux catégories de sol et deux types de fibres.

Nature des matériaux de base:

Sables: Linn county  
Sioux city  
(deux variétés de sables limoneux)

Fibres: Fibre de verre  
Fibre de polypropylène 1  
Fibre de polypropylène 2

Le résultat des essais montre que l'indice CBR croît avec la teneur en fibres et que le gain de portance atteint 3 à 6 fois celui du matériau vierge.

### 2/ INFLUENCE DE LA TENEUR EN FIBRES SUR LA RESISTANCE A LA PENETRATION

- Ionescu et Matei [28] ont déterminé la résistance à la pénétration statique des mélanges de sable de rivière (catégorie E cf. courbes granulométriques figure 49) avec des duvets et des fils PNA ( description cf. page 67 ).

Le surplus de résistance évalué est approximativement le même pour tous les mélanges réalisés à base de duvet.

L'accroissement du pourcentage de duvet à partir d'un seuil ne confère pas au matériau final des caractéristiques améliorées, mais au contraire, semble l'endommager. (Le grand volume de duvet ne procurant une bonne homogénéité au matériau final).

Dans les mélanges a base de fils PNA de grande longueur, le surplus de résistance à la pénétration est plus substantiel. L'accroissement du pourcentage de ces fils influence positivement le comportement global du matériau renforcé.

### 3/ INFLUENCE DE LA TENEUR EN FIBRES SUR LE DEVIATEUR A LA RUPTURE

- Andersland et Khattak [16] ont constaté qu'avec 16% de fibres (rapporté au poids de sol sec) et pour une pression de confinement inférieure de 17% à celle appliquée au sol vierge, le gain de résistance atteint était près de 43% (figure 44).

#### Essais triaxiaux consolidés non drainés

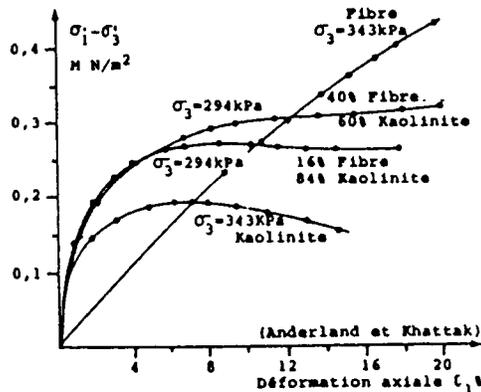


Figure 44: Courbes contraintes-déformations du mélange fibre-Kaolinite

Une forte teneur en fibres a tendance à conduire vers un comportement plastique avec augmentation croissante du déviateur sans modification véritable du module de déformation.

- Gray et al [25] ont effectué des essais de cisaillement rectiligne sur du sable incrusté de fibres végétale, synthétique et métallique.

Les caractéristiques des matériaux utilisés sont indiquées ci-dessous.

+ un sable propre de caractéristiques:

$$d_{50} = .23$$

$$C_u \text{ (coefficient de Hazen)} = 1.5$$

$$e_{\min} = .50 \quad \phi = 39^\circ \quad E = 21000 \text{ kN/m}^2 \quad Dr = 100\%$$

$$e_{\max} = .73 \quad \phi = 31^\circ \quad E = 14000 \text{ kN/m}^2 \quad Dr = 20\%$$

+ des inclusions en fibres végétales, synthétiques et des fils de diamètre variant entre 1 et 2 mm pour des longueurs de 2 à 25 cm. Leurs caractéristiques sont décrites dans le tableau n°3.

L'influence de la teneur en fibres sur les caractéristiques de résistance est montrée ci-après (figure 45).

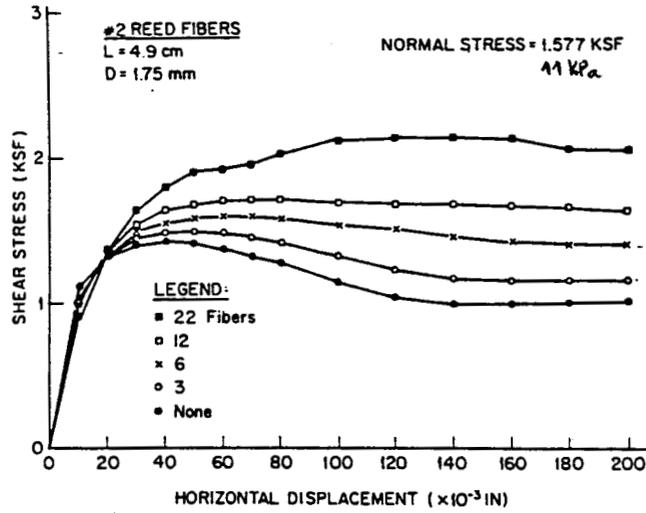


Figure 45a: Influence du nombre de fibres.

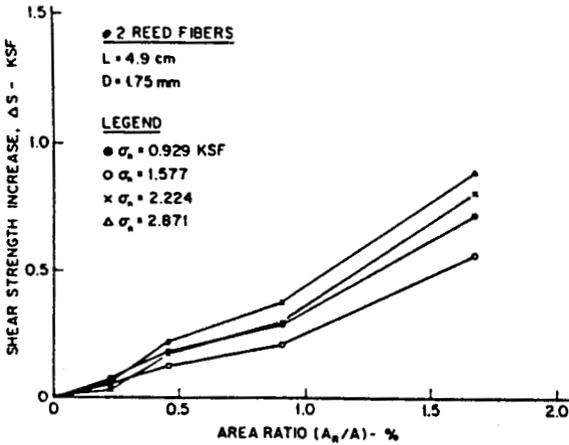


Figure 45b: Gain de résistance en fonction de la concentration

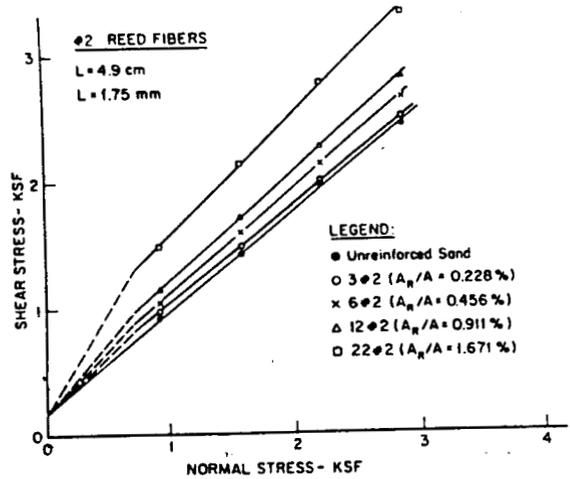


Figure 45c: Courbes enveloppes en fonction de la compacité

Figure 45: Influence de la teneur en fibres

La proportion de fibres est exprimée par le rapport ( $A_R / A$ ) où:

$A_R$  = section totale des fibres balayées.

$A$  = surface du plan de cisaillement.

L'augmentation de la proportion de fibres a pour effet d'augmenter et le pic de résistance et la valeur de la résistance résiduelle.

La figure 45b montre que la résistance au cisaillement ( $\tau$ ) croît linéairement avec le rapport ( $A_R / A$ ).

- D'autres essais de cisaillement effectués par Gray [23] cette fois à l'appareil triaxial, ont conduit au tracé des courbes types (figure 46).

**Caractéristiques des matériaux utilisés.**

Sable de dune de Muskegon

$D_{10} = .28 \text{ mm}$   
 $D_{50} = .41 \text{ mm}$   
 $C_u = 1.50$   
 $G_s = 2.65$

$e_{max} = .78$   
 $e_{min} = .50$   
 $\phi = 39^\circ \text{ à } Dr = 86\%$   
 $\phi = 32^\circ \text{ à } Dr = 21\%$

Fibres	Diamètre (mm)	Densité (g/cm <sup>3</sup> )	Résistance (MPa)	Module (MPa)
Reed <sub>1</sub>	1.25	.58	.34	1.5
Reed <sub>2</sub>	1.75	.58	.34	1.5
Fibre de verre	.30	2.7	12.76	71.4

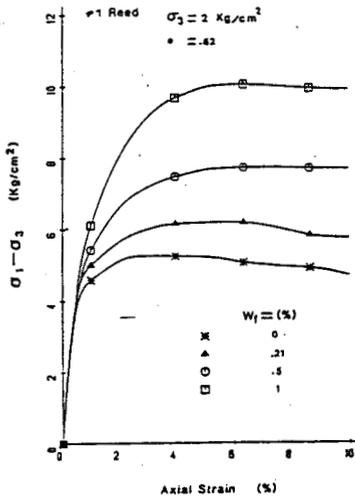


Figure 46a: Courbes contrainte - déformation (sable de Muskegon + Reed<sub>1</sub>)

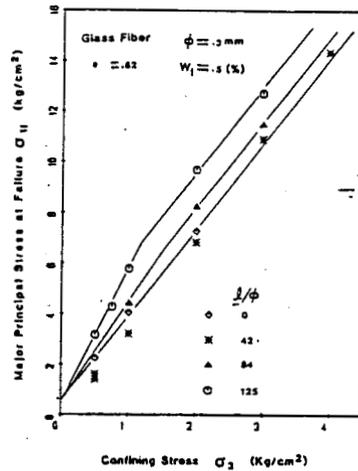


Figure 46b: Courbe de rupture sable + fibre de verre

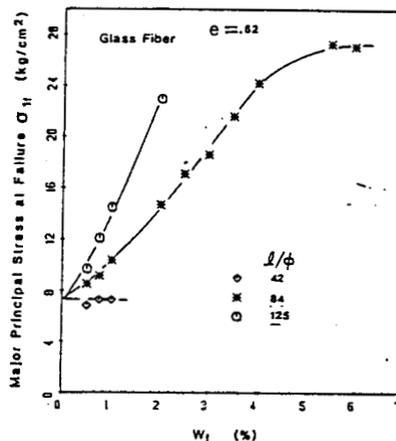


Figure 46c: Gain de résistance en fonction de la teneur en fibres (sable + fibre de verre).

Figure 46: Essais de cisaillement à l'appareil triaxial (Gray [23])

Pour une teneur de fibres  $Reed_1$  variant entre 0 et 1%, le gain de résistance atteint 91%.

L'augmentation du pourcentage de fibres entraîne pour les différents types de fibres une croissance de la résistance de pic et une diminution de la chute, donc une augmentation de la résistance résiduelle du sable dense (figure 46b). Ce résultat est identique à celui observé par Gray et al [25] au cours des cisaillements rectilignes à la boîte (figure 44)

- Le programme des essais entrepris par Freitag a lui porté sur l'écrasement d'éprouvettes confectionnées selon le mode Proctor standard.

Le sol de base est un sable argileux et les fibres de trois types sont en nylon et en deux variétés de polypropylène (1 et 2).

Le dosage en fibres est maintenu à 1% (pourcentage rapporté au volume)

Le sol est initialement mouillé et les fibres sont ajoutées et malaxées avec soin d'autant plus que le mélange s'est avéré difficile.

Les éprouvettes sont confectionnées en cinq couches compactées à 30 coups de la dame de 4.5 kg et sont ensuite écrasées immédiatement. Les couches de sol compactées sont petites par rapport à la longueur des fibres. Cette tendance ne prédispose pas à une distribution aléatoire des fibres dans le sol.

L'auteur a examiné (figure 47) la variation de la résistance en compression en fonction de la teneur en eau.

Le type de fibres ne semble pas avoir d'effet sur la valeur de la résistance à la compression ( $R_c$ ) pour les teneurs en eau ( $w$ ) inférieur à la valeur optimale ( $w_{opt}$ ).

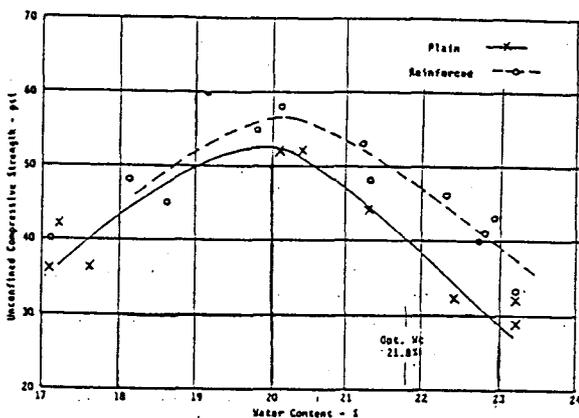


Figure 47a: Variation de la résistance en compression simple en fonction de la teneur en eau.

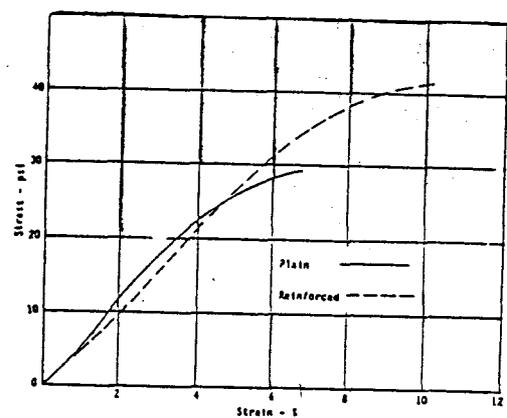


Figure 47b: Courbes contrainte-déformations associées

Figure 47: Essai  $R_c$  sur sable argileux et fibres de teneur volumique 1%.

Le maximum de résistance est observé pour une teneur en eau de l'ordre de 20%. Cette valeur de résistance est sensiblement la même pour le sol renforcé ou non.

Lorsque la teneur en eau augmente, la résistance à la compression simple décroît plus vite pour le sol vierge que pour le sol renforcé.

Dans le plan ( $\sigma - \epsilon$ ) des contraintes-déformations (figure 47b), la rupture survient pour le sol renforcé à des valeurs de contrainte supérieures de 34% que pour le sol vierge.

Au total, la présence de fibres courtes entraîne pour le sol un supplément de résistance et de rigidité. Le gain pour une teneur en eau à l'optimum proctor est supérieur à 25%. Ce qui est comparable aux caractéristiques des sols requis en fondation.

#### 4/ INFLUENCE DE LA TENEUR EN FIBRES SUR LA DEFORMATION A LA RUPTURE

- Hoare [26], à l'issue de ses travaux observe dans tous les cas de figure (figure 53), des déformations à la rupture augmentant proportionnellement avec la densité de fibres et ce, indépendamment de la méthode de compactage.

Néanmoins, cette augmentation dépend des caractéristiques physico-mécaniques des inclusions.

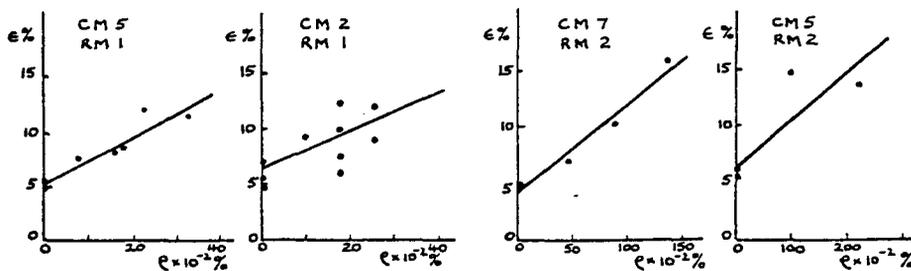


Figure 53: Essai à l'appareil triaxial; courbes des déformations

#### 5/ INFLUENCE DE LA TENEUR EN FIBRES SUR L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE ET SUR LA COHESION

- Andersland et Khattak [16], à l'issue d'essais triaxiaux consolidés non drainés sur des mélanges de fibres végétales et de boue ont aussi constaté que parallèlement à l'augmentation du gain de résistance enregistré (figure 46), l'angle de frottement  $\phi_{Cu}$  subi une augmentation et passe de 20 degrés à plus de 80 degrés (figure 48).

Au cours des essais de cisaillement consolidés drainés l'angle de frottement  $\phi$  varie très peu (figure 48).

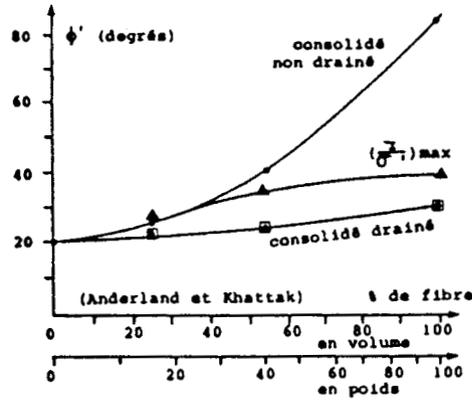


Figure 48: Variation de l'angle de frottement effectif ( $\phi'$ ) du mélange fibre-kaonilite

-Ionescu et Matei [28], pour leur part ont déterminé à partir d'essai de cisaillement direct les caractéristiques de mélanges sol-fibres réalisés à l'aide de sols à granulométrie reconstituée. Les catégories de sol utilisé sont représentées sur la figure 49.

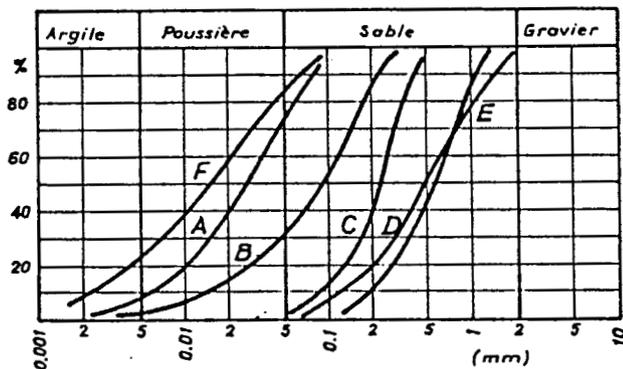


Figure 49: Composition granulométriques des sols reconstitués

Le sol de catégorie E est un sable de rivière alors que le sol de catégorie F est du limon argileux.

Les fibres utilisées sont:

+ un duvet technologique des entreprises de textile (mélange aléatoire de fibres synthétiques de longueur variant entre 1 et 5 mm),

+ des fils de polyacrylonitrile (pna) des entreprises de tricotage (déchets de mélange de fils de 5 à 500 mm de long).

Les mélanges ont été réalisés dans de l'eau, à l'aide d'un agitateur rotatif pour les sols A, B, C et D associés au duvet et manuellement en milieu sec pour les sols de catégorie E et F associés au duvet ou aux fils pna.

L'examen des caractéristiques des mélanges en fonction de la proportion de fibres a permis de constater un accroissement de la cohésion et une réduction de l'angle de frottement.

Pour les mélanges où 50% des grains ont un diamètre supérieur à .25 mm, l'adjonction de duvet abaisse les caractéristiques mécaniques.

Ces résultats se justifient en admettant que plus le diamètre des grains de sol est grand, plus les tortuosités décrites par les fibres sont moins accentuées. La longueur des duvets n'étant pas suffisante pour créer des mailles emprisonnant les granulats, la cohésion en conséquence, diminue.

En ce qui concerne le frottement interne, on peut supposer qu'aux sols ayant une granulométrie approximativement uniforme, l'adjonction de fibres permet la naissance de microplans de rupture jusque dans la surface de rupture imposée. Au niveau de ces microplans, le frottement prend un caractère de roulement sur les fibres. D'où une décroissance de l'angle de frottement.

## 6/ INFLUENCE DU COMPACTAGE ET DE L'ETAT INITIAL DU SOL SUR LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT D'UN SOL RENFORCE

- Les essais à l'appareil triaxial réalisés par Hoare [26], ont porté sur des mélanges à base de gravier fin sableux et de fibres torsadées en polypropylène de 50 mm de long (type RM1) ou des bandes en nylon et polypropylène de 66 mm de long sur 7 mm de large (type RM2).

Le mélange a été effectué à sec et l'auteur a examiné l'incidence de la méthode de compactage (tableau 3) sur la porosité - volume des vides et des fibres rapporté au volume de l'échantillon - (figure 50) et sur l'angle de frottement interne (figure 51) des mélanges réalisés

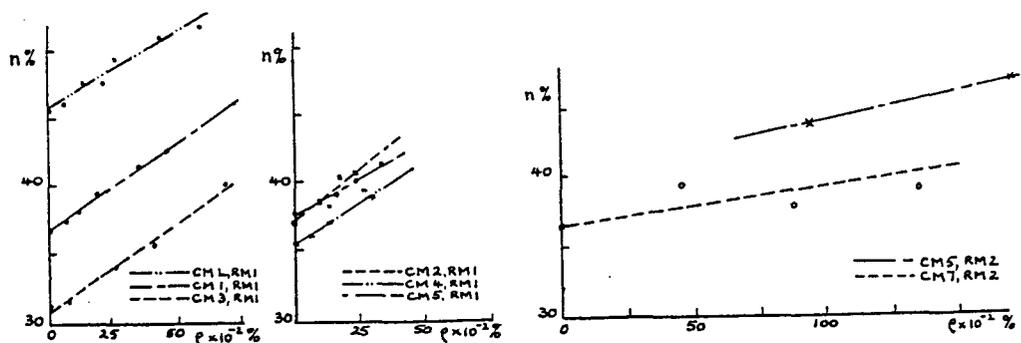


Figure 50: Courbes des porosités en fonction de la densité (rho) de fibres et de la méthode de compactage.

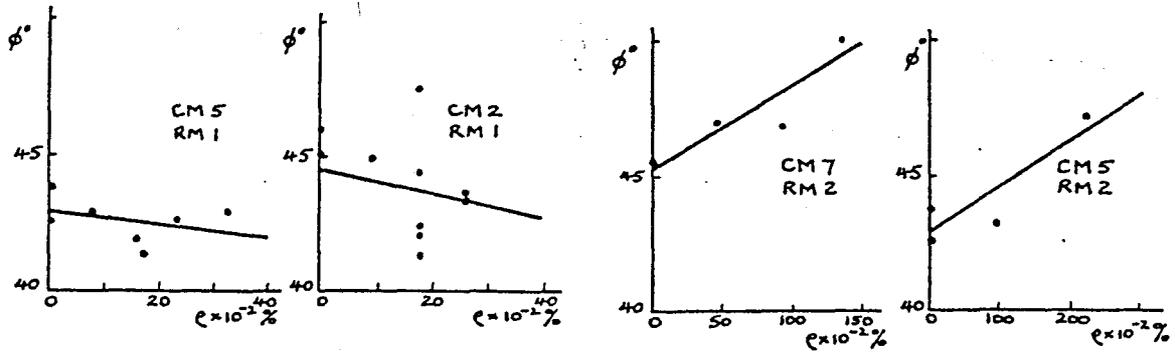


Figure 51: Essais à l'appareil triaxial;  
Courbes d'angle de frottement en fonction de la densité de fibres

L'examen des courbes résultantes conduit aux conclusions suivantes:

- le gain en résistance traduit par la valeur de la porosité ( $n$ ) est fonction du mode de compactage.

- le gain en résistance est proportionnel à la densité de renforcement.

- la relation entre  $n$  (porosité) et  $\rho$  (teneur en fibres) est linéaire et le coefficient de linéarité semble indépendant du mode de compactage mais dépendrait de la nature du renforcement.

Il apparaît une différence dans l'inclinaison des droites. Le signe de la pente est fonction de la nature de la fibre. La pente est positive pour les fibres de type RM2 et négative pour le type RM1. Cette différence tiendrait essentiellement des différences de valeurs entre les surfaces spécifiques des deux types de fibres.

Il ressort également que les variations d'angle de frottement sont moins élevées lorsque le compactage est effectué par vibration que lorsqu'il est effectué par un procédé dynamique.

Intuitivement, cet état de chose peut être interprété par le fait que les vibrations ont plus ou moins tendance à favoriser une résurgence des inclusions alors qu'avec le damage, l'inclusion ne peut que migrer avec les grains de sol vers un état de plus en plus dense.

La figure 52 ci-après, établie par Gray [25] représente le résultat d'essais de cisaillement rectiligne sur sol renforcé de fibres pour deux états de compacité du sol.

On remarque que pour un sable lâche (figure 52a), il faut une mise en tension plus importante des fibres avant l'obtention d'un supplément de résistance.

Aux faibles déplacements, c'est le sol qui supporte les contraintes de cisaillement.

C'est seulement lorsque les déplacements atteignent un certain seuil que les fibres entrent véritablement en tension.

Il se passe que l'application de la contrainte verticale de confinement sur la boîte de cisaillement tend à comprimer les fibres.

Pour mettre la fibre en extension, il faut dans une première phase vaincre les efforts de compression à travers des déplacements importants avant de pouvoir en arriver à sa mise sous tension.

Méthode de compactage	Détails de la méthode
CM L (Kolbuszewski) 1948	Mesure de porosité maximale par retournement rapide d'un cylindre de 1000 cm <sup>3</sup> contenant 1 Kg de sol dont on mesure le volume occupé
CM 1	Proctor Standard (BS 1377)
CM 2	Compactage en trois couches par table vibrante dans un moule de triaxial sous surcharge de 2Kg pendant 60 seconde (vibration 50/60 volts)
CM 3	Compactage Dietert (ASTM Des. C181-76) avec modification à 30 coups à chaque 3 couches.
CM 4	Comme CM 2 avec une seule couche et sans surcharge
CM 5	Comme CM 2 avec une surcharge de 5 Kg
CM 6	Comme CM 2 avec une couche et sous une surcharge de 2.3 Kg
CM 7	Comme CM 1 dans un moule triaxial

Tableau 4: Tableau des méthodes de compactage testées

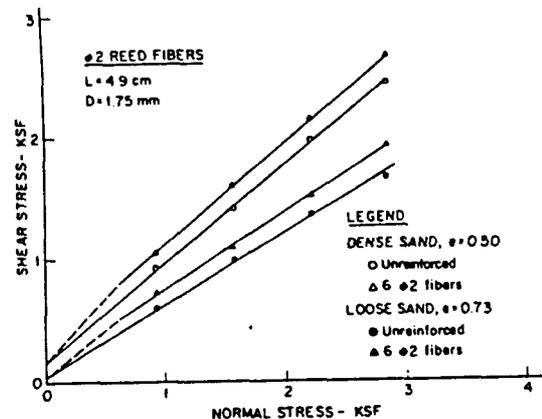
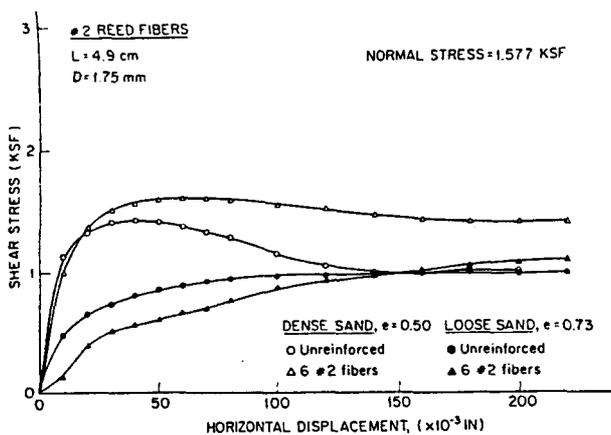


Fig. 52a: Courbe de cisaillement

Fig. 52b: Courbe des gains de résistance

Figure 52: Influence de la densité relative du sol (Gray [25])

De part cette explication, toute augmentation, soit du nombre d'inclusions disposées verticalement, soit du module des inclusions, soit de la décompression du sol, aura pour effet d'augmenter la précontrainte et donc d'entraîner une baisse de la résistance au cisaillement pour de faibles déplacements.

Sous un autre angle - figure 52b - le gain en résistance apparaît approximativement le même pour le sable dense que pour le sable lâche. Ce fait présente un grand intérêt pour le sable lâche du fait des niveaux de contrainte initialement bas.

7/ INFLUENCE DE L'ORIENTATION INITIALE DES FIBRES

Cet aspect a largement été abordé par Gray [25] à travers des essais de cisaillement rectiligne à la boîte sur sable dense renforcé.

Les principaux résultats sont schématisés sur la figure 54.

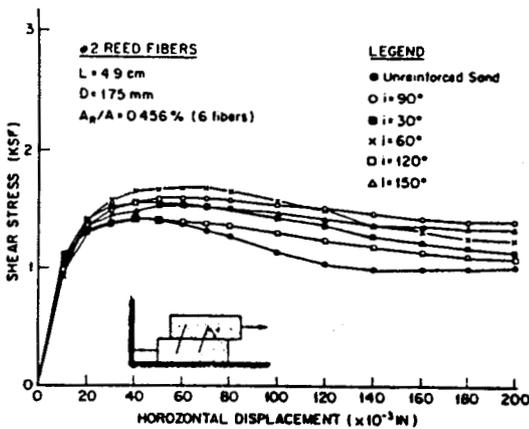


Figure 54a: Influence de l'orientation initiale

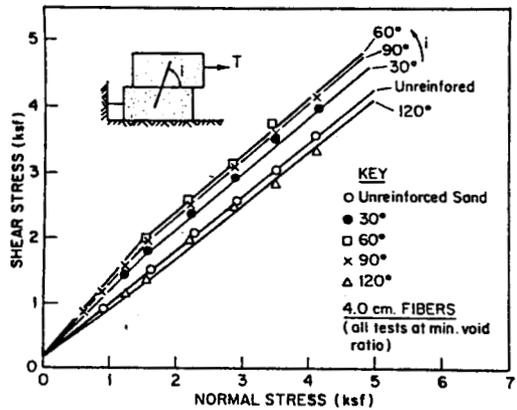


Figure 54b: Courbes enveloppes associées

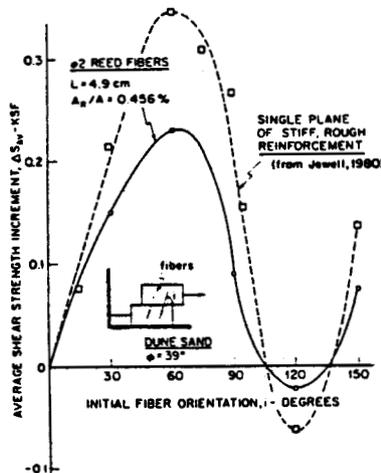


Fig.54c: Gain de résistance en fonction de l'orientation initiale des inclusions

Figure 54: Essais de cisaillement rectiligne (Gray [25])

La figure 54c fait le rapprochement avec un résultat obtenu par Jewell (1980) qui a expérimenté sur des fibres, des feuilles d'aluminium et des grillages.

La similitude entre les deux résultats est frappante. Le maximum de résistance est obtenu dans un sable dense renforcé pour des inclusions inclinées à  $60^\circ$  par rapport au plan de cisaillement.

Cette direction est celle de la contrainte principale dans le cisaillement direct d'un sable dense (Jewell 80 [29]).

## 8/ INFLUENCE DE LA RIGIDITE DES FIBRES

Des travaux de Gray [25], il apparaît que l'augmentation du module des fibres tend à accroître la résistance au cisaillement mais n'affecte pas considérablement la raideur du mélange sol-fibre. L'illustration, pour des fibres de caractéristiques physiques et mécaniques indiquées dans le tableau no 3, en est donnée ci-dessous (figure 55).

$$1 \text{ in} = 2.54 \text{ cm}$$

$$1 \text{ KSF} = 1 \text{ psi} \\ = 7 \text{ kPa}$$

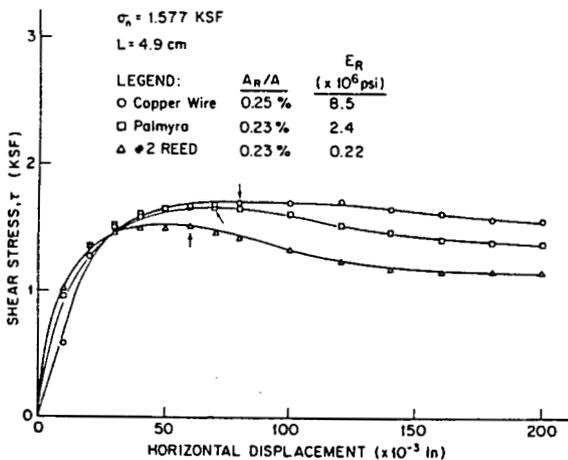


Figure 55a: Influence du module des fibres

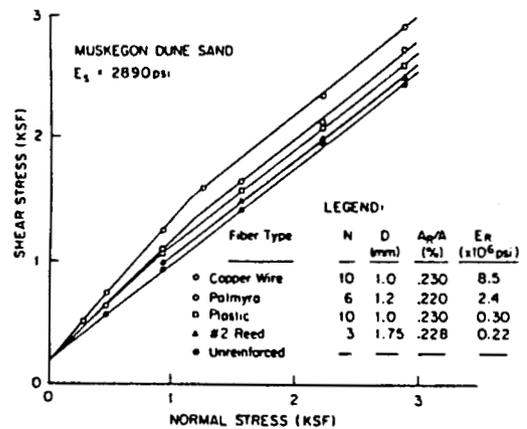


Figure 55b: Courbes enveloppes associées

Figure 55: Cisaillement à la boîte (Gray [25])

- Delage [22] a entrepris des essais à l'appareil triaxial sur des échantillons de sable, de dimension 76 mm de hauteur sur 38 mm de diamètre, mélangé avec des fibres de 2 à 3 cm. Les caractéristiques des constituants sont données ci-après:

Le matériau granulaire est un sable de Fontainebleau classé autour de .15 mm, de coefficient d'uniformité  $C_u = 1.5$ .

Les fibres de deux types, acier et nylon ont les caractéristiques indiquées dans le tableau 5 ci dessous.

Le cisaillement a été réalisé sur des échantillons saturés à 95% sous une légère contrainte de consolidation de 20 kPa et une contre-pression d'eau de 12 kPa à la base.

	Nylon	Acier
$\phi$ =	.1 mm	.1 mm
Rt =	.8 kg	
Ei =	2400 Mpa	120000 Mpa
$\sigma_R$ =	850 Mpa	700 Mpa
$\epsilon_r$ =	16.5 %	28 %
$\rho$ =	1.11 g/cm <sup>3</sup>	7.7 g/cm <sup>3</sup>
$\sigma_e$ =	150 Mpa	400 Mpa

Tableau no 5

A longueur de fibre donnée, l'auteur admet que l'effet de la rigidité se manifeste par l'apport d'une cohésion apparente plus élevée pour les fibres d'acier que pour les fibres en nylon (figure 56).

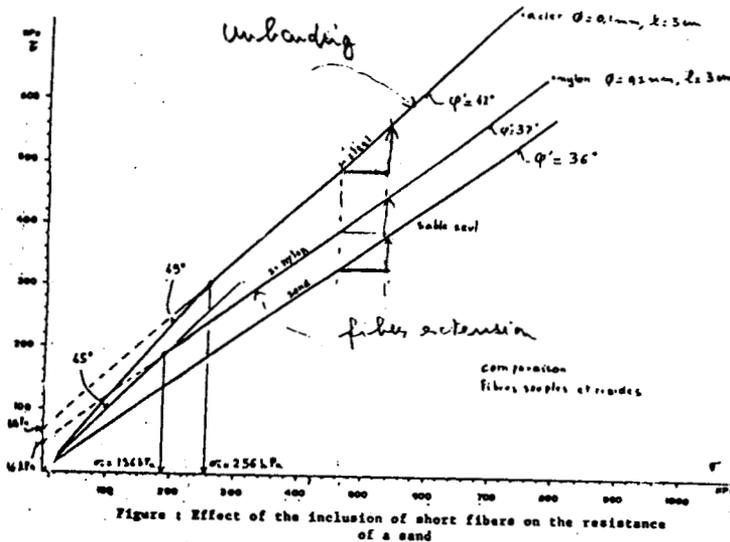


Figure 56: Influence du module des fibres courtes

Par ailleurs, si on veut atteindre, à partir de fibres souples, des performances identiques ou même plus élevées qu'avec des fils raides, il faut, dans le cas des fibres végétales souples (reed) de module 1.5 Mpa et des fils de cuivre de module 58.5 Mpa, doubler le pourcentage (Gray [25]) et même le multiplier par 10 entre fils d'acier et cordages (Basset et Last cités par Gray [25]).

## 9/ INFLUENCE DE LA LONGUEUR OU DE L'ELANCEMENT DES FIBRES

Pour un type de fibre donné, il existerait une longueur seuil au delà de laquelle toute augmentation de longueur n'entraînerait plus d'accroissement de la résistance au cisaillement.

De même, pour une longueur donnée, la résistance augmente généralement de façon proportionnelle à la quantité d'inclusion jusqu'à un certain seuil au delà duquel elle plafonne.

- Gray [25] trouve que la longueur pour laquelle l'asymptote est atteinte expérimentalement est plus faible que celle calculée théoriquement en supposant une mobilisation entière des tensions développées dans la fibre (Figure 57).

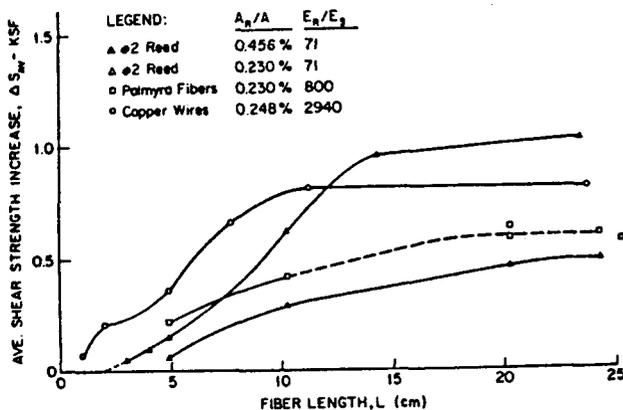


Fig.57a: Influence de la longueur

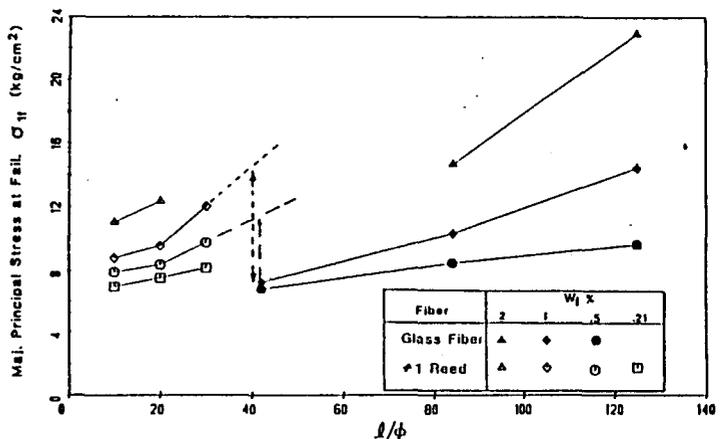


Fig.57b: Contrainte de rupture pour différents élancements en fonction de la teneur en fibres Gray et al [25].

Ainsi le fait d'augmenter la longueur ou la rugosité des fibres ne conduit pas à la mobilisation entière des forces développées.

- Des travaux réalisés, Delage [22] tire les constatations suivantes:

l'augmentation de la longueur des fibres entraîne pour les fibres en nylon et en acier un accroissement de la cohésion. Cette augmentation est plus marquée pour les fibres souples 155% que pour les fibres rigides 58%.

A densité pondérale égale, les fibres longues -moins nombreuses que les fibres courtes- apparaissent plus performantes.

La longueur d'ancrage serait plus prépondérante que le nombre de fibres qui traversent l'unité de surface de l'échantillon.

## CONCLUSION DE L'ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Des travaux réalisés de part et d'autre, on tire les enseignements suivants.

-En matière de malaxage il n'existe pas d'indication d'un procédé plus efficace permettant d'obtenir un mélange (sable-fibres courtes) très homogène facilitant la reproductivité des échantillons.

-La présence de fibres courtes dans un sol:

+ accroît son indice CBR (Hoover [27]),

+ élève sa résistance à la pénétration (Ionescu [28]),

+ lui confère de la cohésion (Ionescu [28], Delage [22]),

+ lui apporte des gains de résistance appréciable de plus de 34% sans consolidation pour des teneurs de fibres de 1% (Freitag [21]) et de plus de 43% en présence d'étreinte latérale (Andersland [16] et Gray [23]),

+ augmente sa capacité à accepter de grandes déformation jusqu'à 15% pour 2% de fibres contre 5% pour le sol vierge (Hoare [26]).

-Le gain de résistance est le même pour un sable lâche que pour un sable dense. Cependant, pour le sol lâche, la mobilisation des efforts ne survient qu'à l'issue de grands déplacements (Gray 23]).

Le maximum de gain est atteint lorsque la fibre est inclinée de 60° par rapport au plan de cisaillement (Gray [25], Jewell[29]).

-L'accroissement du pourcentage de fibres affecte positivement les caractéristiques mécaniques du sol. Cependant, pour des fibres très courtes (entre 1 et 5mm de long), l'effet n'est pas toujours favorable surtout aux fortes teneurs (Ionescu [28]).

-L'augmentation du pourcentage de fibres entraîne une augmentation de l'angle de frottement consolidé non drainé et une invariance de l'angle de frottement consolidé drainé (Andersland [16]).

-Les cisaillements rectilignes pratiqués par Ionescu [28] mettent en évidence une cohésion croissante et un angle de frottement décroissant pour des teneurs en fibres croissantes. La présence de fibres très courtes (longueur inférieure à 5mm) entraîne par contre aussi bien une réduction d'angle de frottement que de cohésion.

-L'angle de frottement croît lorsque le compactage est réalisé à l'aide d'un procédé dynamique (Hoare [26]).

-Les fibres à module élevé seraient plus performantes. Ce qui se manifeste par des apports en cohésion plus importants (Delage [22]).

-L'augmentation de la longueur entraîne une augmentation de cohésion cependant plus marquée pour les fibres souples que les fibres raides (Delage [22]).

-A densité pondérale égale, les fibres longues seraient plus performantes que les fibres courtes.

-Ioescu et al [28] ont abouti au résultat d'une part, que la présence de duvet accroît de près de 37% l'angle de talus naturel pour des proportions de l'ordre de .4% (cet accroissement serait plus élevé pour un renforcement à base de fils PNA plus longs) et d'autre part, concernant les problèmes de variation de volume, ils ont constaté que le gonflement des sols argileux diminuait considérablement quand la proportion de fibres augmentait. Cependant, ils ont assisté à une accentuation de l'ouverture et de la profondeur des fissures après séchage pour un pourcentage accru de fibres.

A l'issue de la plupart des expériences réalisées, en aucun moment il n'a été fait allusion à des fibres rompues. Elles sont soit arrachées, soit étirées.

Ces essais bien que restant au stade d'études de faisabilité, démontrent la capacité des fibres courtes à renforcer les sols eu égard les gains considérables aussi bien de résistance que de déformabilité atteints.

#### **IV. ESSAIS REALISES**

Les essais ont été effectués en deux étapes.

- Une première étape a été consacrée aux essais dits de caractérisation. Le but de ces essais a consisté en l'étude et la détermination des paramètres caractéristiques des matériaux de base pris en compte; à savoir, les sables et les fibres.

- Une deuxième étape a porté sur une étude expérimentale du comportement des mélanges sable-fibres à travers des essais simples de laboratoire.

**A. ESSAIS DE CARACTERISATION****I. NATURE DES ESSAIS****1. Caractérisation des sols utilisés**

Deux catégories de sol ont été sélectionnées pour l'étude expérimentale:

- un sable fin, le sable de Fontainebleau également appelé sable de Belle Image ou sable de Montabé;
- un sable grossier, le sable de Loire;

Les essais nécessaires à la caractérisation des sols ont porté sur:

- + une analyse granulométrique;
- + l'établissement des courbes Proctor;
- + l'établissement des courbes intrinsèque pour déterminer  $\phi$  et  $c$ ;
- + la détermination du mélange optimal sable grossier-sable fin.

**2. Caractérisation des fibres**

Il s'agit là, essentiellement de la détermination de leurs caractéristiques mécaniques. Les paramètres déterminants ont été considérés à partir des indications données par le fabricant ou à partir de tables et abaques existants.

## II. RESULTATS DES ESSAIS DE CARACTERISATION

### 1. Essais sur les sables

#### a. Analyse granulométrique

Elle s'est effectuée sur des échantillons de sol lavé et séché à l'étuve.

Les courbes granulométriques qui en ont découlé sont indiquées sur la figure 58 ci-dessous

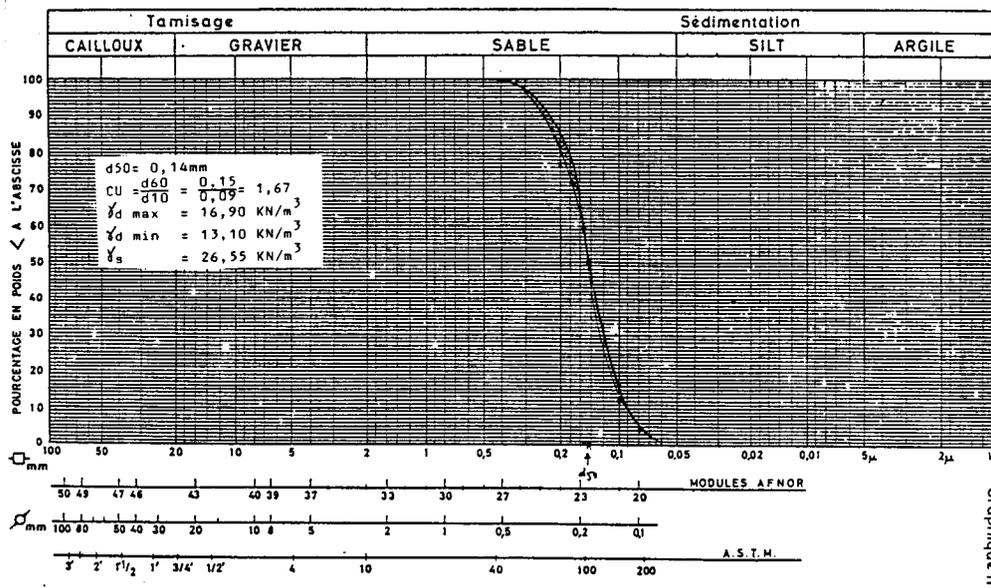


Figure 58a: Sable de Belle Image: un sable fin uniforme mal gradué.

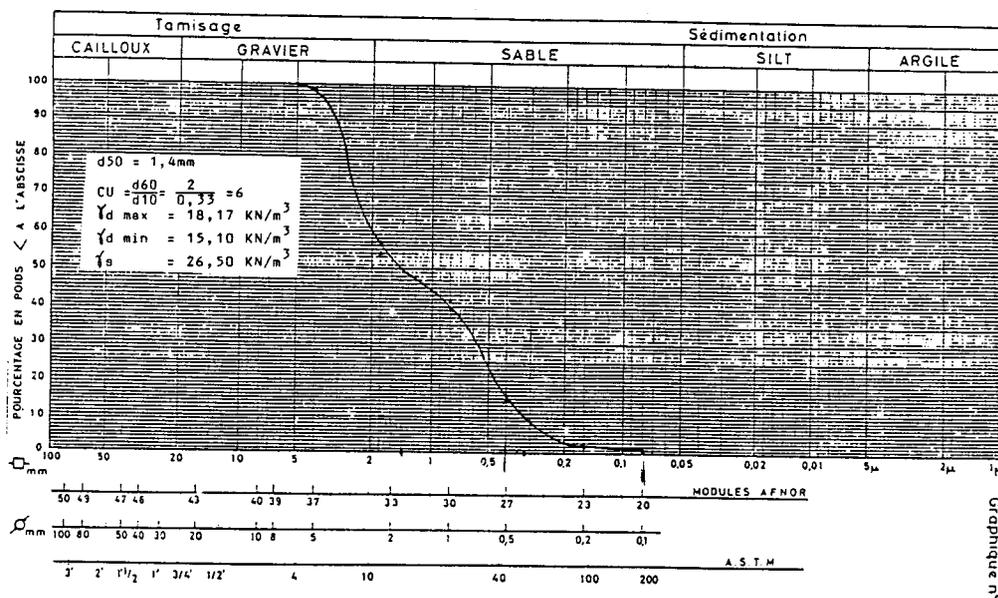


Figure 58b: Sable de Loire: sable moyen de rivière, roulé et irrégulier.

Figure 58: Courbes granulométriques des sols utilisés

## b. Courbes caractéristiques

Elles portent sur l'établissement des courbes Proctor, des courbes intrinsèques et des courbes de variation d'angle de frottement en fonction de la densité relative  $D_r$  et de la contrainte normale.

### b1. courbes Proctor

Le poids volumique sec  $\Gamma_d$  maximal et la teneur en eau optimale associés à chaque sol ont été déterminés selon le mode opératoire du Proctor normal. Les courbes résultantes sont représentées dans la figure 3 en annexe.

### b2. Droites intrinsèques

Les essais triaxiaux sur le sable de Belle Image ont porté sur des éprouvettes de dimensions 101.8 \* 203 mm confectionnées en six couches et compactées selon le procédé Proctor normal. La droite intrinsèque issue de quatre essais de cisaillement dont les caractéristiques sont données dans le tableau n°22, est représentée ci-dessous figure 61

#### Caractéristiques des éprouvettes cf. tableau 22

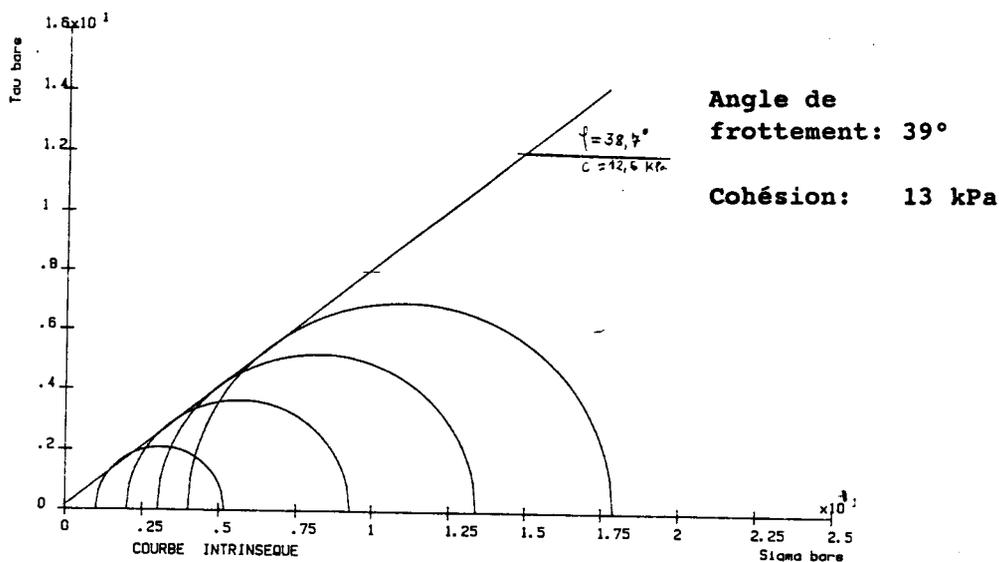
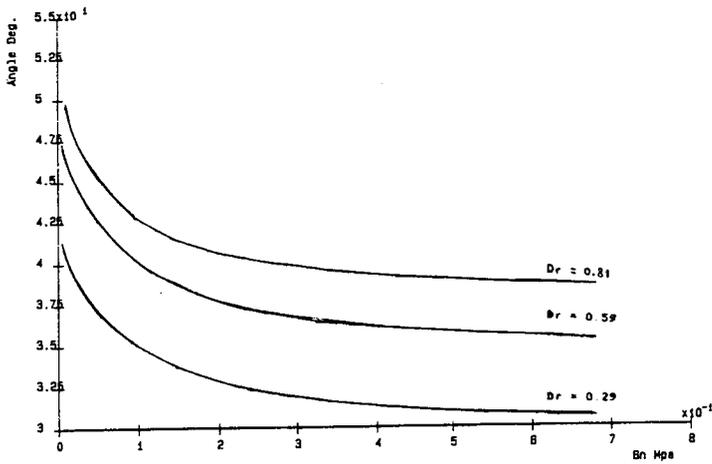
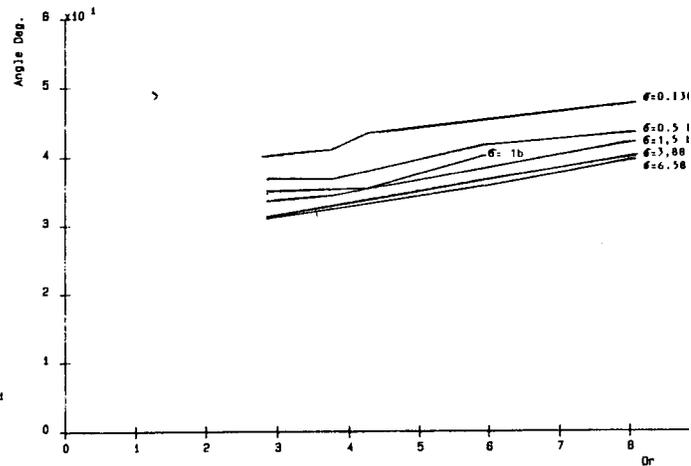


Figure 59: Droite intrinsèque du Sable de Belle Image

**b3. Courbes caractéristiques de variation d'angle de frottement**



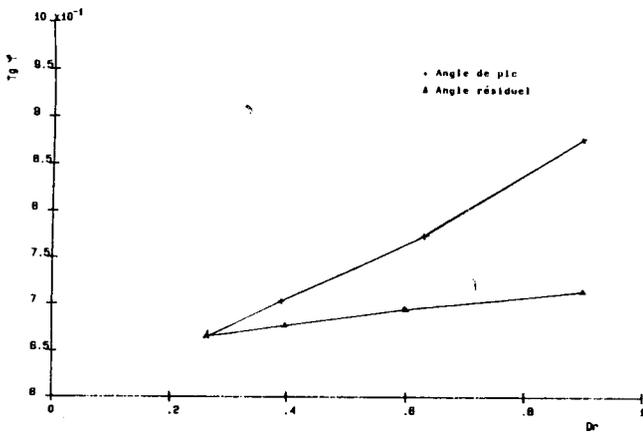
**Figure 60a: Angle de frottement en fonction de la contrainte normale à densité relative constante**



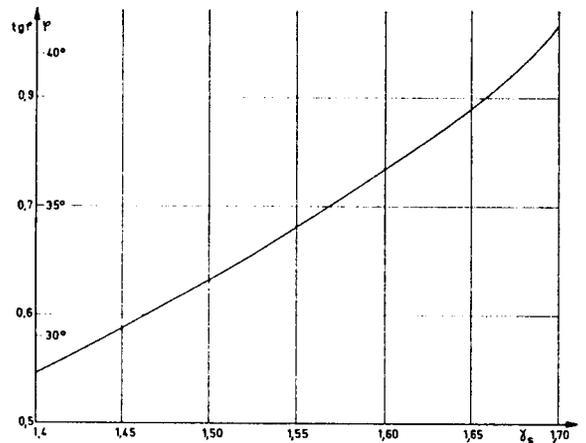
**Figure 60b: Angle de frottement en fonction de la densité relative à contrainte normale fixée**

**Figure 60: Sable de Belle Image.**

La figure 60 indique la variation de l'angle de frottement en fonction de la densité relative et de la contrainte normale appliquée lors du cisaillement rectiligne à la boîte.



**Fig. 61a: Angle de frottement en fonction de la densité relative**



**Fig. 61b: Angle de frottement en fonction de la poids volumique se**

**Figure 61: Sable de Loire courbes caractéristiques [3], [14]**

La figure 61 indique d'une part, les angles de frottement maximum et résiduel déterminés à partir d'essais à l'appareil triaxial sous des contraintes de confinement comprises entre 100

et 300 kPa et d'autre part, la variation d'angle de frottement en fonction du poids volumique sec du sable de Loire.

### **c. Détermination du mélange optimal sable de Loire - sable de Belle Image.**

Ces essais nous sont apparus nécessaires du fait de la mauvaise tenue des éprouvettes fabriquées à partir du sable grossier de Loire.

L'essai de résistance à la compression simple s'effectuant sans membrane, les éprouvettes à base de ce sol s'effondraient avant même que l'essai proprement dit n'eût commencé.

Nous avons remédié à cette situation en procédant à une correction granulométrique de la courbe du sable de Loire par rajout de sable fin de Belle Image.

Le choix de la proportion optimale fut déterminé après plusieurs séries d'essais Proctor réalisées sur différents mélanges. Le tableau des mélanges réalisés est donné en annexe (tableau 1).

Ensuite, ont été tracées les courbes granulométriques et les courbes des poids volumiques secs maxima en fonction des proportions de sable de Loire et de sable de Belle Image (voir en annexe les figures 4 et 5).

Le meilleur mélange, c'est-à-dire celui présentant le plus fort poids volumique sec, est obtenu pour la composition réalisée à raison de 25% de sable de Belle Image pour 75% de sable de Loire. Le poids volumique sec associé étant de  $18.75 \text{ kN/m}^3$  pour une teneur en eau optimale de 8%.

## **2. Essais sur les fibres**

Deux types de fibre ont été utilisés dans le cadre de l'étude:

- des fibres en polypropylène (UCO)
- des fibres aramides (KEVLAR)

Les fibres aramides sont des fibres polyamides aromatiques à hautes performances mécaniques, généralement connu sous leur nom commercial:

+ NOMEX (fibre méta-aramide) et KEVLAR (fibre para-aramide) par la société américaine Dupont de Nemours

+ KERMEL par Rhone Poulenc Fibre (France)

+ TWARON par la société japonaise ENKA qui a été notre fournisseur.

De couleur jaune et se présentant en mèches coupées, le KEVLAR présente une ténacité cinq fois supérieure à celle des fibres d'acier.

Il résiste à la corrosion, à la chaleur, à l'abrasion et présente une stabilité thermique.

Il commence à se carboniser au dessus de 425° C; possède des propriétés diélectriques exceptionnelles. Sa sensibilité aux rayonnements ultra-violetts se limite à la couche extérieure.

La synthèse et les propriétés physico-chimiques du KEVLAR sont indiquées en annexe.

Les fibres en polypropylène, sous forme de bandelettes noires ont été fournies par la société belge UCO.

#### a. Caractéristiques mécaniques:

Les caractéristiques telles qu'elles nous ont été communiquées par les fournisseurs sont récapitulées dans le tableau no 6.

#### b. Termes de frottement

Des valeurs de coefficient de frottement peuvent être retenues en s'inspirant des tables de Potyondy ou des essais de friction entrepris sur PVC par Gray ( voir Tableaux 2 et 3).

Fibres	KEVLAR 49	Bandelettes UCO
Nature	aramide (module élevé)	Polypropylène haute élasticité
Type	D 1055	
Masse linéique (tex)	.167	240
Diamètre des filaments ( $\mu\text{m}$ )	12	
Module $E_z$ (GPa)	125	1.75
Longueur (mm)	60	80 à 120
Largeur (mm)		3
Epaisseur ( $\mu\text{m}$ )		80
Masse volumique ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1.45	.90
Résistance à la traction $\sigma_z$ (Mpa)	2800 à 3150	620
Ténacité N/tex		6200
Déformation à la rupture $\epsilon_c$ (%)	2	382

Tableau no 6

**B. ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT DES SABLES  
RENFORCES PAR FIBRES COURTES**

L'étude s'est effectuée sur la base d'essais de compression simple et d'essais consolidés drainés à l'appareil triaxial.

**I. PROGRAMME DES ESSAIS**

**1. Essais de résistance à la compression simple**

Le tableau ci-dessous indique la nature et le nombre d'essais réalisés.

Teneur pondérale en fibres (%)	Nombre d'essais RC sur mélange Belle Image + KEVLAR	Nombre d'essais RC sur mélange Loire + KEVLAR	Nombre d'essais RC sur mélange Belle Image + UCO	Nombre d'essais RC sur mélange Loire + UCO	Nombre d'essais RC sur mélange Loire + Belle Image + UCO
0	7	10	8	10	9
.2	7	6			
.4	7	6			
.5	7	6	8	9	8
.7	7	6			
1	7	6		1	
1.5	3	6			
2	3	6			
2.5	2	3			

Tableau no 7

## 2. Essais de cisaillement à l'appareil triaxial

Le tableau no 8 ci-dessous indique les essais réalisés à l'appareil triaxial.

Teneur pondérale en fibres (%)	Nombre d'essais sur mélange Belle Image + KEVLAR	Nombre d'essais sur mélange Loire + UCO
0	4	3
0.5		2
1.0	8	
2.0	5	

Tableau no 8

## II. REALISATION DES ESSAIS DE COMPRESSION SIMPLE

### 1. Fabrication des éprouvettes

Des essais préliminaires ont initialement été effectués dans le souci de définir un mode de préparation des éprouvettes.

Ils ont porté sur 4 éprouvettes de sable de Belle Image renforcé de fibres KEVLAR.

Les mélanges ont été réalisés selon différents procédés.

Une éprouvette a été préparée à partir de sable humide sur lequel les filaments regroupés par paquets de 1000 furent progressivement répandus et mélangés manuellement.

Le mélange a ensuite été introduit dans un malaxeur incliné selon différentes orientations.

Une autre éprouvette fut confectionnée avec des mèches de KEVLAR soufflées dans une petite enceinte de manière à séparer les filaments les uns des autres.

Le mélange de sable avec un tel matériau s'avéra infructueux et se manifesta dans le malaxeur par l'apparition d'un phénomène de ségrégation entre sol et inclusions. Les éléments lourds restant au fond et les fibres - éléments légers - remontant en surface.

A partir des essais préliminaires nous avons fixé pour la suite des essais, la teneur en eau à 70% de la valeur optimale

pour les expériences sur le sable de Belle Image et à 100% pour les tests relatifs au sable de Loire; ceci pour tenir compte des applications futures du matériau résultant; à savoir l'exécution de routes en régions arides.

Le mélange s'effectue en deux temps (figure 66):

D'abord à la main sur le sable mouillé puis, mécaniquement à l'aide d'un malaxeur à pales en position horizontale.

La vitesse de rotation des pales est de 270 tr/mn et la durée de malaxage, maintenue à 30 secondes.

Après malaxage, les éprouvettes, de dimensions  $\phi = 101.8$  mm et H = 116.5 mm sont ensuite moulées suivant le mode opératoire standard de l'O.P.N. dans un moule fendu.

Elles sont soumises à l'écrasement aussitôt après leur confection.

Les mélanges sable de Belle Image et fibres UCO ont été réalisés à la main. Peu d'éprouvettes ont été expérimentées du fait des difficultés de tenue des mélanges à base de fibres UCO de longueur variant autour de 10 cm.

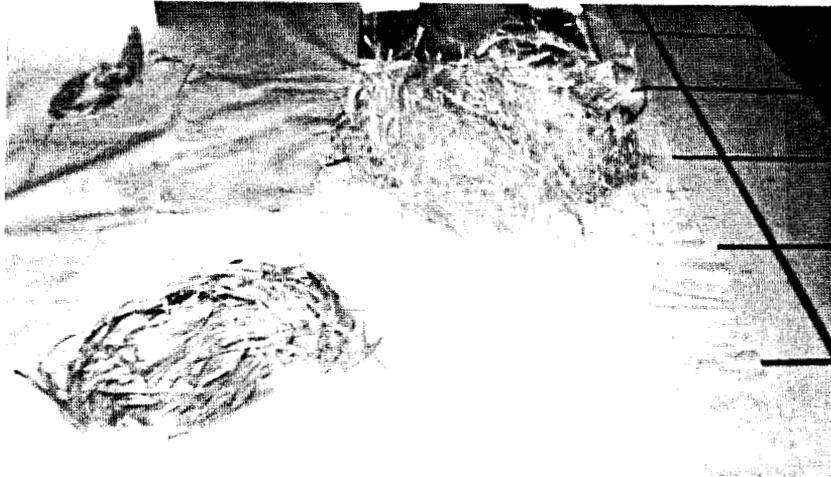


Figure 62a: KEVLAR à l'état soufflé et non-soufflé

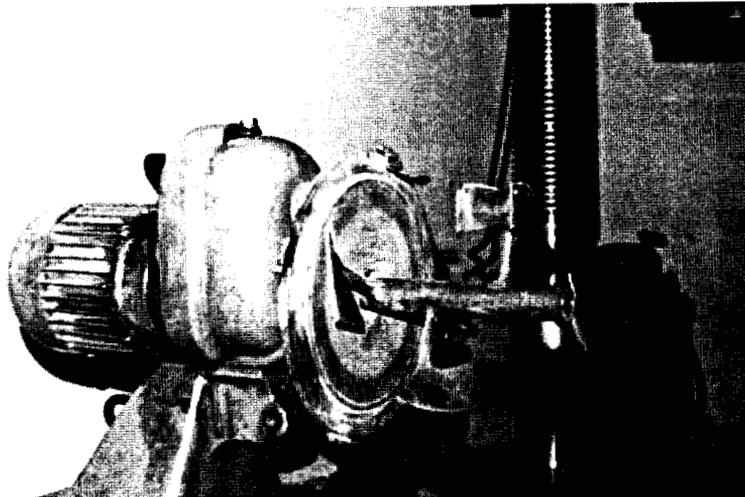


Figure 62b: Malaxeur à pales en position horizontale

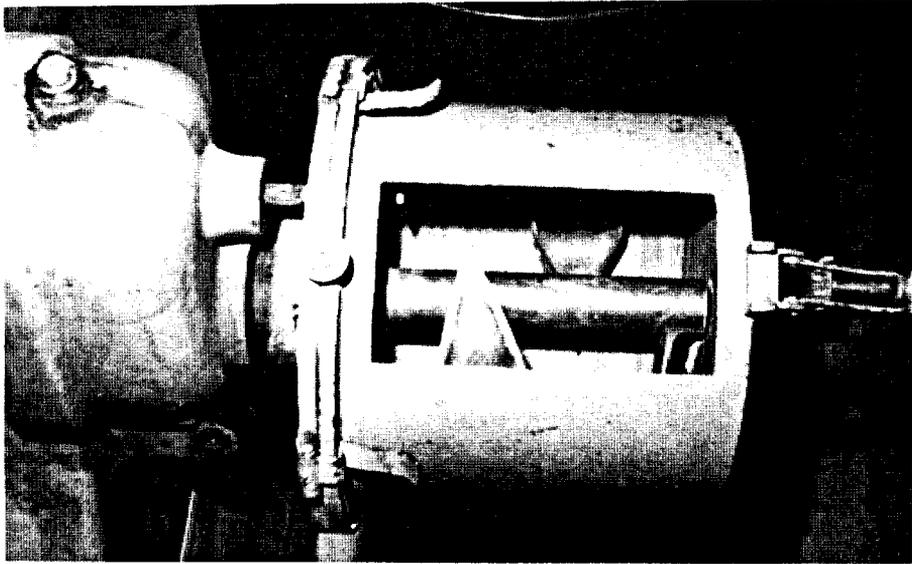


Figure 62c: Malaxeur chargé de matériau

Figure 62: Illustration des différentes phases de fabrication.

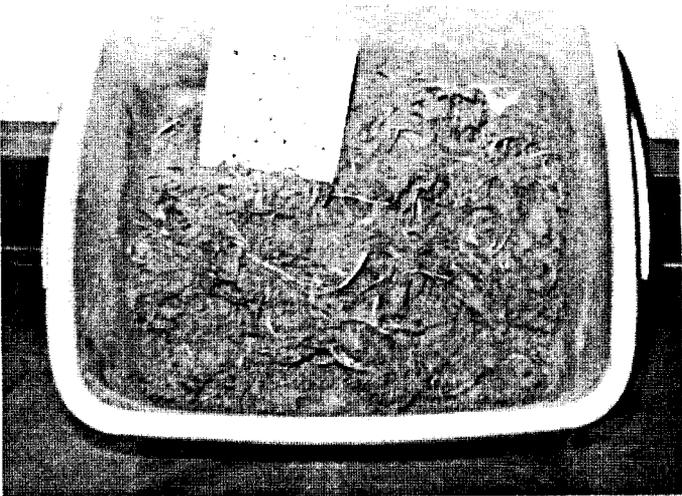


Fig.63a: Sable de Belle Image-KEVLAR

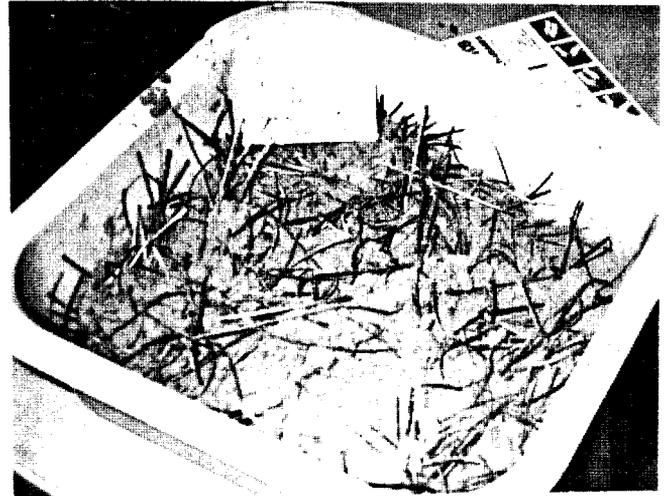


Fig.63b: Sable de Belle Image-Fibres UCO

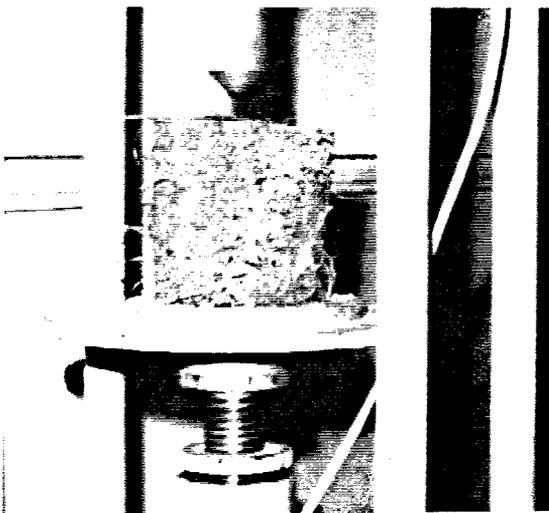


Fig.63c: Sable de Loire-KEVLAR



Fig.63d: Sable de Loire-Fibres UCO

Figure 63: Mélanges à la sortie du malaxeur

## 2. Déroulement des essais

### a. Dispositif expérimental

Il se compose d'une presse CBR et d'un enregistreur des efforts (figure 64).

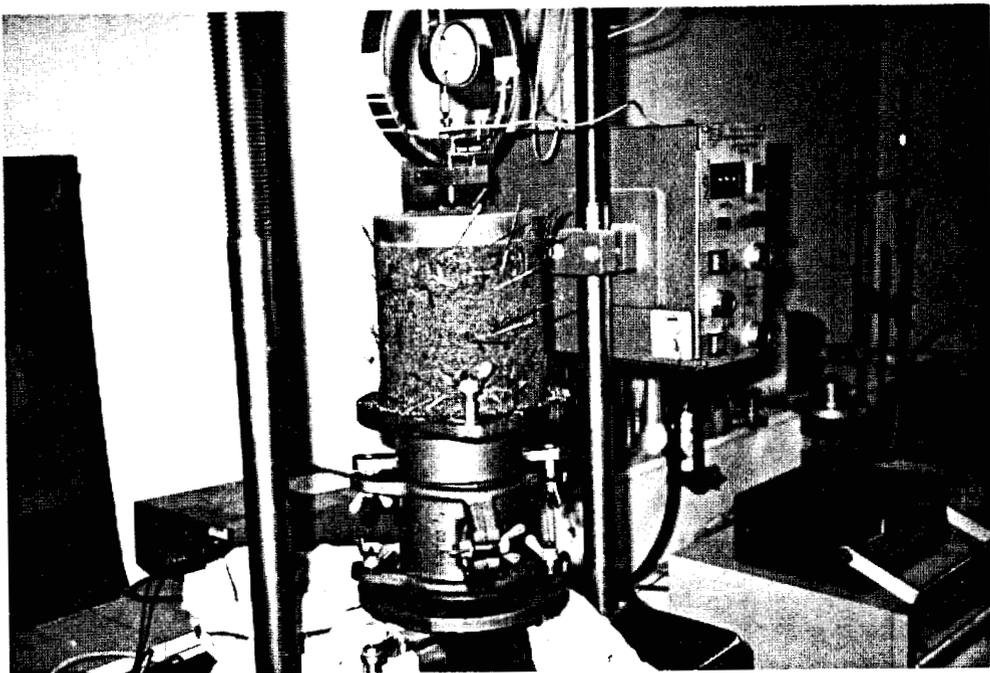


Figure 64: Dispositif expérimental

### b. Mode opératoire

L'éprouvette démoulée est placée sur un disque et l'ensemble est posé sur le plateau de la presse CBR.

Un second disque billé assure le freinage de la base supérieure. Ce disque sur lequel est appliqué le piston, assure une meilleure diffusion des contraintes au sein de l'éprouvette.

Un anneau dynamométrique doté d'un capteur de déformations, solidaire du piston et intercalé entre celui-ci et le bâti supérieur de la presse, permet la mesure de l'effort appliqué.

Un comparateur électrique, également fixé au bâti supérieur, palpe le disque billé et permet la mesure du déplacement vertical de l'éprouvette.

La vitesse d'écrasement est fixée à 1.27 mm/mn.

On a pu noter durant les écrasements une tendance au déversement des éprouvettes aux grandes déformations (figure 69).

Ce phénomène est d'autant plus accentué que la teneur en fibres est élevée.

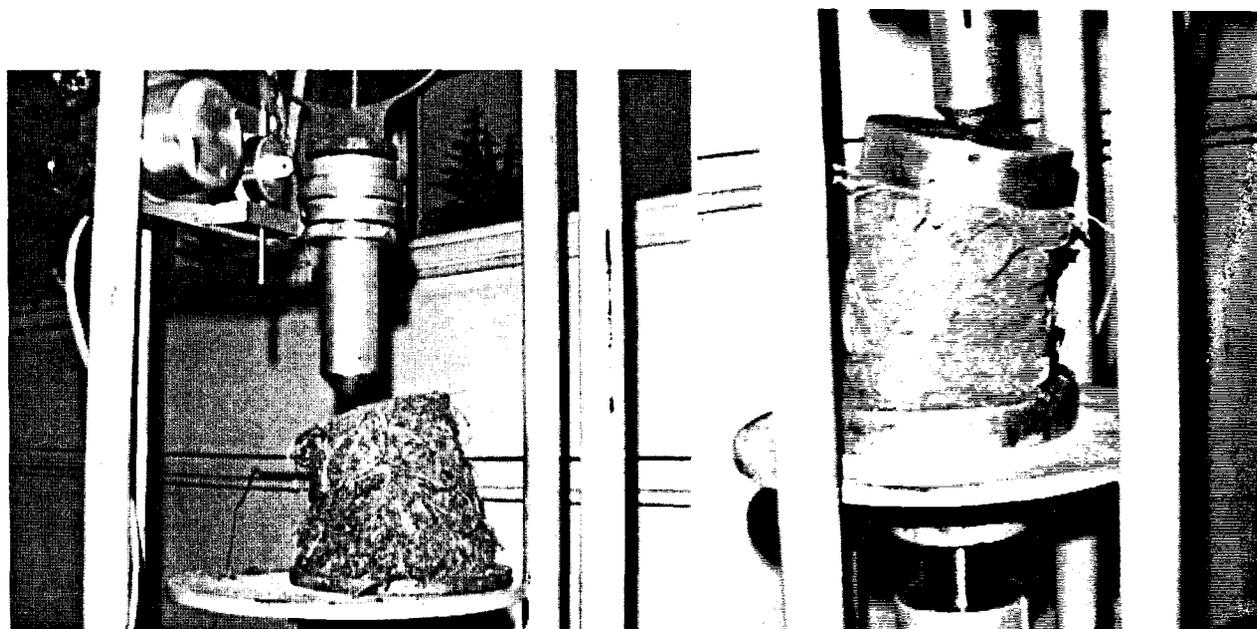


Figure 65: Illustration de l'essai RC et mise en évidence de la tendance au déversement des éprouvettes

### 3. Résultat des essais

Plusieurs séries d'éprouvette ont été exécutées dans le cadre de ces essais.

Une première série d'éprouvettes a été réalisée dans un moule de diamètre 101.8 mm avec des fibres de longueur 60 mm pour le KEVLAR et 80 à 120 mm pour le polypropylène.

Dans une autre série, avec un moule de 100, la longueur des fibres en polypropylène a été fixée à 40 mm puis à 80 mm.

Une troisième série d'éprouvettes a été réalisée dans un moule de 150 mm de diamètre.

### Caractéristiques des éprouvettes

Sable de Belle Image + KEVLAR

Dimension des éprouvettes: 101.8 \* 116 mm

Longueur des fibres: 60 mm

Teneur en fibres D(%)	Teneur en eau W(%)	Poids volumique $\Gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique sec $\Gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Résistance à la compression simple Rc (kPa)	Module de déformation E(MPa)	Déformation à la rupture $\epsilon_c$ (%)
0.	7.9	17.2	15.9	14	1.5	2.5
.2	7.6	17.2	16.0	51	1.5	5
.4	8	17.3	16.0	90	2.4	4.9
.5	7.4	17.1	15.9	180	3.8	6.2
.7	8.3	17.1	15.9	230	5.9	4.8
1	8.4	17.1	15.8	670	12.4	6.8
1.5	8.5	16.9	15.6	790	14.4	6
2	8	16.6	15.4	2900	40.6	10.6
2.5	8.4	16.6	15.4	3200	31.5	11.6

Tableau no:9

Sable de Belle Image + fibres UCO  
 Dimensions des éprouvettes 100 \* 116 mm  
 Quatre éprouvettes dosées à .5% ont été réalisées  
 Longueur des fibres: 8 à 12 cm

Teneur en fibres	Teneur en eau	Poids volumique	Poids volumique sec	Résistance à la compression simple	Module de déformation	Déformation à la rupture
D(%)	W(%)	Ph(kN/m <sup>3</sup> )	Rd(kN/m <sup>3</sup> )	Rc (kPa)	E(MPa)	εc(%)
.5	11.7	17.9	16.0	51	-	3.43
.5	11.5	17.7	16.0	76	-	3.43
.5	12.3	17.7	15.9	78	-	5.79
.5	11.7	17.8	16.0	120	-	6.87
Moyenne des essais						
0	7.9	17.2	15.9	14	-	2.50
.5	11.8	17.8	16.0	97	18.7	5.00

Tableau no:10

Sable de Loire + KEVLAR  
 Eprouvette de 100 \* 116 mm  
 Longueur des fibres: 6 cm

Teneur en fibres	Teneur en eau	Poids volumique	Poids volumique sec	Résistance à la compression simple	Module de déformation	Déformation à la rupture
D(%)	W(%)	Ph(kN/m <sup>3</sup> )	Rd(kN/m <sup>3</sup> )	Rc (kPa)	E(kPa)	εc(%)
0	7.9	18.7	17.3	2	450	.8
.2	7.8	18.8	17.4	4	1200	1.4
.4	8	18.9	17.4	9	1400	1.8
.5	7.8	18.8	17.3	10	800	2.6
.7	8	18.9	17.4	28	1000	4.9
1	7.8	18.8	17.4	31	900	5
1.5	7.7	18.7	17.3	150	1100/2500	8.3
2	7.7	18.5	17.1	350	1600/6000	7.8
2.5	7.7	18.3	16.6	440	1400/6400	10

Tableau no:11

Sable de Loire + UCO  
Eprouvettes de 100 \* 116 mm  
Longueur des fibres: 8 à 12 cm

Teneur en fibres	Teneur en eau	Poids volumique	Poids volumique sec	Résistance à la compression simple	Module de déformation	Déformation à la rupture
D (%)	W (%)	$\Gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\Gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Rc (kPa)	E (kPa)	$\epsilon_c$ (%)
0	7.9	18.7	17.3	2	450	.8
.5	7.2	18.2	16.9	54	2500	3

Tableau no:12

#### 4. Analyse et interprétation

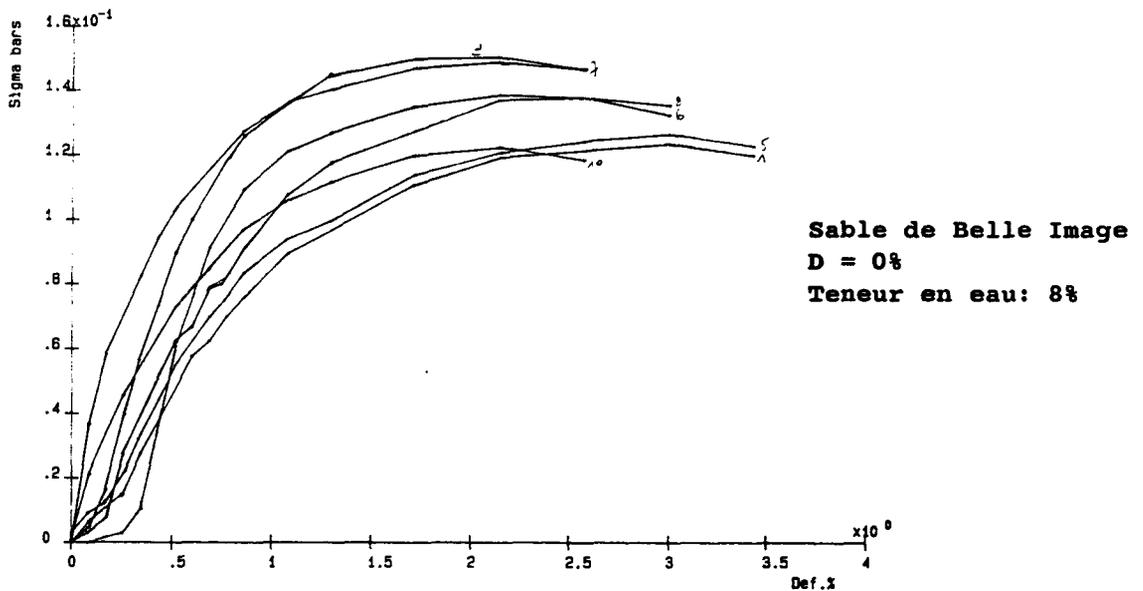
##### 4.1. Essais sur sable de Belle Image

(cf. Tableaux no 9,10)

##### 4.1.1. Essais sur Sable de Belle Image + fibres KEVLAR

(cf. Tableau no 9)

Compte tenu des dispersions observées (figure 66) dès les essais préliminaires, il a été nécessaire de fabriquer plusieurs échantillons identiques afin de pouvoir reproduire un même essai.



Caractéristiques des éprouvettes (cf tableau no 9)

Figure 66a: Eprouvette vierge: Courbes contraintes - Déformations

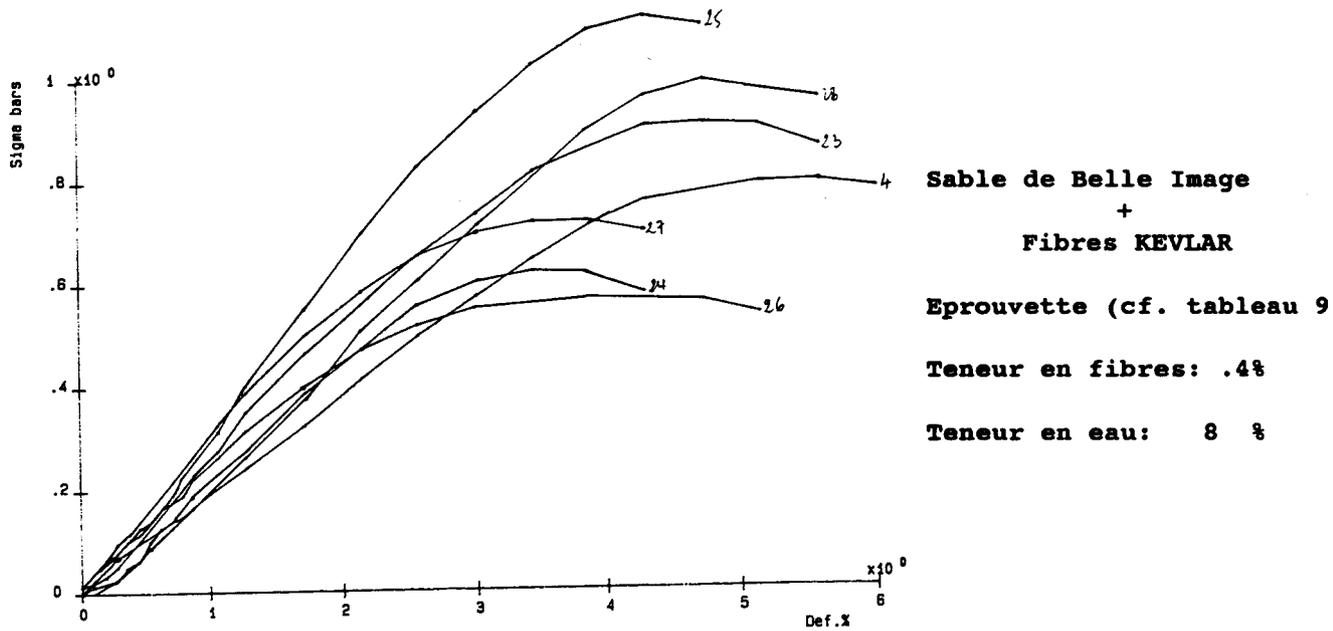


Figure 66b: Eprouvette renforcée: Courbes contraintes - déformations

Figure 66: Illustration des dispersions observées

La mesure du degré de dispersion des valeurs de résistance à la compression observées au cours de la totalité des essais a été exprimée sous forme de courbes de fréquence cumulée (voir en annexe figure 6).

**a. Courbes de chargement**

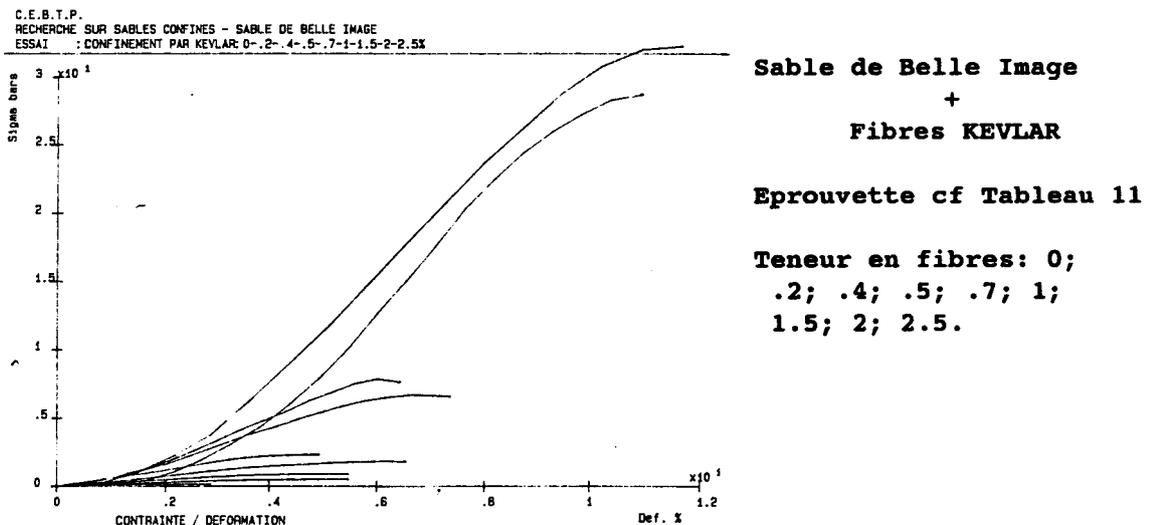


Figure 67: Sable de Belle Image; courbes contraintes - déformations

Des courbes moyennes établies, on note que les courbes efforts - déformations du sable armé de fibres sont beaucoup plus étendues que pour celles du sable seul (figure 67).

### b) Courbes de déformation

La rupture du sable de Belle Image seul est atteinte pour des déformations de 1.5 à 2.5% alors que pour le même sable armé de 2.5% (densité pondérale) de fibres on obtient le palier pour environ 12%. La figure 68 représente les déformations de palier atteintes pour chaque teneur en fibres employée.

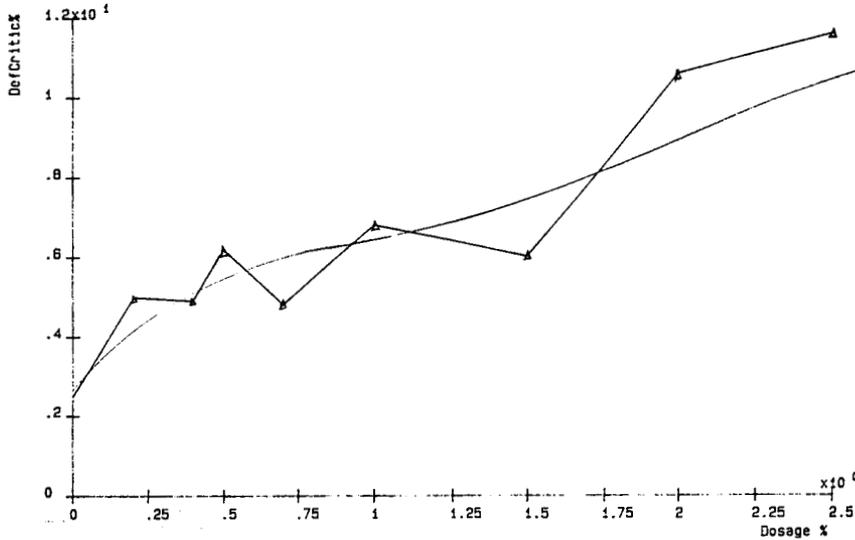


Figure 68: Déformations à la rupture en fonction de la teneur en fibres (0; .2; .4; .5; .7; 1; 1.5; 2; 2.5%)

### c) Courbe de variation du module de déformation et de résistance à la compression simple

Les résistances à la compression et les modules sont très importants. Le palier est atteint vers 2% (figures 69, 70).

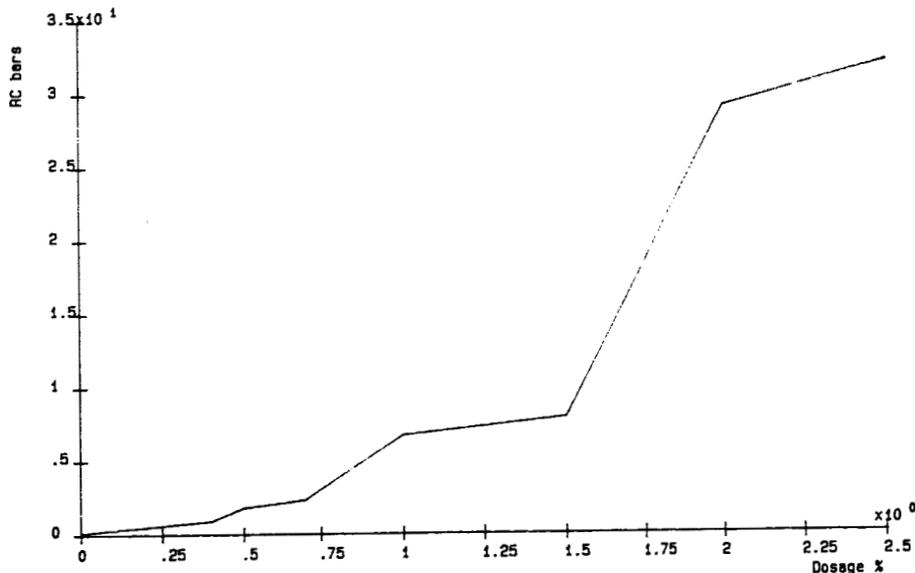


Figure 69: Résistance à la compression

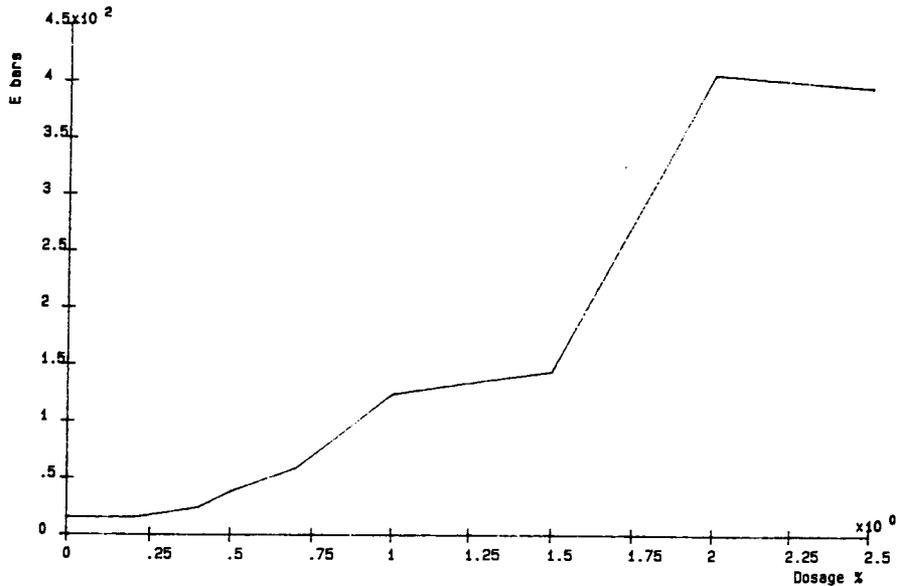


Figure 70: Evolution du module

Ces résultats peuvent-être rapprochés, du moins dans les basses pressions de confinement, des travaux de Gray et Maher [24] qui ont observé un déviateur de contrainte évoluant suivant la proportion de fibres dans une forme similaire: une variation quasi - linéaire à double pente dans un premier temps puis une approche asymptotique (figure 71).

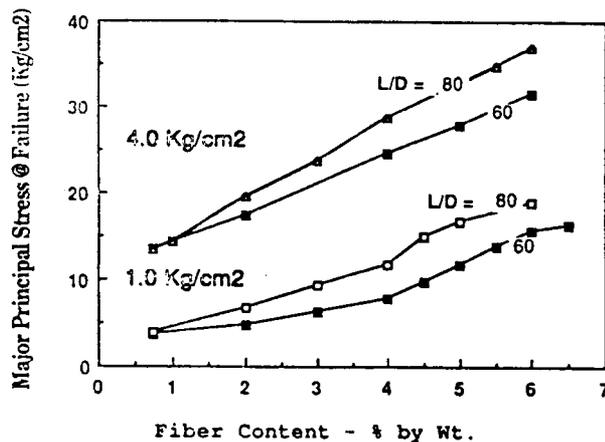


figure 71: Evolution de l'augmentation de résistance en fonction de la teneur en fibres pour les faible et haut niveaux de pression de confinement [24]

#### d) Evaluation de la cohésion

Le calcul de la cohésion a été effectué avec l'hypothèse d'un angle de frottement constant (figure 72). Ce qui suppose que la présence des fibres serait sans incidence sur l'angle de frottement initial du sol; hypothèse acceptable pour des faibles teneurs de fibres.

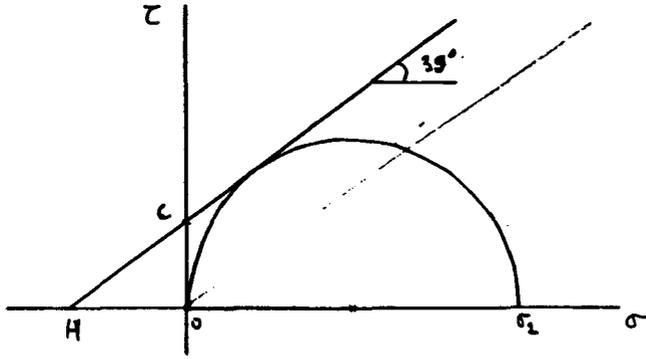


Figure 72: Hypothèse d'un angle de frottement constant

$$\sigma_1 + H = K_a * (\sigma_3 + H) \quad \text{avec } H = c * \cotg(\phi)$$

d'où:

$$\sigma_1 = H * (K_a - 1)$$

$$\sigma_1 = C * \cotg(\phi) * [ \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \phi/2) - 1 ]$$

$$\implies C = .26 * \sigma_1 \quad \text{pour } \phi = 35^\circ$$

$$= .24 * \sigma_1 \quad \text{pour } \phi = 39^\circ$$

#### e) Courbes de variation de la cohésion

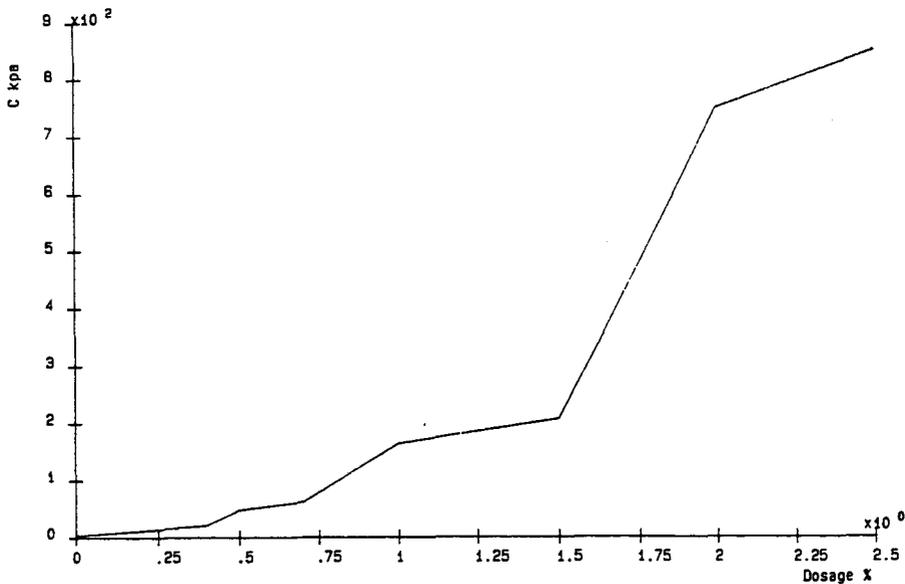


Figure 73: Cohésion estimée en fonction de la teneur en fibres

Tout comme la résistance à la rupture et le module de déformation élastique, la cohésion est une fonction croissante de la teneur en fibres.

Elle atteint un palier pour les mêmes valeurs de teneur en fibres que la résistance à la rupture.

Sa forme de variation en fonction de la densité pondérale de fibres rappelle aussi la courbe de variation de la cohésion apparente d'un mélange limon + sable en fonction de la proportion d'un des constituants.

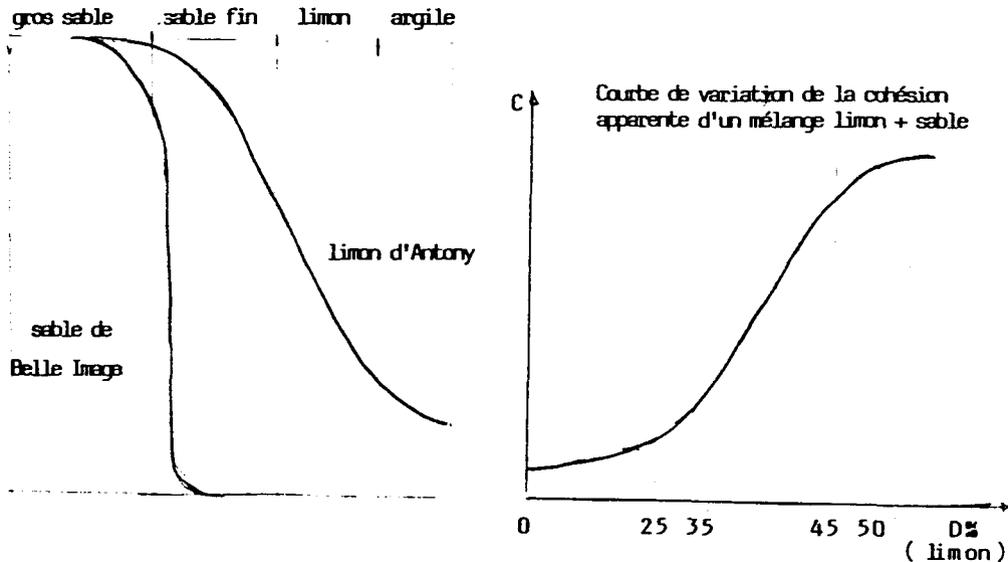


Figure 74: Courbe de variation de la cohésion apparente d'un mélange limon + sable (Schlosser [12]).

Ce même résultat a déjà été rencontré dans le cas d'un mélange de billes de verre et de poudre d'argile saturé et consolidé (Schlosser et Long 74). Les auteurs ont mis en évidence l'existence de trois zones distinctes de variation de la cohésion ( $c$ ) exprimée en fonction de  $e$  (indice des vides du squelette granulaire)

- Une première zone où l'argile ne remplit pas tous les vides entre les grains et où la résistance au cisaillement à court terme est celle du milieu pulvérulent initial.

- Une deuxième zone dans laquelle l'argile empêche tout contact entre les grains; le comportement du mélange est alors celui de l'argile seule.

- Une zone de transition où la structure granulaire est instable; les contacts entre les grains s'amenuisent au fur et à mesure que le volume d'argile augmente.

Dans cette zone, la variation de la cohésion est rapide et approximativement linéaire.

Dans les situations où les granulométries des constituants du mélange sont étalées, les délimitations en trois zones pourraient être floues.

Un tel résultat peut servir de base d'interprétation de la forme des courbes de variation de  $R_c$ ,  $E$  et  $c$ . Les fibres dans ce cas pourraient être assimilées à l'argile et le sable aux billes.

#### 4.1.2. Essais sur sable de Belle Image + bandelettes UCO

(cf. Tableau no 10)

En raison de la difficulté de fabrication des éprouvettes, on a obtenu peu de résultats d'essais sur ce type de mélange. Les caractéristiques des éprouvettes fabriquées avec .5% de fibres sont indiquées dans le tableau no 10. Elles feront l'objet d'une comparaison par la suite.

#### 4.2. Essais sur sable de Loire

(cf. Tableaux no 11,12)

##### 4.2.1. Essais sur sable de Loire + KEVLAR

(cf. Tableau no 11)

La démarche fut la même que lors des essais sur les mélanges Belle Image + KEVLAR.

La densité en fibres (poids des fibres rapporté au poids du sol sec) varie dans les mêmes proportions de 0 à 2.5%.

#### a) Effet de dispersion sur les courbes contrainte - déformation

Cet effet est mis en évidence en annexes sur les figures 6a, 6b et sur la figure 75 ci-dessous.

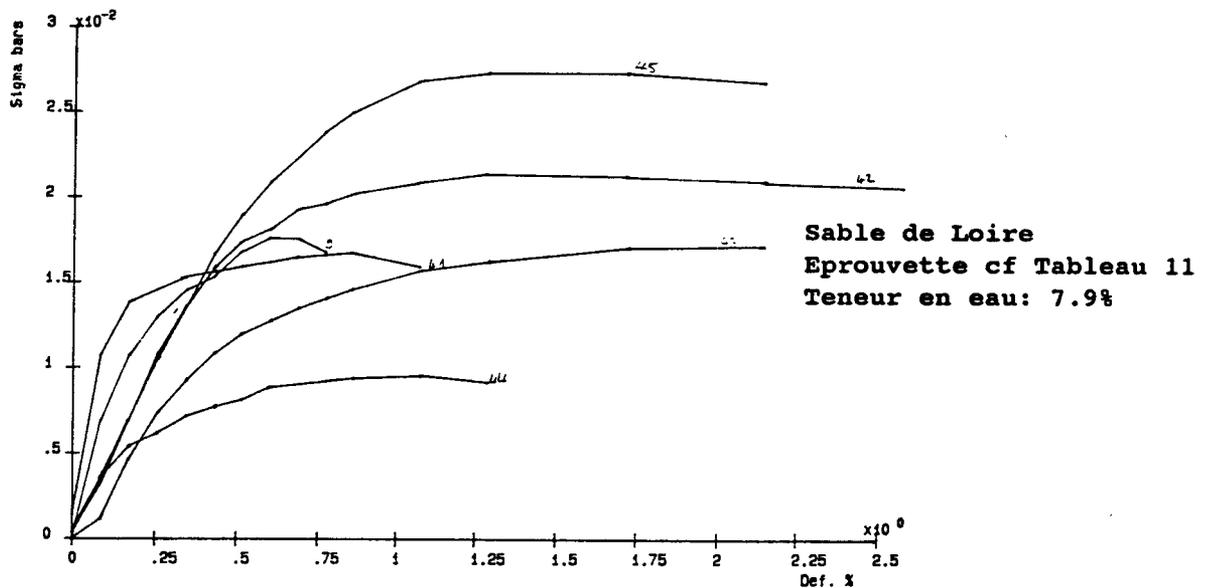


Figure 75a: Sol vierge: Courbes contraintes - déformations

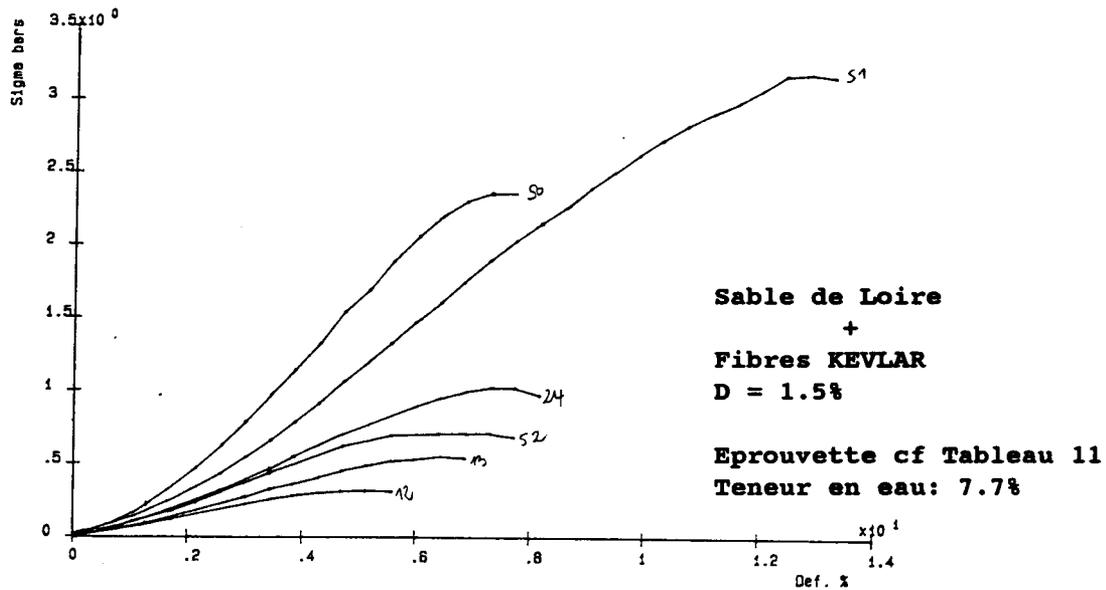


Figure 75b: Sol renforcé: Courbes contraintes - déformations

Figure 75: Illustration de l'effet de dispersion

**b). Courbes de chargement**

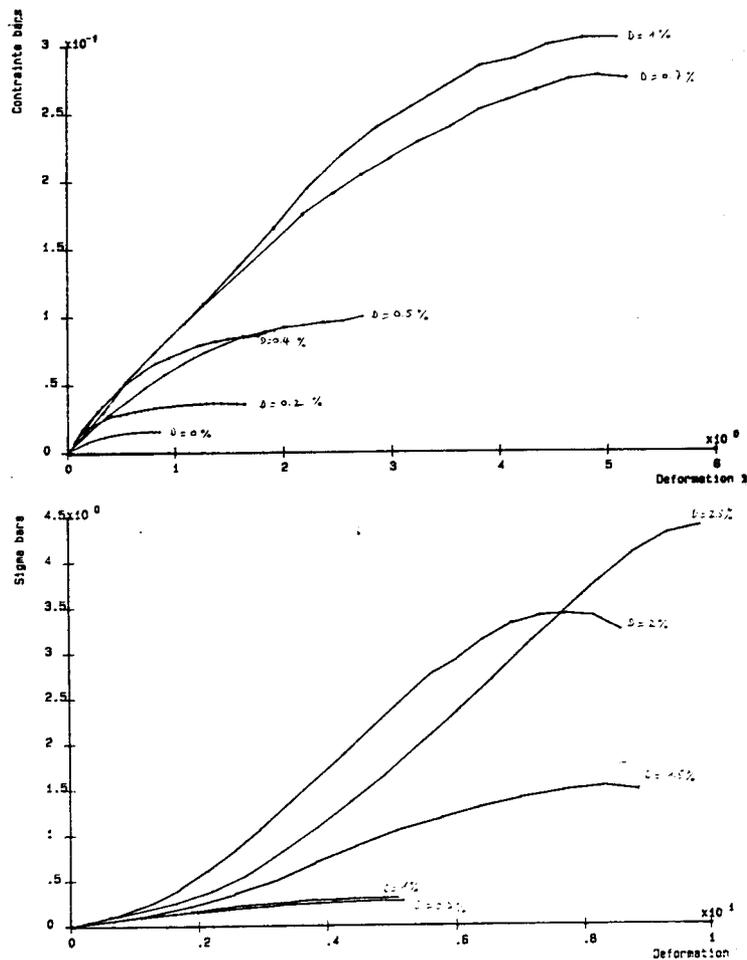
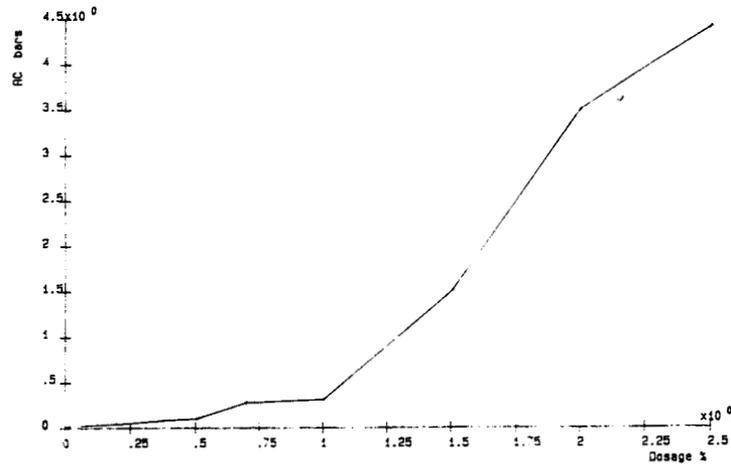


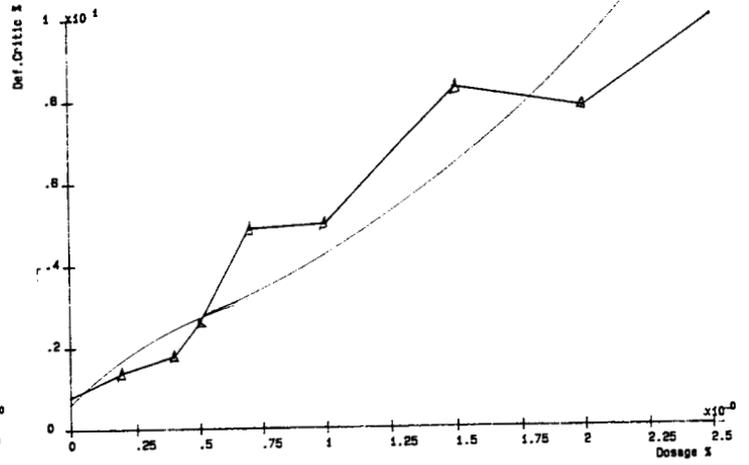
Figure 76: Courbes contraintes - déformations du sable de Loire renforcé de KEVLAR à 0, .2, .4, .7, 1, 1.5, 2, 2.5%

**c) Courbe des déformation de palier en fonction de la teneur en fibres**

A partir des courbes de chargement ci-dessus, on a représenté en figure 77 la variation de la résistance à la compression et de la déformation à la rupture en fonction de la teneur en fibres (figure 78).



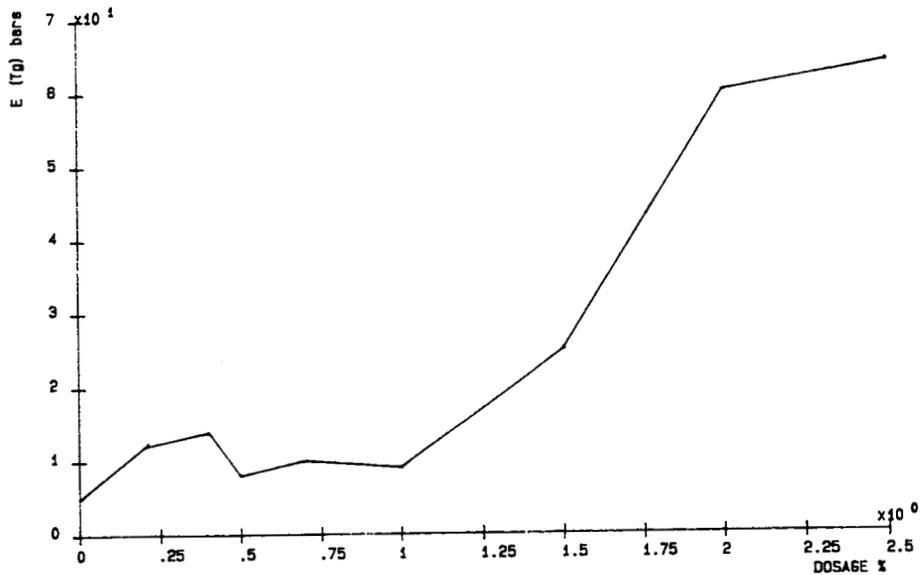
**Figure 77: Courbe de résistance à la compression**



**Figure 78: Courbe des déformations**

**c) Courbe des modules de déformation et de cohésion**

Les courbes des modules de déformation et de cohésion des mélanges sont représentées en figures 79 et 80.



**Figure 79: Courbe des modules tangents**

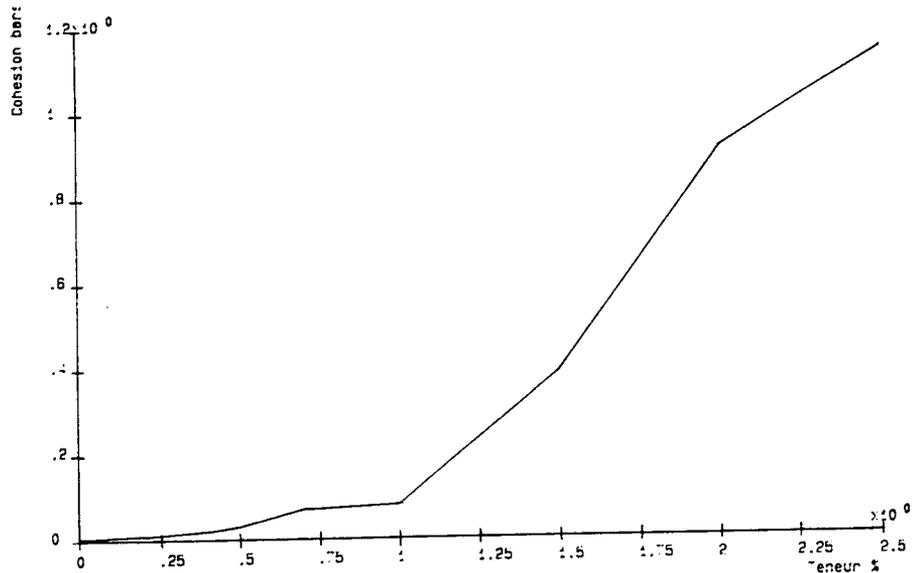


Figure 80: Courbe des cohésions

L'allure des courbes a la même forme qu'avec le sable fin de Belle Image, cependant les résistances à la compression et les modules de déformation sont beaucoup plus faibles.

Une première explication de la faiblesse des valeurs viendrait de l'absence effective de cohésion de ce sol à l'état vierge et surtout du fait de la grande porométrie de ce sol, les fibres KEVLAR utilisées auraient un diamètre trop petit pour pouvoir s'ancrer efficacement.

Néanmoins, le maximum de gain, aussi bien en cohésion qu'en module est observé dans les mêmes plages de teneur en fibres (entre 1.5 et 2%) pour les deux catégories de fibres. Cette plage de teneur en fibres correspondrait à des dosages à efficience maximum pour l'utilisation du KEVLAR en renforcement des sols.

#### 4.2.2. Essais sur sable de Loire + UCO

(cf. tableau no 12)

Pour des raisons identiques de difficultés de mélanges à celles du sable de Belle Image, les bandelettes UCO associées au sable de Loire n'ont pu permettre une étude pour une teneur en fibres supérieure à .5%.

#### 4.3. Tableau de comparaison

Comparaison des performances apportées par les inclusions de fibres UCO et KEVLAR au renforcement des deux sols.

	BI + UCO	BI + KEVLAR	Loire + UCO	Loire+KEVLAR
D (%)	.000	.000	.000	.000
Rc (MPa)	.014	.014	.002	.002
E (MPa)	1.500	1.500	.450	.450
$\epsilon_c$ (%)	2.500	2.500	.800	.800
D (%)	.500	.500	.500	.500
Rc (MPa)	.095	.180	.054	.010
E (MPa)	2.400	3.800	2.500	.800
$\epsilon_c$ (%)	5.000	6.200	3.000	2.600
D (%)	1.000	1.000	1.000	1.000
Rc (MPa)		.670	.320	.310
E (MPa)		12.400	4.600	.900
$\epsilon_c$ (%)		6.800	8.200	5.000

Tableau no 14

Pour les mélanges réalisés à l'aide des fibres UCO, du moins pour un pourcentage de .5%, les résultats sont performants pour le sable de Belle Image mais l'écart est plus faible. Le diamètre des bandelettes, de l'ordre de la taille des pores du sable de rivière autoriserait un meilleur ancrage d'où les regains de résistance des mélanges Loire + UCO sur les mélanges Loire + KEVLAR.

On note donc la tendance suivante:

A .5%, les fibres KEVLAR sont plus performantes avec le sable de Belle Image; par contre, les fibres UCO le serait avec le sable de Loire.

#### 4.4. Essais de validation

Pour remédier aux fortes dispersions observées dans la reproduction des essais (figures 6a, 6b en annexe) des essais de validation ont été entrepris. Le but de ces séries d'essais a été de rechercher le rapport à respecter entre la longueur des fibres, la hauteur des couches de remplissage et le diamètre des éprouvettes; source, entre autres, des dispersions à notre sens.

Ces essais ont porté sur trois catégories de sable:

- du sable de Belle Image
- du sable de Loire
- un mélange des deux sables (75% de sable de Loire pour 25% de sable de Belle Image)

Compte tenu des teneurs en fibre nécessaires pour assurer des gains de résistance ou de cohésion significatifs (2% environ) aux sols utilisés, l'emploi du KEVLAR, du fait d'un coût à la production relativement élevé, a été suspendu pour la suite des travaux.

Les fibres retenues se rapportent aux seules bandelettes en polypropylène (UCO) de longueur minimale de 6cm et de longueur maximale 12 cm.

Deux moules, d'élanement 1 et de diamètre respectif 100 et 150 mm ont servi de base aux expériences.

La teneur en fibres fut fixée à 0 et .5% pour l'ensemble des essais de la série.

### RESULTATS ET ANALYSE DE L'ETUDE

Sable de Belle Image + fibres UCO

Dimensions des éprouvettes: 100 \* 116 mm

Quatre éprouvettes dosées à .5% ont été réalisées

Longueur des fibres: 8 à 12 cm

Teneur en fibres D(%)	Teneur en eau W(%)	Poids volumique Γh(kN/m3)	Poids volumique sec Γd(kN/m3)	Résistance à la compression simple Rc (kPa)	Déformation à la rupture εc(%)
.5	11.2	17.3	15.5	25	3.80
.5	9.6	18.1	16.5	39	3.50
.5	11.3	17.7	15.9	27	3.45
.5	10.1	18.2	16.5	27	2.90
Moyenne des essais					
0	11.4	18.1	16.2	15	2.80
.5	10.6	17.8	16.1	30	3.41

Tableau no:15

Sable de Belle Image + UCO  
 Dimensions des éprouvettes: 152 \* 152 mm  
 Longueur des fibres: 8 à 12 cm

Teneur en fibres D(%)	Teneur en eau W(%)	Poids volumique Γh(kN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique sec Γd(kN/m <sup>3</sup> )	Résistance à la compression simple Rc (kPa)	Déformation à la rupture εc(%)
.5	11.8	17.6	15.8	98	4.38
.5	11.4	17.8	16.0	93	4.42
.5	10.9	17.7	16.0	63	3.17
.5	11	17.9	16.2	112	4.84
Moyenne des essais					
0	11.3	17.7	15.9	16	4.20
.5	11.3	17.8	16.0	92	4.20

Tableau no:16

Sable de Loire + UCO  
 Eprouvettes de 100 \* 116 mm  
 Longueur des fibres: 8 à 12 cm

Teneur en fibres D(%)	Teneur en eau W(%)	Poids volumique Γh(kN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique sec Γd(kN/m <sup>3</sup> )	Résistance à la compression simple Rc (kPa)	Module de déformation E(MPa)	Déformation à la rupture εc(%)
.5	8.1	18.8	17.4	32	-	2.86
.5	7.8	18.6	17.4	28	-	2.90
.5	7.8	19.0	17.6	20	-	2.54
.5	8.1	18.9	17.5	24	-	3.67
Moyenne des essais						
0	7.9	18.7	17.3	20	.45	1.37
.5	8.0	18.9	17.5	26	-	3.00

Tableau no:17

Sable de Loire + UCO  
 Eprouvettes de 152 \* 152 mm  
 Longueur des fibres: 8 à 12 cm

Teneur en fibres D(%)	Teneur en eau W(%)	Poids volumique $\Gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique sec $\Gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Résistance à la compression simple Rc (kPa)	Déformation à la rupture $\epsilon_c$ (%)
.5	7.9			30	3.7
.5	7.7	18.1	16.8	20	2.93
.5	7.7	18.0	16.7	47	4.25
.5	7.4	18.3	17.0	39	2.60
Moyenne des essais					
0	7.5	18.4	17.1	20	1.43
.5	7.6	18.1	16.9	35	3.26

Tableau no:18

Mélange sable de Loire et sable de Belle Image + UCO  
 Eprouvette de 100 \* 116 mm  
 Longueur des fibres: 8 à 12 cm

Teneur en fibres D(%)	Teneur en eau W(%)	Poids volumique Ph(t/m <sup>3</sup> )	Poids volumique sec Pd(t/m <sup>3</sup> )	Résistance à la compression simple Rc (kPa)	Module de déformation E(MPa)	Déformation à la rupture $\epsilon_c$ (%)
.5	7.6	20.3	18.9	82	-	3.48
.5	7.7	20.4	19.0	107	-	4.38
.5	7.4	20.1	18.7	79	-	4.48
.5	7.6	20.3	18.9	38	-	2.59
Moyenne des essais						
0	7.8	18.7	17.3	20	.45	1.37
.5	7.6	20.3	18.9	77	-	3.73

Tableau no:19

Mélange sable de Loire et sable de Belle Image + UCO  
 Eprouvette de 152 \* 152 mm  
 Longueur des fibres: 8 à 12 cm

Teneur en fibres D(%)	Teneur en eau W(%)	Poids volumique Ph(kN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique sec Pd(kN/m <sup>3</sup> )	Résistance à la compression simple Rc (kPa)	Déformation à la rupture εc(%)
.5	7.8	19.5	18.1	85	7.46
.5	8.0	19.5	18.0	57	3.75
.5	8.0	19.6	18.2	48	2.70
.5	7.1	19.5	18.2	87	4.42
Moyenne des essais					
0	8.2	19.8	18.3	8	3.00
.5	7.7	19.5	18.1	69	4.58

Tableau no:20

Pour cette série d'essais également, les dispersions n'ont pu être évitées. La méthode de confection des éprouvettes en plusieurs couches en serait une cause.  
 caractéristiques des éprouvettes à l'écrasement (tableaux 15 à 20).  
 Des résultats obtenus on peut dresser un tableau des performances observées.

Dosages (%)	Diamètre (mm)	Relation entre les gains en résistance obtenus
0	100	RC (Loire) < RC (B.I.) = RC (Mél.) 600%
0	150	RC (Loire) < RC (Mél.) < RC (B.I.) 300% 700% 100%
.5	100	RC (Loire) < RC (B.I.) < RC (Mél.) 60% 93% 20%
.5	150	RC (Loire) < RC (Mél.) < RC (B.I.) 97% 163% 33%

Tableau no 21: Tableau des performances obtenues

L'analyse des données du tableau ci-dessus permet de faire une classification des mélanges sable-fibres à partir des performances obtenus dans l'ordre ci-dessous:

- 1/ Belle Image + bandelettes (UCO).
- 2/ Mélange(Belle Image - Loire) + bandelettes (UCO).
- 3/ Loire + bandelettes (UCO).

A première vue, on aurait tendance à penser que le sable de Loire + les bandelettes UCO occuperaient la première place du classement du fait d'une porométrie plus grande et donc, d'un meilleur rapport entre celle-ci et les dimensions des fibres.

Il n'en a rien été et la réponse à cet état de fait nous a été indiquée avec les séries d'injection de résine effectuées et d'adjonction de ciment lors de la confection de quelques échantillons.

Les éprouvettes soumises à cette opération ont été asséchées à l'étuve à une température de l'ordre de 90°C avant d'être découpées à la tronçonneuse.

L'examen des échantillons découpés a permis de mettre en évidence une mauvaise répartition des fibres dans la masse du sable de Loire. Cette situation serait consécutive à l'effet du compactage à la dame automatique.

En effet, les échantillons se rapportant au sable de Belle-Image ou au Mélange (sable de Loire + Belle Image dans les proportions 75% - 25%), présentent une distribution tridimensionnelle beaucoup plus homogène des fibres; alors que dans le sable de Loire, les fibres sous l'effet du compactage ont tendance à se ranger en lits ou à être expulsées vers la périphérie de l'éprouvette.

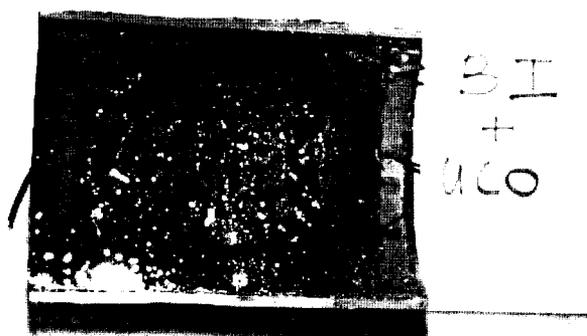


Fig. 81a: B.I. + UCO à .5% + Résine

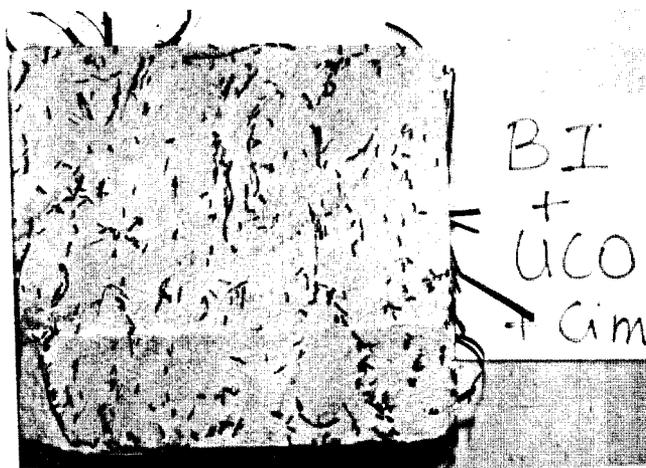


Fig. 81b: B.I. + UCO à .5% + Ciment

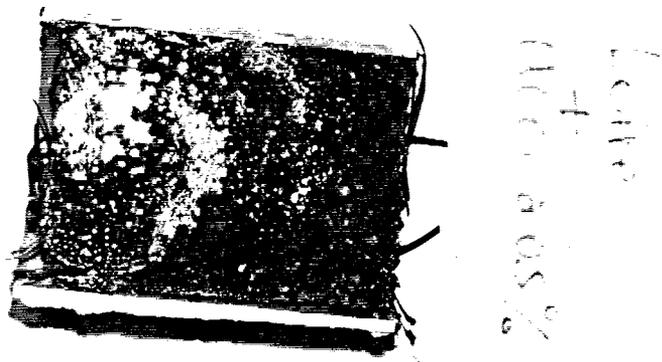


Fig. 81c: Loire + UCO à .5% + Résine

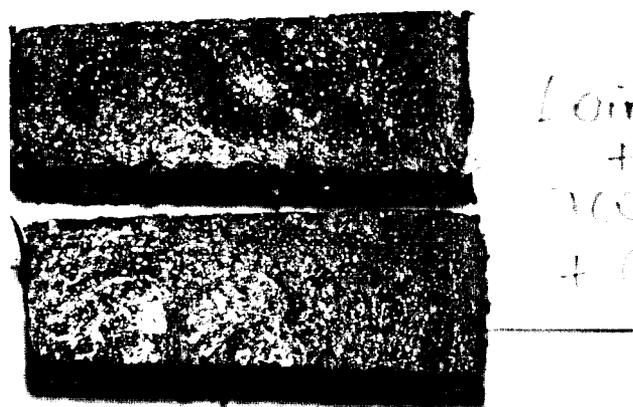


Fig. 81d: Loire + UCO à .5% + Ciment

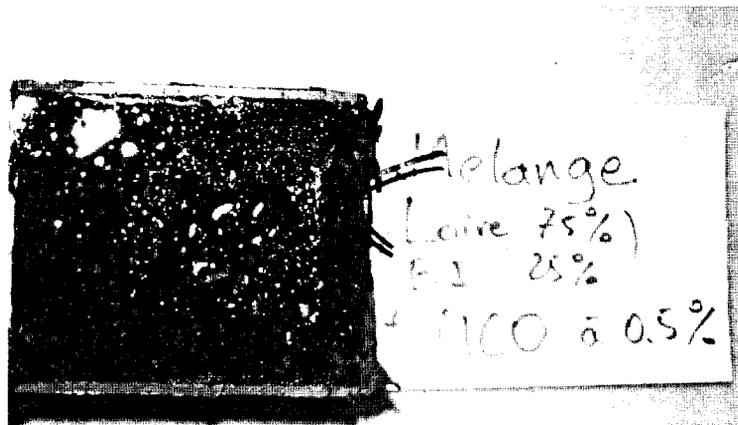


Fig. 81e: Mélange (75% Loire + 25% B. I.) + UCO à .5% + résine

Figure 81: Illustrations photographiques

Ces mêmes résultats ont été observés sur les échantillons ayant fait l'objet d'adjonction de ciment pendant la fabrication.

### III. REALISATION DES ESSAIS A L'APPAREIL TRIAXIAL

#### 1. Fabrication des éprouvettes

La préparation des éprouvettes s'est effectuée de la même façon que pour les essais de compression simple, mais avec une quantité double de matériau.

Les échantillons ayant une hauteur double sont moulés dans un double moule Proctor (à raison de 6 couches compactées à 25 coups de la petite dame).

#### 2. Déroulement des essais

##### 2.1. Dispositif expérimental

Il se compose d'une presse CBR, d'une cellule triaxiale de diamètre quatre pouces, d'un tableau de commande de pression et contre-pression, d'un enregistreur (figure 82).

## 2.2. Mode opératoire

Les éprouvettes de diamètre 101.8 mm pour une hauteur de 203 mm, une fois démoulées sont enfilées directement dans la membrane en caoutchouc placée sur l'embase inférieure.

L'éprouvette est ensuite mise sous vide afin de lui assurer une cohésion apparente.

L'éprouvette est cisailée à une vitesse de .72 mm/min.

Les efforts sont indiqués par un anneau dynamométrique électrique relié à un enregistreur.

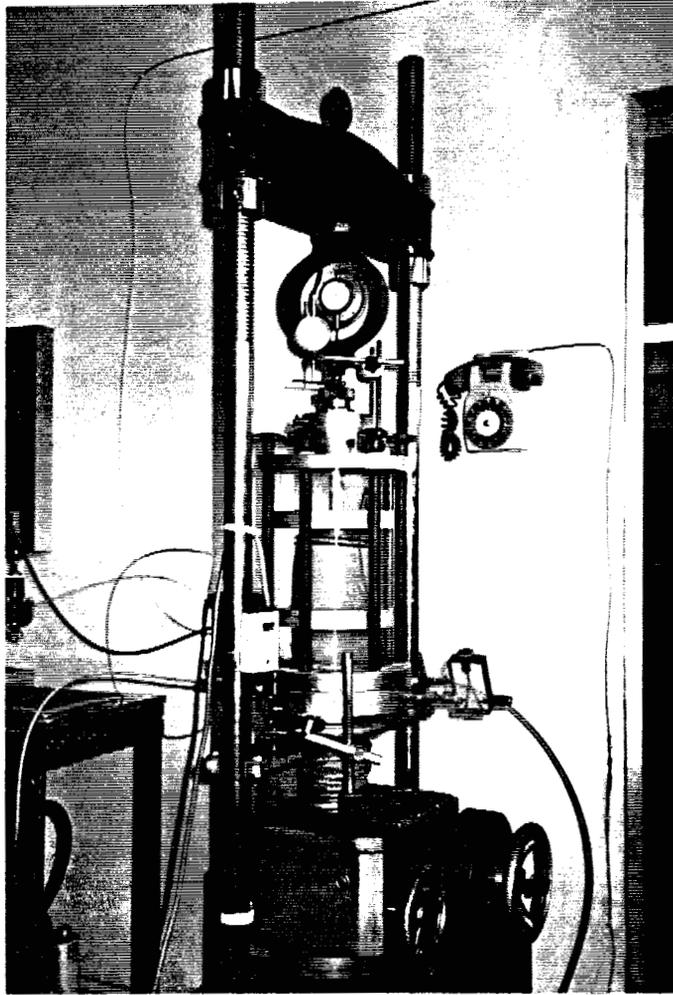


Figure 82: Illustration du dispositif expérimental et de l'essai triaxial

### 3. Résultat des essais

Les caractéristiques des éprouvettes sont indiquées ci-après.

Sable de Belle Image + KEVLAR  
Eprouvette de 100 \* 200  
Longueur des fibres: 6 cm

teneur en fibres 0%					
Pressions de confinement $\sigma_3$ (kPa)	teneur en eau W(%)	Poids volumique $\Gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique sec $\Gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	déviateurs de contrainte $\sigma$ (MPa)	déformations à la rupture $\epsilon_c$ (%)
100	8.3	17.2	15.9	.42	3.9
200	8.3	17.2	15.9	.73	5.4
300	8.5	17.3	15.9	1.036	4.4
400	8.4	17.3	15.9	1.39	6.4
teneur en fibres 1%					
50	7.8	17.2	16.0	2.2	3.9
100	7.6	17.2	15.9	2.94	6.4
150	8	17.1	15.9	2.33	5.9
150	7.9	17.2	15.9	2.72	4.9
200	7.2	17.1	15.9	2.89	5.9
300	8	17.2	16.0	3.62	6.9
400	8	17.2	15.9	3.34	6.9
500	8.2	17.1	15.8	3.9	7.4
teneur en fibres 2%					
50	8.2	16.8	15.5	3.19	8.4
75	8	16.7	15.6	4.17	9.4
100	8.2	16.8	15.4	6.14	10.8
100	8.1	16.7	15.4	6.1	11.3
150	9.3	16.8	15.4	5.08	9.9

Tableau no:22

### 4. Analyse et interprétation

#### 4.1. Essais sur sable de Belle Image

##### 4.1.1. Essais sur sable de Belle Image + fibres KEVLAR

Les contraintes de confinement dans ces essais ont varié de 50 à 500 kPa pour les éprouvettes dosées à 1% et ont été limitées à 150 kPa pour les éprouvettes dosées à 2% à la suite des limitations en efforts de la presse triaxiale. La figure 83 indique l'allure des courbes de chargement pour à 100 kPa de confinement pour 0; 1 et 2% de fibres.

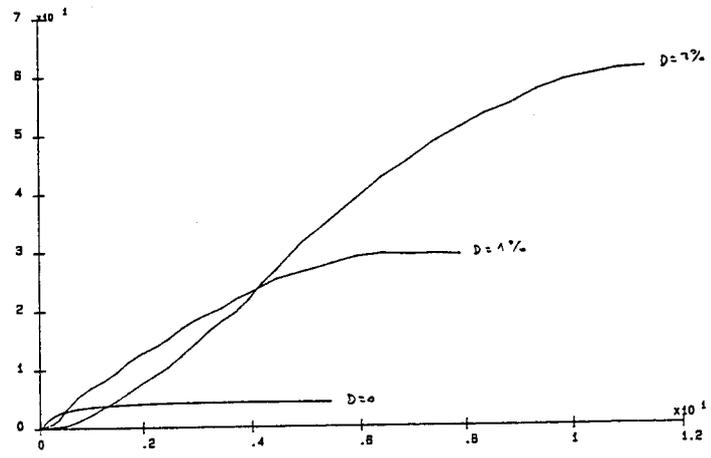


Figure 83: Courbe de chargement à 100 kPa du sable de Belle Image renforcé de fibres KEVLAR à 0, 1 et 2% - confinement sous 1 bar

Les courbes intrinsèques associées aux différents mélanges sont représentées ci-dessous (figures 84 et 85).

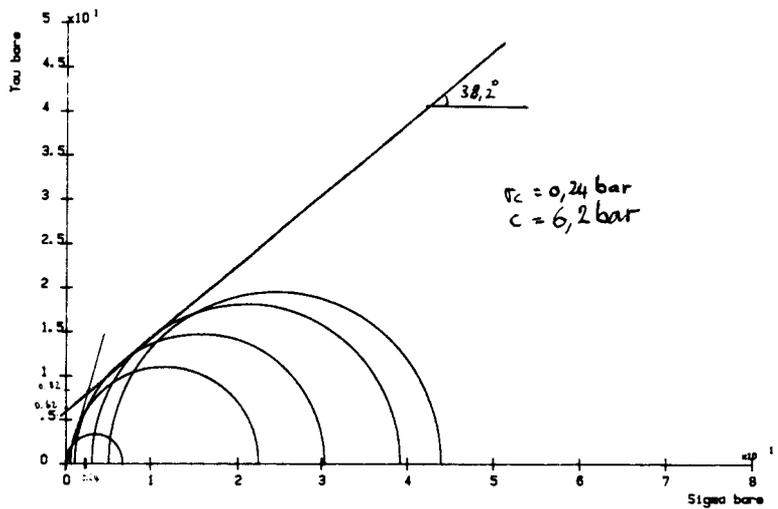


Figure 84: Courbe intrinsèque du sable de Belle Image renforcé avec 1% de fibres KEVLAR - confinement sous 0; .5; 1; 3 et 5 bars.

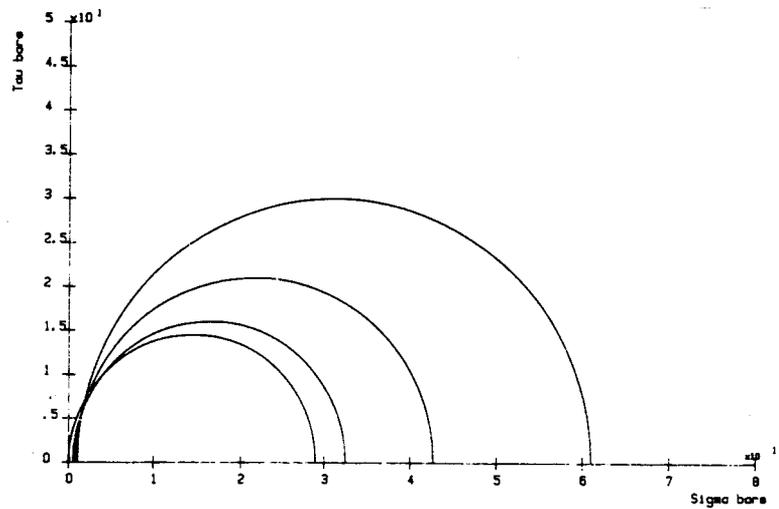


Figure 85: Courbe intrinsèque du sable de Belle Image renforcé avec 2% de fibres KEVLAR - confinement sous 0; .5; .75 et 1 bar.

Rapporté au plan  $(\sigma_1, \sigma_3)$ , on obtient (figure 86) des courbes limites de à double pente.

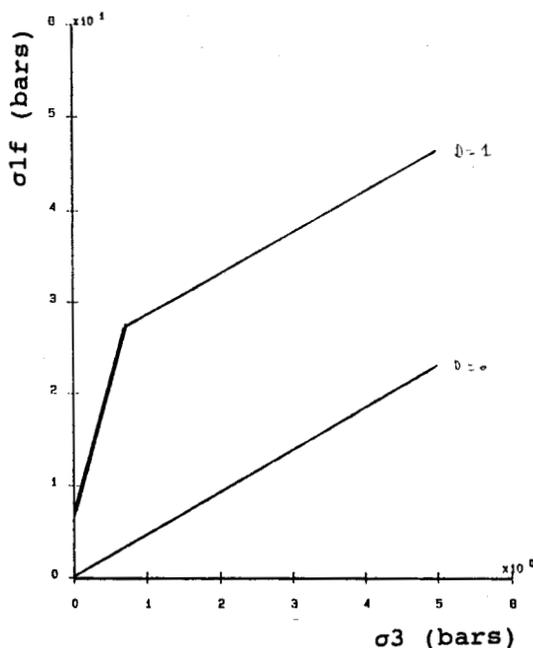


Figure 86: Courbes limite de rupture dans le plan des contraintes pour  $D = 0$  et  $1\%$ .

#### 4.2. Essais sur sable de Loire

Les essais à l'appareil triaxial pratiqués sur les mélanges sable de Loire - fibres UCO ont conduits à des résultats qui n'ont pu être exploités du fait de leur incohérence suite à des erreurs de manipulation.

#### CONCLUSION SUR LES ESSAIS TRIAXIAUX

Les résultats obtenus à l'issue de ces essais se résument comme suit:

1- les performances mécaniques sont traduites par une résistance à la rupture et un module de déformation nettement supérieurs à celui du sol vierge.

2- l'allure des courbes de chargement contrainte-déformation pour le mélange sol-fibres est beaucoup plus étalée que celle obtenue pour le sol vierge. D'où une certaine ductilité introduite avec la présence des fibres.

3- la courbe intrinsèque du mélange sable de Belle Image + KEVLAR dosé à  $1\%$  (figure 84) laisse apparaître deux

comportements caractérisés par des frottements internes différents autour d'une contrainte critique:

+ Au dessous de cette contrainte, le matériau gagne en angle de frottement.

+ Au delà, son angle de frottement se confond avec celui du sol vierge mais sa cohésion est accrue.

Tout se passe comme si, pour les faibles contraintes, une partie des efforts appliqués était reprise par les fibres qui, en entrant en tension, joueraient un rôle de couture dont l'effet se rajouterait au frottement interne du sol.

Dès que le seuil de contrainte critique est dépassé, les fibres se rompraient et le milieu retrouverait son angle de frottement initial.

Le phénomène n'a pu être observé sur le cisaillement du mélange dosé à 2% (figure 85) du fait d'un blocage précoce de la presse.

Les fibres étant constituées d'une multitude de filaments dont le diamètre est de l'ordre de 12  $\mu\text{m}$ , il ne nous a pas été aisé de nous assurer de la rupture ou non de ceux-ci à la fin des essais.

Les résultats obtenus sont, malgré tout, comparables en certains points, à ceux observés dans la littérature. Notamment dans les travaux réalisés par Gray et Al (1983) [25] (cf. figure 54b), Gray et Al (1986) [23] (cf. figure 46b), Delage (1988) [22] (cf. figure 56), Gray et Maher (1988) [24] (cf. figure 91) qui ont mené des essais de cisaillement à l'appareil triaxial; soit sur des échantillons de sable renforcés nappes de textile ou des lits d'armatures métalliques Long et al (1972) [33], Broms B. B. (1977) [19], Gray et al (1982) [92], soit sur des mélanges sable-fibres.

Pour ces auteurs, en dessous de la contrainte critique de confinement, le critère de rupture du sable renforcé est obtenu par glissement des fibres. Au dessus, le critère de rupture est atteint par défaut d'adhérence ou par cassure des inclusions.

Par ailleurs Gray et Maher (1988) [24] ont mis en évidence un ensemble de paramètres influençant cette contrainte critique de confinement.

Les caractéristiques des matériaux utilisés sont répertoriés dans les tableaux 24 et 25.

1) Moins la contrainte critique de confinement est élevée, plus grande sera la contribution à la résistance au cisaillement des fibres (figure 89).

Ce résultat est en contradiction avec les conclusions de Delage [22] ( cf. figure 56 ): les fibres en acier plus performantes que les fibres en nylon conduisent à des contraintes de confinement critique plus élevées.

2) Une augmentation de la graduation ou du coefficient d'uniformité  $C_u$  entraîne une diminution de la contrainte de

confinement critique (figures 90a et 90b) et donc il en résulte une grande contribution à la résistance au cisaillement.

A  $C_u$  identique l'augmentation de la taille moyenne des particules de sol tend à abaisser la contrainte de confinement critique (figure 90c).

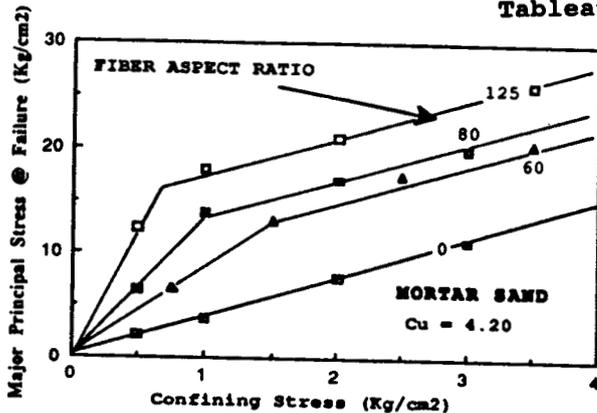
Caractéristique des matériaux testés (tableaux 24 et 25)

Fiber Type	Diameter (mm)	Aspect Ratio (L/D)	Specific Gravity (g/cc)	Tensile Strength (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensile Modulus (Kg/cm <sup>2</sup> )	Slit Friction Angle (δ)
Buna-N (Rubber)	1.1	20	1.26	$0.42 \times 10^2$	$1.05 \times 10^2$	30
Reed#0 (Natural)	1.0	20	0.47	$0.47 \times 10^4$	$0.34 \times 10^3$	30
Palmyra (Natural)	0.58	20	0.73	$1.69 \times 10^6$	$1.81 \times 10^3$	30
Glass#1 (Synth.)	0.3	60	2.7	$7.14 \times 10^6$	$1.28 \times 10^4$	21
Glass#2 (Synth.)	0.3	80	2.7	$7.14 \times 10^6$	$1.28 \times 10^4$	21
Glass #3 (Synth.)	0.3	125	2.7	$7.14 \times 10^6$	$1.28 \times 10^4$	21

Tableau 24: Propriétés des fibres

Soil Type	Specific Gravity (g/cc)	D <sub>80</sub> (mm)	Coef. of Unif. (Cu)	Maximum Void Ratio	Minimum Void Ratio	Sphericity (Sp)
Muskegon Dune	2.65	0.41	1.5	0.78	0.50	0.60
60-60 Sand	2.59	0.47	3.3	0.86	0.58	0.55
Mortar Sand	2.70	0.60	4.13	0.62	0.32	0.55
Ottawa 20-30	2.66	0.65	1.1	0.72	0.51	0.85
Ottawa 60-70	2.66	0.25	1.1	0.91	0.77	0.85
Muskegon Dune	2.65	0.41	1.5	0.78	0.50	0.60
Sand #1	2.70	1.1	1.65	0.84	0.43	0.30
Glass Sphers #1	2.50	0.60	1.1	0.73	0.56	0.9
AGSCO #16	2.64	.089	1.58	0.92	0.69	0.6

Tableau 25: Propriétés des sols testés



Sable bien gradué  
+  
Fibre de verre à 3%

Figure 89: Influence de la variation de la contrainte critique de confinement pour des rapports (longueur de fibre / diamètre de fibre) de 60, 80 et 125

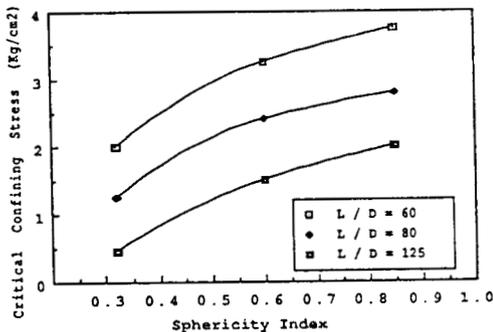


Figure 90a: Influence de la forme des particules sur la valeur de la contrainte critique

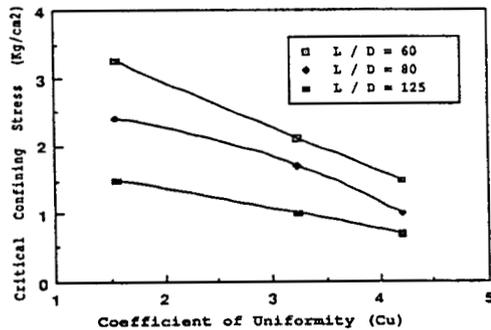
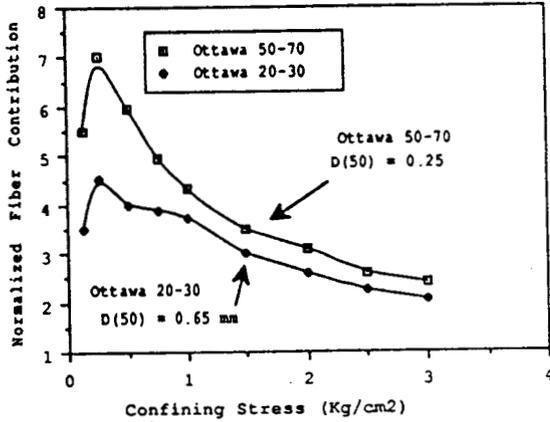


Figure 90b: Influence du coefficient d'uniformité sur la valeur de la contrainte critique



fibre de verre à 3%  
 L/D = 125

Figure 90c: Influence de la taille moyenne des grains sur la contribution des fibres à la résistance au cisaillement pour un sol de même graduation et pour des particules de même forme.

3) La contrainte de confinement critique est moins apparente dans un sol uniforme (figure 91)

4) Aussi inattendu que cela paraisse, l'augmentation de la teneur en fibres n'affecte pas la valeur de la contrainte de confinement critique mais agit directement sur la résistance résiduelle ou de pic ainsi que nous l'avions observé plus haut.

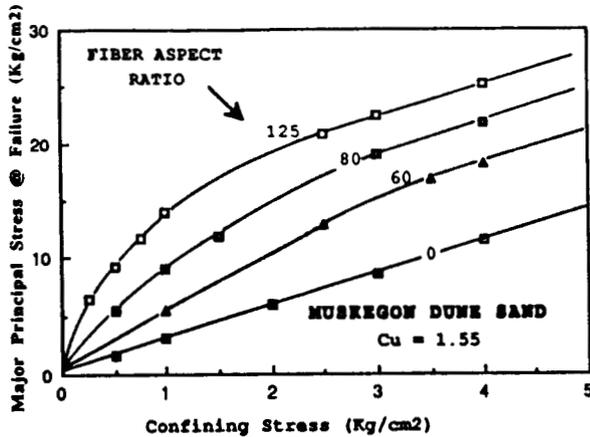


Figure 91: Courbes enveloppes dans un sable uniforme renforcé de fibres de verre à 3%, pour des rapports L/D de 0; 60; 80; 125.

### C. ETUDE PARAMETRIQUE

Au cours de cette phase, nous nous sommes efforcés d'identifier les paramètres qui affectent le mécanisme de renforcement des mélanges sol-fibres.

#### I. ETUDE DE L'EFFET DU REEMPLOIEMENT DES FIBRES

Le même sol et les mêmes fibres sont utilisés et réutilisés dans les différents essais.

Il s'est avéré nécessaire, du fait de ce réemploiement des mêmes matériaux de s'assurer que cet usage reste sans incidence sur le comportement des mélanges effectués par la suite.

Pour y parvenir, une étude de la granulométrie des sols déjà utilisés, est entreprise à l'issue d'un certain nombre d'essais. Les courbes granulométriques qui en ont résulté ont été comparées à la courbe granulométrique initiale (cf. figure 7 en annexe).

Il ressort d'une manière générale, que le compactage à la petite dame reste sans grand effet sur la granulométrie des sols utilisés.

Concernant les fibres, à l'échelle macroscopique, on observe l'impact laissé par les grains de sol sous l'effet du compactage. Les essais de caractérisation nécessaires à la mesure du degré de perte (s'il y en a eu) de qualité des caractéristiques mécaniques n'ont malheureusement pas pu être menés du fait de l'absence de dispositifs adéquats.

## II. ETUDE DE L'EFFET DE LA PRESENCE D'UNE GAINÉ OU D'UNE MEMBRANE DANS LE CISAILLEMENT.

Cette étude a eu pour but de quantifier l'incidence de la présence des gainés utilisées dans certains essais. En effet sur la totalité des essais réalisés à l'appareil triaxial, on a observé un étalement des courbes de chargement des éprouvettes de sable renforcé. On a cherché à savoir, à travers cette étude, s'il n'y a pas de lien entre cette tendance et la présence de gaine.

Les éprouvettes testées, d'élanement 1 et 2, ont été soumises à des essais de compression simple.

La figure 92 ci-dessous, récapitule les résultats des essais effectués sur ces éprouvettes revêtues ou non de gaine de caoutchouc afin d'en évaluer l'incidence.

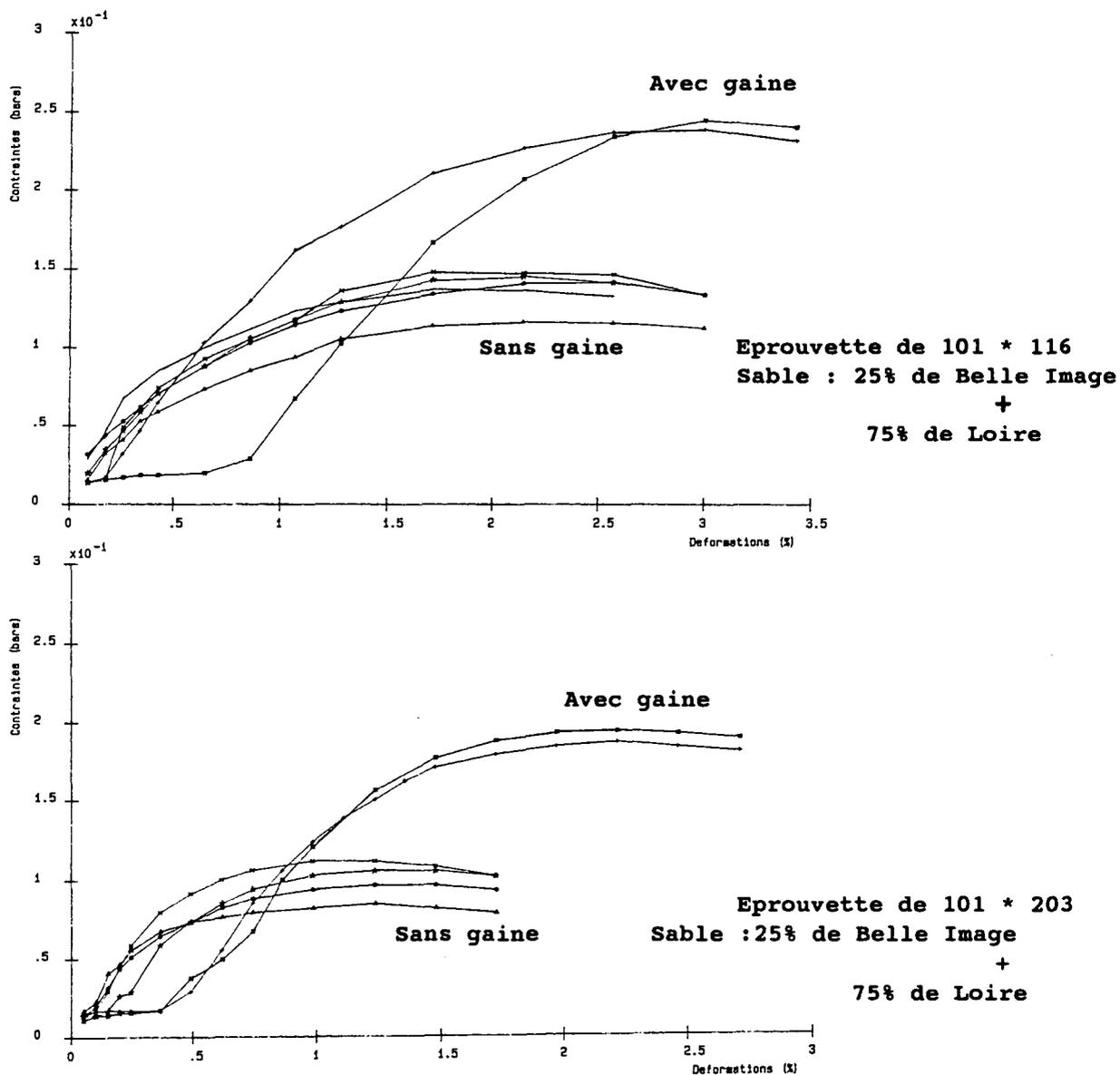


Figure 92: Effet de la présence de gaine sur l'allure des courbes de chargement; Courbes contraintes - déformations

Le rapprochement entre des deux figures montre que:

- la présence de la gaine donne une allure plus étalée aux courbes de chargement.
- la pente initiale n'est pas modifiée dans les deux cas.
- la rupture en présence de gaine, survient à des niveaux de contrainte plus élevés qu'en l'absence de gaine.
- l'apport en gain pour les deux cas d'échelonnement est sensiblement le même (tableau 26).

		R.C. (KPa)	$\epsilon$ (%)	gain (%)
<u>sans gaine</u>				
épreuve	101*116	14	1.7	0
épreuve	101*203	10	1	0
<u>avec gaine</u>				
épreuve	101*116	24	3	71
épreuve	101*203	18	2.1	80

Tableau no 26

### 1. Evaluation de la cohésion apportée par la présence d'une gaine

La gaine applique à l'éprouvette une étreinte supplémentaire ( $\delta\sigma_3$ ) engendrant un apport de cohésion (c).

$\delta\sigma_3 = K_a * \delta\sigma_1$  avec  $K_a$  coefficient de poussée

$$K_a = \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \phi/2)$$

En l'absence de gaine, le critère de Mohr - Coulomb permet d'écrire à la rupture:

$$\sigma_1 = K_p * \sigma_3 + 2 * c_0 * \operatorname{tg}(\pi/4 + \phi/2) \quad (1)$$

avec  $K_a$  coefficient de butée et  $c_0$  cohésion initiale du sol.

$$K_p = \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \phi/2)$$

En présence de gaine, on écrira à la rupture:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= K_p * (\sigma_3 + \delta\sigma_3) + 2 * c_0 * \operatorname{tg}(\pi/4 + \phi/2) \\ &= K_p * \sigma_3 + K_p * \delta\sigma_3 + 2 * c_0 * \operatorname{tg}(\pi/4 + \phi/2) \quad (2) \end{aligned}$$

Pour un matériau cohérent le critère de rupture s'écrit:

$$\sigma_1 = K_p * \sigma_3 + 2 * C * \sqrt{K_p} \quad (3)$$

En rapprochant les expressions (2) et (3), on pose:

$$\delta\sigma_3 * K_p = 2 * (C - c_0) * \sqrt{K_p}$$

$$\text{On en déduit } \delta\sigma_3 = 2 * (C - c_0) / \sqrt{K_p}$$

D'où:

$$C = [(\delta\sigma_3 * \sqrt{K_p}) / 2] + c_0 \quad \text{ou encore}$$

$$C = [\delta\sigma_3 / 2 * \sqrt{K_a}] + c_0$$

En faisant l'hypothèse d'un angle de frottement constant, la présence de la membrane confère au sable une cohésion C traduite par:

$$C = [(K_a * \delta\sigma_1 * \sqrt{K_p}) / 2] + c_0 \quad \text{ou encore}$$

$$= (\delta\sigma_1 / 2 * \sqrt{K_p}) + c_0$$

$$= [(\delta\sigma_1 * \sqrt{K_a}) / 2] + c_0$$

où

$$c_0 = \sigma_1 / 2 * \sqrt{K_p}$$

## 2. Application aux essais réalisés

(tableau 27)

- Angle de frottement interne supposé du sable de Loire: 35°
- Angle de frottement interne du sable de Belle Image : 39°
- Angle de frottement interne supposé du mélange à 75% de sable de Loire et 25% de sable de Belle Image : 35°

éprouvettes	gain en contrainte (KPa)	cohésion estimée (KPa)	étrointe due à la membrane (KPa)
101 * 116	10	3	3
101 * 203	8	2	2

Tableau no 27

L'apport de cohésion due à la gaine reste faible pour les plages de contrainte développée.

### III. ETUDE DE L'INFLUENCE DE LA LONGUEUR DES FIBRES

La figure 93 illustre les résultats des essais effectués dans le cadre de cette étude.

Les éprouvettes de la série d'essais, de dimensions 101 \* 203 mm, ont été dosées à 1% de fibres (des bandelettes UCO).

Deux longueurs de fibre ont pu être expérimentées: 40 mm et 80 mm.

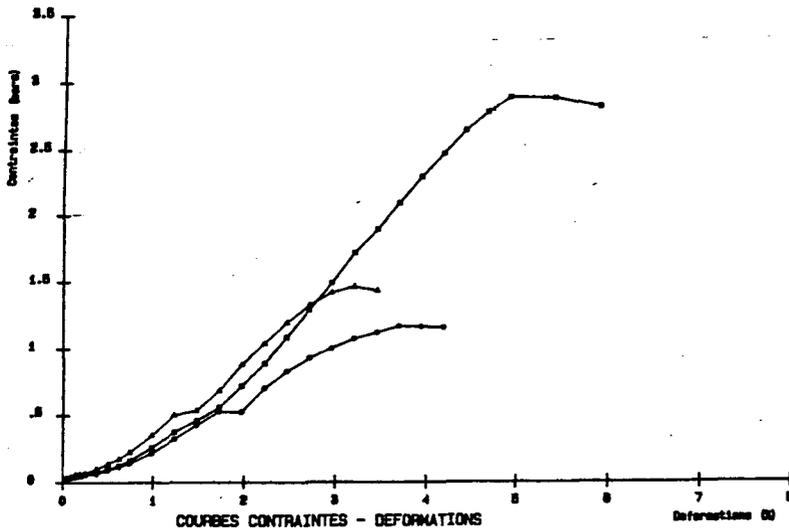


Fig. 93a

Eprouvette de 101 \* 203 mm  
Sable : 75% Loire  
+  
25% Belle Image  
Longueur des fibres: 80 mm  
Teneur en fibres: 1 %

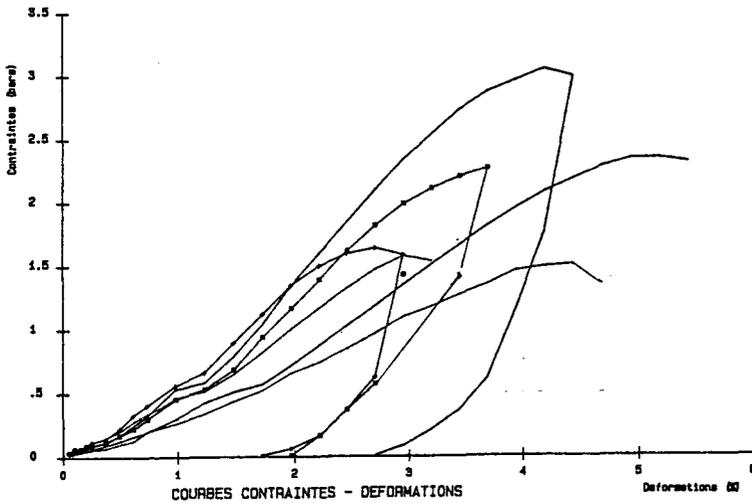


Fig. 93b

Eprouvette de 101 \* 203 mm  
Sable : 75% Loire  
+  
25% Belle Image  
Longueur des fibres: 40 mm  
Teneur en fibres: 1 %

Figure 93: Influence de la longueur des fibres

Le résultat des essais montre que la résistance à la compression conférée au sol est la même pour les deux longueurs de fibre considérées

Ce résultat peut être interprété en introduisant une notion de longueurs critiques de fibre s'énonçant comme suit:

- Une longueur minimale critique au dessous de laquelle les inclusions de fibres ne sauraient apporter un surplus de gain appréciable.

L'augmentation de la teneur en fibres se fera au détriment des caractéristiques mécaniques.

En effet, une forte présence de fibres dans le sol aura tendance à favoriser dans la masse du sol, un frottement fibre/fibre important; phénomène entraînant une diminution des capacités mécaniques du sol (cf. Ionescu A. et Matei S. 1986 [28] : des essais en laboratoire ont montré qu'à partir d'une certaine densité pondérale de fibres toute augmentation de fibres s'accompagne d'une chute des propriétés mécaniques du mélange sol - fibres).

- Une longueur extrême critique au delà de laquelle le surplus de gain resterait constant pour des teneurs en fibre raisonnables.

L'existence d'une telle longueur a été mise en évidence par Gray et al 1983 [25] cf. Etude bibliographique de la deuxième partie (figure 56).

- Entre ces deux longueurs critiques, les caractéristiques du matériau renforcé varieraient proportionnellement avec la longueur des fibres incorporées.

L'examen de l'influence de la longueur des fibres à fait l'objet de recherche:

Leflaive 1982 [30] pour sa part, estime que la longueur d'ancrage minimale nécessaire pour assurer un lien par frottement des fibres et des grains de sol serait de l'ordre de la dizaine de centimètres voire du mètre; et que, pour des longueurs de fibres inférieures à cette limite, on ne saurait prétendre à une amélioration quelconque des caractéristiques mécaniques d' un sol.

Delage et al 1988 [22] ont tiré la conclusion suivante: la longueur d'ancrage est plus prépondérante que le nombre de fibres traversant l'unité de surface de rupture de l'échantillon et qu'à densité pondérale égale, les fibres longues ( donc moins nombreuses par unité de volume) sont plus performantes que les fibres courtes plus nombreuses.

Une étude, entreprise par Gray et Maher 1989 [24] a révélé que l'augmentation de l'élanement des fibres dans un sable de granularité arrondie entraînait un abaissement de la contrainte critique et apportait une plus grande contribution de résistance au cisaillement ( cf figure 89).

Cette thèse confirme l'ensemble des résultats expérimentaux antérieurement observés (figure 95).

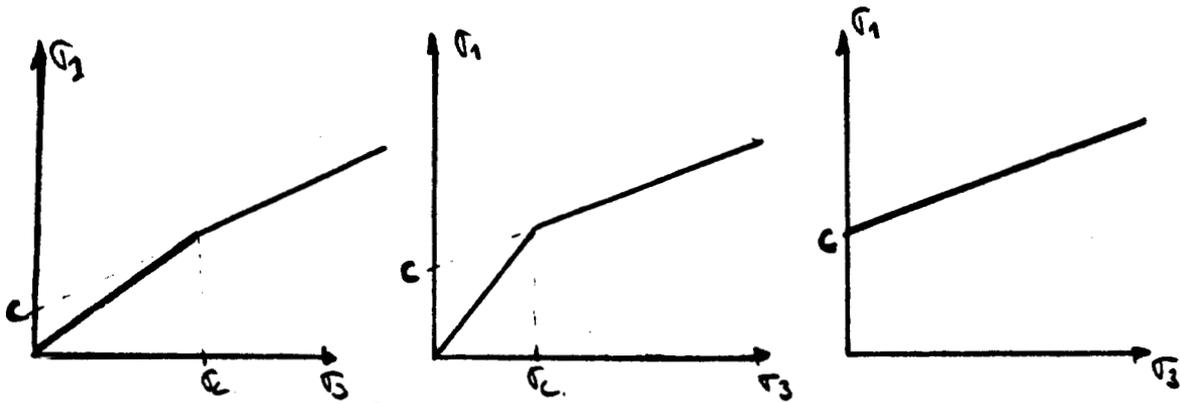


Fig.95a: fibres très courtes Fig.95b: fibres courtes Fig.95c: filaments continus

Figure 95: Synthèse des essais de sols renforcés de fibres

#### IV. EFFET DE L'ELANCEMENT DE L'EPROUVETTE

Les figures 93b et 96 ci-dessous représentent des courbes de chargement d'éprouvettes à élancement différent, renforcées par des fibres en teneur et longueur identiques ( 1% - 40 mm ).

Les résistances atteintes à la rupture restent identiques dans les deux cas.

La présence des fibres ne semble pas déterminant: les longueurs de fibres employées seraient inférieures à la longueur minimale critique.

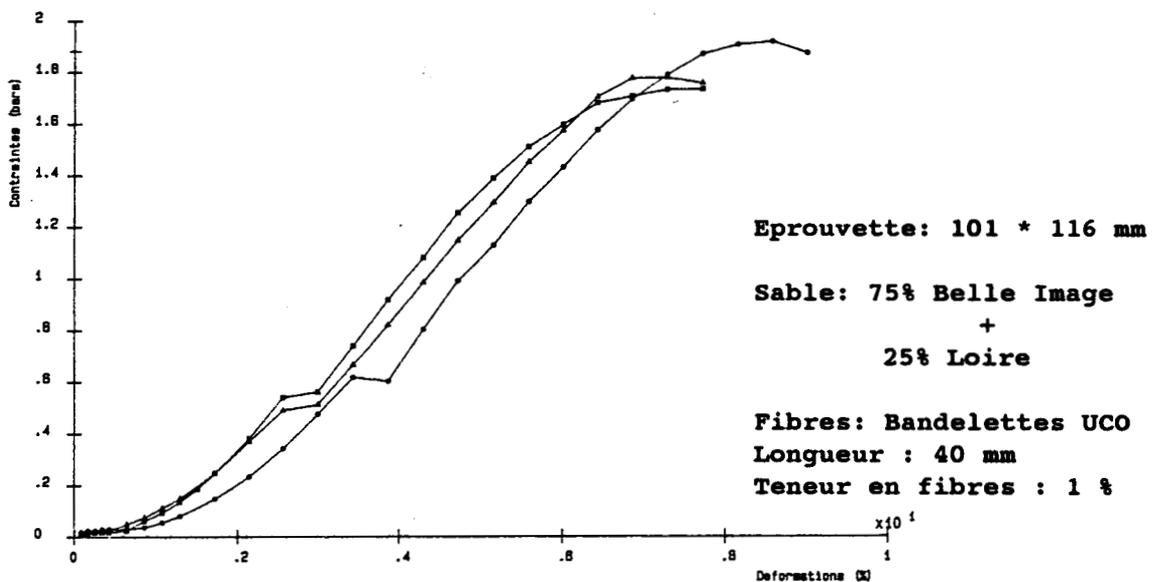


Figure 96: Courbes contraintes - déformations

## V. EFFET DE LA RIGIDITE DES FIBRES

Un assez grand nombre d'essais n'a pu être réalisé pour mieux dégager l'influence de ce paramètre.

Les deux types de fibre (KEVLAR et UCO) qui ont été expérimentés ont des modules de déformation élastique respectifs de 125 et 1.75 GPa mais offrent des rigidités à l'effort normal de 14 et 420 N.

Leurs caractéristiques physiques diffèrent énormément; petit paquet de 10 à 500 cheveux de 6 cm de long pour le KEVLAR contre des bandelettes de longueur fluctuant entre 8 et 12 cm pour les fibres en polypropylène.

Le KEVLAR présente un module presque cent fois plus élevé mais sa forme multifilaire lui donne un aspect de plus grande souplesse par rapport aux bandelettes UCO de dimensions plus imposantes.

Les mélanges Belle Image + KEVLAR, comme nous l'avions observé plus haut, sont plus performants que les mélanges Belle Image + UCO, par contre c'est le phénomène inverse que nous observons avec les mélanges à base de sable de Loire.

L'influence de ce paramètre a été évoquée par Delage et al [22] (cf. figure 56 du paragraphe étude bibliographique de la deuxième partie), qui ont abouti à la conclusion, qu'à longueur de fibres donnée, les fibres rigides ( en acier notamment) renforçaient mieux que les fibres souples ( en nylon).

Les inclusions assez extensibles, tout en améliorant plus ou moins la résistance, augmentent la ductilité du sol et atténuent, voire annule le radoucissement observé dans le comportement des sables denses.

Les inclusions inextensibles elles, augmentent essentiellement la résistance et le module de déformation du sol mais rendent la rupture du sol renforcé plus brutale. Ce résultat (figure 97) a déjà été observé par Mc Gown [37].

D'une manière générale, une inclusion ne saurait renforcer efficacement un sol que s'il y a compatibilité entre leur déformation.

Pour Gray et al. 1983 [25], l'augmentation du module des fibres tendrait à accroître la résistance au cisaillement sans affecter la raideur du matériau (cf. figure 52) et, à densité pondérale égale, les fibres présentant le plus gros diamètre donc la plus grande concentration à travers la surface de rupture conduiraient à de plus fortes résistances même pour de faibles modules.

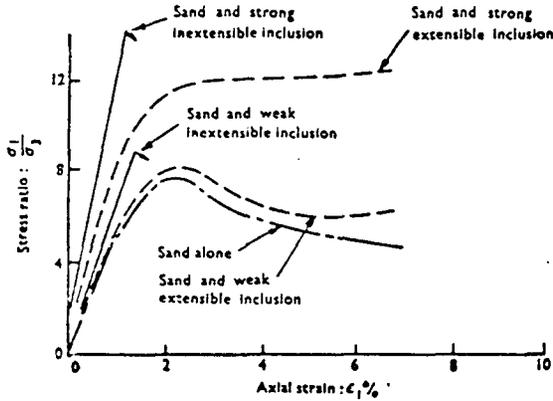
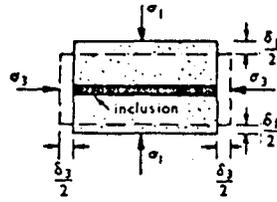


Figure 97a: Sable dense

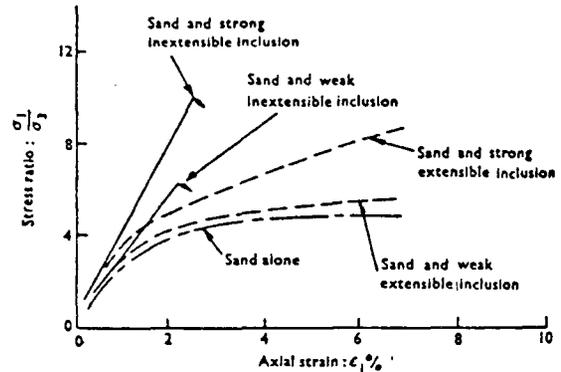


Figure 97b: Sable lâche

Figure 97: Influence sur un sol de la présence d'inclusions souple et rigide ( Mc Gown [37])

Les essais que nous avons réalisés dans le cadre de cette étude n'ont pas conduit à la même indication suivant la catégorie de sable utilisée. En effet nous avons testé un sable fin et un sable grossier renforcés à l'aide de type de fibres de rigidité inverse à la valeur de leur module.

Des différentes combinaisons réalisées entre sols et fibres on en arrive à une notion nouvelle: celle de diamètre optimum de fibre pour un sol donné.

Pour le sable fin de Belle Image, les bandelettes UCO apportent moins de performances que les multifilaments KEVLAR qui sont d'un diamètre plus faible (cf. tableaux 14 des performances des mélanges).

Les mêmes bandelettes associées au sable grossier de Loire apportent une amélioration nettement meilleure des caractéristiques mécaniques (résistance à la compression simple, module de déformation et cohésion du matériau) que ne l'apporte les multifilaments très fins.

Cet état de fait nous amène à admettre cette notion de diamètre optimum:

" Pour un sable donné, il existerait un diamètre optimum de fibres conduisant à la performance la plus élevée. Ce diamètre serait fonction de la distribution des vides du sol". Cette distribution des vides, fonction de la densité relative du sol pourra être appréhendée au microscope électronique à balayage sur des échantillons de sol résiné.

Les dernières expériences menées par Gray et Maher 1988 [24] ont montré que les fibres à très faible module, malgré une forte résistance à l'arrachement présentaient une moindre contribution dans le renforcement du sable que les fibres à plus fort module (figure 98). Ce résultat illustre la notion de compatibilité ou de non compatibilité des déformations entre sol et inclusions. Cette compatibilité n'est effective que lorsque le module du sol et celui des inclusions sont du même ordre de grandeur.

caractéristiques des fibres  
(cf. tableau 24 et 25)

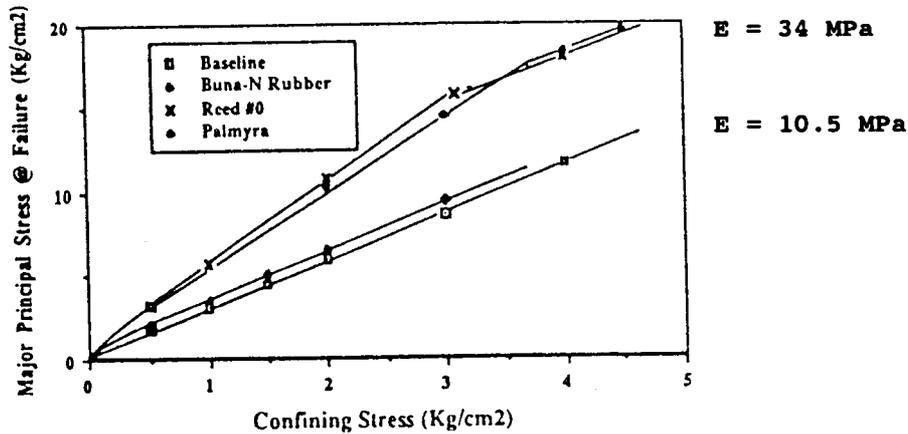


Figure 98: Influence du module des fibres sur le renforcement des sables (Maher [24])

### CONCLUSION

En conclusion, nous retiendrons que la présence de fibres courtes dans un sol apporte une cohésion apparente dès qu'une contrainte de confinement seuil est dépassée. Cette contrainte seuil, appelée contrainte de confinement critique est déterminée de façon empirique. Plus elle est basse, plus la fibre contribue efficacement au renforcement du sol. Plus la rugosité de la surface des inclusions est faible, plus élevée sera la contrainte critique. Cette contrainte critique est plus basse lorsque la fibre est plus longue. D'où cette prééminence, déjà observée, des fibres longues sur les fibres courtes. Les fibres rigides offrent en général, une contrainte critique moins élevée que les fibres souples.

**TROISIEME PARTIE : CONFINEMENT EXTERNE**

**Sommaire PARTIE 3****CONFINEMENT EXTERNE**

<b><u>INTRODUCTION</u></b>	<b>133</b>
<b><u>I. DESCRIPTION DU MECANISME</u></b>	<b>134</b>
<b><u>II. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE</u></b>	<b>135</b>
III1. Utilisation des conteneurs comme digues de rétention	136
III11. En milieu marin	136
III12. En milieu fluvial	137
II2. Utilisation d'éléments type "gabions-sacs"	137
II21. En protection de berge d'une rivière	137
II22. En renforcement de sol	138
II3. Utilisation des conteneurs en mer pour la protection des barrages	139
II4. Utilisation des conteneurs comme moyen de fondation	140
II5. Utilisation des conteneurs en assise de voie	143
II51. En route	143
II52. En chemin de fer	144
Conclusion	145
<b><u>III. ESSAIS REALISES</u></b>	<b>145</b>
<b><u>A. ESSAIS DE CARACTERISATION</u></b>	<b>146</b>
AI. Nature des essais	146
AI1. Caractérisation des géotextiles	146
AI2. Caractérisation des sols employés	148
<b><u>B. ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT DES SABLES CONFINES PAR ENVELOPPE GEOTEXTILE</u></b>	<b>150</b>
BI. Essais sur cylindres	150
BI1. Fabrication des cylindres	150
BI2. Programme des essais	151
BI3. Déroulement des essais	151
BI4. Résultat des essais	153
BI41. Essais de chargements répétés	153
BI42. Essais de rupture	153
BI5. Evolution du module	155
BI6. Comportement à la fatigue	156
BI7. Evaluation de l'effet de confinement	157

BII.	Essais sur manchons	159
BII1.	Fabrication	159
BII2.	Programme des essais	159
BII3.	Déroulement des essais	160
BII4.	Résultat des essais	162
BII41.	Essais de chargements répétés	162
BII42.	Essais de rupture	163
BII5.	Evolution du module	164
BII6.	Comportement à la fatigue	165
BII7.	Evaluation de l'effet de confinement	167
<b><u>CONCLUSION</u></b>		<b>168</b>

## INTRODUCTION

Le confinement externe rassemble tous les procédés de renforcement des sols dans lesquels l'expansion du sol est empêchée par la présence d'un écran souple ou rigide. Le conteneur, objet de notre étude, réalisé par emprisonnement du sol dans une enveloppe souple en textile, entre dans cette catégorie de procédés.

Ainsi qu'il en a été pour la plupart des techniques de renforcement des sols, l'expérience dans l'emploi des textiles en géotechnique précède la science. Les méthodes de dimensionnement plus rationnelles et moins empiriques ne suivent qu'après réalisation d'un grand nombre d'ouvrages réels.

La technique de la conteneurisation a été et est exploitée de nos jours de façon empirique. Cependant, des expérimentations en laboratoire ou sur sites réels, de plus en plus menées aident à la compréhension ou à l'approfondissement du comportement et des mécanismes de rupture de ces structures.

En France des essais sur modèle réduit de chaussée renforcées de conteneurs ont été réalisés au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Nancy [91].

Au CER (Centre d'Etudes Routières) de Rouen des expérimentations en vraie grandeur ont été exécutées ces dernières années.

Une étude sur le comportement à l'écrasement des conteneurs, effectuée à l'IRIGM de Grenoble a conduit à une ébauche de base d'un dimensionnement rationnel.

L'intérêt principal que revêt la technique des conteneurs réside essentiellement dans les possibilités d'utilisation des matériaux en place même s'ils ne répondent pas aux spécifications d'usage. De plus les sacs s'adaptent facilement aux contours et à la topographie du terrain.

Le géotextile destiné à une telle utilisation doit être apte d'une part à préserver et conserver le sol emprisonné et d'autre part à assurer un rôle mécanique.

Cette utilisation du géotextile en conteneur fait intervenir toutes ses fonctions:

- anti-contamination,
- filtration,
- renforcement.

Avant de présenter les travaux entrepris au laboratoire de mécanique des sols du CEBTP à Saint-Rémy-Lès-Chevreuse, nous présentons quelques ouvrages faisant appel à la technique des conteneurs.

## I. DESCRIPTION DU MECANISME

Une caractéristique des milieux granulaires est l'augmentation de leur portance et de leur module élastique sous étirement latérale.

La technique de conteneurisation consiste à emprisonner dans une enveloppe ou manchon de géotextile du matériau granulaire non traité. L'expansion du sol dans les trois directions s'y trouve empêchée. Tout se passe comme si au matériau initialement pulvérulent on apportait de la cohésion.

Les premières essais pratiqués sur les conteneurs (Mariotti [96]) ont permis de mettre en évidence (figure 99) différents comportements du matériau, fonction de l'application des charges:

- dans un premier temps, il se produit un assez important tassement correspondant à une phase de refoulement latéral du sol.

- à partir d'un certain tassement, s'accompagnant d'une modification de la forme de l'ensemble sol - manchon, l'enveloppe de géotextile se met en tension, prend des courbures qui lui permettent de s'opposer au refoulement du sol. Des réactions radiales de plus en plus croissantes se développent au fur et à mesure que le chargement se poursuit et ce, jusqu'à la rupture de l'enveloppe textile.

- la croissance du chargement fait alors tendre la masse sableuse confinée vers un état d'équilibre élastique avec une très nette augmentation du module des déformations et de la capacité portante.

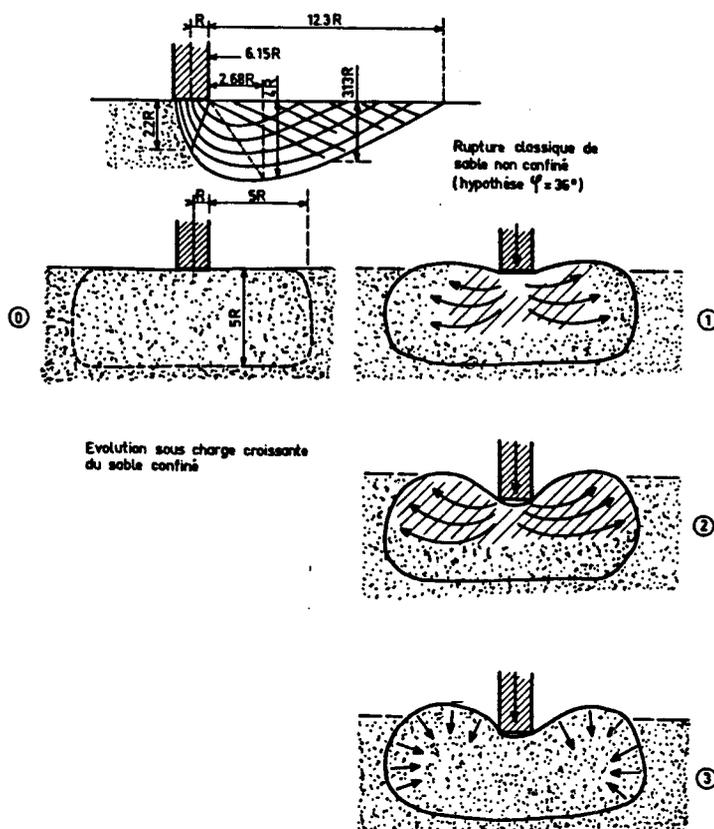


Figure 99: Schéma de fonctionnement du mécanisme d'après Mariotti [96]

## II. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Les premières applications des géotextiles dans les ouvrages définitifs datent des années 1955 où ils furent utilisés en génie maritime dans les grands travaux d'aménagement aux Pays-bas en mer du Nord (projet Delta) et en Belgique (Gamski [58]).

Le géotextile, sous la forme d'un grand sac rempli de sol, constituait le soubassement des digues et par ce fait, assurait leur drainage.

Très rapidement, les applications s'étendirent dans l'assainissement des routes, les travaux de consolidation et de renforcement des remblais.

## 1/ Utilisation des conteneurs comme digues de rétention

### a- En milieu marin

Dans le cadre de la mise en valeur des terres situées au dessous du niveau de la mer de la ville de " Nouvelle Cubatão " au Brésil, les concepteurs devaient choisir entre une première solution consistant à remblayer la zone et une seconde consistant en la construction de digues en terre.

La solution de construire des digues en terre a été retenue; cependant, après expérimentation, et face à la forte compressibilité du sol de fondation, il a fallu recourir à une solution intermédiaire préconisée par Bogossian et al [82] qui a consisté à substituer aux digues en terre, des digues continues de rétention au moyen de géotextile.

Le géotextile alors retenu, du Bidim OP-60, se présente sous forme de toiles de 4.30 m de large et 90 m de long pour une résistance à la traction de 32 kN/m.

Ces toiles ont ensuite été cousues sous forme de poches reliées les unes aux autres pour constituer un tube long de près de 4000 m.

Le matériau de remplissage, du sable fin et des silts argileux, a été prélevé dans des tranchées drainantes puis, transvasé dans les poches par un procédé hydraulique.

Les déformations subies par le géotextile sont de l'ordre de 10% soit le 1/3 de sa déformation à la rupture.

Après remplissage, le boudin épouse une forme ellipsoïdale de hauteur 1.10 à 1.40 m.

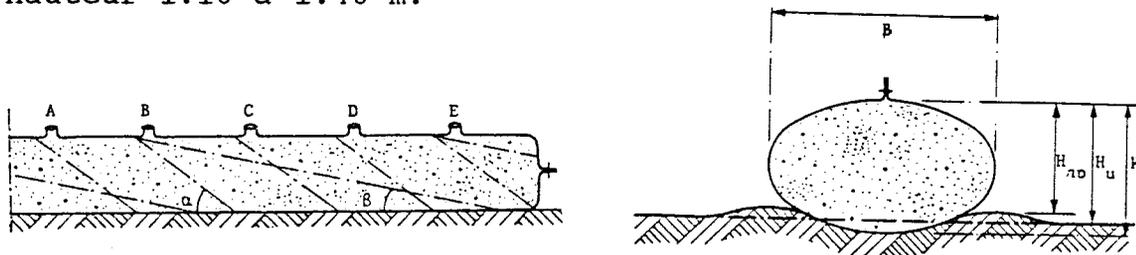


Figure 100a: Profil en long et coupe des manchons en place

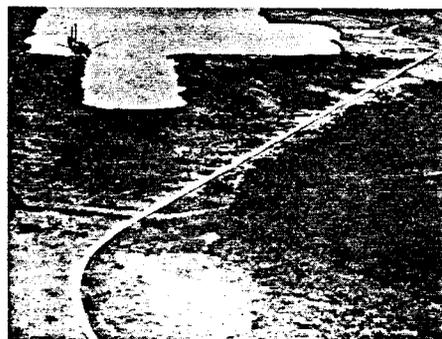
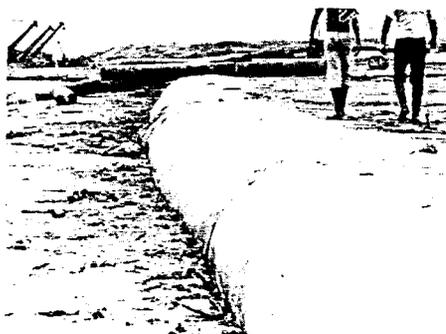


Figure 100b: Mise en place et vue aérienne de l'ouvrage achevé

Le procédé s'est révélé plus économique et demeure une meilleure solution lorsque le sol de fondation présente de faibles caractéristiques portantes

#### **b- En milieu fluvial**

Le même procédé que précédemment cité a été mis en oeuvre en France en milieu fluvial (Perrier [99]) dans la construction de digues provisoires ou de digues anti-pollution en vue de protéger un site touristique.

Seule différence cependant, les boudins en géotextile d'une dizaine de mètres de long ont été confectionnés en usine.

Le géotextile est un tissé en polyéthylène-polyester de 300 g/m<sup>2</sup> ayant fait l'objet de nombreux tests, mécaniques, hydrauliques et de résistance aux hydrocarbures.

Le matériau de remplissage, du sable graveleux 0/50 mm a été pompé du lit de la rivière et éjecté par voie hydraulique dans les boudins à partir des manchons de remplissage prévus à cet effet.

Une fois remplis, les éléments prennent une forme elliptique et demeurent autostables.

Ils furent ensuite disposés en quinconce jusqu'à obtenir la hauteur désirée (figure 101)

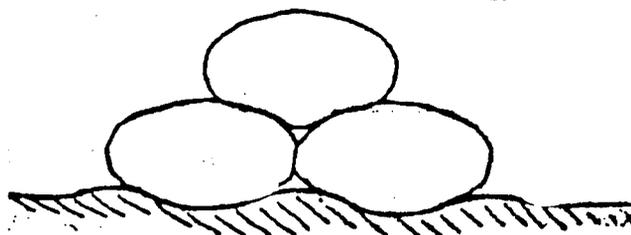


Figure 101: Disposition en quinconce des éléments de manchon

## **2/ Utilisation d'éléments type "gabions-sacs"**

### **a- En protection de berge d'une rivière**

En Roumanie, Botzan et al [83] ont testé un procédé faisant appel à des gabions ou des sacs de géotextile remplis de terre (figure 102) pour réaliser un écran de protection de berge d'une rivière.

Les sacs, réalisés à partir de géotextile tissé en polypropylène, ont un diamètre .40 à .60m et de longueur variant entre 1.20 et 2.00 m .

Le matériau de remplissage, du sable grossier de rivière et de la terre de berge a été prélevé sur place.

Les sacs ont ensuite été empilés les uns sur les autres.

Le choix d'un tel procédé se justifie aisément du fait de toute absence d'enrochements dans les environs du site.



Figure 102: Illustration et mise en oeuvre des éléments de sacs

Le procédé s'est avéré de mise en oeuvre facile et s'est, par la suite révélé comme un moyen efficace de défense contre les crues.

#### b- En renforcement de sol

A Rouen, un procédé similaire, tout textile, a été expérimenté en laboratoire par Perrier et al [99] et mis en pratique sur un site expérimental en vue de conforter le glissement d'une route de corniche.

L'ouvrage fut constitué d'un remblai consolidé par des nappes de géotextile tissé ancré par enroulement autour d'empilement vertical ou en escalier de gabions comme ci-dessous représenté (figure 103).

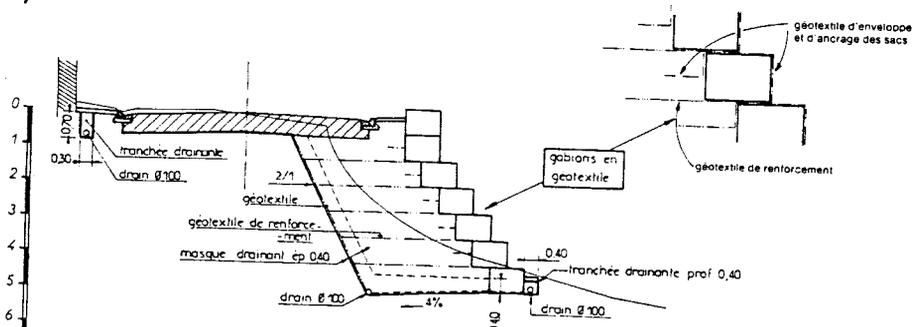


Figure 103: Remblai renforcé par géotextile, parement en "gabions" de géotextiles

Les gabions sont des conteneurs de forme cubique rempli de sable de rivière emprunté sur place.

A côté d'une mise en oeuvre facile (figure 104), l'ouvrage s'est caractérisé par un coût relativement faible et a démontré l'extension de l'emploi des géotextiles, une fois encore, à des sols de caractéristiques géotechniques médiocres.

Photo 1. Remplissage des sacs



Photo 2. Stockage des sacs

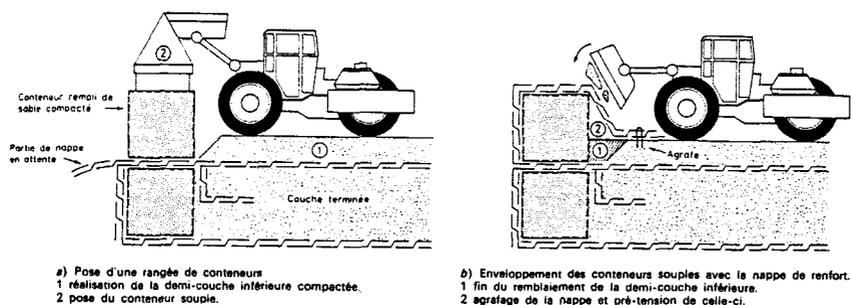
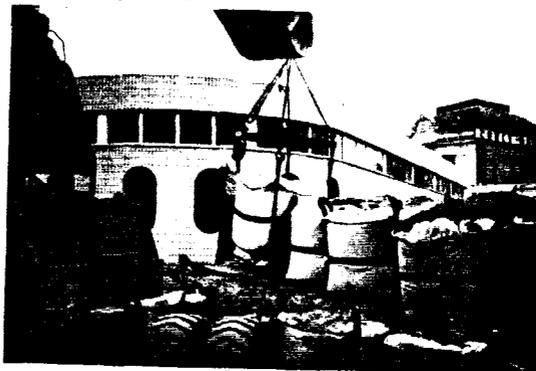


Figure 104: Mise en oeuvre des gabions en textile

### 3/ Utilisation des conteneurs en mer pour la protection des barrages

Afin de lutter contre l'érosion et les sous-pressions à la base d'un barrage, un matelas de fondation fait de couches de matériaux granulaires de différente granulométrie emprisonnés dans une enveloppe de géotextile a été expérimenté en mer du Nord par Dorr et De Haan [86].

Le matelas dont le rôle essentiel est d'assurer la dissipation des sous pressions, a été conçu selon le principe d'un filtre à couche de sable; la taille des grains de sable variant d'une couche à l'autre:

- .3 à 2 mm pour la 1ère couche
- 2 à 8 mm pour la 2ème couche
- 8 à 40 mm pour la 3ème couche

L'ouvrage une fois achevé comportait 66 matelas de 200 m \* 42 m \* 360 mm constitués chacun de trois couches de sable d'épaisseur

respective 110; 110 et 140 mm pour un poids de  $600 \text{ kg/m}^2$  (figure 105).

Le géotextile utilisé est un composite ( polypropylène renforcé d'acier ) de résistance à la traction  $T_r = 800 \text{ kN/m}$ .

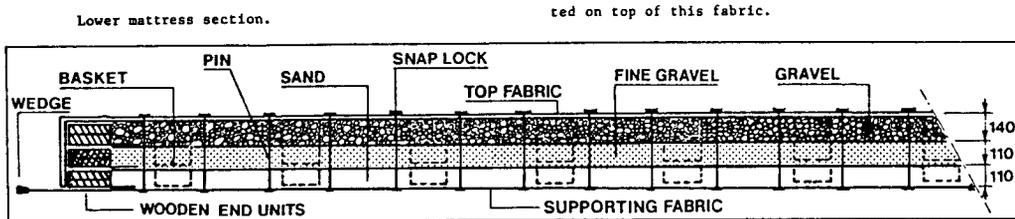


Figure 105: Vue en coupe d'un matelas.

#### 4/ Utilisation des conteneurs comme moyen de fondation

A L'université de Michigan aux Etats Unis, une étude de faisabilité entreprise par Gray et al [92] a porté sur la mise en oeuvre de "piliers de terre" et de "tranchée portante" à base de géotextile.

Le procédé est constitué de nappes de géotextile tissé disposées en lits horizontaux dans du sable ( comme en Terre Armée), le tout, confiné par une enveloppe géotextile (figure 106).

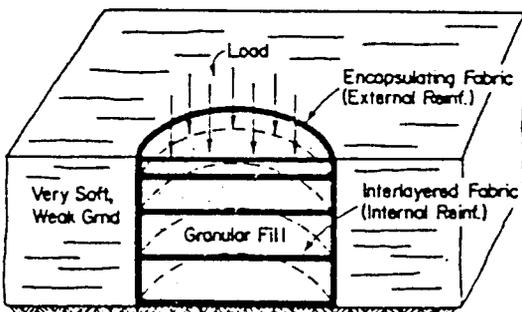


Fig.106a: Application en pilier de terre

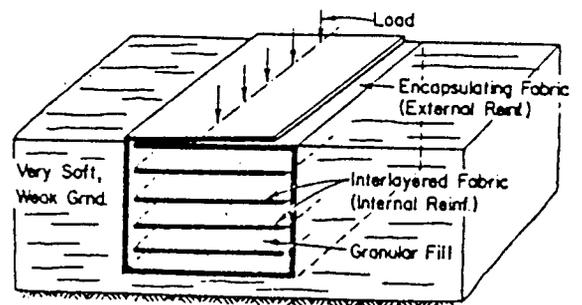


Fig.106b: Application en tranchée portante

Figure 106: fondations armées

Ces deux structures porteuses travaillent selon le même principe qu'une colonne ballastée (le terrain encaissant fournit une réaction latérale donnant à la structure sa rigidité)

Le procédé a fait l'objet d'essais de laboratoire.

La figure 107 ci-dessous représente des résultats d'essais à l'appareil triaxial pratiqués sur des échantillons de sable dense renforcé de disques d'armature en géotextile.

## caractéristiques des matériaux utilisés

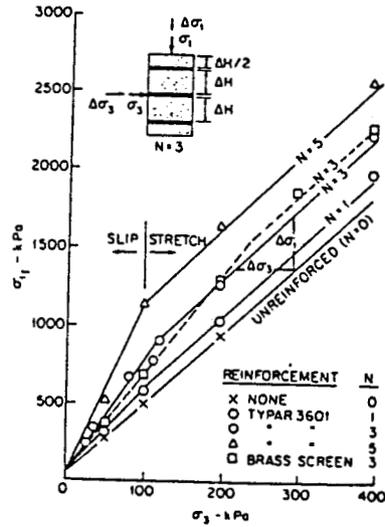
### sable fin de Muskegon

$d_{50} = .23$   
 $C_u = 1.5$   
 $\phi = 39.5^\circ$   
 $e_{max} = .73$   
 $e_{min} = .50$

### Géotextile:

- Geotextile Properties

Trade Name	Thickness (mm)	Grab Tensile (kN/m)	Millen Burst (kN/m <sup>2</sup> )	Elongation to Break (%)	Secant Modulus @ 5% Elong (kN/m)
Typar 3401	0.38	23	1172	62	80
Typar 3601	0.48	39	1813	63	210
Geolon 200	0.46	35x35	2482	20x12	
Geolon 400	0.74	66x44	2896	30x18	180



**Figure 107: Résultat des essais triaxiaux du sable de Muskegon renforcé de différent nombre de lits de géotextile**

La résistance à la rupture augmente avec le nombre de lits, l'angle de frottement interne du sol reste inchangé. La courbe limite de rupture présente une double pente dès que le nombre de disques dépasse l'unité. Cette courbe est identique à celles observées dans le renforcement par fibres (cf. bibliographie et conclusion des essais triaxiaux de la deuxième partie).

Au droit de la cassure, une contrainte de confinement critique sépare le domaine des contraintes mineures en deux zones:

- une zone de basses pressions où il se produit un glissement par défaut d'adhérence ou une mise en tension des inclusions.

- une zone de pressions élevées où la courbe limite reste parallèle à celle du sol vierge. Les inclusions restent intactes ou altérées selon leur nature.

Les essais ont été étendus à des disques en plaque de cuivre.

Dans une autre série d'essais, le sable renforcé intérieurement de disques en géotextile a été placé dans une gaine confinante, elle même en géotextile avant d'être soumis à un chargement monotone.

Une analyse a permis d'évaluer la contribution de la cohésion fictive apportée par chacun des deux types de confinement, interne et externe. Le tableau 26 ci-après, récapitule les principaux résultats.

Type de Géotextile	Nombre de lits	q <sub>1</sub> (kPa)	q <sub>2</sub> (kPa)	(ε <sub>v</sub> ) <sub>f</sub> (%)	C <sub>R</sub> ext. (kPa)	C <sub>R</sub> int. (kPa)
Geolon 400	0	3827		.26	896	
Typar 3401	2		3978	.25		35
"	4		4482	.27		153
"	5		4744	.22		214
Typar 3601	3		5392	.25		365
"	4		4454	.22		146
"	5		5033	.26		282

Tableau no 26

avec:

q<sub>1</sub>, q<sub>2</sub> contraintes de compression en l'absence et en présence de disques

(ε<sub>v</sub>)<sub>f</sub> déformation axiale à la rupture

C<sub>R</sub> Ext. cohésion fictive apportée par l'enveloppe seule

C<sub>R</sub> Int. cohésion fictive apportée par les disques internes

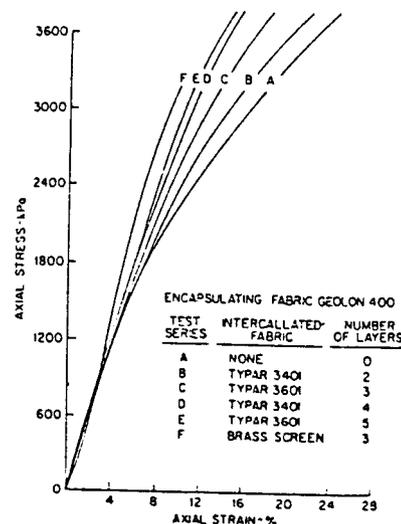
$$C_R = \Delta\sigma_3 \times \sqrt{K_p} / 2$$

$$q_f = \sigma_3 \times K_p + 2 \times C_R \times \sqrt{K_p}$$

La cohésion interne croît en fonction du nombre de lits mais reste largement inférieure à la cohésion externe.

Le confinement interne accroit, comme cela apparait sur la figure 108, surtout la rigidité du sable. De ce fait, il limite le développement des contraintes dans l'enveloppe confinante qui elle augmente la résistance à la rupture du sable.

Figure 108: Courbe contrainte-déformation du sable de Musekgon renforcé intérieurement ou extérieurement



Les relations contraintes-déformation ont une allure linéaire.

## 5/ Utilisation des conteneurs en assise de voie

### a- En route

Dans le cadre de recherche d'application nouvelle des géotextiles en assise routière, des essais sur modèles réduits (à l'échelle 1/3) sur diverses structures de chaussée constituée de l'association d'un bicouche (sol pulvérulent sur sol cohérent) et d'un géotextile ont été menés par Matichard et Gourc [91] puis par Perrier [98] au LRPC (Laboratoire Régionale des Ponts et Chaussées) de Nancy.

L'objectif visé:

- traiter le problème des chaussées provisoires sur sol mou,

- Etudier le mode de comportement d'une nappe de géotextile dans un massif de sol à la rupture afin d'optimiser le choix du géotextile et son positionnement dans un ouvrage en terre.

Une plaque, simulant la double roue arrière d'un camion a été enfoncée à une vitesse constante dans les structures jusqu'à une profondeur d'orniérage tolérée. Ensuite les essais de poinçonnement quasi-statique ont été complétés par des essais de chargement répété simulant le passage de véhicules.

L'influence de plusieurs paramètres, entre autres le mode de fixation et le type de structure a été examinée.

Les mesures alors ont porté sur le gain de portance, la déflexion et la largeur fictive de l'orniérage provoquées sur le géotextile en fonction de la profondeur de pénétration.

Les essais ont révélé que la structure de conteneur, réalisée à partir d'un bi-nappe dont les extrémités ont été cousues entre elles, présentait des caractéristiques supérieures au bi-nappe équivalent dont les extrémités ont été maintenues fixées par des mors.

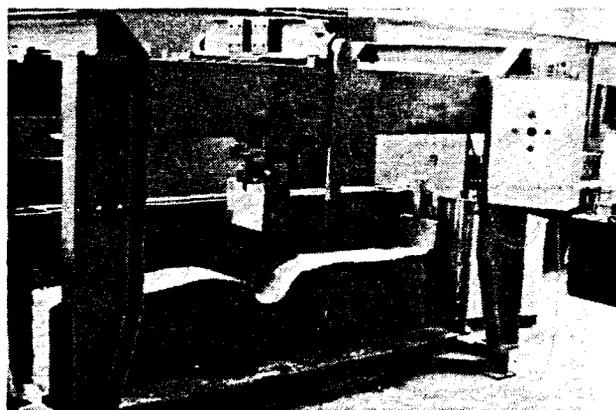


Figure 109: Essai de poinçonnement sur modèles réduits de chaussée

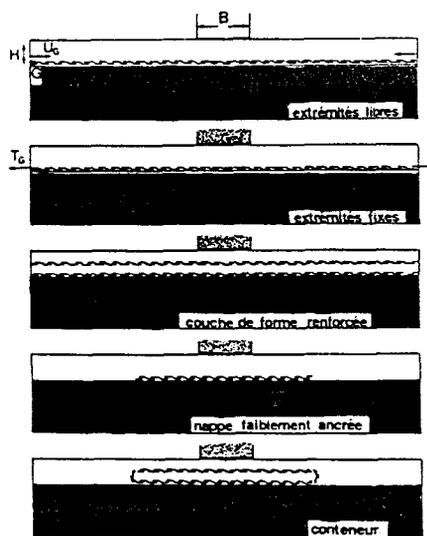


Figure 110: Modèles réduits de structure de chaussée avec différents positionnements du géotextile.

## b- En chemin de fer

En chemin de fer, un type de structure d'assise ferroviaire a été expérimenté sur un tronçon long de 1 km en Autriche par Van Santvoort et Al [107].

Le ballast dans cette structure a été remplacé par des manchons de géotextile remplis de sable.

Le géotextile utilisé, un composite, est constitué d'un tissé en polyester renforcé intérieurement et extérieurement par un non tissé également en polyester. Ce qui assure la protection du manchon des sollicitations de mise en oeuvre et des expositions à la lumière.

Le matériau de remplissage, du gravier 20/60 a été déversé par voie pneumatique et compacté par vibration jusqu'à la densité relative la plus élevée possible.

Le manchon fut ensuite lié aux entretoises par des sangles en géotextile (polyester tissé) étirées à une contrainte de l'ordre de 12% de la contrainte de rupture (figure 111).

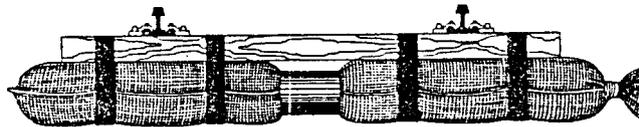


Figure 111: Ballast armé [107]

Après la phase de précompactage, la voie a subi des chargements simulant le trafic.

Les mesures réalisées ont révélé:

- une bonne capacité du procédé à absorber les vibrations
- un tassement de 10% plus élevé par <sup>rapport</sup> à une voie de type traditionnelle
- des déformations réversibles plus uniformes et plus élevées comparées à celles des structures classiques.
- une meilleure résistance des rails au gauchissement.
- des pressions sous les manchons identiques suivant que le chargement est statique ou dynamique.

Le coût de la structure cependant, s'est révélé de 25% plus cher.

## CONCLUSION

Toutes ces applications démontrent aussi bien sur le plan économique que sur le plan technique la capacité et l'intérêt des géotextiles d'une manière générale et des conteneurs en particulier, à assurer des fonctions multiples dans des ouvrages permanents en géotechnique.

### III. ESSAIS REALISES

Les essais dont il est question font suite à un ensemble de réalisations préliminaires qui s'étaient révélées prometteuses.

Deux modes de confinement ont été étudiés:

- + le confinement à l'aide de cylindre,
- + le confinement à l'aide de manchon

La différence entre les deux modes de confinement tient essentiellement à la façon dont le matériau est chargé. Puisque dans les deux cas, l'enveloppe confinante peut revêtir une même forme cylindrique ou tubulaire.

Dans un cas, le matériau, disposé verticalement est chargé uniformément suivant la direction de son axe de révolution; dans l'autre, il est disposé horizontalement et la charge est appliquée suivant sa génératrice ( figures 112 et 113 ).

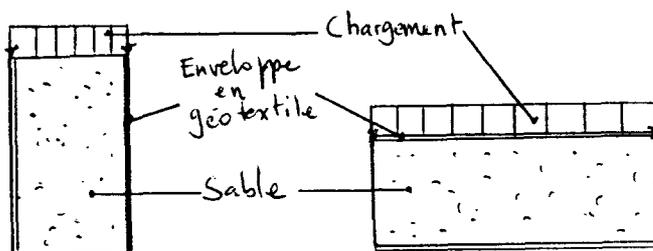


Fig.112: Confinement par cylindre

Fig.113: Confinement par manchon

Deux types de géotextile et deux catégories de sol ont servi de base aux travaux.

La démarche de présentation des travaux est la même que celle adoptée dans l'étude du confinement interne par fibres courtes; à savoir une première phase consacrée à la caractérisation des constituants du matériau et une deuxième phase réservée aux essais caractérisant le comportement.

*Ann*

## **A. ESSAIS DE CARACTERISATION**

### **I. NATURE DES ESSAIS**

Le matériau étant le résultat de l'association d'un sable et d'une enveloppe confinante en géotextile, la caractérisation du matériau passe par la caractérisation de chacun des constituants.

#### **1. Caractérisation des géotextiles**

Les géotextiles utilisés, des tissés en polyester (haute ténacité), ont été fournis par la société Coïsne et Lambert.

Deux types de géotextile, respectivement dénommés 2070 C et 2071 C ont été réceptionnés.

Le premier est un type de géotextile fin et le second un type épais.

Comme le préconise les recommandations en vigueur, des tests d'identification indépendants de ceux effectués par le fournisseur sont à réaliser systématiquement sur des échantillons prélevés dans les lots.

Les résultats obtenus à l'issue des deux tests mécaniques sont représentés dans le tableau no 27.

Les essais de traction réalisés au Cebtp ont été effectués en respectant les prescriptions de la nouvelle norme française NF G38-014 de Septembre 1983. Par contre ceux réalisés par le fabricant l'ont été suivant l'ancienne norme.

Les caractéristiques mécaniques des nappes textiles n'étant pas des grandeurs intrinsèques, l'élançement de l'éprouvette peut influencer le résultat d'un essai de traction.

Pour se rapprocher des conditions de déformation plane, le Comité Français de Géotextile a préconisé de passer des dimensions 50 mm de large sur 200 mm de long (ancienne norme), à 500 mm de large sur 100 mm de long entre mâchoires.

Les résistances en traction, suivant le sens chaîne ou le sens trame sont pratiquement deux fois plus faibles avec les prescriptions de la nouvelle norme.

Norme		Essais Coïsne et Lambert Bande étroite 50mm * 200mm NF G07 - 001 (73)		Essais C.E.B.T.P. Bande large 500mm * 100mm NF G38 - 014 (83)	
Géotextile		2070 c	2071 c	2070 c	2071 c
Masse surfaci- que (g/m <sup>2</sup> )		265	530	265	530
Epaisseur (mm)		.60	.80	.60	.80
C H A I N E	Résistance à la trac- tion (kN/m)	68	135	30	60
	Déformation à la rupture (%)	20	20	19.3	23.5
	Modules de déformation K1 (kN/m) K2 "			170 144	167 296
T R A M E	Résistance à la trac- tion (kN/m)	70	140	32	73
	Déformation à la rupture (%)	14	14	17.4	16.2
	Modules de déformation K1 (kN/m) K2 "			292 150	500 440

Tableau no 27

L'explication viendrait du fait que plus l'éprouvette est large plus les mors ont du mal à pincer la totalité des fils de chaîne. D'où cette participation plus faible des fils de chaîne dans les essais sur larges éprouvettes.

La courbe caractérisant le comportement en traction des deux géotextiles (figure 114), laisse apparaître un double module. Pour des raisons simplificatrices le comportement sera approché par une loi linéaire à module unique de la forme:

$$T = K * \epsilon$$

$$T = K * \epsilon$$

où  $T$  = effort de traction par unité de largeur

$K$  = module de déformation

$\epsilon$  = déformation axiale de la nappe

## 2. Caractéristiques des sols utilisés

Deux catégories de sol ont été utilisées; les mêmes que celles retenues dans l'étude du confinement interne.

- un sable fin uniforme (sable de Fontainebleau ou de Belle Image),

- un sable moyen de rivière bien gradué (sable de Loire).

Les principales courbes caractéristiques de ces sols sont répertoriées dans le paragraphe Nature des essais du chapitre Essais de caractérisation de la deuxième partie.

C.E.B.T.P.  
RECHERCHE SUR SABLES CONFINES  
ESSAI: GEOTEXTILE (PES)-TER 2070C SENS TRAME

DOSSIER : 2126498  
DATE : 07/04/87

C.E.B.T.P.  
RECHERCHE SUR SABLES CONFINES  
ESSAI: GEOTEXTILE (PES)-TER 2070C SENS CHAÎNE

DOSSIER : 2126498  
DATE : 07/04/87

TRACTIONS/DEFORMATIONS "NFG 38-014"

TRACTIONS/DEFORMATIONS "NGF 38-014"

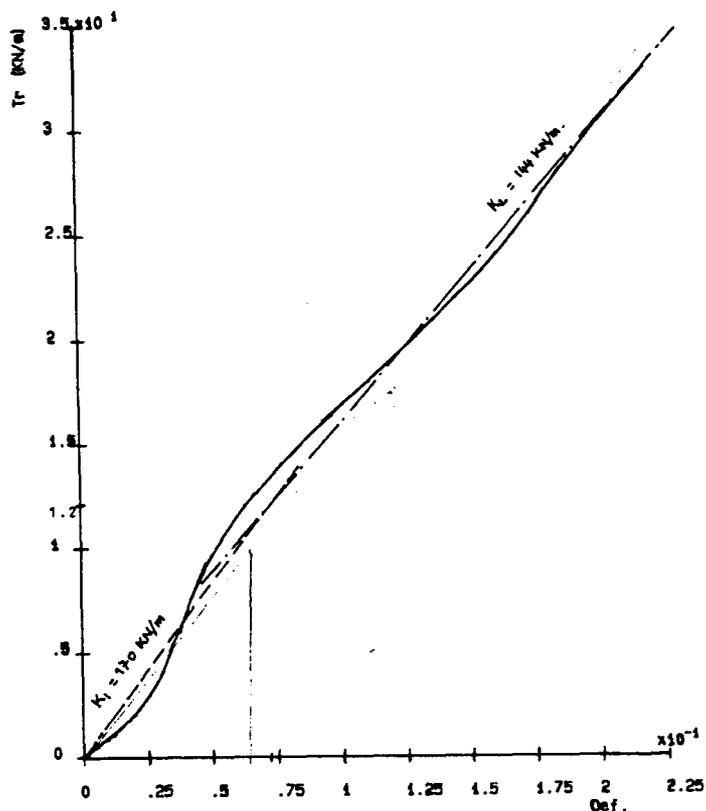
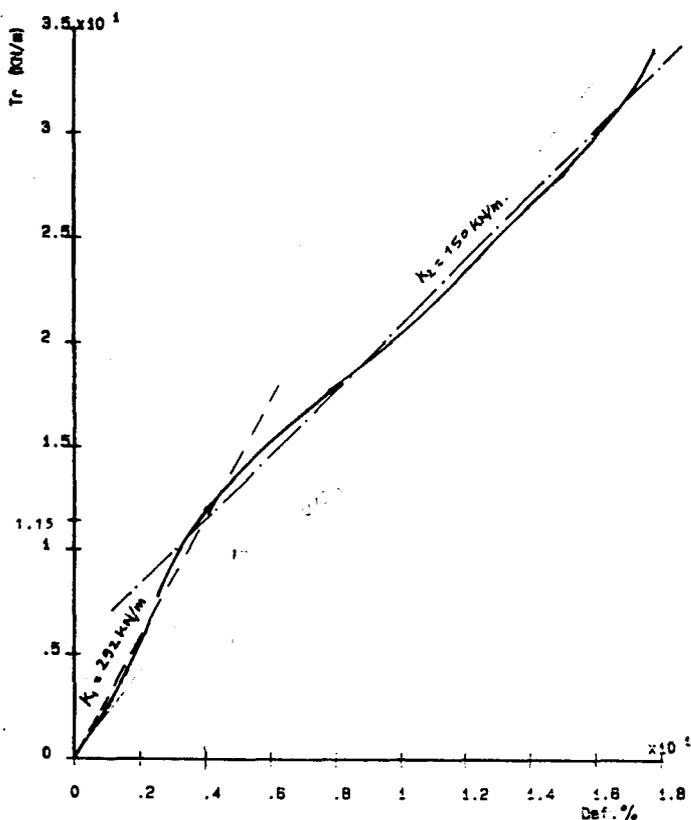


Figure 114a:

C.E.B.T.P.  
 RECHERCHE SUR SABLES CONFINES  
 ESSAI: GEOTEXTILE (PES)-TER 2071C SENS TRAME

DOSSIER : 2126488  
 DATE : 07/04/87

C.E.B.T.P.  
 RECHERCHE SUR SABLES CONFINES  
 ESSAI: GEOTEXTILE (PES)-TER 2071C SENS CHAINE

DOSSIER : 2126488  
 DATE : 07/04/87

TRACTIONS/DEFORMATIONS "NFG 38-014"

TRACTIONS/DEFORMATIONS "NFG 38-014"

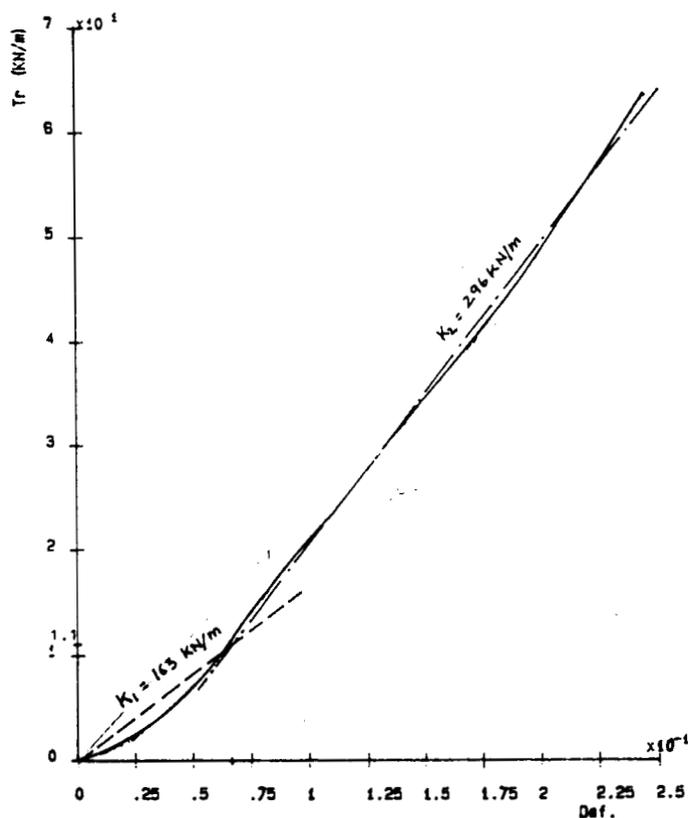
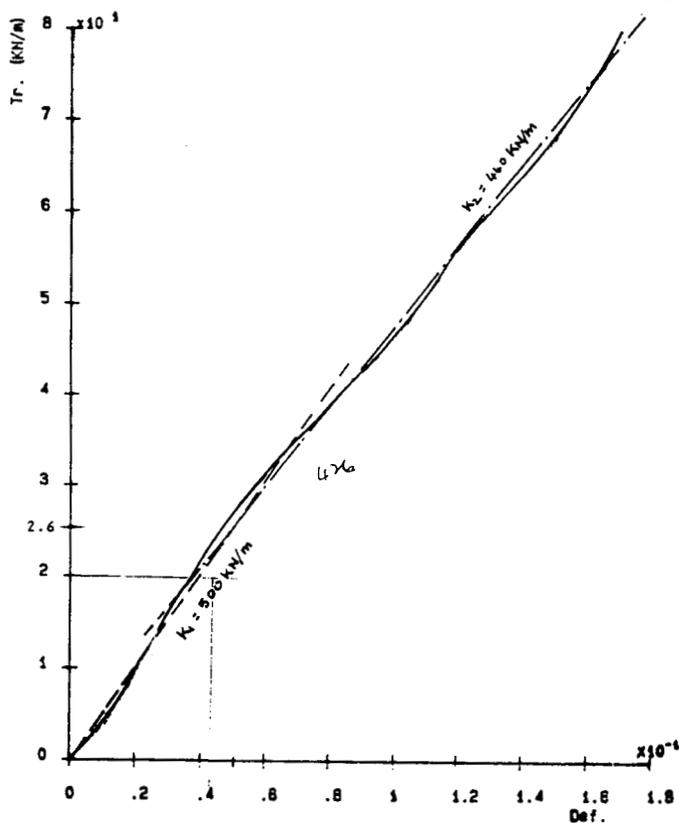


Figure 114b

Figure 114: Courbes Effort-Déformation des essais sur éprouvettes bande large

**B. ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT DES SABLES  
RENFORCES PAR ENVELOPPE GEOTEXTILE**

**I. ESSAIS SUR CYLINDRES**

**1. Fabrication des cylindres**

Des essais préliminaires, nous avons retenu que le lieu de couture restait un point très sensible pour le matériau. Malgré les soins apportés à cette liaison, il ne fut pas possible de faire supporter au matériau des chargements de plus de 800 kPa.

Pour mieux poursuivre ces essais, les enveloppes ont spécialement été confectionnées en usine par Coïsne et Lambert pour éviter toute couture. De forme tubulaire, elles ont un diamètre de 32 cm.

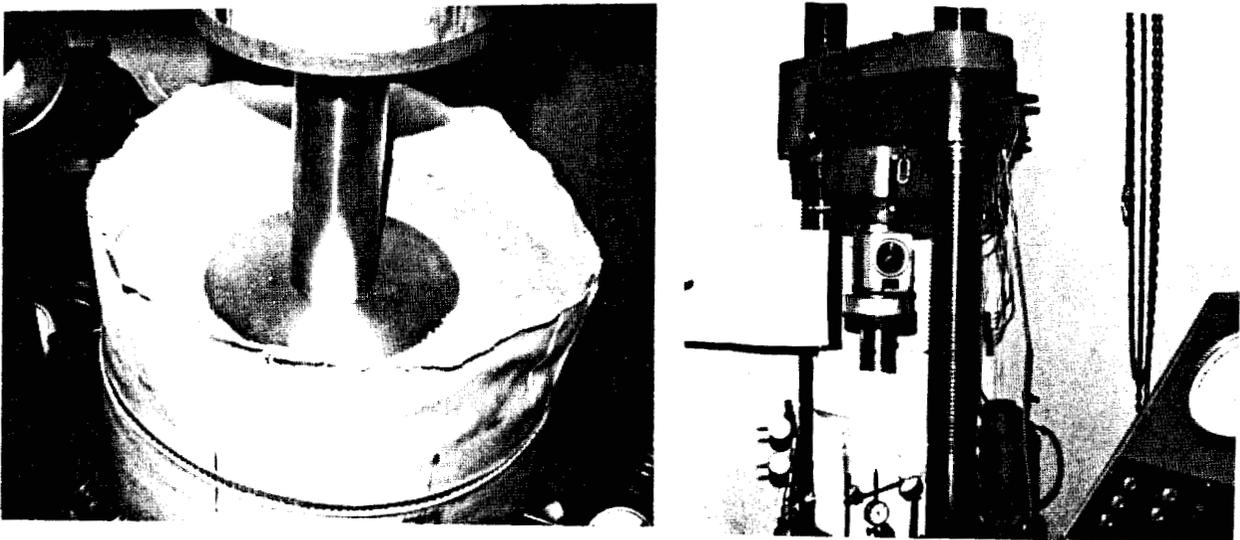


Figure 115: Photo des phases de fabrication

## 2. Programme des essais

Trois échantillons de cylindre (diamètre et hauteur de 32 cm) ont été testés au cours de cette étude. Leurs caractéristiques sont indiquées ci-après.

ESSAIS	TYPE DE GEOTEXTILE	NATURE DU SOL
A	2071 C ( épais )	Sable de Loire ( 47 kg )
B	2071 C ( épais )	Sable de Belle-Image ( 42 kg )
C	2070 C ( fin )	Sable de Loire ( 48 kg )

Tableau no 28

Un test complet comporte deux séries de chargement:

- trois chargements répétés de 10 cycles chacun à des niveaux de contrainte de 300, 700 et 1200 kPa.
- un chargement monotone jusqu'à la rupture.

## 3. Déroulement des essais

ESSAIS SUR CYLINDRES GEOTEXTILES  
( DOSSIER 2126.496 )

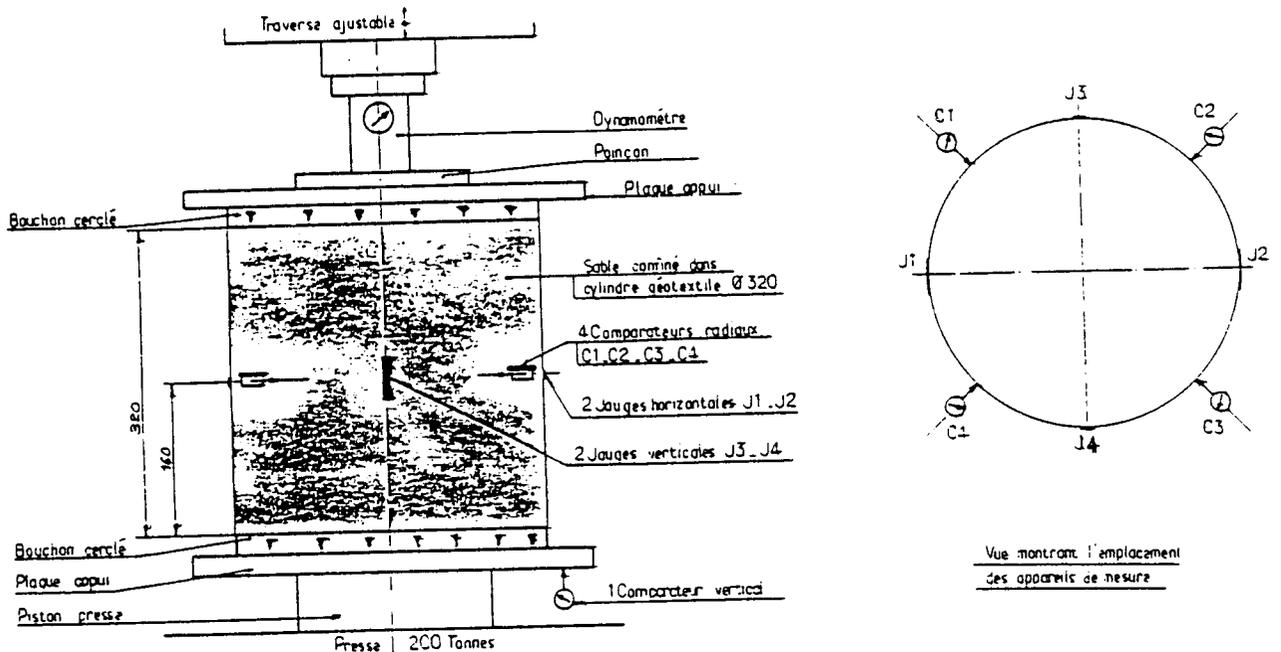


Figure 116: Dispositif et montage expérimental

Le cylindre prêt à être testé est fermé à ses bases par un disque en bois de 2 cm d'épaisseur et de 32 cm de diamètre. Le géotextile est fixé au disque à l'aide d'un collier métallique à vis.

Il est placé sur un plateau lui même disposé sur le piston de la presse.

L'embase supérieure du cylindre est fretté par une plaque d'appui de même dimension que le plateau inférieur. Entre la traverse assurant la réaction de la presse et la plaque supérieure, est intercalé un dynamomètre.

La lecture des déplacements verticaux est assurée par un comparateur palpant la face inférieure du plateau inférieur.

Quatre comparateurs placés à mi-hauteur du cylindre et disposés à 90° les uns des autres permettent la mesure des déplacements dans le sens radial.

Des jauges de déformation, au nombre de quatre ont été collées (deux horizontalement et deux autres verticalement) à mi-hauteur également sur les parois externes du géotextile.

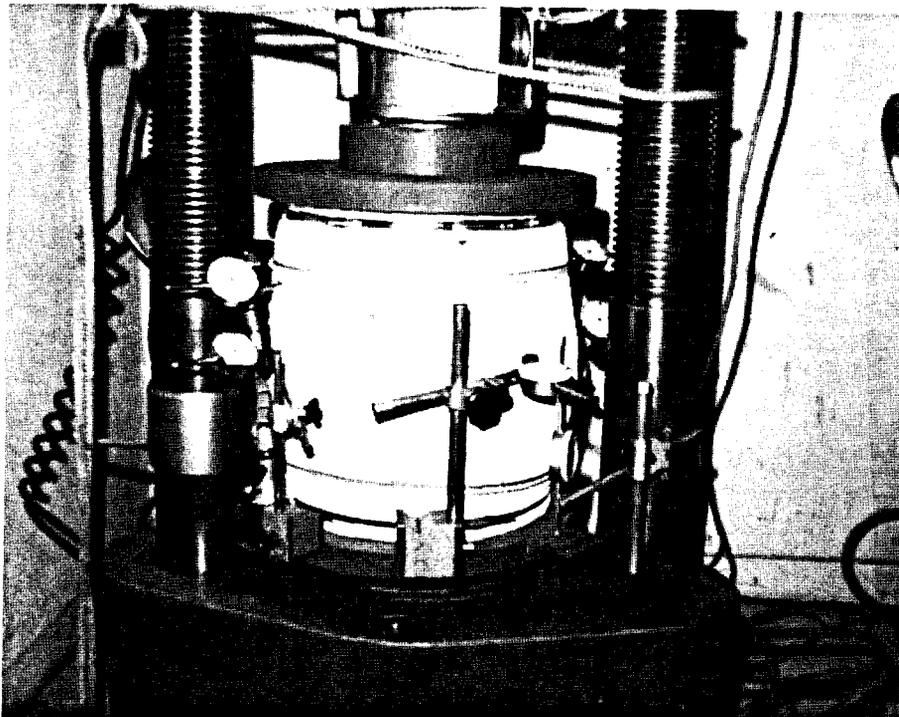
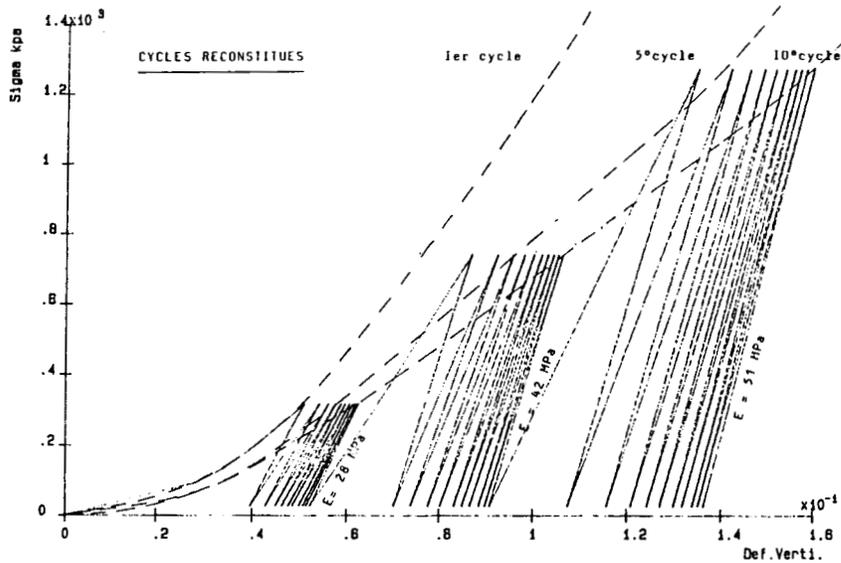


Figure 117: Photo du montage et de l'instrumentation

La presse est de type hydraulique asservie en force. Elle est dotée d'un piston de 32 cm de diamètre et assure une force maximale de 2000 kN. Son piston a une course de 25 cm.

4. Résultat des essais

4.1. Essais de chargements cycliques



Essai A: cylindre en géotextile épais + sable de Belle Image

Figure 118: Forme typique des courbes contraintes - déformations

Les courbes associées aux essais B et C sont placées en annexe (figure 8).

Pour tous les géotextiles, les courbes contraintes - déformations verticales ont des modules mesurés sur le 10ème cycle, croissants avec la contrainte jusqu'à 1.2 MPa.

Pour le sable confiné par le géotextile épais, les courbes contraintes - déformations reconstituées à partir des cycles indiquent un raidissement en fonction de la contrainte; par contre, le confinement par géotextile mince présente une courbe contraintes - déformations classique à concavité négative (figure 8<sup>b</sup> en annexe).

4.2. Essais de rupture

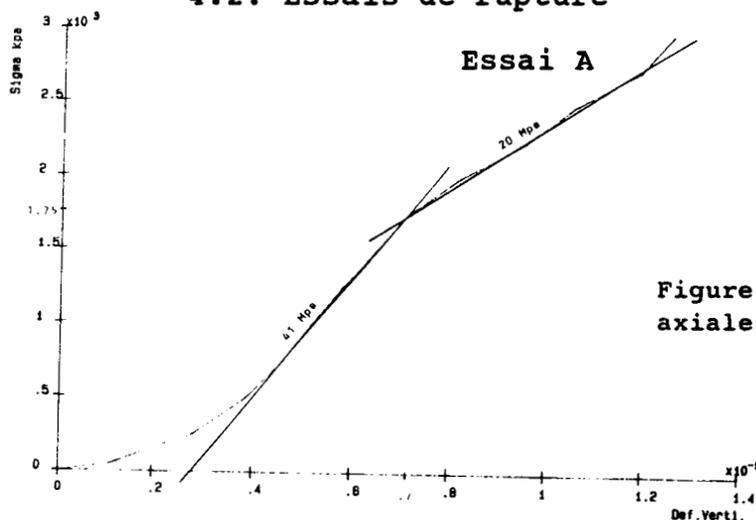


Figure 119a: Courbe des contraintes axiales et des déformations axiales

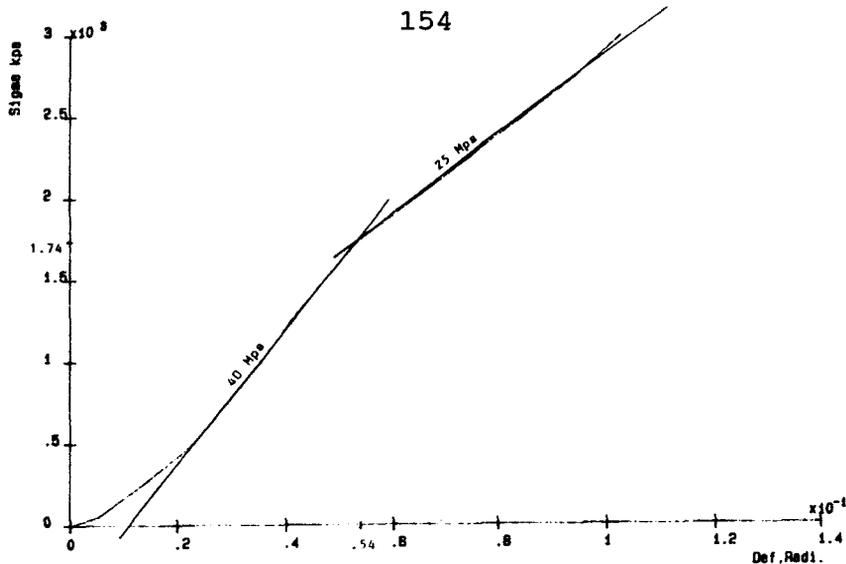


Figure 119b: Courbe des contraintes axiales et des déformations radiales

Figure 119: Courbes résultantes d'un essai de rupture (Essai A)

Les figures associées aux essais B et C sont en annexe (figure 9)

On tire des figures tracées les enseignements suivants:

- toutes les courbes présentent au départ, de fortes déformations suivies d'une augmentation importante du module qui varie linéairement en fonction de la contrainte dans deux intervalles.

- le changement de pente à partir duquel les déformations deviennent rapidement croissantes, dépend du géotextile et non du sable.

- de même, dans un essai, la contrainte à laquelle le changement de pente se produit est pratiquement la même dans les deux directions verticale et radiale. Elle est fonction du type de géotextile.

- la cassure dans la courbe de chargement correspondrait <sup>à</sup> un début de rupture des fibres du conteneur.

On constate cependant à partir de ce point, une augmentation du module de déformation du matériau.

Une explication de ce phénomène nous est apportée grâce aux essais d'écrasement de conteneurs pratiqués à l'IRIGM de Grenoble (cf. thèse Ratel [102]). A l'issue de leurs essais, les auteurs ont assisté à une métamorphose du sable de remplissage qui <sup>se</sup> serait transformé par endroits en une roche (voir photo ci-dessous).



Aspect du sol de remplissage après un essai d'écrasement [102]

Toujours est-il, la rigidité de plus en plus grande du conteneur après rupture de l'enveloppe confinante s'explique en admettant la formation de voûtes donnant la résistance nécessaire au sable confiné qui supporte la totalité des efforts de compression.

Au ~~CRA~~ de Bruxelles où des essais similaires à ceux que nous avons menés ont été réalisés, il est apparu que la plupart des résultats observés dépendaient de la méthode de mise en place de l'essai.

Cette mise en place du matériau s'est effectuée de deux manières:

- dans un cas, l'enveloppe textile a été placée dans un moule rigide avant de recevoir le sol de remplissage en plusieurs couches compactées.

- dans l'autre cas, la mise en place s'est déroulée sans moule.

Ainsi les échantillons constitués selon la deuxième méthode ont rompu pour des efforts bien inférieurs à la résistance en traction du géotextile.

Le géotextile mis en oeuvre selon cette deuxième méthode subit des déformations initiales avant le début de l'essai.

Ce résultat a eu plus de répercussion lorsque le matériau de remplissage a été du calcaire concassé. Les arêtes vives des grains de sol seraient en partie responsables de la cause des ruptures précoces observées.

##### 5. Evolution du module des cylindres soumis à des chargements cycliques.

On a représenté ci-dessous (figure 120) l'évolution du module des cylindres en fonction de la déformation verticale et de la contrainte appliquée.

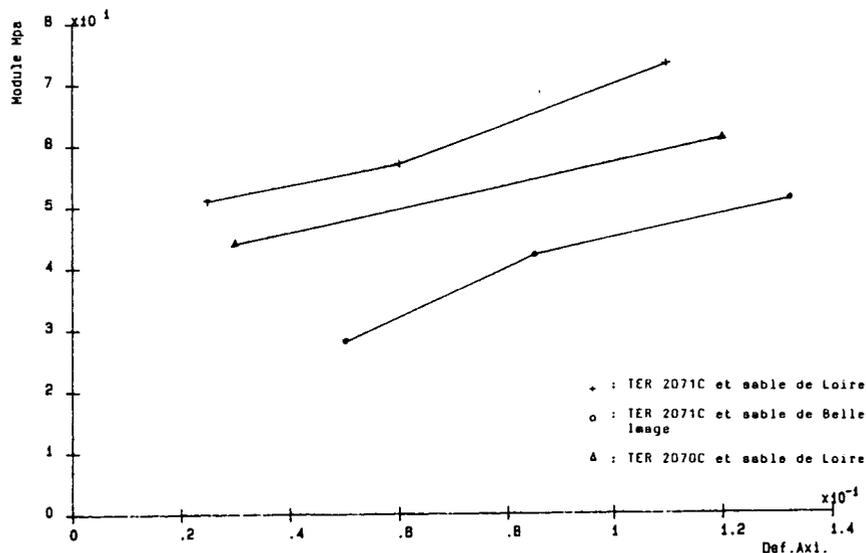


Figure 120a: Module du cylindre en fonction des déformations axiales

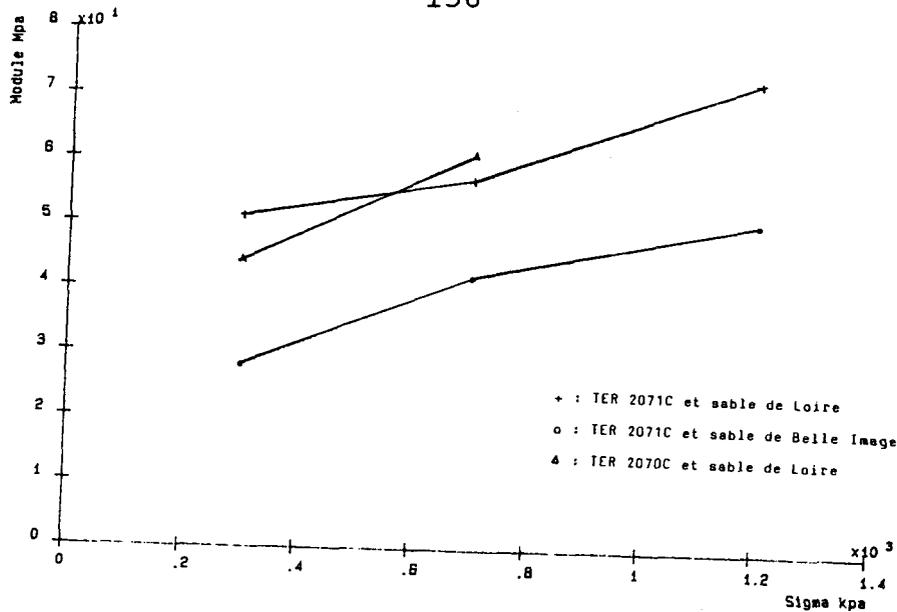


Figure 120b: Module du cylindre en fonction des contraintes verticales

On tire les enseignements suivants:

- pour un sol donné le module élastique est une fonction croissante de la contrainte verticale ( $\sigma$ ) et de la déformation axiale ( $\epsilon$ ).

- à géotextile identique, le sable de Loire présente un module supérieur. La nature du sol a une influence sur la qualité du procédé.

- à sable égal, c'est le géotextile épais qui conduit à un matériau de comportement plus raide. D'où la nécessité de confectionner des géotextiles à hautes performances.

## 6. Comportement à la fatigue du sable confiné dans un cylindre.

Pour cette étude, le matériau a fait l'objet de sollicitation répétée à la fréquence de .5 Hz sur des centaines de milliers de cycles.

La figure 121 ci-dessous illustre l'évolution des déformations verticales et radiales en fonction du nombre de cycles.

On met en évidence, une relation linéaire des déformations permanentes en fonction du logarithme décimal du nombre de cycles:

$$\epsilon(N) = \epsilon(0) + k * \log(N)$$

Cette fonction peut être rapprochée de la loi de fluage du géotextile seul donnée par:

$$\epsilon(t) = \epsilon(t_0) + b * \log(t) \text{ (cf. figure 26 de la 1ère partie)}$$

On a noté au cours de ces essais très peu d'évolution des déformations radiales.

On sait d'autre part qu'il y a peu de fluage pour un tissé en polyester jusqu'à 50% de sa contrainte de rupture.

Si l'on reporte  $k$  en fonction de la contrainte, on note:

- d'une part que  $k$  ne varie pas linéairement avec la contrainte, mais paraît tendre vers un palier, comme l'indique Finnigan [57] sur le géotextile seul.

- d'autre part, le fluage ne dépend que du seul géotextile, les courbes du sable confiné de Fontainebleau ou de Loire étant confondues.

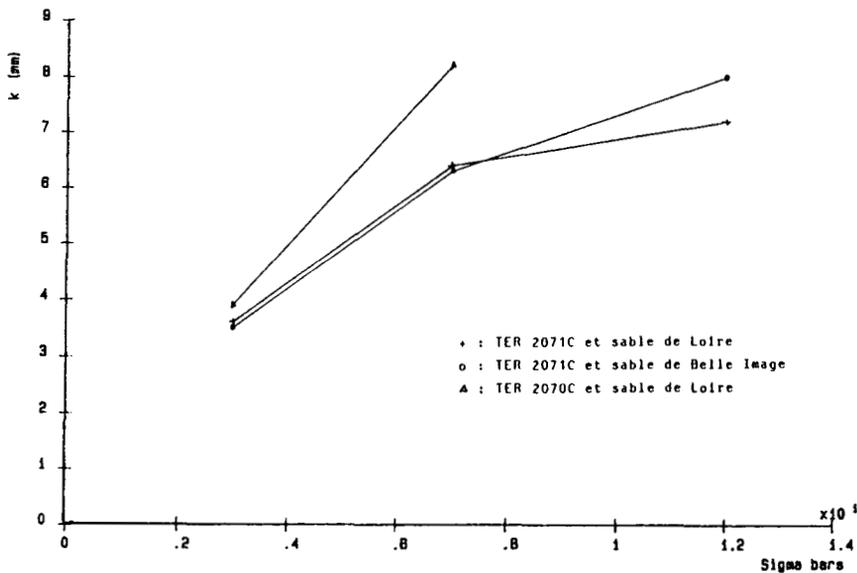


Figure 121: Variation de  $k$  en fonction de la contrainte de sollicitation

## 7. Evaluation de l'effet de confinement

En première approximation et en supposant que le sable confiné est à l'état limite durant l'essai, on peut estimer la contrainte de confinement  $\sigma_3$  apportée par le géotextile.

Pour calculer  $\sigma_3$ , alors que la densité du sol confiné varie au cours du chargement, et de ce fait dépend de la contrainte majeure  $\sigma_1$ , nous avons pris pour les deux sables un angle de frottement interne identique et égale à  $35^\circ$ .

Avec ces hypothèses et en admettant que le géotextile travaille en membrane, la traction ( $T$ ) développée est égale à  $\sigma_3 * R$ , avec  $R$  le rayon du cylindre.

Les valeurs de  $\sigma_3$  ainsi que celles de la cohésion apparente du matériau déduite graphiquement sont représentées ci-après (figure 122).

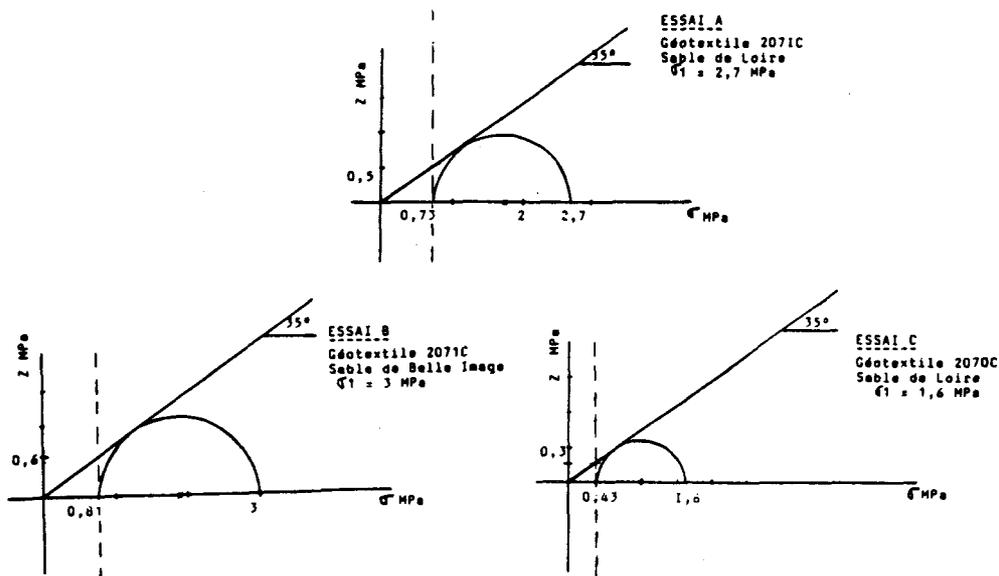


Figure 122: Cercles de Mohr à la rupture associés aux matériaux

On peut également à partir de la déformation du géotextile, mesurée pendant le chargement, déduire la traction maximale sur la base des courbes effort-déformation d'étalonnage.

Le tableau no 29 récapitule les valeurs de la traction calculée par les deux méthodes ci-dessus décrites.

Pour le calcul à partir de l'état limite supposé du sable, les corrélations sont correctes par rapport aux valeurs données par Coïsne et Lambert; par contre, pour le calcul à partir de la déformation du géotextile, les écarts sont plus importants.

E S S A I S	Géo- textiles + Sable	Contraintes principales à la rupture		Déplacements radiaux Δ R ( m )	Déformations orthoradiales Δ R ε = $\frac{\Delta R}{R_0}$ ( % )	Tension dans le géotextile		T M / Rt		T E/Rt1 ( % )	C Cohésion fictive (kPa)
		σ <sub>3</sub> (Mpa)	σ <sub>1</sub> (Mpa)			T M (kN/m)	T E (kN/m)	T M / Rt1 ( % )	T M / Rt2		
A	2071c Loire	.73	2.7	.032	19.6	142	79	195	101	108	511
B	2071c B I	.81	3	.031	19	156	79	214	111	108	567
C	2070c Loire	.43	1.6	.031	19	83	38	259	119	119	301

Tableau no 29: Principaux résultats des essais sur cylindres.

R<sub>0</sub> = 16 cm (Rayon initial de l'éprouvette)

H<sub>0</sub> = 32 cm (Hauteur initiale de l'éprouvette)

R<sub>t</sub> = résistance à la traction du géotextile dans la direction trame

l'indice 1 fait référence aux valeurs issues des essais "nouvelle norme"

l'indice 2 fait référence aux valeurs issues des essais "ancienne norme"

T M = calcul de la tension de rupture du géotextile à partir du cercle de Mohr

T E = calcul de la tension de rupture du géotextile à partir de la loi de comportement des nappes géotextiles (suivant Nouvelle Norme).

## II. ESSAIS SUR MANCHONS

Ces essais simulent un modèle réduit de structure de chaussée dans laquelle un matériau granulaire est confiné par une enveloppe cylindrique en géotextile.

### 1. Fabrication des manchons

Les manchons ont été obtenus par couture entre eux des extrémités d'une nappe géotextile.

A vide, l'enveloppe a une dimension de 120 cm de long pour un diamètre de 28 cm.

Le remplissage se fait une fois le manchon sur le caisson d'essai (84 à 87 kg de sable de Belle Image ou 90 à 92 kg de sable de Loire).

Les extrémités du manchon sont ensuite pliées et serrées. Au retrait du coffrage, le matériau prend la forme d'un manchon de 17 à 18 cm de hauteur.

### 2. Programme des essais

Les essais réalisés comprennent des essais de chargement cyclique sous différents niveaux de contrainte.

Au total, quatre essais, comme ci-dessous indiqué, ont été réalisés.

ESSAIS	TYPE DE GEOTEXTILE	NATURE DU SABLE
1	2070 C (fin)	Sable de Belle-Image (87 kg)
2	2071 C (épais)	Sable de Belle-Image (87 kg)
3	2070 C (fin)	Sable de Loire (90 kg)
4	2071 C (épais)	Sable de Loire (92 kg)

Tableau no 30

Pour chaque essai, une série de trois chargements a été opérée:

- chargement de 10 cycles à 300, 700 et 1200 kPa sous IPN de 240 \* 800 mm.
- chargement de 10 cycles à 300, 700 et 1200 kPa sous IPN de 100 \* 800 mm.
- chargement jusqu'à la rupture sous IPN de 240 \* 800 mm.

Les chargements ont été effectués successivement sans à aucun moment remanier le manchon.

Après un nombre de cycles de chargement (30 environ), les matériaux ont subi un chargement monotone jusqu'à la rupture.

### 3. Déroulement des essais

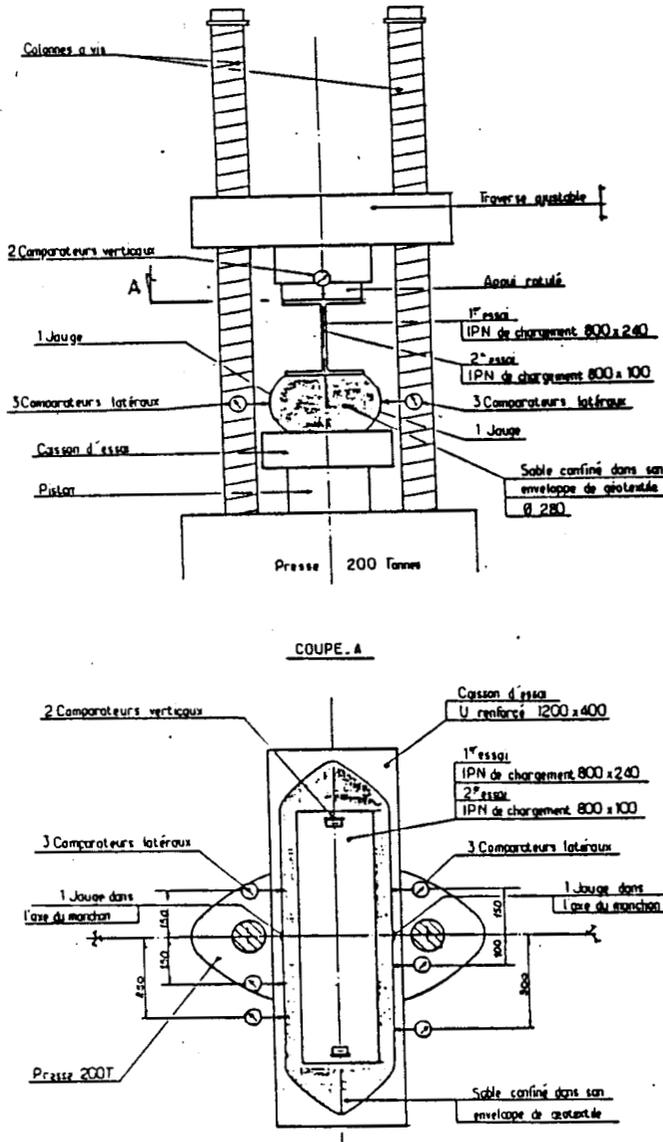


Figure 123: Dispositif expérimental

Le manchon, prêt à être testé, reste placé horizontalement sur le caisson d'essai ( un U métallique renforcé de dimension 1200 \* 400 mm), lui même posé sur le piston de la presse. La réaction en partie supérieure est assurée par un IPN de chargement dont les dimensions sont variables selon l'essai ( 800 \* 240 ou 800 \* 100 mm), solidaire d'une traverse.

La surface d'appui a été constituée successivement par les semelles de profilés métalliques en I de longueur 800 mm: IPN de 100 et 240 mm.

La liaison entre l'IPN et la traverse est assurée par une rotule.

La mesure des déplacements verticaux est assurée d'une part:

- par deux comparateurs s'appuyant sur les extrémités supérieures de l'IPN comme indiqué sur le schéma descriptif du montage; et d'autre part,

- par deux jauges de déformation collées verticalement sur les bords et au centre du manchon.

Quant à la mesure des déplacements dans le plan horizontal, elle a été assurée par six comparateurs disposés à mi-hauteur, le long du manchon.

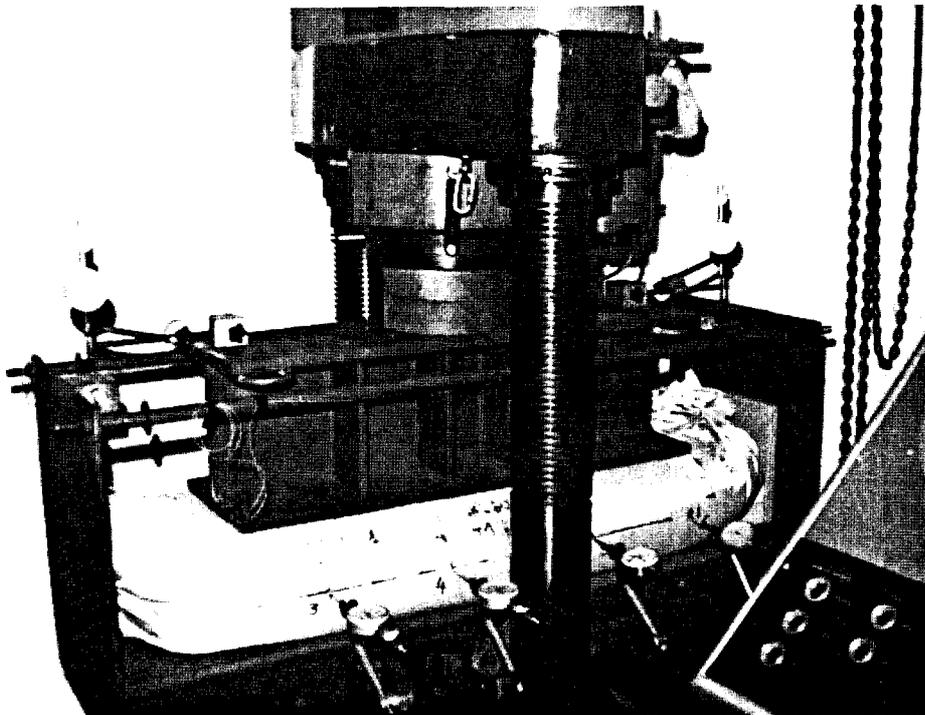


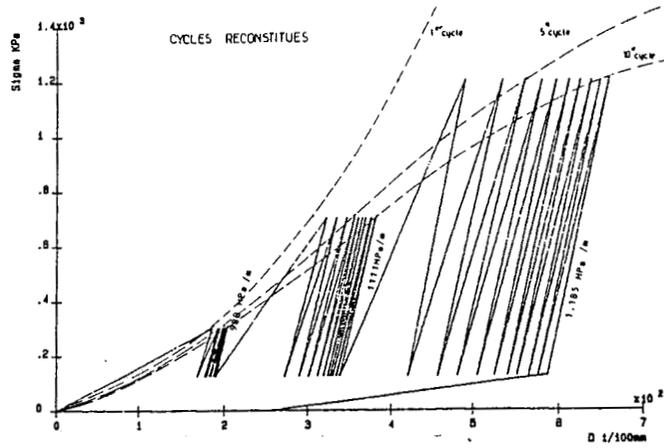
Figure 124: Photographie du montage

#### 4. Résultat des essais

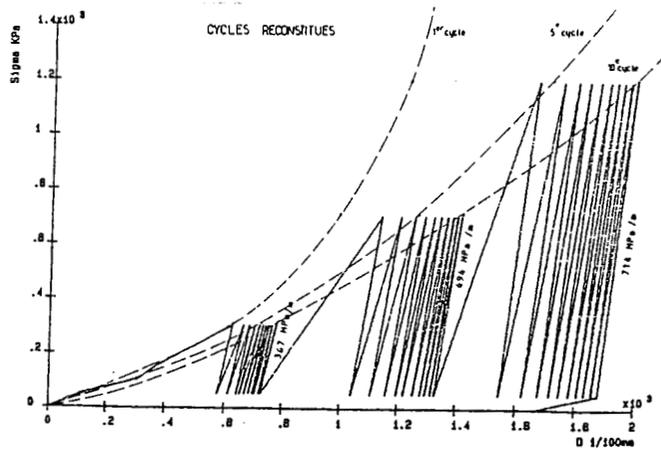
Les résultats à l'issue des quatre essais sont traduits par les représentations graphiques ci-dessous.

##### 4.1. Essais de chargement cyclique

Essai 1: Manchon en géotextile fin (2070 c) et sable de Belle Image



a. Chargements cycliques sous IPN de 100



b. Chargements cycliques sous IPN de 240

Figure 125: Courbes de chargement contraintes équivalentes - déplacements verticaux

La figure 125 ci-dessus est une illustration des courbes types contraintes - déplacements verticaux du manchon associé à l'essai 1 pour des sollicitations cycliques à 300, 700 et 1200 kPa sous IPN de 100 et 240 mm.

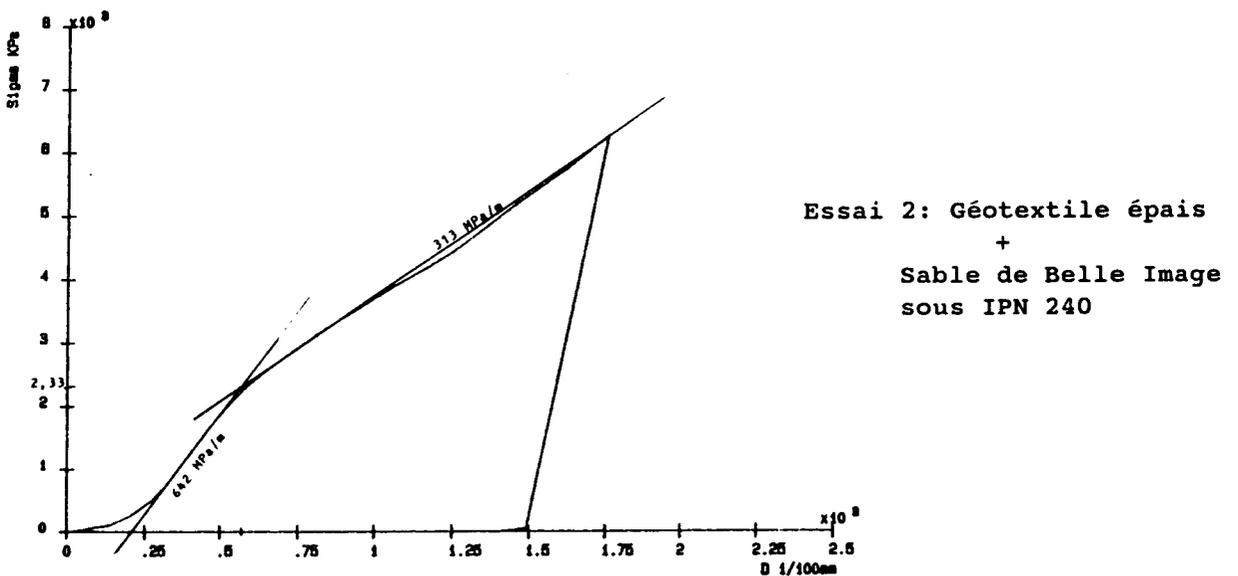
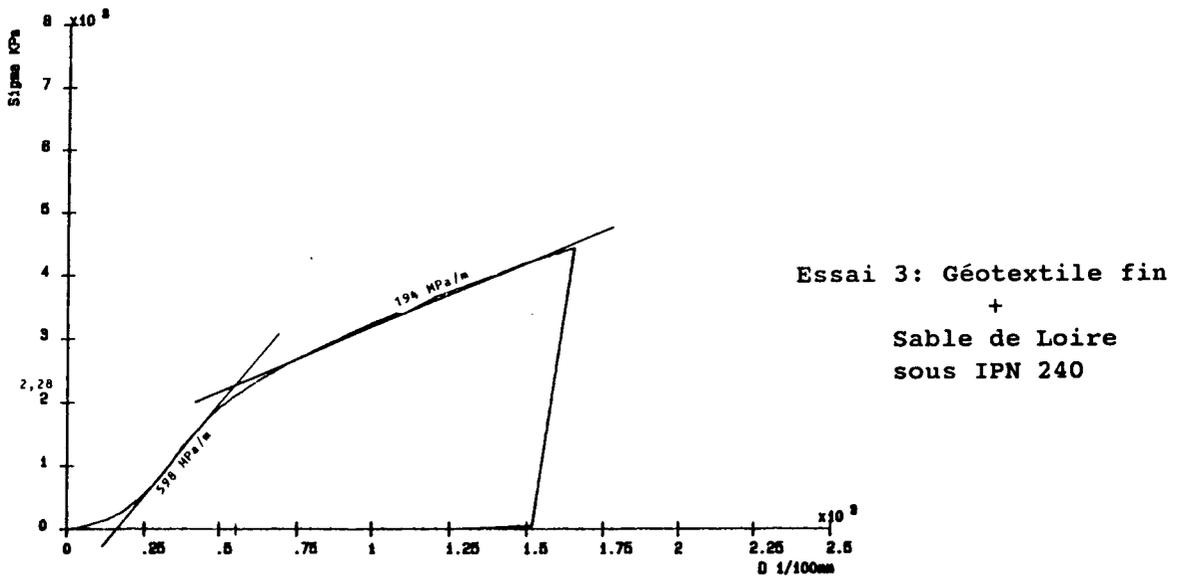
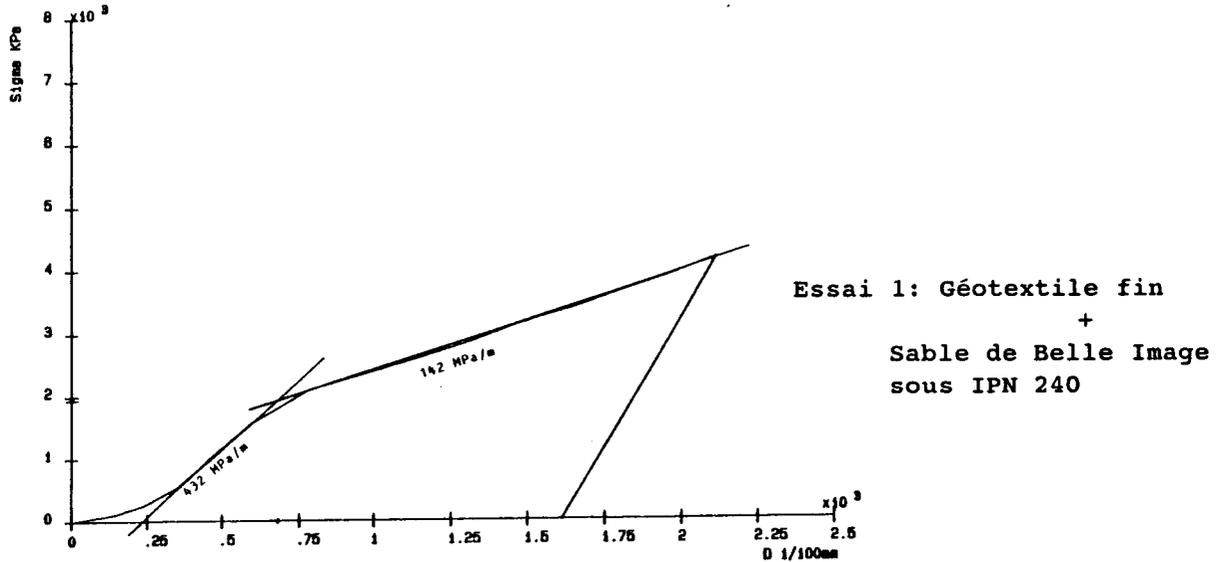
Les courbes se rapportant aux essais 2, 3 et 4 sont placées en annexe figure 10.

On met en évidence un module de réaction croissant avec le chargement.

Les cycles reconstitués, à quelque exception près montrent un matériau (géotextile + sol) présentent une courbe de chargement de concavité positive.

4.2. Essais de rupture

L'examen des graphiques ci-dessous (figure 126) représentant les courbes des contraintes - déplacements verticaux montre que les pics de rupture ne dépendent que du seul géotextile.



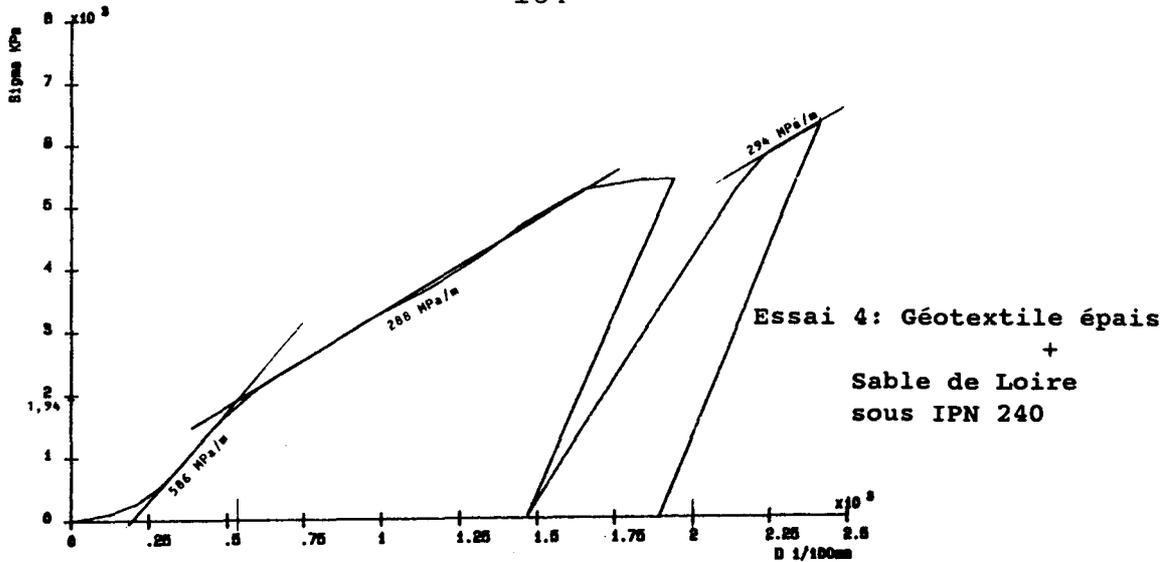


Figure 126: Courbes de chargement: contraintes équivalentes - déplacements verticaux

Ce résultat est également observé sur les courbes contraintes - déplacements horizontaux (voir annexe figure 11).

Pour l'ensemble de ces courbes, on constate:

- au départ, un déplacement important correspondant à une phase de consolidation.

- ensuite, une augmentation considérable du module de réaction pour des contraintes inférieures au 1/3 de la contrainte de rupture.

- puis une longue et faible décroissance du module, précédant la rupture.

## 5. Evolution du module de déformation des manchons

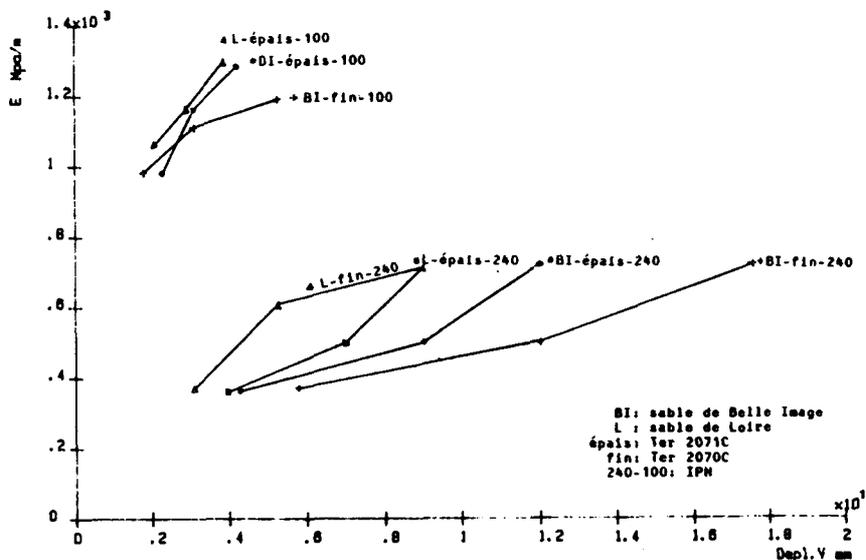


Figure 128a: Module de réaction en fonction du déplacement vertical

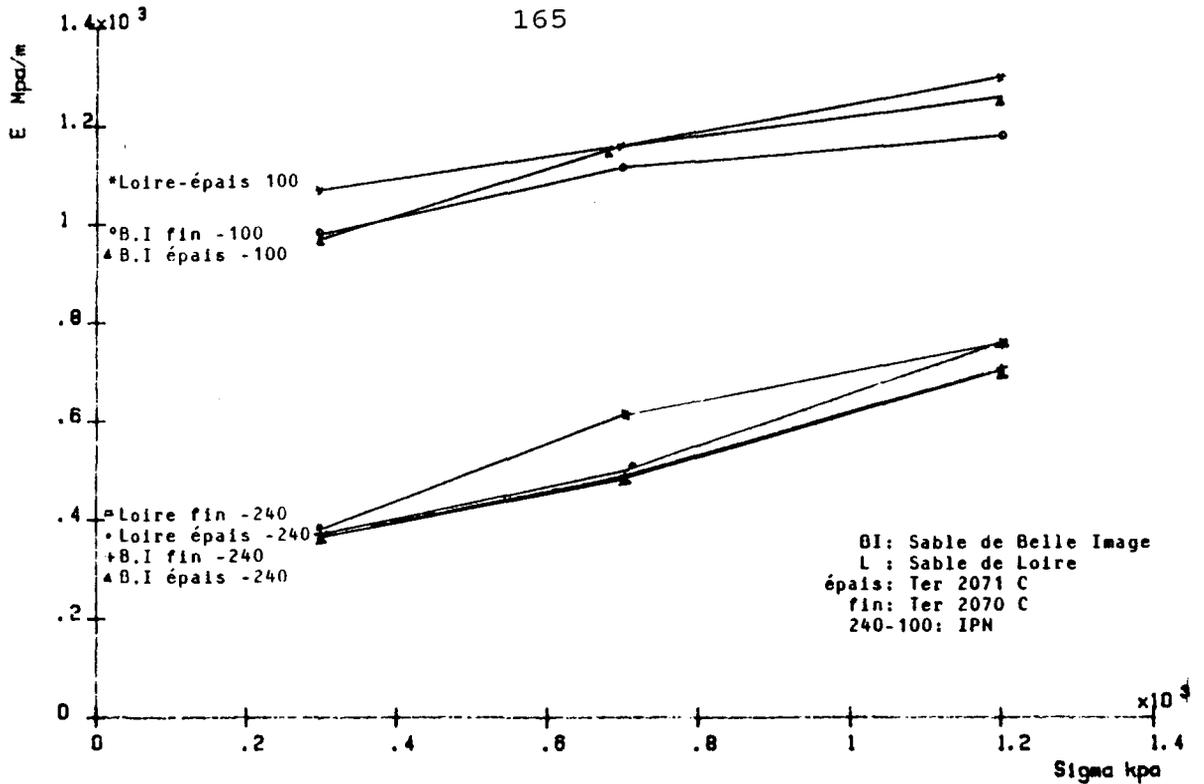


Figure 128b: Module de réaction en fonction de la contrainte verticale.

### Figure 128: Evolution du module de réaction

Les graphiques ci-dessus (figure 128) traduisent la variation du module de réaction du manchon en fonction du niveau de contrainte et du déplacement vertical.

On tire les enseignements suivants:

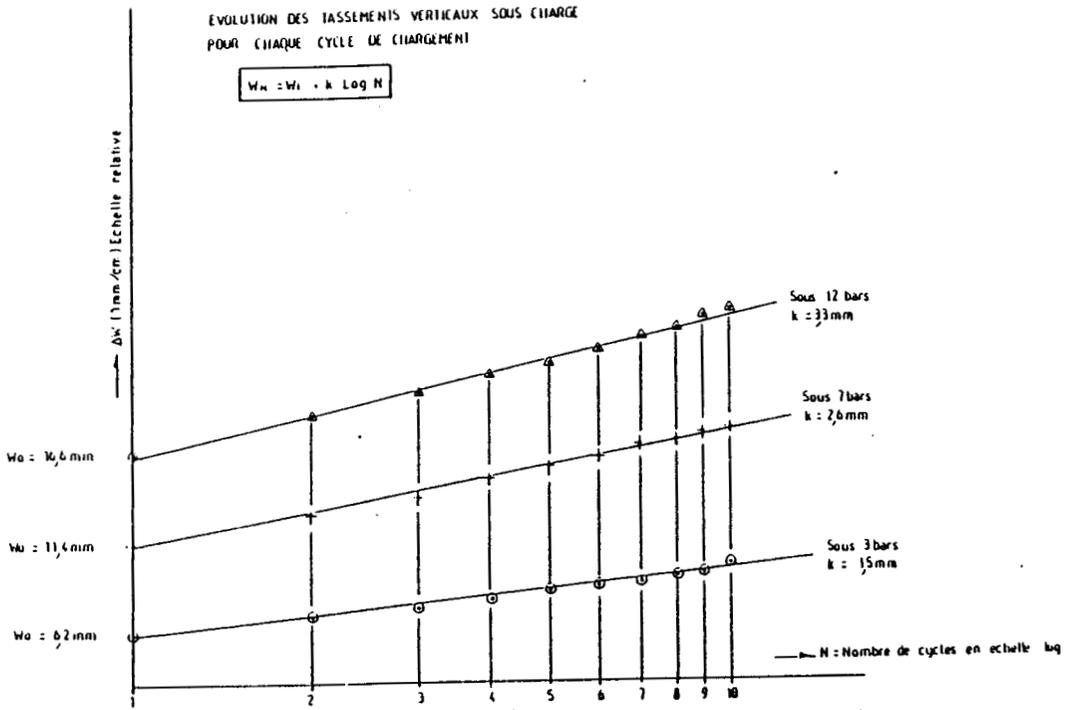
- sous IPN de 100, le module pour un même niveau de contrainte, est largement plus élevé que sous IPN 240, d'une part parce que la surface de chargement est plus réduite et d'autre part, par le fait que les manchons ont été compactés sous les cycles chargement - déchargement avec l'IPN 240.

- les manchons en géotextile épais remplis de sable de Loire présentent des modules légèrement supérieurs. Ceci traduit leur meilleure performance sur le matériau confiné (sable de Fontainebleau) par le géotextile épais.

## 6. Comportement à la fatigue du sol confiné par un manchon

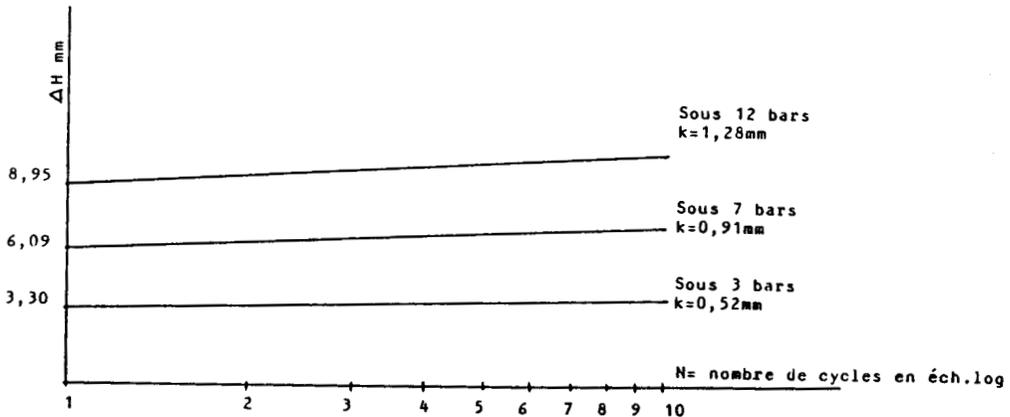
Les déplacements verticaux et latéraux du manchon exprimés en fonction du nombre de cycles (figure 129) suivent une loi logarithmique de type :

$$W(N) = W(1) + k * \log (N)$$



EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX SOUS CHARGE  
POUR CHAQUE CYCLE DE CHARGEMENT.

$$\Delta H_N = \Delta H_1 + k \log N$$



**Figure 129: Déplacements verticaux et latéraux du manchon en fonction du nombre de cycles**

On remarque que la valeur de k pour les déplacements latéraux est trois fois plus faible que pour les déplacements verticaux (figure 130).

On note également que:

- k croît linéairement avec le niveau de contrainte.

- k est plus faible sous chargement avec l'IPN 100 par rapport à l'IPN 240.

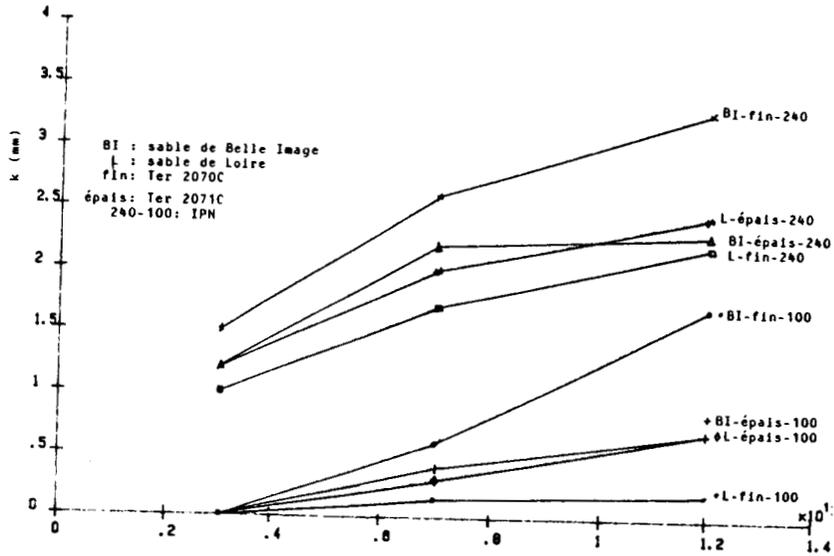


Figure 130: Evolution de  $k$  en fonction de la contrainte de chargement pour les déplacements verticaux.

## 7. Evaluation de la cohésion fictive

En assimilant le manchon à un massif homogène semi-infini sous une semelle, on peut appliquer la formule des fondations superficielles.

$$q_1 = \frac{B}{2} * \Gamma * N_\Gamma + \Gamma * D * N_q + c * N_c$$

$$B = .24 \text{ m} \quad D = 0 \text{ m}$$

$$\Gamma = 16 \text{ kN/m}^3 \quad \phi = 35^\circ$$

$$N_\Gamma = 48 \quad N_q = 33 \quad N_c = 46$$

Pour les manchons en géotextile 2070c

$$q_1 = 4200 \text{ kPa}$$

$$c = 89 \text{ kPa}$$

Pour les manchons en géotextile 2071c

$$q_1 = 6300 \text{ kPa}$$

$$c = 135 \text{ kPa}$$

### CONCLUSION

Les enseignements tirés à l'issue des tests pratiqués sur les deux types de matériau peuvent être résumés comme suit:

1- Le matériau présente un comportement inverse à celui des matériaux classiques.

Contrairement à ceux-ci qui, sous chargement croissant développent d'abord un module élastique élevé puis, entrent dans un domaine de déformations plastiques; le matériau confiné, après déformations importantes initiales nécessitées par la mise en forme et la mise en tension du géotextile, voit son comportement s'améliorer avec la croissance du chargement appliqué.

2- La répétition des cycles de chargement et déchargement montre que les déformations permanentes se cumulent suivant une loi de type logarithmique fonction du nombre de cycles. Cette loi rappelle la loi de fluage du géotextile seul.

3- L'amélioration des performances mécaniques du sol dépend essentiellement de la résistance du géotextile plutôt que de la nature du sol confiné lui-même.

4- A la rupture, l'apport dû au confinement externe sur les éprouvettes cylindriques de sable peut être évalué par l'existence d'une cohésion équivalente de l'ordre de .3 à .6 MPa.

5- Pour des taux de travail du géotextile offrant une certaine sécurité vis-à-vis de la rupture et du fluage, le module de déformation du matériau croît quasi linéairement en fonction du niveau de chargement.

Ces résultats fortement encourageants ouvrent, la voie à la poursuite des études en chantier sur des modèles proches de la réalité. Ces études permettront de tirer de précieux enseignements quant à la durabilité de la structure et de son comportement face aux sollicitations et agressions dont sont l'objet les ouvrages réels.

**QUATRIEME PARTIE : LES PERSPECTIVES DE MODELISATION**

Sommaire PARTIE 4PERSPECTIVES DE MODELISATION

<u>INTRODUCTION</u>	171
<u>I. MODELISATION DES SOLS</u>	171
<u>II. MODELISATION DES LOIS DE COMPORTEMENT DES FIBRES ET NAPPES GEOTEXTILES</u>	173
<u>III. MODELISATION DES SABLES RENFORCES DE FIBRES</u>	174
III1. Modélisation du Texsol	174
III2. Modélisation des sables renforcés par fibres courtes	176
III21 Fibres courtes et modèles pour filament continu	176
III22 Application des formules du Texsol aux fibres courtes	177
III23 Les modèles de sol renforcé par fibres courtes	179
III24 Application du modèle de Maher	187
III25 Conclusion	190
<u>IV. MODELISATION DES CONTENEURS</u>	190
IV1. Estimation de la cohésion apportée par une enveloppe confinante	193
IV2. Applications	194
IV21. Cas des cylindres	194
IV22. Cas des manchons	195
<u>CONCLUSION GENERALE</u>	196

## INTRODUCTION

La finalité de tout travail de laboratoire est d'aboutir sur une application industrielle. Pour y parvenir, le concepteur doit disposer de recommandations ou de méthodes de dimensionnement rationnel. Tout élaboration de code de calcul ou de méthode de dimensionnement passe par la mise au point d'un modèle. Ainsi que cela fut évoqué plus haut, la modélisation du matériau global passe par une modélisation des constituants de base. Cette quatrième partie indique d'une part, les problèmes liés à une modélisation et d'autre part, les propositions de modélisation des matériaux étudiés que sont les mélanges sable-fibres et les conteneurs.

### I. MODELISATION DES SOLS

Si d'une manière générale, on dispose de connaissances suffisantes pour identifier les sols et résoudre l'essentiel des problèmes pratiques qu'ils peuvent poser, les lois régissant leur comportement par contre ne sont toujours pas connues avec précision fautes d'études détaillées et surtout du fait de la complexité du sujet.

Les sols pulvérulents en l'occurrence, ont fait l'objet de nombreuses recherches.

Les premières études expérimentales menées sur ces matériaux granulaires ont contribué à la formulation de critères de rupture simples, mais partiellement représentatifs des phénomènes réels.

Le plus connu d'entre eux est le critère de Coulomb qui est toujours utilisé dans le domaine de la mécanique des sols.

Formulation du critère:

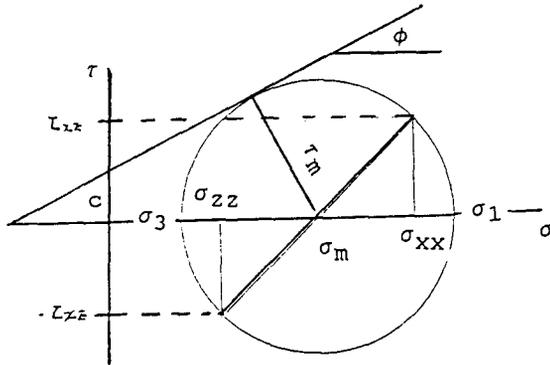
$$\tau = c + \sigma * \text{tg } \phi \qquad \text{où:}$$

$\tau$  = contrainte de cisaillement limite

$c$  = cohésion du sol

$\phi$  = angle de frottement interne du sol

$\sigma$  = contrainte normale appliquée



Sous forme équivalente le critère peut s'écrire:

$$\tau_m = (\sigma_m + H) * \sin \phi \quad (1)$$

avec  $H = c * \cotg \phi$

$\sigma_m, \tau_m$  sont des contraintes moyennes

En faisant apparaître les contraintes principales on obtient:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi + 2 c \cos \phi \quad (2)$$

ou encore:

$$\sigma_1 = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_3 + \frac{2 \cos \phi}{1 - \sin \phi} c \quad (3)$$

En passant à l'angle moitié, le critère devient:

$$\sigma_1 = \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \phi/2) \sigma_3 + 2 \operatorname{tg}(\pi/4 + \phi/2) c \quad (4)$$

Enfin, en faisant apparaître les contraintes sur deux facettes orthogonales quelconques, le critère de Coulomb pourra encore s'écrire:

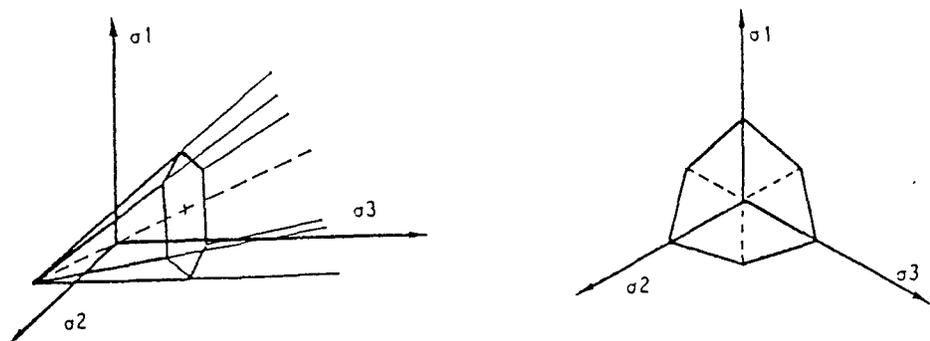
$$2 * \sigma_m = \sigma_{xx} + \sigma_{zz} \quad (5)$$

$$\tau_m^2 = [(\sigma_{xx} - \sigma_{zz})/2]^2 + \tau_{zx}^2 \quad (5)$$

Sachant que  $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$  et en tenant compte de l'expression en (2), il vient que:

$$[(\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 + 4 \tau^2]^{\frac{1}{2}} - (\sigma_{xx} + \sigma_{zz}) * \sin \phi = 2 c \cos \phi$$

La représentation du critère de Coulomb dans l'espace tridimensionnel des contraintes est donnée ci-dessous:



## II. MODELISATION DES LOIS DE COMPORTEMENT DES FIBRES COURTES ET DES NAPPES GEOTEXTILES

Ce thème a déjà été évoqué au chapitre interaction sol-géotextile de la première partie du document.

Des essais entrepris, entre autres à l'IRIGM de Grenoble ([50], [60], [102]), ont permis d'établir les lois de comportement en traction des fibres synthétiques et des nappes de géotextile. Ces lois sont de type élastique linéaire ou élastique non linéaire selon le polymère de base.

La prise en compte de tels lois suppose l'existence sur la fibre, de points d'ancrage solide. Ce qui nécessiterait des longueurs suffisantes de fibres [27].

La longueur de fibre reste un paramètre essentiel; il influence le comportement global du matériau (cf. chapitres mécanisme du renforcement par fibres courtes et mécanisme du renforcement par filament continu).

Les bandelettes de polypropylène UCO testées, initialement souples deviennent raides dès qu'elles sont réduites à des longueurs plus courtes.

Ce passage d'une inclusion de module souple à une inclusion de module rigide ne se fait pas aussi sans incidence sur le comportement du sable.

Ainsi que cela fut examiné lors de l'étude du confinement interne ou à travers les expériences entreprises par Mc Gown [37], l'introduction dans le sol d'une inclusion de module rigide accroît sa capacité portante et limite ses déformations alors que l'inclusion de module souple a tendance à augmenter sa ductilité.

### III. MODELISATION DES SABLES RENFORCES PAR FIBRES

La plupart des méthodes proposées pour caractériser le comportement des sables renforcés par fibres sont basées essentiellement sur des méthodes de calcul à la rupture. Ces méthodes sont simples, rapides, mais ne permettent pas de suivre le comportement réel du matériau.

De plus les hypothèses font intervenir la résistance limite des inclusions alors que dans les essais de laboratoire, si les déformations maximales observées ne sont pas en deçà des déformations de rupture des fils, elles prennent des valeurs qui nécessiteraient des efforts d'ancrage très élevés.

#### **1. Modélisation des sables renforcés par filament continu**

Le Texsol a fait a l'objet d'une modélisation [43] dans laquelle il est supposé comme étant la superposition de deux milieux continus intimement liés.

Les fils, présents en très grand nombre, se localiseraient dans les vides du squelette granulaire sans en perturber le comportement mécanique.

Ils sont caractérisés par une loi de comportement élastique linéaire pour le type KEVLAR et une loi élastique non linéaire pour les types polyester et le polyamide.

Leur densité est telle que, pour une direction, on puisse admettre que l'on a affaire à un milieu continu n'ayant de rigidité que dans cette seule direction.

Le modèle permet de simuler la raideur ou la souplesse du matériau à travers des essais à l'appareil triaxial ou à travers des sollicitations en déformations planes. Il a été utilisé pour étudier l'influence de paramètres tels, qu'entre autres:

- la teneur en fibres
- l'influence de l'orientation des fils
- le mode de distribution des fils

Il en a résulté:

1) Une cohésion fonction linéaire du pourcentage de fibres dans la mesure des hypothèses admises:

a. fils en quantité suffisante pour assurer la liaison entre fils et grains.

b. dosage ne permettant pas une désorganisation du squelette granulaire.

2) L'orientation des fils a une influence très importante sur le gain de résistance du matériau renforcé (figures 12 et 13 en annexe).

Dans la simulation de l'essai de compression simple (figure 12), les fils disposés horizontalement subissent des déformations maximales, d'où une contribution plus importante au renforcement.

Les fils disposés verticalement ou plus généralement les fils inclinés par rapport à l'horizontal d'un angle supérieur à  $50^\circ$  sont toujours comprimés et n'apportent aucune résistance au matériau pour les cas de charge étudiés.

Dans l'essai de cisaillement rectiligne les fils disposés horizontalement sont inopérants; alors que ce qui sont inclinés de  $45^\circ$  par rapport à l'horizontal conduisent au renforcement optimal. Ce résultat est contraire aux résultats expérimentaux obtenus par Jewell pour qui la direction optimale des fils est située à  $60^\circ$  par rapport au plan de cisaillement [25].

c/. Influence de la répartition des fils.

Les différentes répartitions testées sont:

- une répartition circulaire dans des plans horizontaux.
- une répartition uniforme des fils dans le plan horizontal (aléatoire tridim.).
- une répartition homogène des fils dans des plans horizontaux.
- une répartition hétérogène globalement mais homogène par zones.

Le modèle a indiqué:

- qu'une répartition circulaire des fils dans des plans horizontaux conduit à des résultats équivalents à une distribution uniforme de fils dans le plan horizontal.
- que toute répartition homogène de fils inclus dans des plans horizontaux donne à dosage égale des résultats identiques.

La formation de boucles ou de toute autre distribution homogène dans le plan ne modifie pas la résistance du matériau.

- pour une distribution non homogène, on constate que la cohésion croît légèrement lorsque les fils sont concentrés sur le pourtour de l'éprouvette.

## 2. Modélisation des sables renforcés par fibres courtes

### a. Les fibres courtes peuvent-elles constituer un cas particulier dans les modèles à base de filament continu?

Le mécanisme selon lequel fonctionne les matériaux à base de filaments continus, bien que n'étant pas entièrement explicité, reste complexe et fait intervenir plusieurs actions (cf. présentation du Texsol dans le chapitre B: Aperçu des procédés d'amélioration ou de renforcement des sols).

L'estimation théorique de la cohésion apportée par une formule de Texsol a été donnée, la première fois, de façon empirique, par Leflaive. L'auteur suppose que les fils sont repartis également dans toutes les directions et qu'ils sont simultanément à la limite de rupture.

Leur présence ne modifierait la valeur de l'angle de frottement du sol (hypothèse vérifiée à travers l'essai triaxial isotrope).

$$c = H \operatorname{tg} \phi_p \quad \text{avec:}$$

$H$  = contrainte isotrope maximale engendrée par la tension des fils,

$\phi_p$  = angle de frottement du sol.

$H = m * \Gamma * t / 3$  (estimation empirique)

où:

$t$  = résistance du fil par unité de titre,

$\Gamma$  = masse volumique du sol,

$m$  = pourcentage pondéral en fil.

A un titre de fil et une masse volumique de sable donnés, C. Stéfani propose pour sa part de façon toujours empirique, une expression permettant l'évaluation de la cohésion d'une formule de Texsol:

$$c = (1/3) * 10^7 * D * \Gamma * t_r * \operatorname{tg} \phi$$

où

$c$  = cohésion (Pa),

$\phi$  = angle de frottement interne du sol vierge,

$D$  = densité pondérale de fil,

$t_r$  = ténacité du fil (résistance par unité de titre exprimée en cN/tex).

Un calcul beaucoup plus élaboré de la cohésion d'une formule de Texsol a ensuite été proposé par Long [39]:

La présence de fil engendre une étreinte supplémentaire  $\delta\sigma_3$  estimée à :

$$\delta\sigma_3 = D * (\Gamma/\mu) * Rt / [(1 + D * (\Gamma/\mu))] * s$$

où:

- D = densité pondérale de fil,
- $\Gamma$  = poids volumique du sable,
- $\mu$  = poids volumique du fil,
- Rt = résistance à la rupture du fil (kN),
- s = section droite d'un fil.

Selon le principe du confinement équivalent, l'étreinte supplémentaire induit une cohésion isotrope donnée par:

$$c = \delta\sigma_3 * \sqrt{Kp} / 2 \quad \text{avec} \quad Kp = \text{tg}^2(\pi/4 + \phi/2)$$

$$= D * (\Gamma/\mu) * Rt * \sqrt{Kp} / 2 * [1 + D * (\Gamma/\mu)] * s$$

Le terme  $[1 + D * (\Gamma/\mu)]$  étant de l'ordre de 1, l'expression devient:

$$c = D * (\Gamma/\mu) * Rt / (2 * s) * \sqrt{Kp}$$

Comparées à des valeurs expérimentales [39], les résultats obtenus théoriquement sont plus élevés avec des rapports de l'ordre de 26% pour une application avec la formule de Stefani et de 46 à 140% pour la formule proposée par Long.

**b. Application des formules proposées au dimensionnement du Texsol aux fibres courtes:**

#### Formule de Leflaive

$$c \text{ (Pa)} = D \text{ (\%)} * \Gamma \text{ (g/cm}^3\text{)} * t \text{ (N/tex)} * 1/3 * \text{tg } \phi_p$$

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ cN/tex} * 10 * \mu \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

avec  $\mu$  : masse volumique de la fibre

$$1 \text{ N/tex} = 100 \text{ cN/tex}$$

- Propriétés physiques et mécaniques des fibres: (cf. tableau 6)

$t$  = résistance de la fibre par unité de titre.

$t$  = 20517 N/tex pour le KEVLAR

$t$  = 6889 N/tex pour la bandelette UCO

- Propriétés caractéristiques des sols: (cf paragraphe Résultats des essais de caractérisation du chapitre A. Essais de caractérisation).

$\phi_p = 39^\circ$                        $\Gamma = 1.7 \text{ g/cm}^3$  (Sable de Belle Image)

$\phi_p = 42^\circ$                        $\Gamma = 1.9 \text{ g/cm}^3$  (Sable de Loire)

$c(\text{kPa}) = 9.4 * D(\%)$  (Belle Image + KEVLAR)

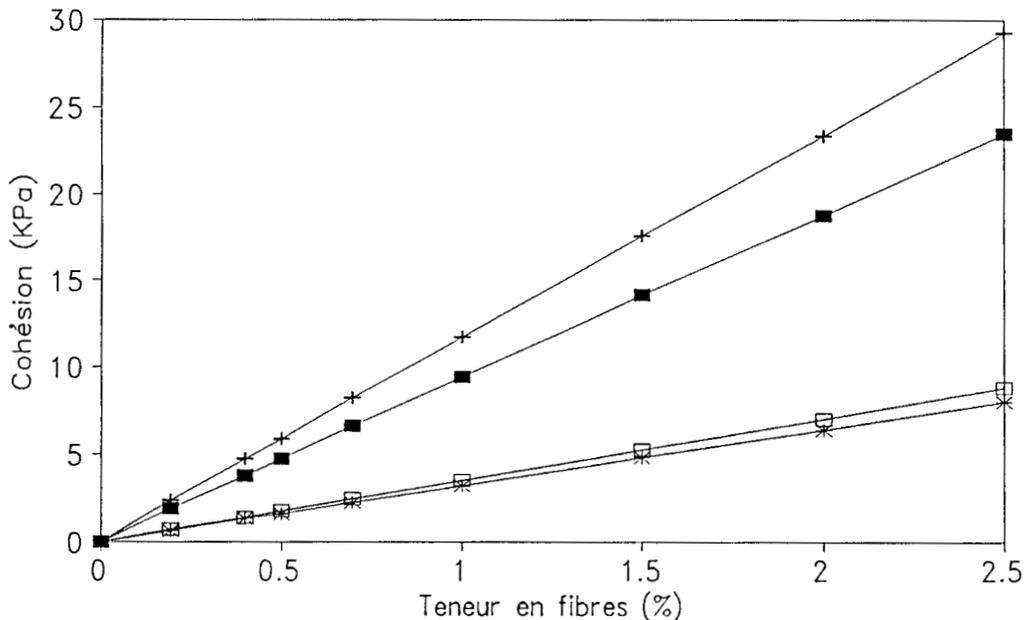
$c(\text{kPa}) = 11.7 * D(\%)$  (Loire + KEVLAR)

$c(\text{kPa}) = 3.2 * D(\%)$  (Belle Image + UCO)

$c(\text{kPa}) = 3.5 * D(\%)$  (Loire + UCO)

Représentation graphique des résultats

### Courbes de cohésion



—■— B. I. + KEVLA    —+— Loire + KEVL    —\*— B. I. + UCO    —□— Loire + UCO

Comparés aux résultats expérimentaux que nous avons observés: figures 73 et 80, les écarts restent énormes.

Formule de C. Stéfani

$$c \text{ (Pa)} = (1/3) * 10^7 * D(\%) * \Gamma(\text{g/cm}^3) * t_r(\text{cN/tex}) * \text{tg } \phi$$

Formule de Luong

$$c = D * (\Gamma/\mu) * R_t * \sqrt{K_P} / (2 * s)$$

L'application aussi bien de la formule de Stéfani que de la formule de Luong conduit à des résultats ininterprétables.

Fibres courtes et modèle de Jouve

Le mécanisme de renforcement des sols par fibres courtes diffère à plusieurs égards de celui mis en jeu par les filaments infiniment longs ou continus du fait de l'inexistence dans le premier cas, d'un certain nombre d'actions liées à la longueur des inclusions.

Cette absence d'actions complémentaires dans le cas du renforcement par fibres courtes laisse supposer la prise en compte d'autres phénomènes complexes non encore élucidés. Car, le frottement sol-fibre, bien qu'essentiel dans le mécanisme, ne serait pas suffisant à lui seul, pour reprendre la totalité des efforts auxquels le matériau serait soumis.

Avant d'envisager une simulation du comportement des sables renforcés par fibres courtes à l'aide du modèle développé à l'Université de Nantes on s'aperçoit que les hypothèses fondamentales qui soustendent ce modèle à s'avoir:

- matériau assimilable à la superposition de deux milieux continus intimement liés,

- fibres en grand nombre et localisées dans les vides du squelette granulaire dont le comportement mécanique ne s'en trouve affecté,

ne sont plus fondées.

De ce fait, l'extrapolation du modèle à l'étude du comportement des mélanges sable-fibres courtes de grand diamètre devient illicite.

**c. Les modèles de sol renforcé par fibres courtes**

La longueur efficace de fibre serait selon Hoover [27] de l'ordre de 3 in (1 in = 2.54 cm); ce qui correspondrait

théoriquement à la longueur de transfert de fibre; longueur en dessous de laquelle la fibre glissera avant la rupture. Cette longueur est définie par la relation (cf. mécanisme de renforcement des fibres courtes de la deuxième partie du document) :

$$l_t = \frac{(\sigma_f)_{\max} * d}{2 * \tau} \quad \text{avec} \quad \tau = \sigma_N * \text{tg } \phi_g$$

En l'absence de valeur expérimentale et en prenant  $1.5 * 300$  KPa on peut estimer la longueur de transfert du KEVLAR et des bandelettes UCO.

$l_t$  (KEVLAR) = 4 cm

$l_t$  (UCO) = 4.24 m.

Cette longueur théorique est nettement supérieure aux longueurs que nous avons expérimentées à savoir 4 à 12 cm pour rester dans le cadre de petites longueurs.

Rapportée, à des fibres végétales de diamètre respectif .2 et .5 mm, la formule conduit à des longueurs de transfert de 15 à 60 cm [44].

Parmi les modèles de sol renforcé par fibres courtes existants, on peut citer le modèle élaboré par Gray [25]. Ce modèle, l'un des premiers, s'inspire des modèles développés entre autres par Woodhouse (1967), Wu (1976), Waldron (1977) et Jewell (1980) [25]. Basé sur une analyse fondée sur l'équilibre limite des forces développées, il permet d'évaluer le supplément de résistance apporté par la présence des fibres dans un sol donné.

En effet, lors d'un cisaillement direct, la tension qui se développe dans une fibre se décompose en deux composantes:

- une composante normale au plan de cisaillement dont le rôle est d'en augmenter le confinement; ce qui a pour effet de mobiliser dans le sol, une résistance au cisaillement supplémentaire.

- une composante tangentielle dont le rôle est de s'opposer systématiquement à l'action de cisaillement.

Le modèle prend en compte les paramètres suivants:

- le module longitudinal de déformation des fibres (E),
- le diamètre des fibres (D),
- l'orientation initiale (i) des fibres par rapport au plan de cisaillement,
- l'élongation au cours du cisaillement (x),

- le frottement fibres / sable,
- l'angle de frottement interne et la densité relative du sable respectivement ( $\phi$ ) et ( $Dr$ ).

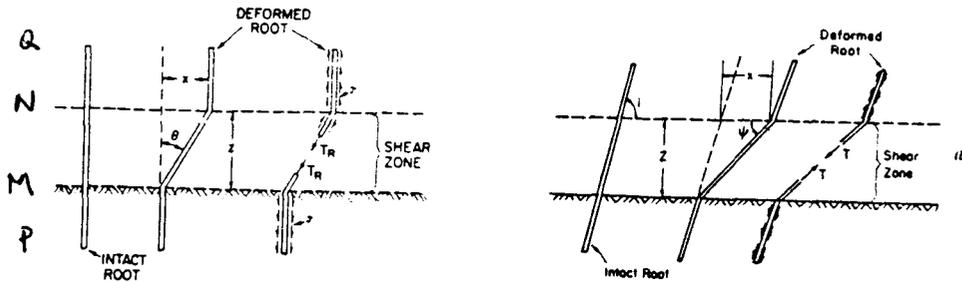


Figure 127: Comportement d'une fibre dans un essai de cisaillement rectiligne

Selon qu'initialement la fibre est perpendiculaire ou inclinée d'un angle ( $i$ ) par rapport au plan de cisaillement, le surplus de résistance au cisaillement apporté par les fibres s'écrit :

- pour une orientation initiale à  $90^\circ$

$$\delta S_R = t_R * [ \sin(\theta) + \cos(\theta) * t_g(\phi) ]$$

- pour une orientation initiale d'angle ( $i$ ) par rapport au plan de cisaillement

$$\delta S_R = t_R * [ \sin(90 - \psi) + \cos(90 - \psi) * t_g(\phi) ]$$

avec:  $\psi = t_g^{-1} [ 1 / \{ k + (t_g i)^{-1} \} ]$

Le terme ( $t_R$ ) représente la force mobilisée par les fibres par rapport à l'unité de surface.

$$t_R = (A_R/A) * \sigma_R \quad \text{avec:}$$

- $\sigma_R$  : contrainte développée dans la fibre au plan de cisaillement,
- $A$  : surface de cisaillement,
- $A_R$  : section des fibres (lié à la concentration des fibres),
- $\theta$  : angle de distorsion dû au cisaillement,
- $z$  : épaisseur de la zone de cisaillement,
- $k$  : facteur de distorsion ( $= x/z$ ).

Les contraintes normale et tangentielle appliquées au plan de cisaillement, dans le cas d'une inclusion initialement verticale valent respectivement -  $t_R * \cos \theta$  et  $t_R * \sin \theta$ .

Le critère de rupture du sable renforcé s'écrit alors:

$$\tau = c + \sigma_N * \operatorname{tg} \phi + \delta S_R$$

$\delta S_R$ , homogène à une cohésion, s'ajoute à la cohésion initiale du sol.

$$\begin{aligned} \text{On déduit } \delta S_R &= \tau - c(=0) - \sigma_N * \operatorname{tg} \phi \\ &= \tau_R (\operatorname{Sin} \theta + \operatorname{Cos} \theta * \operatorname{tg} \phi) \end{aligned}$$

En présence d'une inclinaison initiale (i), l'angle  $\theta$  correspondant vaut  $(90 - \psi)$  avec:

$$\operatorname{tg} \psi = z / (x + u) \quad \text{où} \quad u = z / \operatorname{tg} i$$

$$\text{d'où } \psi = \operatorname{tg}^{-1} [ 1 / \{ k + (\operatorname{tg} i)^{-1} \} ]$$

Suivant l'hypothèse formulée sur le mode de distribution des contraintes le long de la fibre (distribution linéaire ou distribution parabolique), la tension s'annulera aux extrémités des fibres et passe par un maximum au droit du plan de cisaillement.

Pour une distribution linéaire la contrainte dans la fibre au plan de cisaillement vaut:

$$\sigma_R = (4 * E * \tau_R / D)^{1/2} * \{ z * (\sec \theta - 1) \}^{1/2}$$

En effet, l'allongement subi par une fibre initialement verticale est donnée par:

$$\delta l = z (\sec \theta - 1)$$

la contrainte moyenne dans la fibre s'écrit:

$$\sigma_m = E (\delta l / l_0)$$

Si  $(\tau_R)$  représente le frottement mobilisé le long de la fibre, l'expression de la contrainte au milieu de la fibre s'écrit:

$$\int_{\sigma=0}^{\sigma=\sigma_R} d\sigma = \int_M^N (4 \tau_R / D) dl \quad \Rightarrow \quad \sigma_R = (4 \tau_R / D) * l_t / 2$$

$$\text{d'où } l_t = (\sigma_R * D) / (2 * \tau_R)$$

En posant que la contrainte moyenne dans la fibre est égale à  $\sigma_R / 2$  et en admettant que  $l_0 = 1$ , on obtient:

$$\sigma_R / 2 = E (\delta l / 1)$$

$$\text{d'où: } \sigma_R = E * [\{ z * (\sec \theta - 1) \} / \{ (\sigma_R * D) / (2 * \tau_R) \}]$$

$$\sigma_R = (4 * z * E * \tau_R / D)^{1/2} * (\sec \theta - 1)^{1/2}$$

$$= \operatorname{Const}^e (K) * (\sec \theta - 1)^{1/2}$$

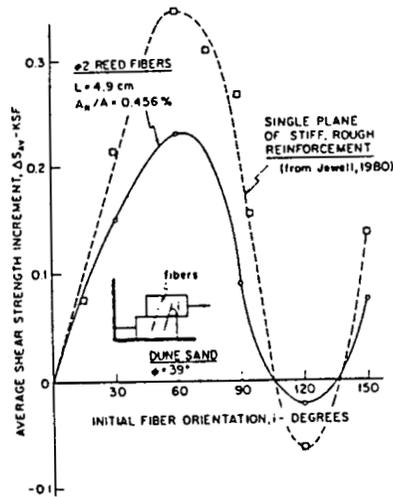
$t_R = (A_R/A) * \sigma_R$  et le surplus de résistance au cisaillement vaut:

$$\delta S_R = (A_R/A) * K * (\sec \theta - 1)^{1/2} * (\sin \theta + \cos \theta * \text{tg } \phi)$$

Pour une distribution parabolique ( $\sigma_{Rmax}$ ) vaut:

$$\sigma_R = (8 * E * \tau_R / 3 * D)^{1/2} * \{z * (\sec \theta - 1)\}^{1/2}$$

Le maximum de résistance est obtenu dans un sable dense renforcé pour des inclusions inclinées à 60° par rapport au plan de cisaillement (figure 54c).



Par ailleurs, la figure 128 indique qu'un sable renforcé par des fibres courtes distribuées aléatoirement présente la même courbe intrinsèque qu'un sable renforcé ayant ces fibres disposées perpendiculairement à la surface de cisaillement. Ce résultat est en concordance avec l'analyse probabiliste des dispositions des fibres dans le béton, conduite par Namaan cité par Gray [23], qui a révélé que la direction la plus probable des fibres est inclinée à 90° par rapport au plan majeur principal.

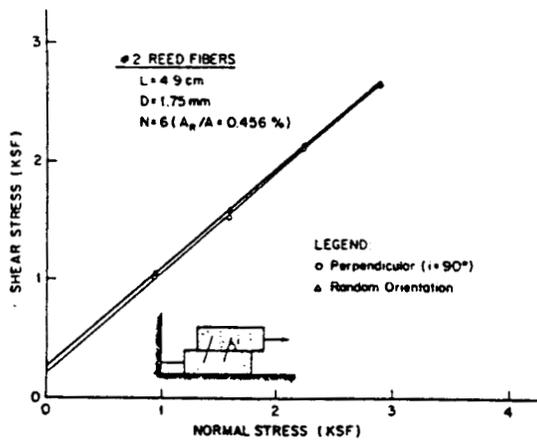


Figure 128: comparaison des résistances au cisaillement pour des fibres inclinées à 90° et distribuées aléatoirement

Gray et Maher [24] ont repris un nouveau modèle basé sur une étude statistique de la théorie des matériaux composites renforcés par fibres et du critère de Coulomb pour toujours estimer la contribution des fibres dans la résistance au cisaillement à l'appareil triaxial des sols renforcés.

La formulation théorique admet un certain nombre d'hypothèses:

- la longueur et le diamètre des fibres restent constants au cours du cisaillement.

- les fibres ont la même probabilité de former un angle donné avec un axe arbitraire.

- la distribution des fibres et les points d'intersection avec la surface de rupture suivent une loi de Poisson.

- les fibres ne présentent aucune résistance à la flexion.

- la courbe limite de rupture du matériau présente une double pente autour d'un point de confinement critique ( $\sigma_{crit}$ ), tel que:

Pour des valeurs de contrainte de confinement inférieures à la valeur de la contrainte critique, les fibres glissent au cours des déformations; et, pour les niveaux de contrainte supérieurs, elles s'étirent ou cèdent d'où une courbe de rupture parallèle à celle du matériau vierge.

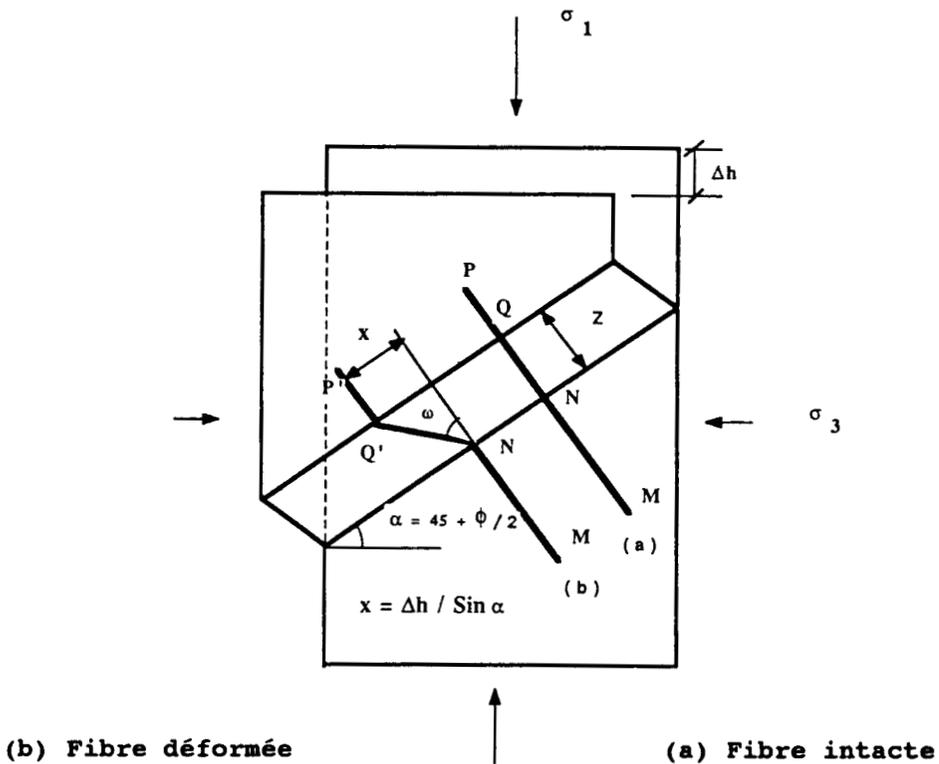


Figure 129: Caractérisation des fibres dans un essai à l'appareil triaxial [35]

En désignant dans un essai triaxial par ( $N_V$ ) le nombre moyen de fibres par unité de volume et si  $\beta_f$  représente le volume de fibres par unité de volume d'échantillon, alors:

$$N_V = 4 * \beta_f / \pi * L * D^2$$

Le nombre de fibres ( $R$ ) observables par unité de volume d'échantillon est obtenu par application de la distribution de Poisson:

$$P(R) = N_V^R * e^{-N_V} / R!$$

$P(R)$  désignant la probabilité d'avoir exactement  $R$  fibres par unité de volume sachant qu'en moyenne il y a  $N_V$  fibres par unité de volume. D'où le lien entre  $N_s$ , le nombre de fibres coupant l'unité de surface et  $N_V$ .

Considérons une fibre de longueur  $L$ , d'orientation quelconque dans une zone délimitée par une sphère  $\phi$ . Soit  $\Delta$  la droite représentant le plan de rupture et  $t$  la distance du plan au centre de gravité de la fibre.

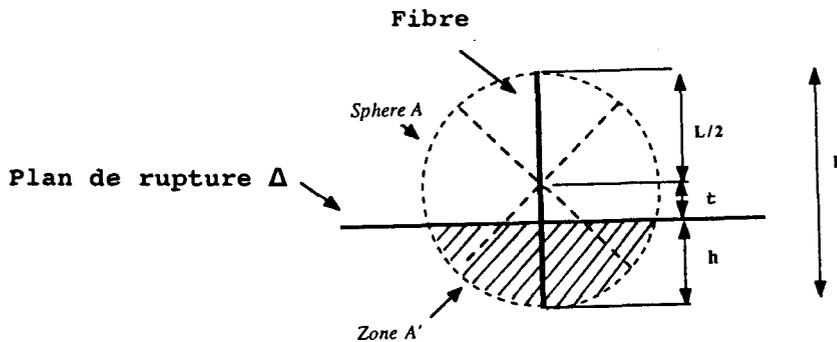


Figure 130: Caractérisation d'une fibre au voisinage du plan de rupture

La probabilité pour que le centre de gravité de la fibre soit à la distance  $t$  du plan de rupture est donnée par:

$$(L/2 - t) / (L/2).$$

Pour  $t \leq L/2$ , la densité de probabilité vaut:

$$1 - 2t/L \quad \text{sinon } 0 \text{ (c'est-à-dire pour } t > L/2)$$

Pour une unité de volume sur un coté du plan de rupture de surface unitaire, le nombre probable de fibres interceptant la surface est donné par:

$$\int_0^{L/2} (1 - 2t/L) N_V A dt = N_V * L / 4$$

En considérant les deux faces du plan de rupture en déduit la valeur de  $N_s$  (nombre moyen de fibres par unité de surface de rupture du sol)

$$N_s = 2 * N_v * L / 4$$

$$N_s = 2 * \beta_f / \pi * D^2$$

$$\text{et } A_R = N_s (\pi * D^2 / 4) * A$$

$\delta S_R = \tau_R * [ \sin(\theta) + \cos(\theta) * \text{tg}(\phi) ]$  pour une fibre verticale au plan de cisaillement.

$$\text{avec: } \tau_R = (A_R / A) * \sigma_R \text{ et } \sigma_R = (2 \tau_R / D) * l_t$$

$\tau_R = \sigma_C * \text{tg} \phi_g$  ( $\sigma_C$  contrainte de confinement de la cellule triaxiale et  $\phi_g$  frottement de contact sol-fibre)

d'où:

$$\tau_R = N_s (\pi * D^2 / 4) [ 2 (\sigma_C * \text{tg}(\phi_g)) * L / D ]$$

L'expression du supplément de résistance

$\delta S_R = \tau_R (\sin \theta + \cos \theta * \text{tg} \phi)$  établie plus haut devient:

$$\delta S_R = N_s * (\pi * D^2 / 4) (2 * \sigma_C * \text{Tg}(\phi_g)) (\sin \theta + \cos \theta * \text{Tg}(\phi))$$

Pour tenir compte de la forme bilinéaire de la courbe limite de rupture, le supplément de résistance dans le cas d'une distribution aléatoire de fibres sera représenté par:

$$\delta S_R = N_s (\pi * D^2 / 4) [ 2 \sigma_C * \text{Tg}(\phi_g) ] [ \sin \theta + \cos \theta * \text{Tg}(\phi) ] * (\zeta)$$

pour  $0 < \sigma_C < \sigma_{\text{crit}}$ .

et:

$$\delta S_R = N_s * (\pi * D^2 / 4) * [ 2 * \sigma_{\text{crit}} * \text{Tg}(\phi_g) ] * [ \sin(\theta) + \cos(\theta) \text{Tg}(\phi) ] * (\zeta)$$

pour  $\sigma_C > \sigma_{\text{crit}}$

avec:  $\zeta$  : paramètre fonction du  $d_{50}$ , de la sphéricité  $S_p$  des grains, du coefficient d'uniformité  $C_u$  du sol; de l'élanement  $L/D$  et du module des fibres,

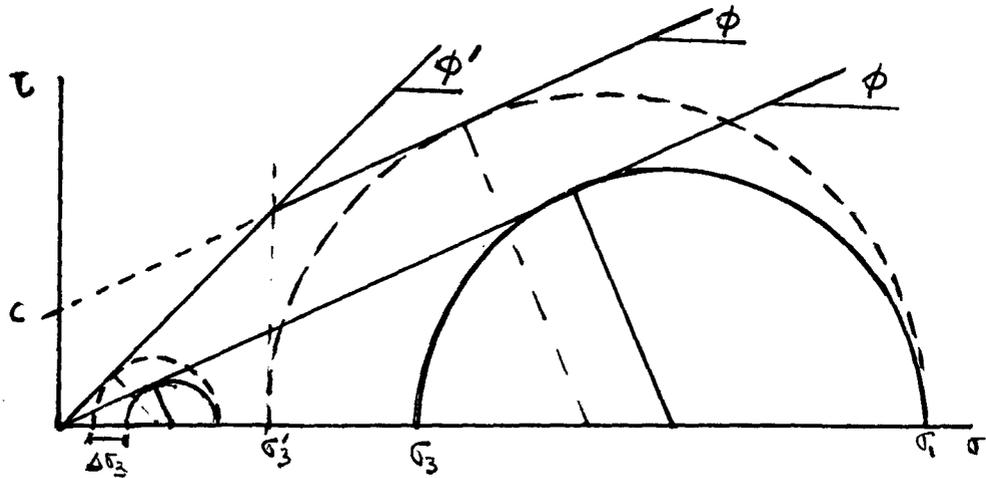
$\sigma_{\text{crit}}$  : contrainte critique de confinement donnée ou estimée à partir d'abaques,

$\theta$  : angle de distorsion dû au cisaillement,

$\phi$  : angle de frottement interne du sol,

$z$  : épaisseur de la zone de cisaillement estimée par Roscoe (=  $10 * d_{50}$ ).

## Évaluation de l'augmentation d'angle de frottement



La figure ci-dessus représente les courbes limites de rupture d'un sol vierge et d'un sol armé de fibres. Le renforcement maximal est atteint pour les contraintes de confinement supérieures à la contrainte critique de confinement ( $\sigma_{cr}$ ). Cet effet est matérialisé par un apport de cohésion estimé (par application du principe du confinement équivalent) à :

$$c = \delta\sigma_3 * \sqrt{Kp} / 2$$

Pour les contraintes de confinement inférieures à la valeur de la contrainte critique de confinement ( $\sigma_{cr}$ ), l'effet de la présence des inclusions se manifeste par une augmentation de la valeur de l'angle de frottement interne du sol.

$$\sin \phi' = (\sigma_1 - \sigma'_3) / (\sigma_1 + \sigma'_3)$$

$$\delta\sigma_3 = F * \sigma_1 \quad \text{où:}$$

F, appelé facteur de frottement, traduit l'efficacité du renforcement.

comme  $\delta\sigma_3 = \sigma_3 - \sigma'_3$  alors,

$$\begin{aligned} -\sigma'_3 &= \delta\sigma_3 - \sigma_3 \\ &= F * \sigma_1 - \sigma_3 \end{aligned}$$

et donc:

$$\sin \phi' = (1 + F - \sigma_3/\sigma_1) / (1 - F + \sigma_3/\sigma_1)$$

$$\begin{aligned} \sigma_3/\sigma_1 &= \text{tg}^2(\pi/4 - \phi/2) \\ &= k_a \quad (\text{coefficient de butée}) \end{aligned}$$

$$\sin \phi' = \frac{1 + F - k_a}{1 - F + k_a}$$

#### d. Application du modèle de Maher à nos résultats expérimentaux

Hypothèse simplificatrice:

Ne contribuent efficacement au renforcement que les fibres tendues lors du cisaillement. Cela nous amène dans une première approximation à assimiler  $N_s$  (nombre moyen de fibres par unité de surface de rupture du sol) à  $N$ , nombre de fibres efficaces défini par la relation:

$$N = \Gamma_0 * V_f / A_f \quad \text{avec:}$$

$\Gamma_0$  coefficient d'orientation,

$V_f$  pourcentage en volume de fibres,

$A_f$  section d'une fibre.

$\Gamma_0 = \cos \Omega$  où  $\Omega$  représente l'inclinaison de la fibre par rapport à la direction de l'effort mettant la fibre en tension.

$\Gamma_0 = .405$  dans une distribution aléatoire de fibres (cf. Rapport interne F.N.B "Pieux en béton de fibres" )

Les plans de rupture de l'échantillon renforcé sont inclinés de  $\alpha = (\pi/4 + \phi/2)$

$$\text{tg } \theta = x/z$$

$x = \Delta h / \sin \alpha$   $\Delta h$  étant le déplacement axial de l'éprouvette au cours du cisaillement.

$$z = 10 * d_{50}$$

$$\cos \theta = 1 / (1 + \text{tg}^2 \theta)^{\frac{1}{2}}$$

$$\sin \theta = \text{tg } \theta / (\text{tg}^2 \theta + 1)^{\frac{1}{2}}$$

la relation donnant  $\delta S_R$  ci-dessous devient:

$$\delta S_R / f = N_s * (\pi * D^2 / 4) (2 * \sigma_c * \text{Tg}(\phi_g)) (\sin \theta + \cos \theta * \text{Tg}(\phi))$$

$$\delta S_R / f = (\Gamma_0 * V_f / A_f) (\pi * D^2 / 4) (2 * \sigma_c * \text{Tg}(\phi_g)) [ \{ \text{tg } \theta / (\text{tg}^2 \theta + 1) \} + \{ 1 / (1 + \text{tg}^2 \theta)^{\frac{1}{2}} \} * \text{tg } \phi ]$$

$$\text{avec } \text{tg } \theta = \Delta h / 10 * d_{50} * \sin \alpha$$

Application numérique:

$$\Gamma_0 = .405$$

$$V_f = (\Gamma / \mu) * D \quad (= \text{teneur pondérale de fibres})$$

Sable de Belle Image:

$$\phi = 39^\circ \quad d_{50} = 1.4 \text{ mm} \quad \Gamma = 16 \text{ g/cm}^3 \quad \alpha = 64^\circ 5'$$

Sable de Loire:

$$\phi = 42^\circ \quad d_{50} = 1.4 \text{ mm} \quad \Gamma = 19 \text{ g/cm}^3 \quad \alpha = 66^\circ$$

Fibres KEVLAR:

$$D = 12 \text{ } \mu\text{m} \quad A_f = 37.7 * 10^{-6} \text{ m}^2 \quad \mu = 1.45 \text{ g/cm}^3$$

Bandelette UCO:

$$D = 6.16 \text{ mm} \quad A_f = .24 * 10^{-6} \text{ m}^2 \quad \mu = .9 \text{ g/cm}^3$$

Résultats d'essais à l'appareil triaxial sur mélanges Belle Image + KEVLAR. (cf. tableau 22)

teneur pondérale: 1 % soit $V_f = .11$			
Pression de confinement ( kPa )	tagente $\theta$	Supplément de cohésion (kPa)	
		$\sigma_{crit} = 25 \text{ kPa}$	$\sigma_{crit} = 250 \text{ kPa}$
50	.63	8.15	8.2
100	1.03	8.59	17.2
150	.95	8.55	25.7
150	.79	8.41	25.2
200	.95	8.55	34.2
300	1.11	8.61	43
400	1.11	8.61	43
500	1.19	8.62	43.1
teneur pondérale: 2 % soit $V_f = .22$			
50	1.35	17.2	
75	1.50	25.8	
100	1.74	34.1	
100	1.82	33.9	
150	1.58	51.4	

Tableau no 31

Les paramètres  $f$  et  $\sigma_{crit}$  sont estimés à partir d'abaques dont nous ne disposons pas.

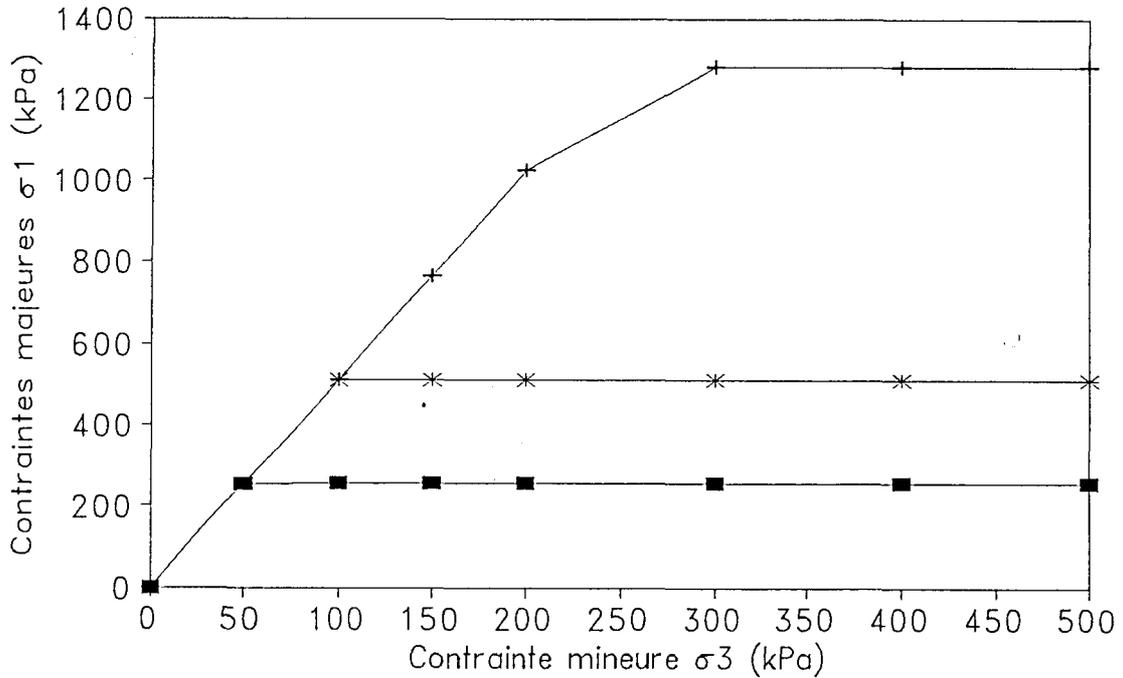
En choisissant cependant  $\sigma_{crit} = 25, 100$  ou  $250 \text{ kPa}$  et en fixant  $\zeta$  à 1, dans le cas  $V_f = .11$ , on obtient les courbes (figure 131) ci-après.

L'expression du critère de rupture dans le plan  $(\tau, \sigma)$  s'écrit:

$$\tau = \delta S_R + \sigma * \text{tg } \phi,$$

ou dans le plan des contraintes principales:

$$\sigma_1 = \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \phi/2) * \sigma_3 + 2 \operatorname{tg}(\pi/4 + \phi/2) * \delta S_R$$



■ BI+KEV  $\sigma_{cr} = 50$  kPa    + BI+KEV  $\sigma_{cr} = 100$  kPa    \* BI+KEV  $\sigma_{cr} = 250$  kPa

Figure 131: Courbe limite de rupture du mélange Belle Image + KEVLAR dosé à 1% valeurs de contrainte de confinement critique (50, 100, 250 kPa).

Pour  $V_f = .22$  la contrainte critique n'est pas atteinte (figure 132).

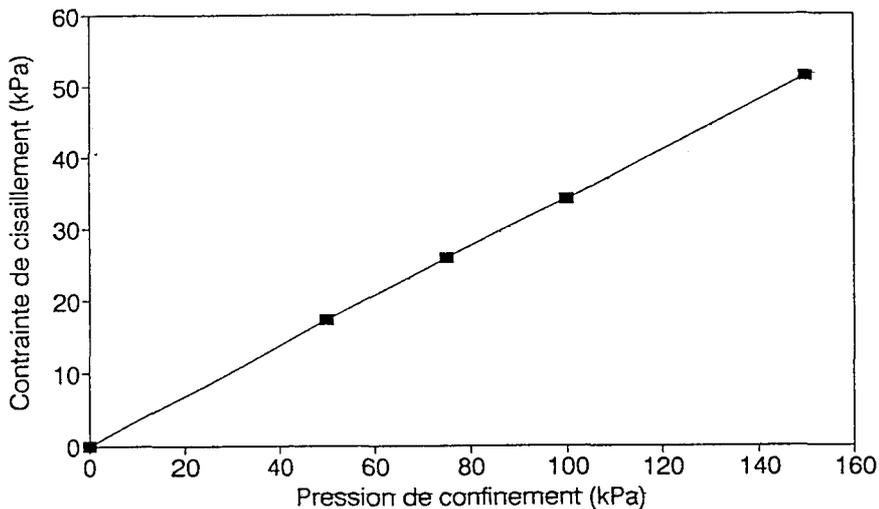


Figure 132: Courbe intrinsèque associée au mélange Belle Image + KEVLAR dosé à 2%.

Les graphiques expérimentales associées ci-dessous ont été représentées sur les figures 84, 85 et 86. L'allure des courbes expérimentales et théoriques diffèrent quelque peu.

On en a tiré, pour l'essai dosé à 1% de KEVLAR, une cohésion de l'ordre de 600 kPa et un confinement critique de près de 25 kPa. La courbe no 2 nous donne à peu près la même cohésion mais les pressions de confinement critique sont éloignées l'une de l'autre.

### e. Conclusion

Les formulations théoriques énumérées ci-dessus ont plus ou moins été établies en se référant à des résultats d'essais spécifiques:

- soit des cisaillements rectilignes à la boîte
- soit des essais de cisaillement à l'appareil triaxial.

Même si l'essai de compression simple reste un cas particulier d'essai de cisaillement à l'appareil triaxial, l'application des modèles élaborés aussi bien à base de fibres courtes que de filaments continus, conduit à des résultats souvent très éloignés de ceux que nous avons observés. Il faut dire aussi que les résultats dont nous disposons, insuffisants en quantité et en qualité ne sont pas toujours représentatifs des essais de laboratoire sur les matériaux étudiés.

## III. MODELISATION DES CONTENEURS

Si les études de faisabilité ont démontré l'intérêt et la capacité des conteneurs en géotextile à faire partie intégrante des structures d'ouvrages permanents et si la réalisation d'ouvrages expérimentaux en site réel se poursuit, il n'existe cependant pas de méthodes de dimensionnement rationnel de ces structures.

Un premier pas a été franchi à l'Irigm de Grenoble avec les écrasements entrepris sur des conteneurs à géométrie variable.

Ces essais entrepris par Gourc et Ratel [102] ont mis en évidence deux phases de déformabilité du matériau traduites par l'apparition d'un double module apparent de rigidité K (figure 133).

K est défini comme le rapport entre la force de compression rapportée à la surface latérale initiale du conteneur et de la variation de hauteur rapportée au diamètre initial.

K est indépendant de la géométrie du conteneur mais dépend de la nature du géotextile et de la compacité du sol de remplissage.

Pour  $\delta h/\phi_0 < 20 \%$  K est faible (phase de mise en place du sol)

Pour  $\delta h/\phi_0 > 20 \%$  K croît exponentiellement

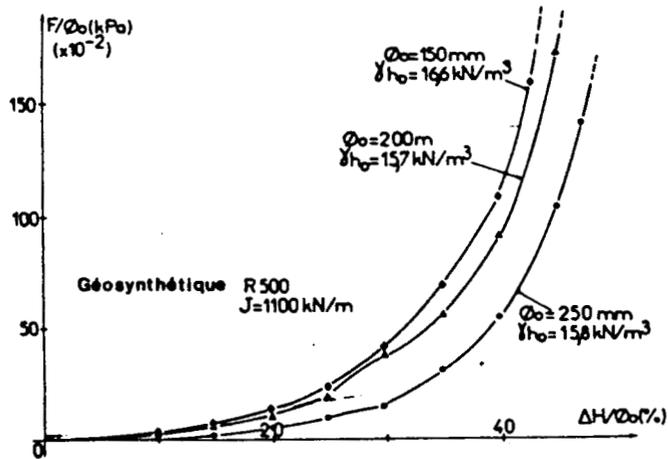


Figure 133: Evolution du module apparent de rigidité en fonction du chargement

Ce résultat mettant en évidence plusieurs phases de déformabilité est bien celui décrit dans le mécanisme de renforcement par manchon (cf troisième partie du document). La figure 133 est rapprochable des figures 119 (chargement des manchons) ou 125 (courbes de cycles reconstitués).

Un dispositif spécial (figure 134) a permis, à la rupture du conteneur, de relever la forme et la mesure de la section du conteneur.

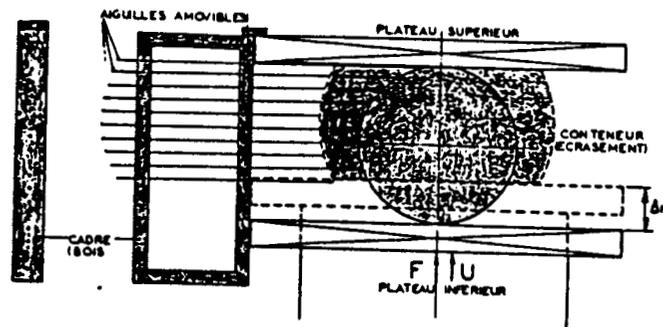


Figure 134: Dispositif Irigm de mesure de déformée

La tension à la rupture  $\gamma$  a été évaluée par application de la loi d'élasticité de Hooke.

$$Tr = J * \delta P/P_0$$
 avec  $\delta P/P_0$  variation relative de périmètre et J module de déformation orthoradiale du géotextile.

$\delta P/P_0$  peut être évalué de façon théorique en admettant des formes simples ci-dessous décrites (figure 135), prises par le manchon.

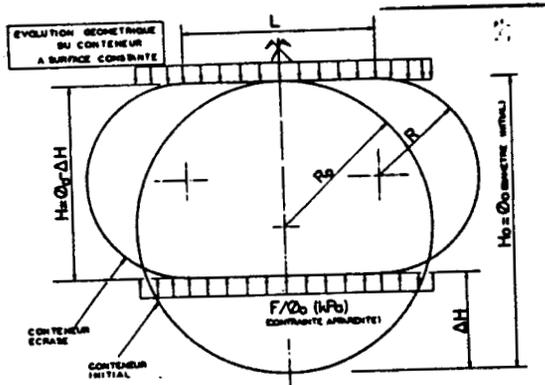


Figure 135: Formes décrites par la section du manchon au cours de l'écrasement

En posant  $P = 2 * L + \pi * (\phi_0 - \delta h)$  et

$$P_0 = \pi * \phi_0$$

$$\delta P \text{ s'écrit } \frac{\pi * \phi_0}{2} * \frac{(\delta h / \phi_0)^2}{[1 - (\delta h / \phi_0)]}$$

d'où

$$Tr = \frac{J}{2} \frac{(\delta h / \phi_0)^2}{[1 - (\delta h / \phi_0)]}$$

La comparaison entre la mesure de la variation relative du périmètre et celle estimée théoriquement est indiquée ci-dessous (figure 136).

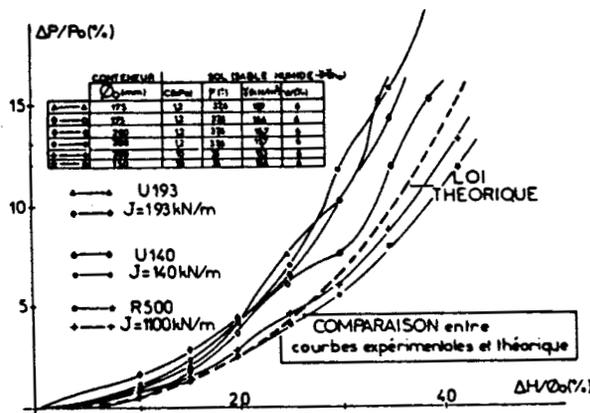


Figure 136: comparaison des mesures théorique et expérimentale de variation de périmètre du manchons.

**1/ Estimation de la cohésion apportée par une enveloppe confinante (cas des cylindres)**

- une première approximation permet d'évaluer la cohésion.

La cohésion (c) selon Caquot et Kérisel, est assimilable à une pression hydrostatique (H) définie par:

$H = c \cotg \phi$  où  $\phi$  représente l'angle de frottement interne du matériau.

En assimilant l'enveloppe de géotextile à une membrane uniforme sous pression H.

La tension dans la membrane est donnée par:

$T = H * R$  où R est le rayon de courbure de la membrane

$$= c \cotg \phi * R$$

Par ailleurs à partir de la loi de déformation du géotextile, on a à la rupture:

$Tr = K * \epsilon_r$

$$c = \frac{K * \epsilon_r * \tg \phi}{R}$$

$$c = \frac{Trupt. * \tg \phi}{R}$$

$$c = H * \tg \phi$$

- Un calcul de cette cohésion fictive (c) peut être entrepris à partir du cercle de Mohr.

$$\sigma_1 + H = k_p (\sigma_3 + H)$$

$$c = \frac{\sigma_1 - k_p * \sigma_3}{\cotg \phi (k_p - 1)}$$

avec:

$$k_p = \text{Tg}^2(\pi/4 + \phi/2)$$

## 2/ Applications

### a. Aux cylindres

$\phi = 39^\circ$  pour le sable de Belle Image

=  $42^\circ$  pour le sable de Loire

$R_o = .16$  m

#### Géotextile fin

Ancienne Norme

Nouvelle Norme

$Tr = 70$  kN/m

$Tr = 32$  kN/m

$\epsilon_r = 14$  %

$\epsilon_r = 17.4$  %

$K = 213$  kN/m

#### Géotextile épais

Ancienne Norme

Nouvelle Norme

$Tr = 140$  kN/m

$Tr = 73$  kN/m

$\epsilon_r = 14$  %

$\epsilon_r = 16.2$  %

$K = 476$  kN/m

$c_1 = Tr * tg\phi / R_o$ ( kPa )	Géotextile fin		Géotextile épais	
	ancienne Norme	nouvelle Norme	ancienne Norme	nouvelle Norme
Sable de Loire	380	174	760	397
Sable de Belle Image	342	156	684	356

$c_2 = \frac{K * \epsilon_r * tg\phi}{R_o}$	Géotextile fin		Géotextile épais	
	ancienne Norme	nouvelle Norme	ancienne Norme	nouvelle Norme
Sable de Loire		201		419
Sable de Belle Image		181		377

Tableau no 32

Valeurs de cohésion mesurées à partir de la représentation de Mohr (cf. figure 122 et tableau 29):

Essai A (géotextile épais + Sable de Loire):	511 kPa
Essai B (géotextile épais + Sable de Belle Image):	567 kPa
Essai C (géotextile fin + Sable de Loire):	301 kPa

La deuxième expression de la cohésion ( $c_2$ ) conduit à des écarts plus faibles au vu des paramètres mesurés selon les modalités de la nouvelle norme.

#### **b) Les manchons**

Le nombre de mesures dont nous disposons, ne permet pas une application des formules établies par Gourc et Ratel.

## CONCLUSION GENERALE

### Confinement interne

L'association de sable et de fibres courtes, si elle est loin d'égaliser les performances apportées au sol par les filaments continus, confère des caractéristiques isotropes certaines, très supérieures à celles du sol vierge tant en portance qu'en déformabilité.

Les essais pratiqués sur des modèles simples d'échantillon montrent que même sans étreinte latérale, l'adjonction au sable d'un pourcentage minimum de fibres courtes conduit à des valeurs de cohésion appréciable, engendrant des apports de gain de résistance pouvant dépassés 34%.

Ce supplément de cohésion est beaucoup plus substantiel dès qu'une contrainte de confinement seuil (confinement critique) est dépassée.

Les cisaillements réalisés à l'appareil triaxial confirment une augmentation de l'angle de frottement aux basses pressions de confinement. Cette donnée permet par exemple l'amélioration de la portance d'un sol mou en général.

Les performances du matériau dépendent de la géométrie et de la qualité des fibres. Elles sont d'autant meilleures qu'il y a une bonne adéquation entre la porométrie du sable et le diamètre des fibres.

Il est souhaitable d'étendre l'étude du comportement de ce matériau à des essais de plaque ou des essais de chantier sur ouvrage en grandeur réelle tout en poursuivant les essais de laboratoire notamment des cisaillements à l'appareil triaxial dans la perspective d'élaborer un modèle de comportement.

### Confinement externe

S'ils assurent de nos jours des rôles secondaires dans les constructions en géotechnique, l'originalité des propriétés et caractéristiques mécaniques des conteneurs leur réserve une place de choix dans les structures des ouvrages.

Des essais entrepris dans le cadre de cette étude, tant au CRR de Bruxelles qu'au CEBTP à Saint-Rémy-Lès-Chevreuse, il ressort

que la qualité du procédé est influencée par plusieurs paramètres tels la géométrie de la structure confinante et les caractéristiques du milieu confinant.

Cependant, le paramètre déterminant demeure le géotextile. C'est lui qui aux fortes pressions et à long terme impose ses propriétés au matériau global.

Il apparaît de ce fait que les géotextiles de module et ténacité élevés, peu sensible au fluage et à basse relaxation conduisent aux meilleures performances.

Cette donnée laisse un large choix pour le matériau de remplissage qui pourrait s'étendre à d'autres sols frottants peu élaborés tels les sables ou déchets de carrière.

**ANNEXES**

Sommaire

ANNEXES

GENERALITES (1 <sup>ERE</sup> PARTIE)	2
CONFINEMENT INTERNE (2 <sup>EME</sup> PARTIE)	6
CONFINEMENT EXTERNE (3 <sup>EME</sup> PARTIE)	12
SYNTHESE DU KEVLAR	21
BIBLIOGRAPHIE	26

**GÉNÉRALITÉS**

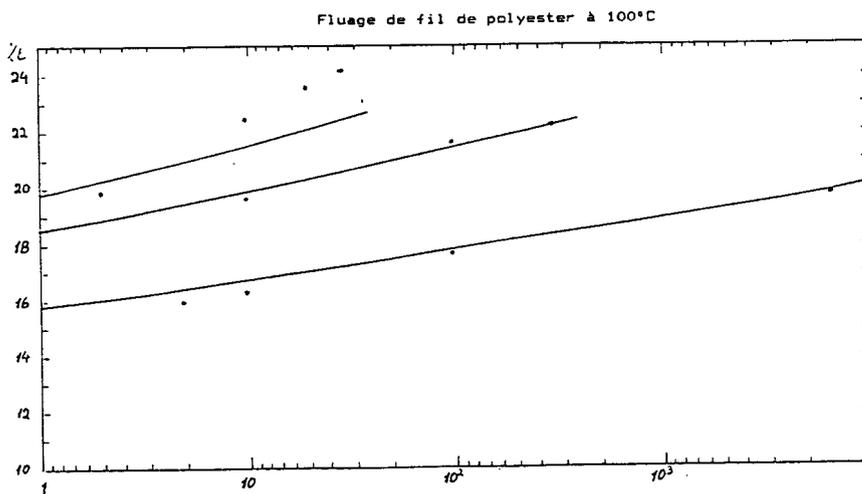
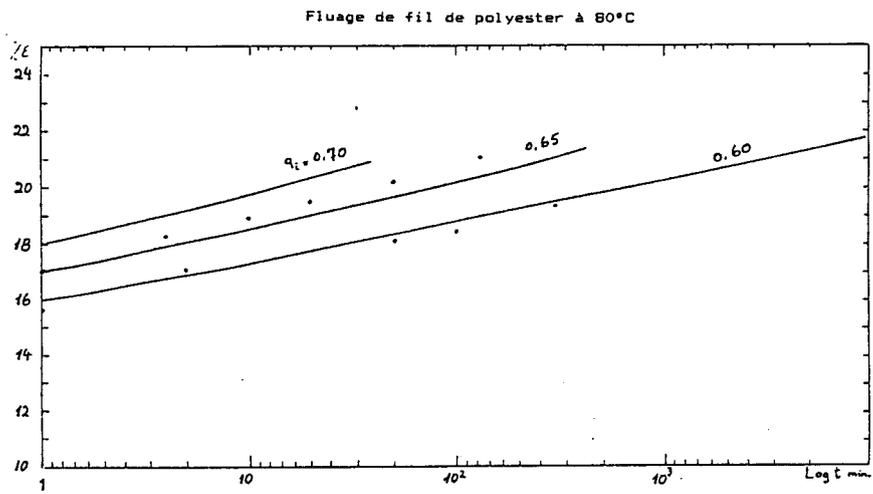
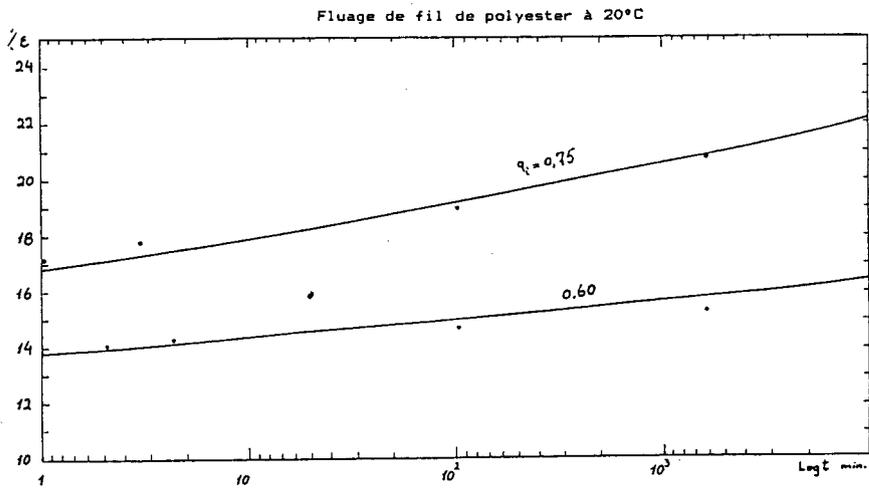


Figure 1a: Fluage des fils de polyester à 20, 80 et 100°.

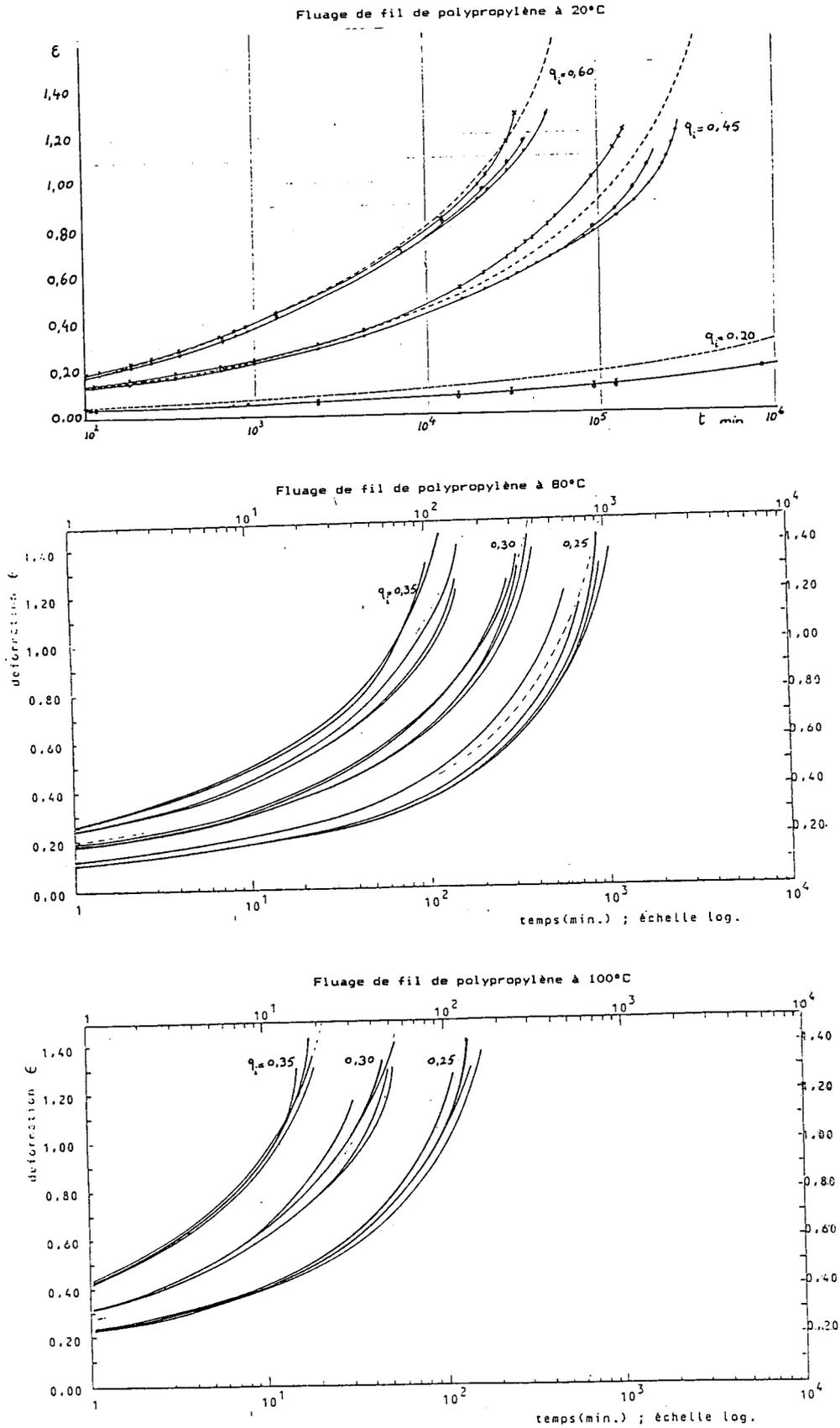


Figure 1b: Fluage des fils de polypropylène à 20, 80 et 100°.

Figure 1: Courbe de fluage des fils synthétiques [38]

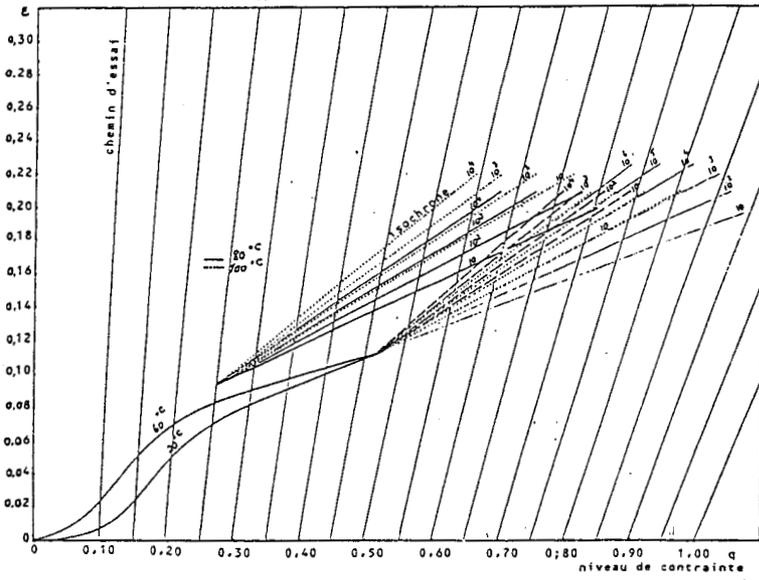


Figure 2a: fils de polyester

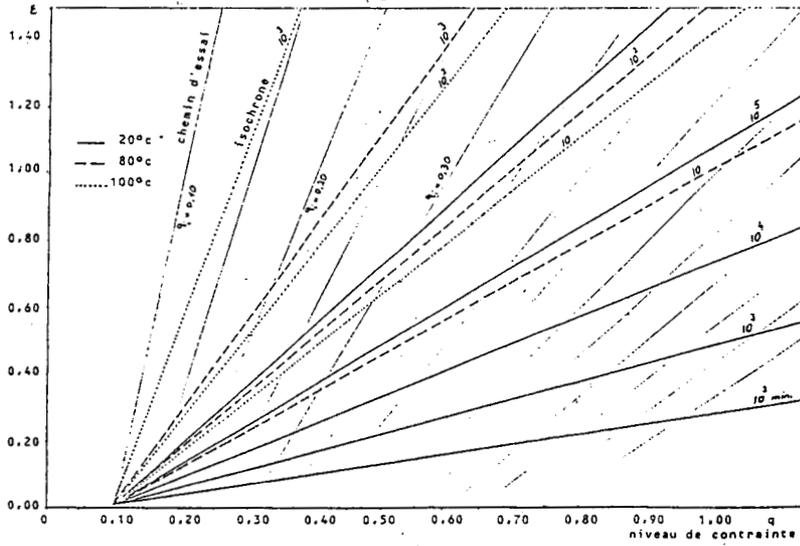


Figure 2b: fils de polypropylène

Figure 2: Courbes isochrones de fluage des fils synthétiques

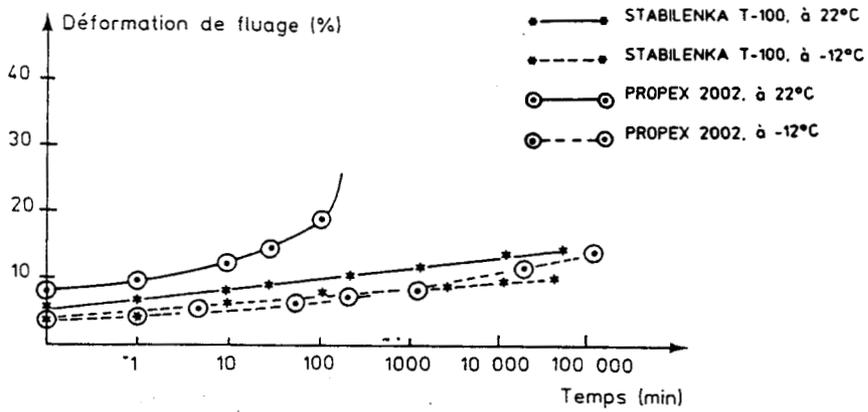


Figure 3: Courbes de fluage présentées par Allen [46] sur des géotextiles de polyester et polypropylène soumis à un taux de travail de 50 % et aux températures d'essai de 22° C et de - 12 °C.

**CONFINEMENT INTERNE**

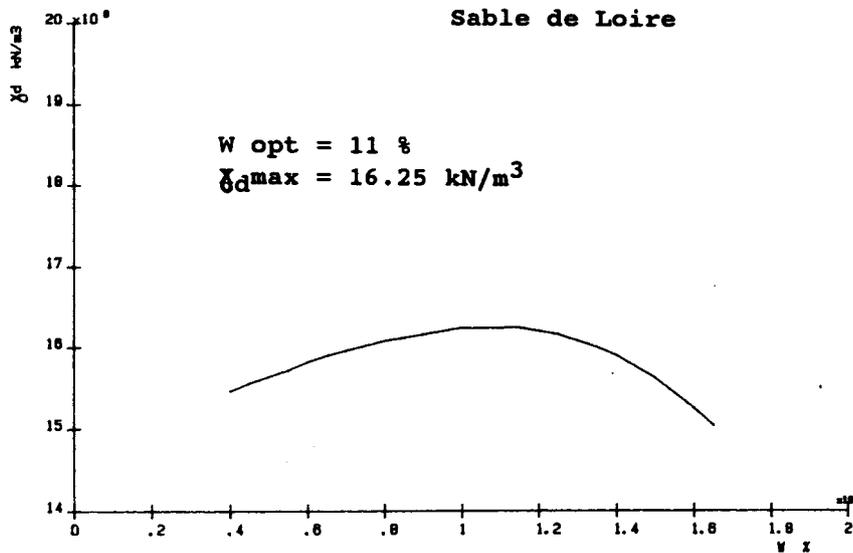
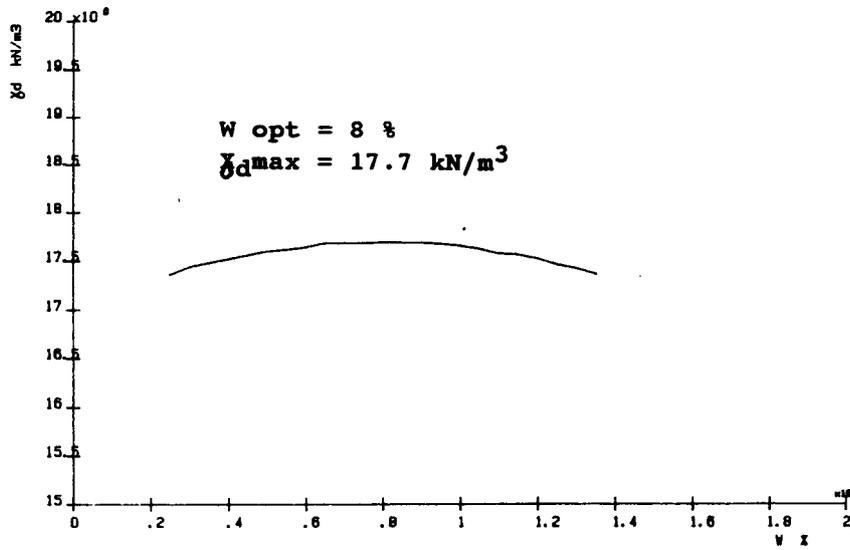


Figure 4: Courbes Proctor des sables utilisés

	Proportion de sable de Loire ( % )	Proportion de sable de Belle Image ( % )
Mélange	91	9
Sable de Loire	85	15
+ Sable de Belle Image	83.4	16.6
	75	25
	71.5	28.5
	50	50
	28.5	71.5

Figure 5a: Tableau des proportions de mélanges réalisés

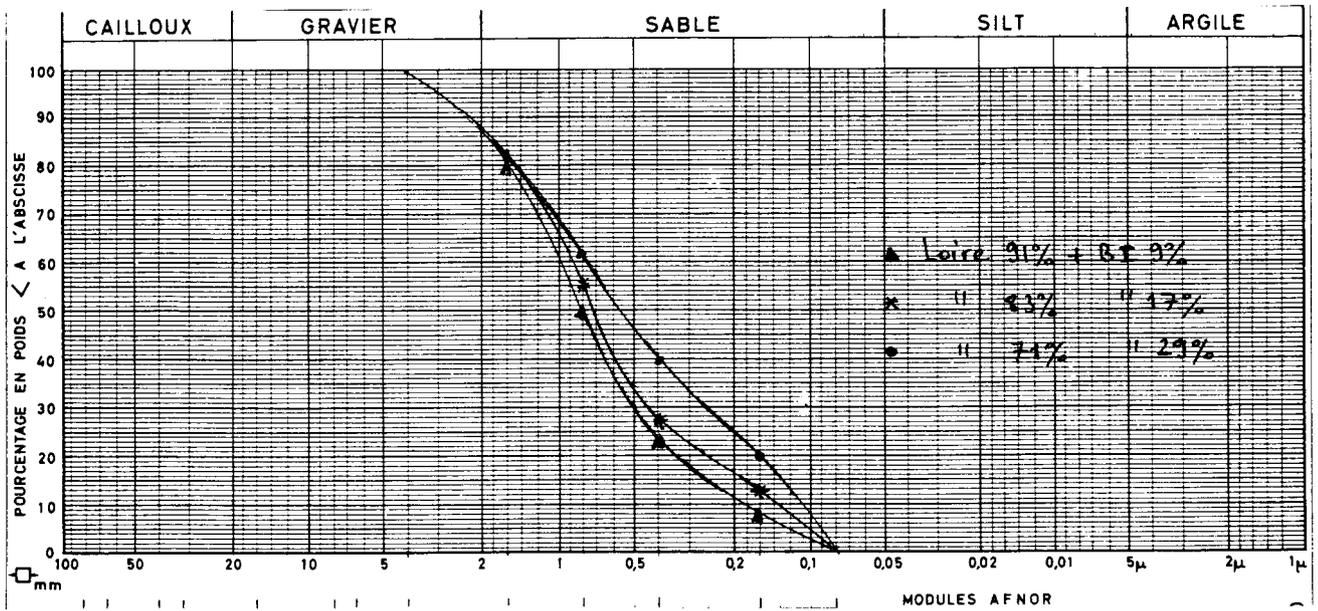


Figure 5b: Courbes granulométriques des différents mélanges

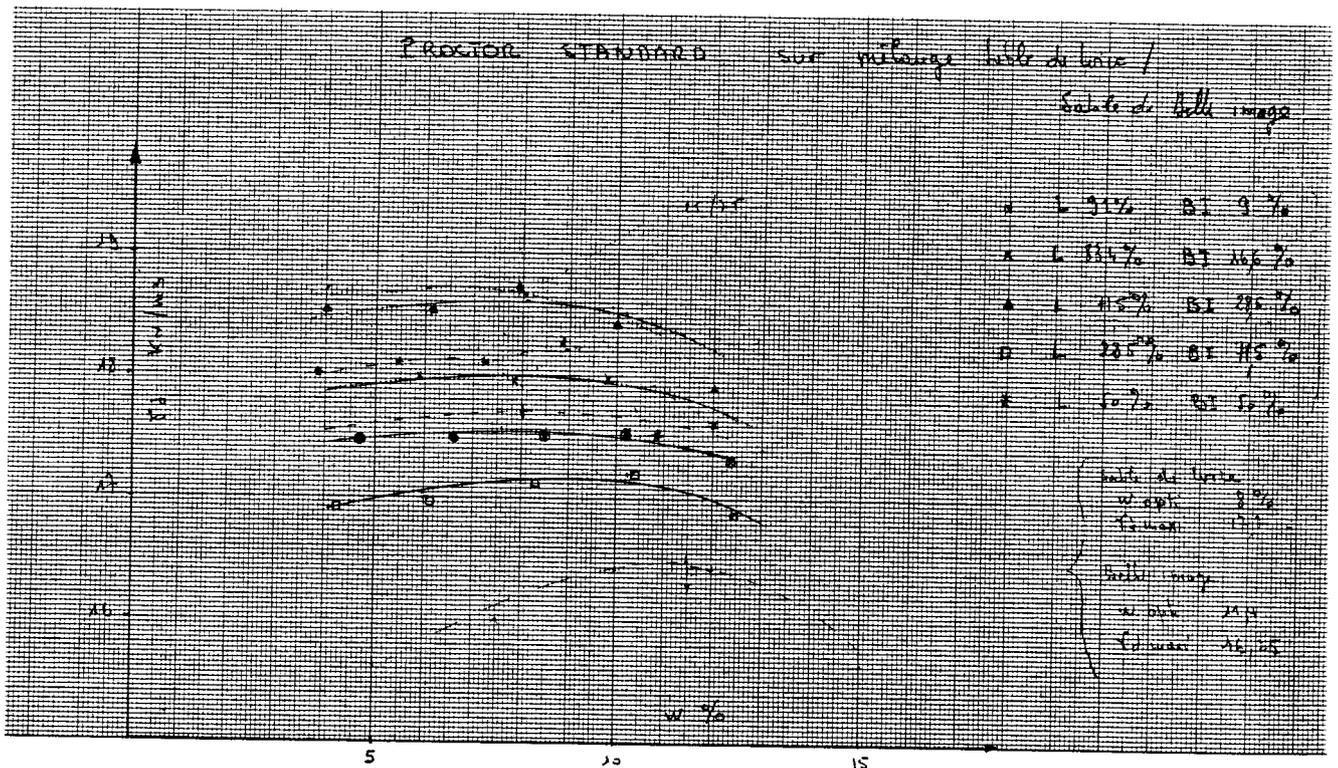
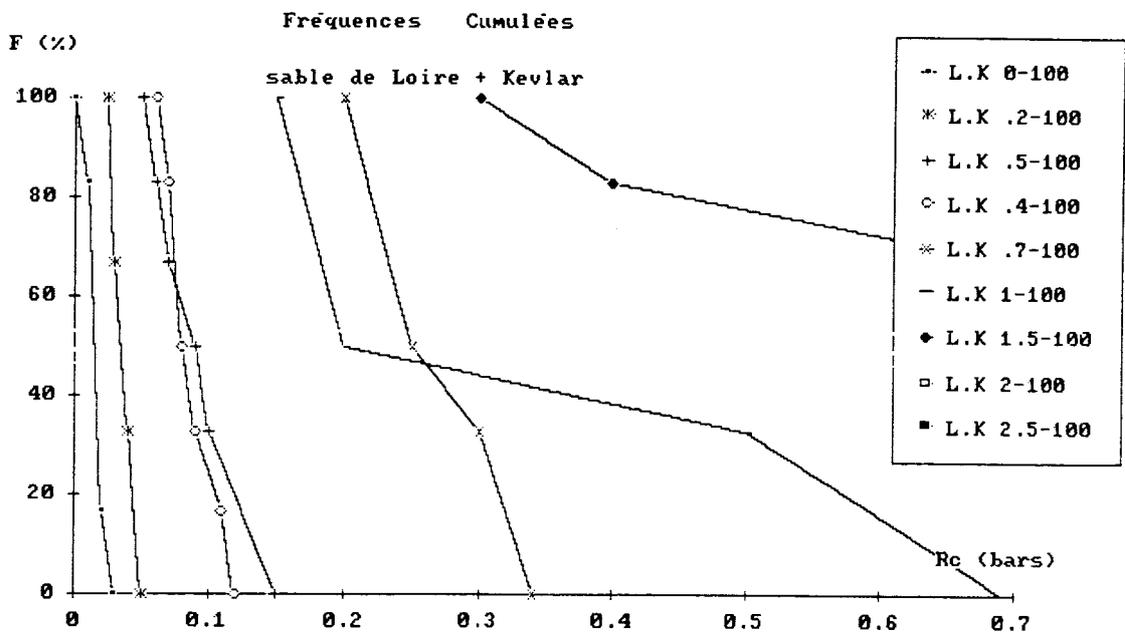


Figure 5c: Courbes Proctor et courbe des densités sèches associées aux différents mélanges

Figure 5: Détermination du mélange optimum (sable de Belle Image + sable de Loire)



Sable-Fibres-Dosage-Moule



Sable-Fibres-Dosage-Moule

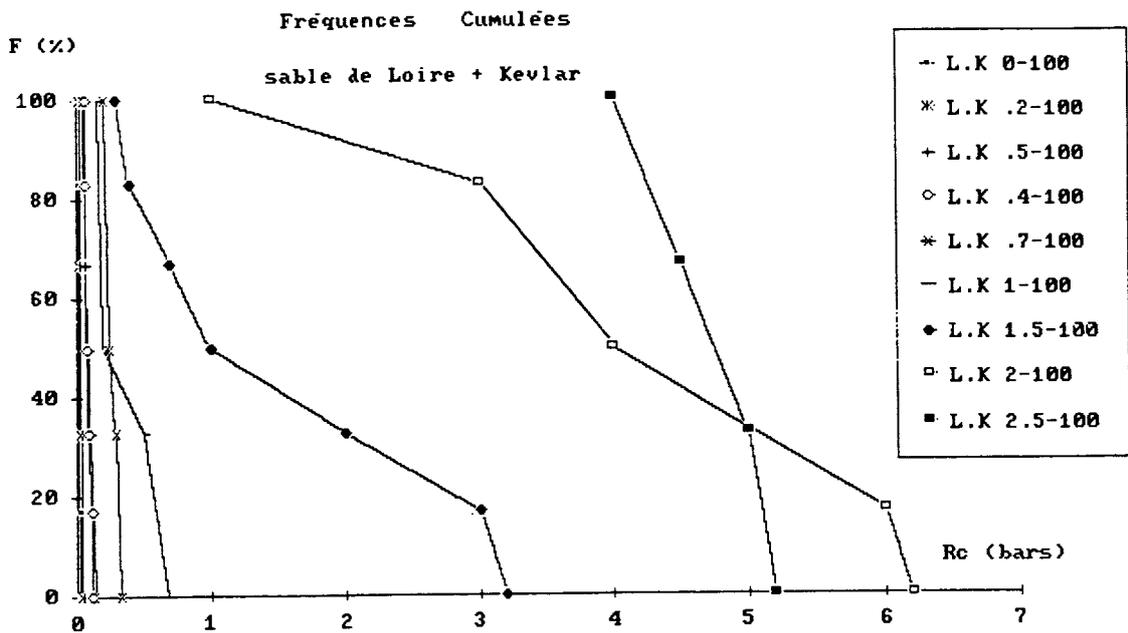


Figure 6b: Sable de Loire + KEVLAR

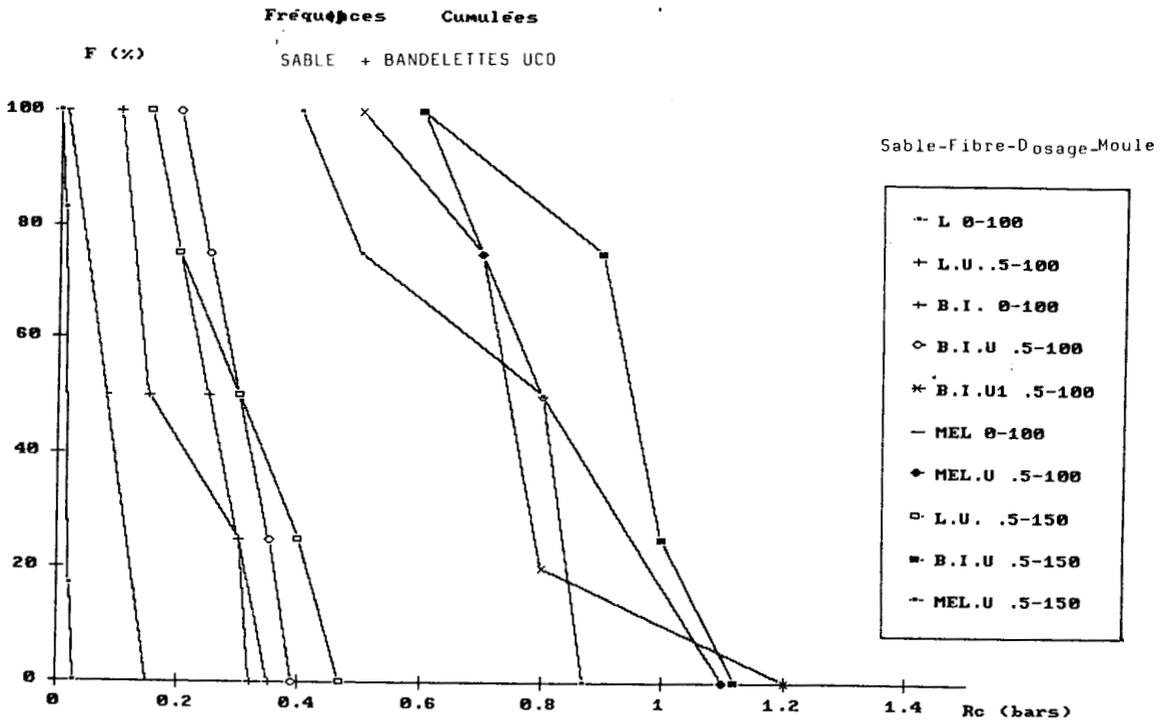


Figure 6c: Sable + Bandelettes UCO

Figure 6: Courbes des fréquences cumulées

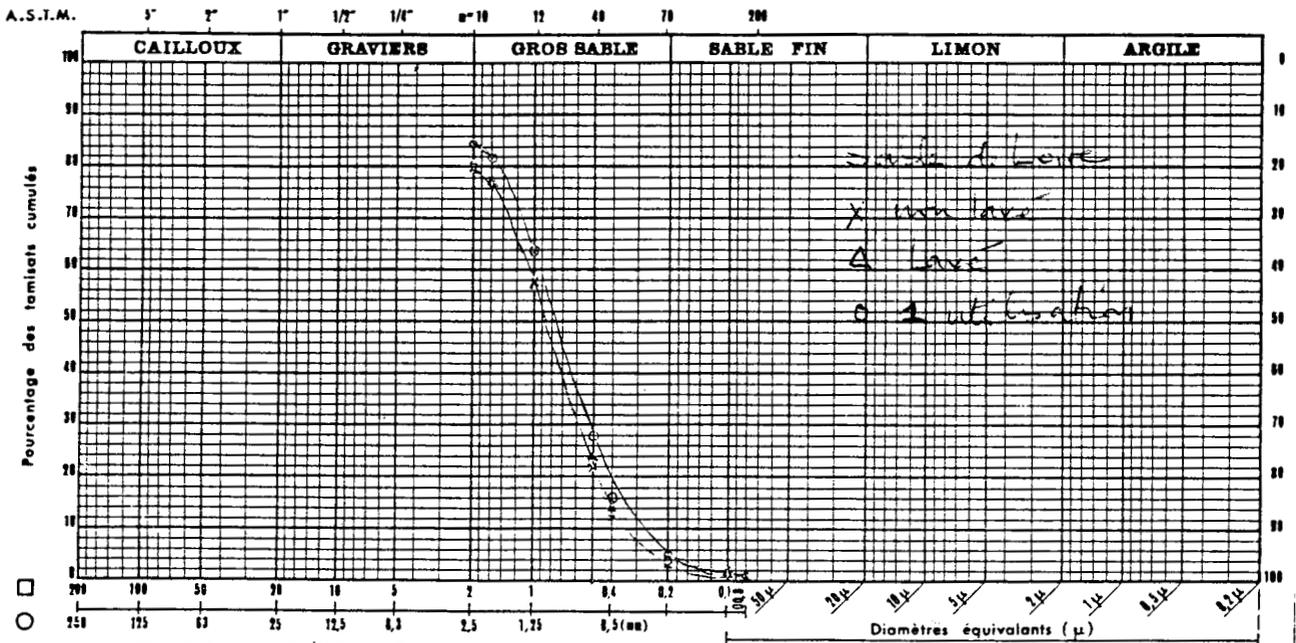


Figure 7: Analyse granulométrique d'un sol ayant déjà servi à des essais

**CONFINEMENT EXTERNE**

ESSAIS SUR CYLINDRES

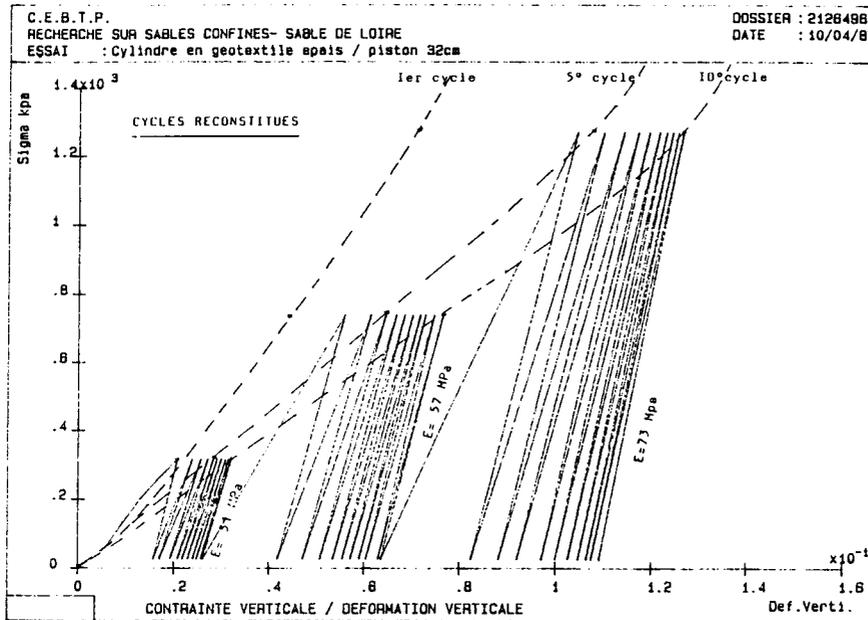


Figure 8a: Essai B (Cylindre en géotextile épais - Sable de Loire - Piston de 32 cm)

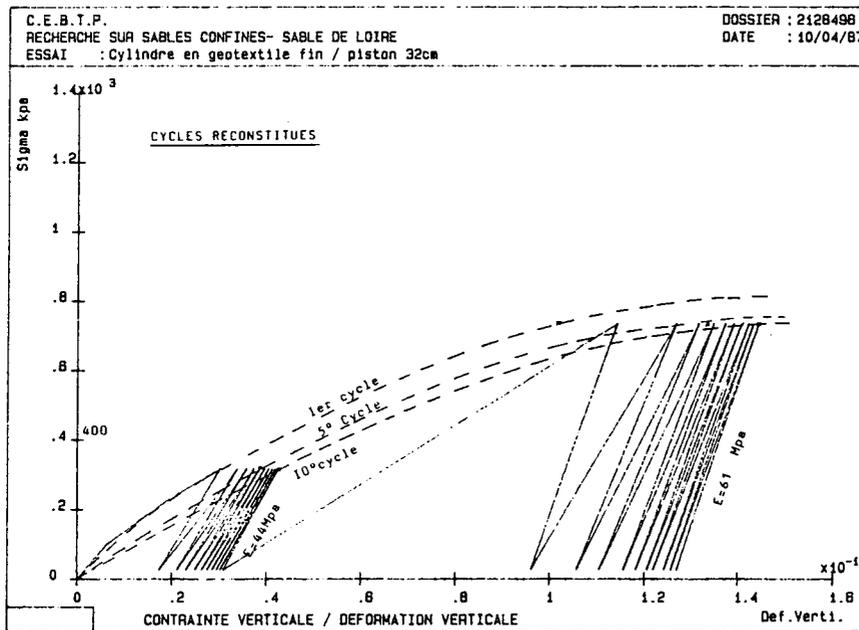
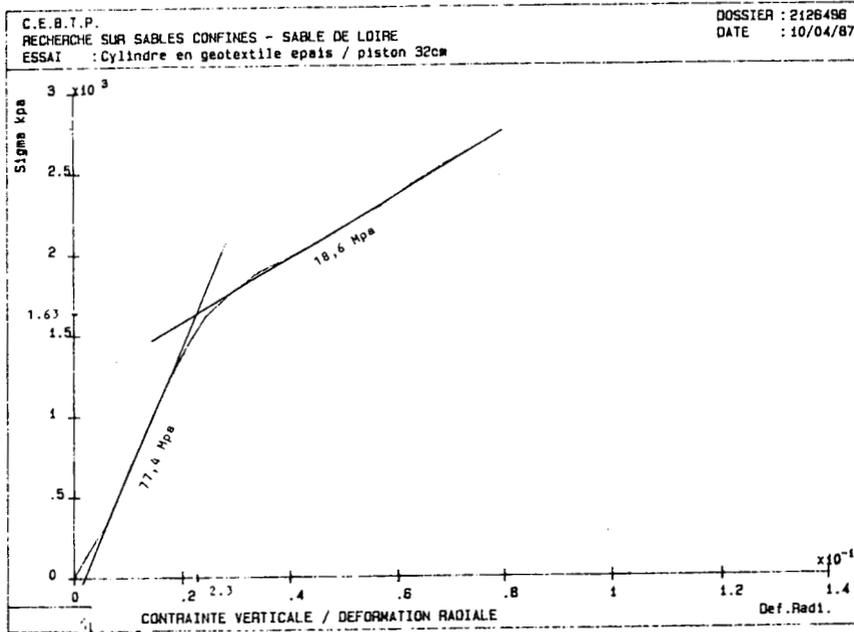


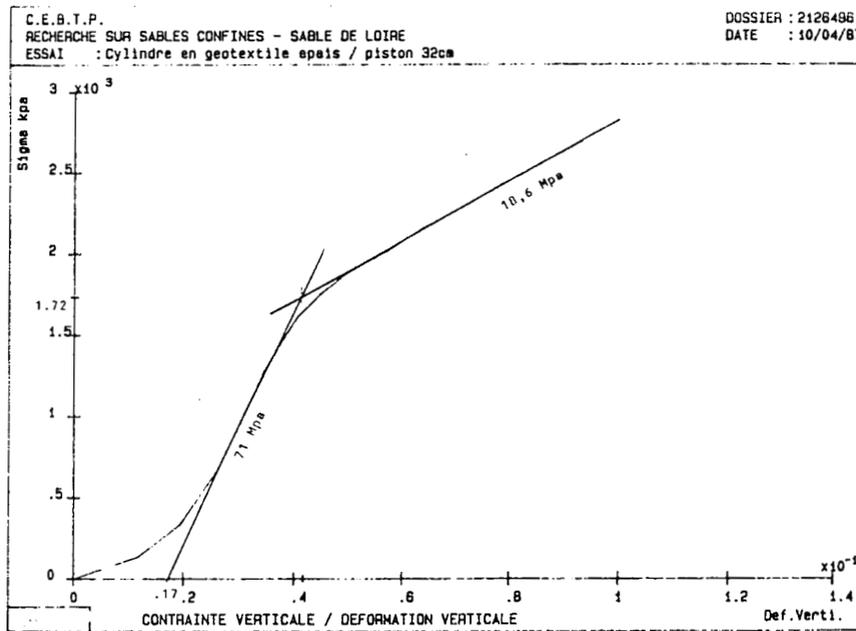
Figure 8b: Essai C (Cylindre en géotextile fin - Sable de Loire - Piston de 32 cm)

Figure 8: Forme typique des courbes de chargement répété des essais B et C

**Essai B:**



**Figure 9a:**



**Figure 9b:**

Essai C:

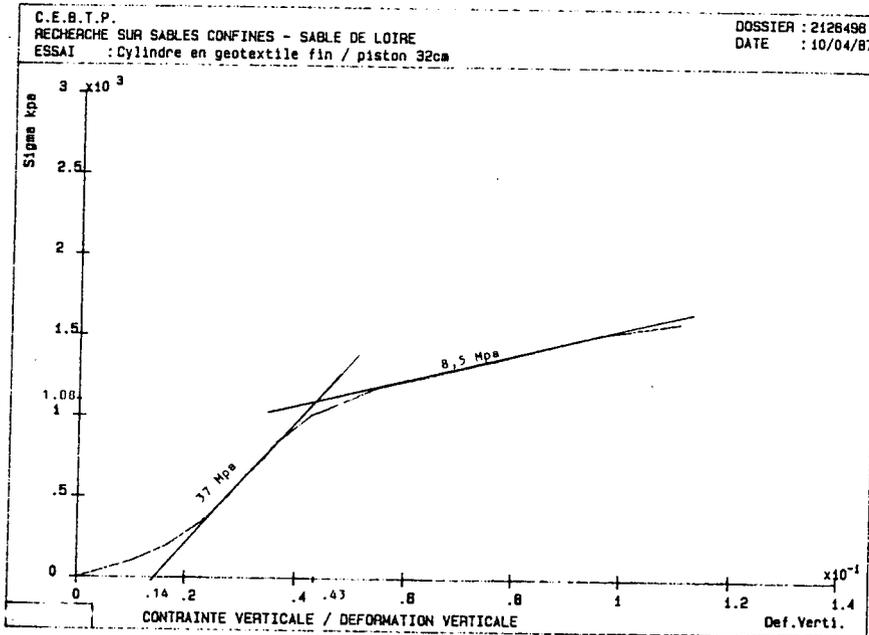


Figure 9c:

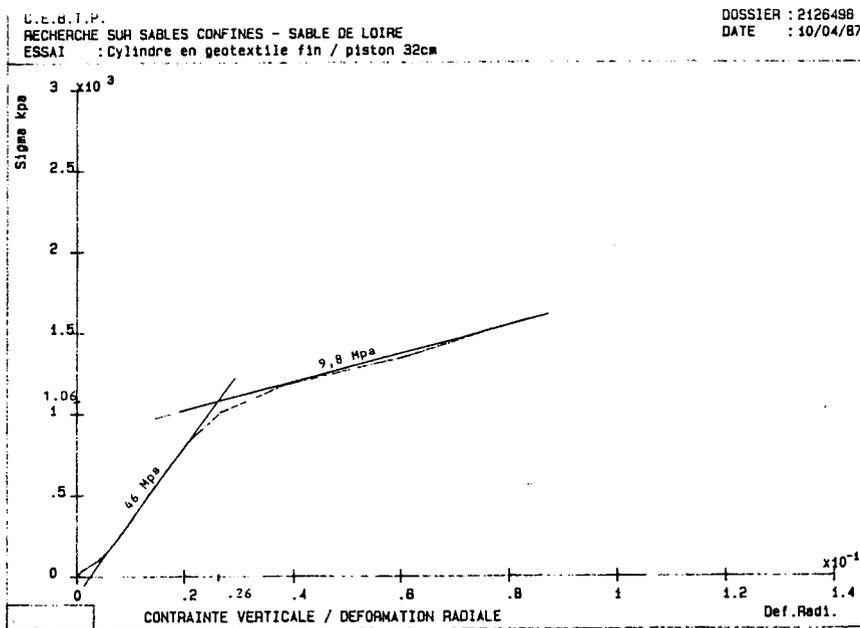


Figure 9d:

Figure 9: Forme typique des courbes de chargement monotone jusqu'à la rupture des essais B et C.

ESSAIS SUR MANCHONS

1. Essais de chargement répété

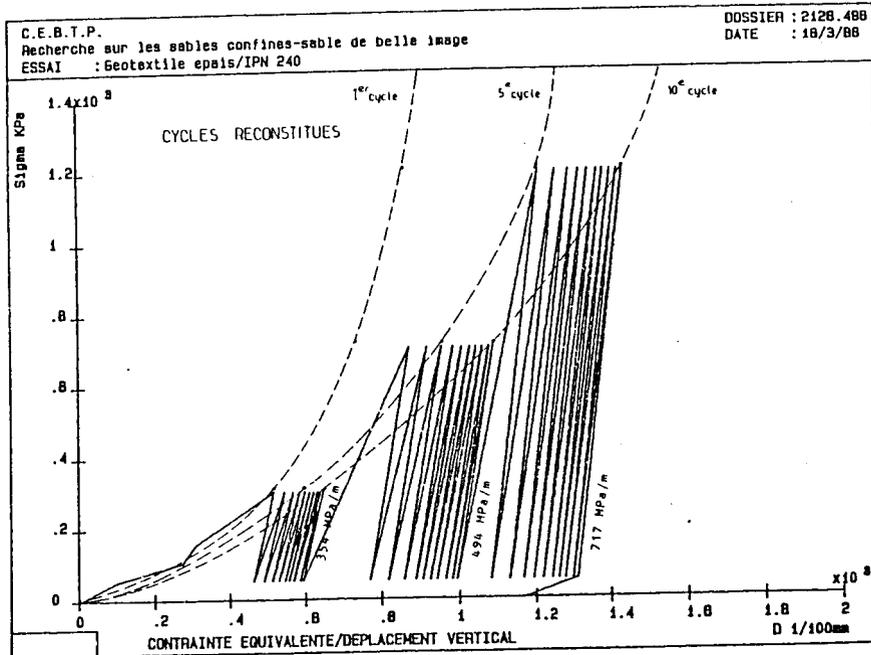
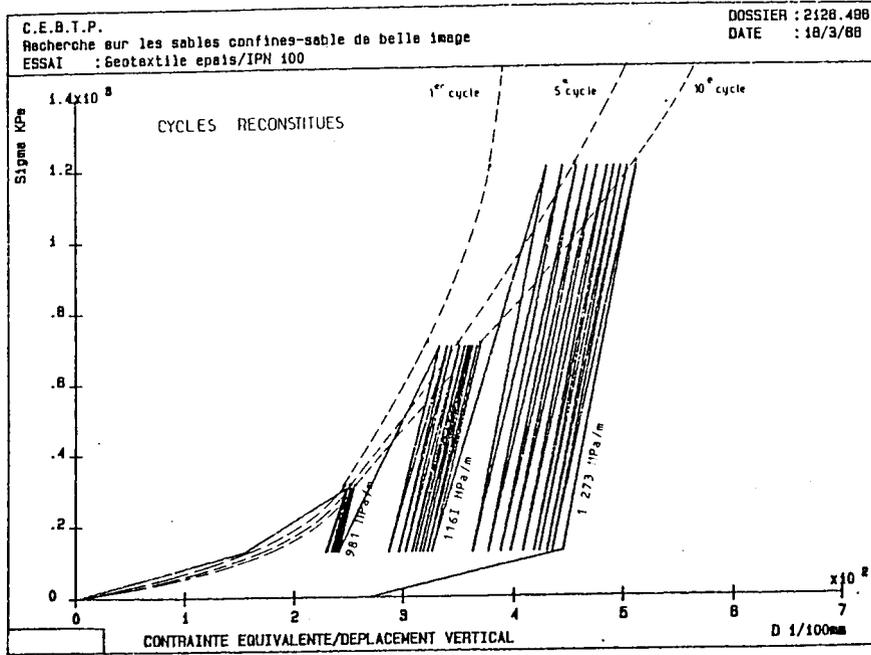


Figure 10a: Essai 2 (Géotextile épais + sable de Belle Image sous IPN.100 et 240)

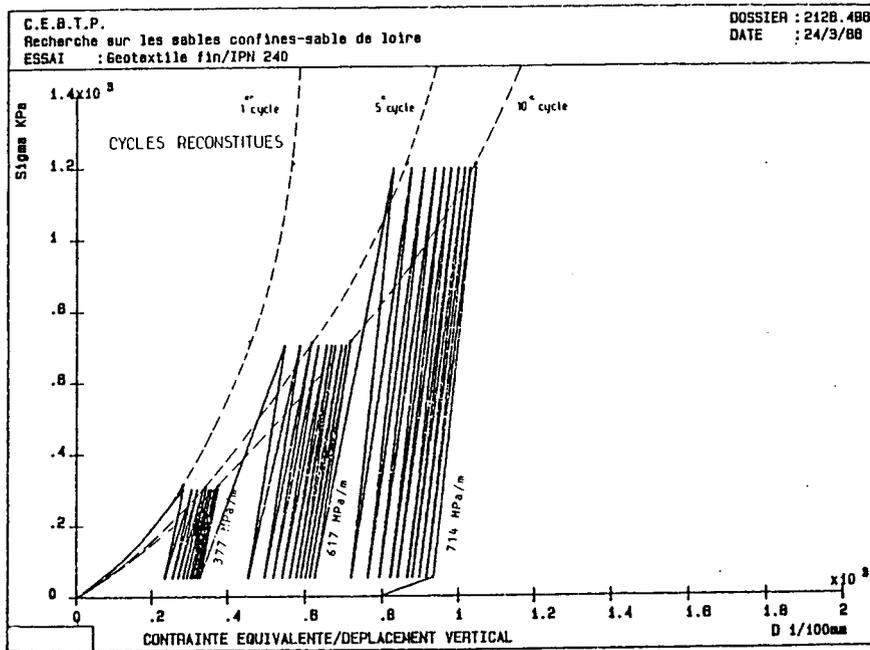
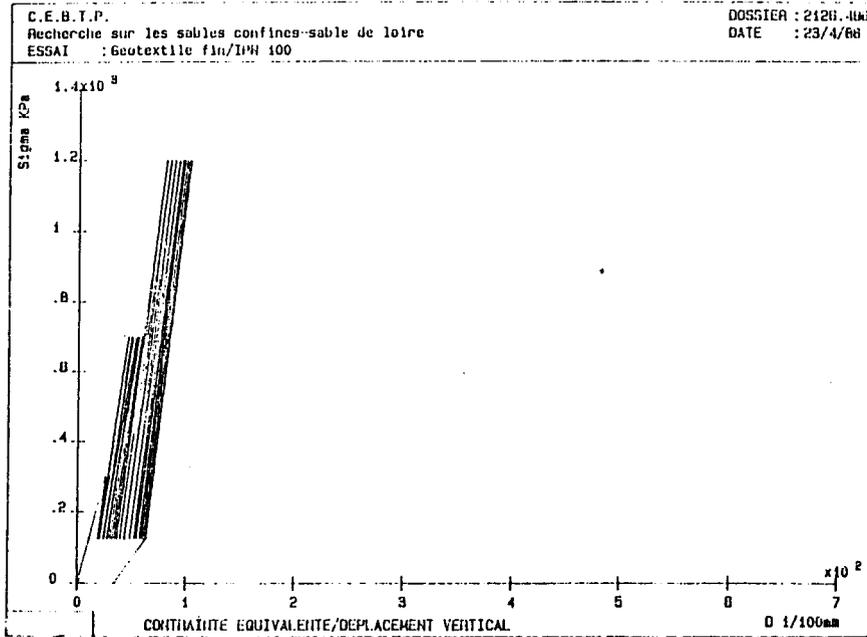


Figure 10b: Essai 3 (Géotextile fin + sable de Loire sous IPN.100 et 240)

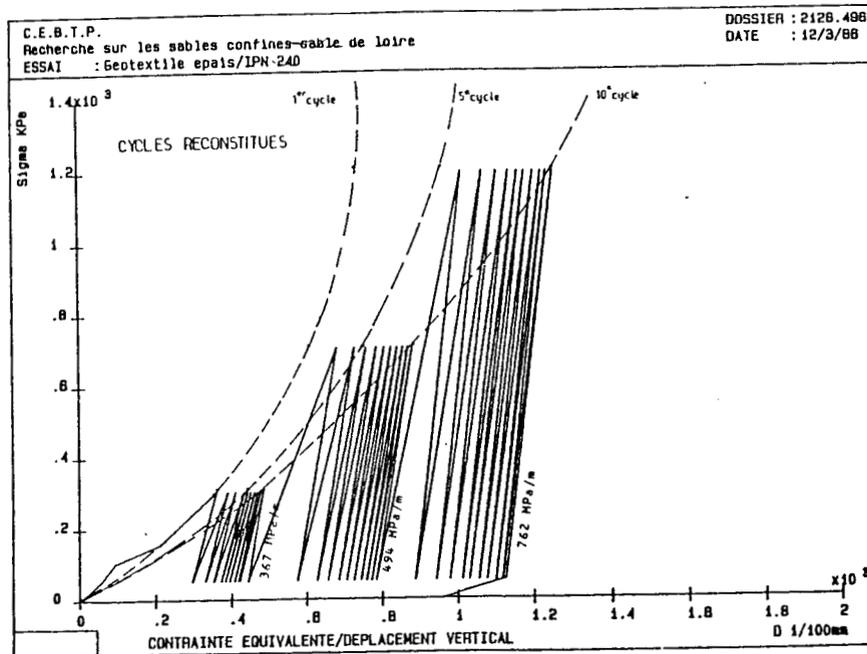
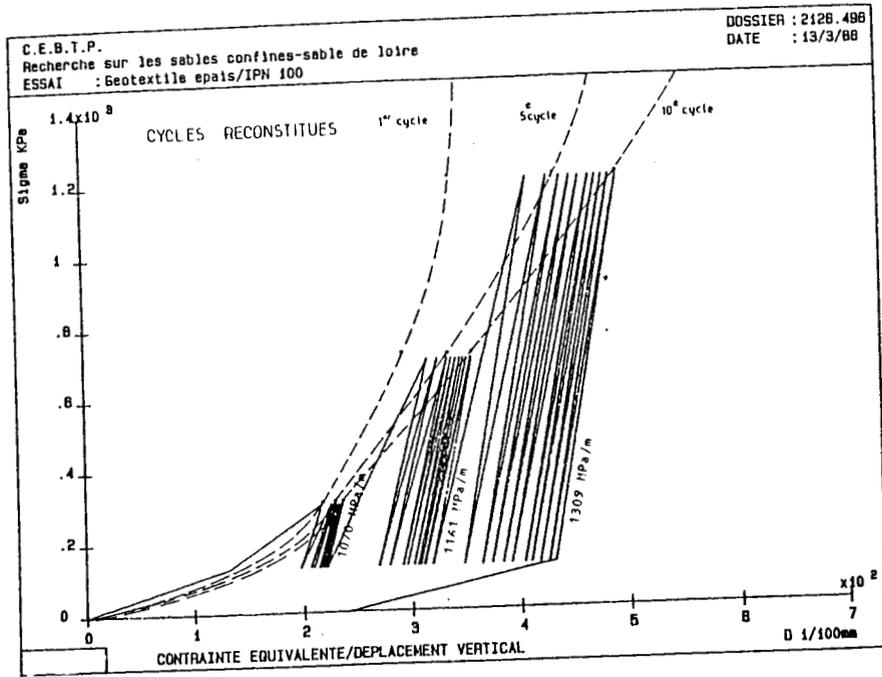


Figure 10c: Essai 4 (Géotextile épais + sable de Loire sous IPN.100 et 240)

Figure 10: Courbes de contrainte équivalente exprimée en fonction des déplacements verticaux pour les essais 2, 3 et 4.

2. Essais de rupture

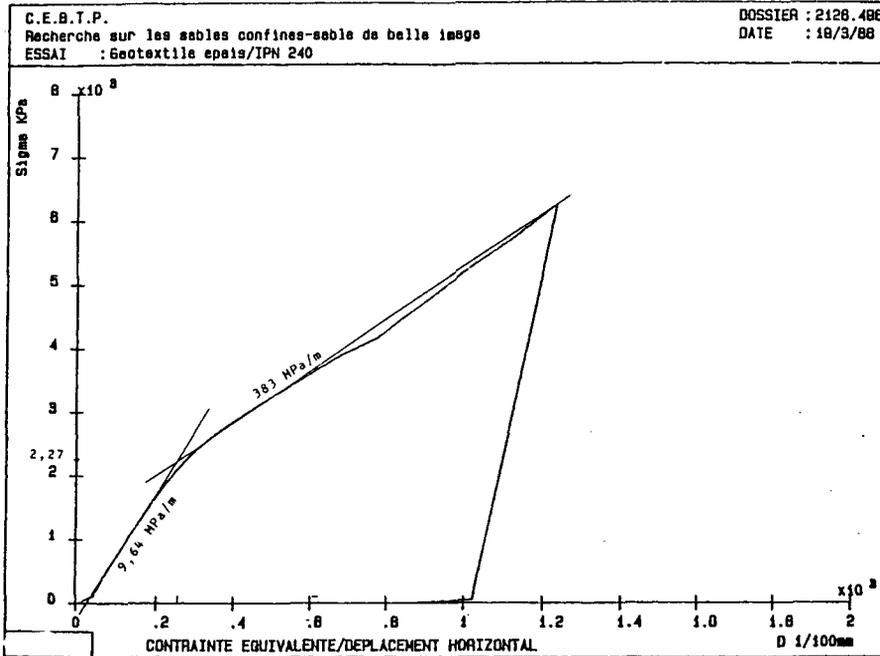


Figure 11a: Essai 1 (Géotextile épais + sable de Belle Image sous IPN 240)

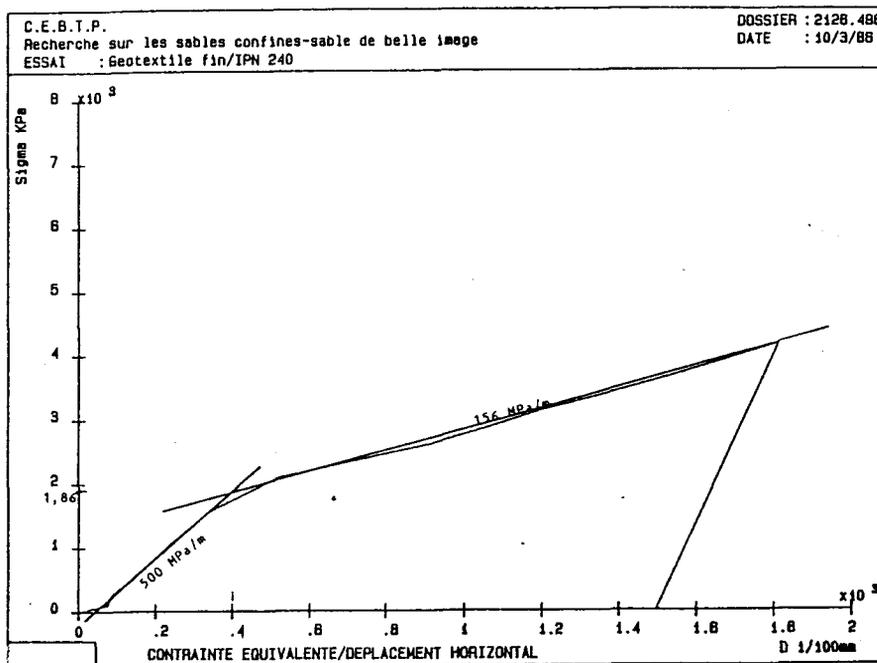


Figure 11b: Essai 2.

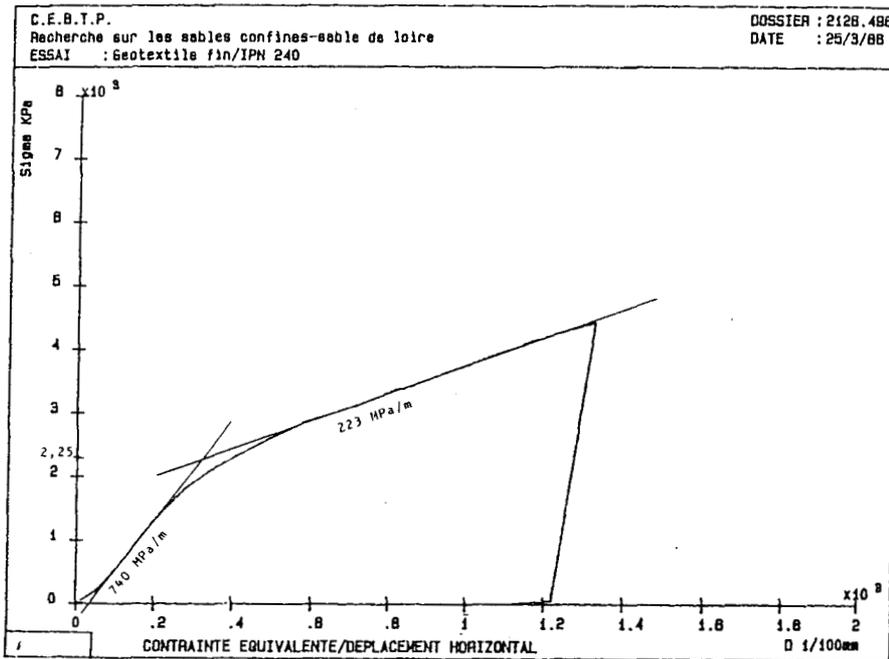


Figure 11c: Essai 3.

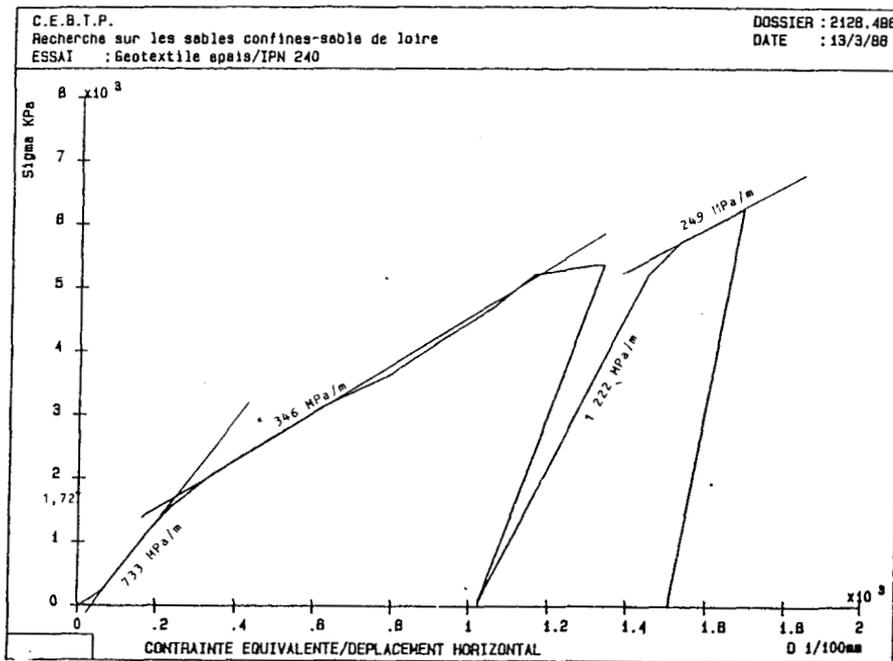


Figure 11d: Essai 4.

Figure 11: Courbes de contrainte équivalente exprimée en fonction des déplacements horizontaux pour les essais 1, 2, 3 et 4.

**SYNTHESE DU KEVLAR**

## A. PRESENTATION DU KEVLAR

### I. Le Kevlar: Généralités

\* Les fibres aramides sont les fibres polyamides aromatiques à hautes performances mécaniques, généralement connues sous le nom de KEVLAR qui est le commercial de la fibre para-aramide mise au point en 1965 par Stéphanie KWOLEK, une scientifique de recherche chez DU PONT DE NEMOURS (USA). Sa couleur est jaune.

On distingue trois produits de la famille Kevlar:

- KEVLAR RI (Rubber Industry);
- KEVLAR 29 : Fibre à haute résistance mécanique, module moyen;
- KEVLAR 49 : Fibre à haute résistance mécanique, à haut module.

Les noms commerciaux des fibres aramides sont variables suivant d'un pays à l'autre.

DUPONT DE NEMOURS (USA) : Nomex(\*) T450, TE8, TE12 A/C  
Kevlar 29, 49

RHONE POULENC FIBRE (Fr): Kermel

ENKA (Japon) : TWARON BM, HM

Le Kevlar présente une ténacité cinq fois supérieure à celle des fibres d'acier, c'est à dire cinq fois plus résistant que l'acier. Il résiste à la corrosion, à la chaleur et à l'abrasion, il possède également une stabilité thermique, il commence à se carboniser au dessus de 425°C, possède un faible allongement à la rupture et des propriétés diélectriques exceptionnelles. Mais il est sensible aux rayons UV, seule la couche extérieure se dégrade. Par contre, les matériaux composites à base de Kevlar ne subissent aucune perte de ténacité lorsqu'ils sont exposés aux rayons UV.

Le Kevlar assure performance et confort, par l'amortissement des vibrations, tout en jouant pleinement son rôle de renfort dans la structure composite.

La fibre kevlar existe sous forme de fils continus, mèches, bourre et fibres coupées, pour une grande variété d'applications et de procédés de mise en oeuvre.

(\*) Nomex: fibre méta-aramide

### II. Kevmar: Synthèse

Le Kevlar est composé de polyamide aromatique dont la structure est du type polytéréphtalate de paraphénylène diamine. La synthèse du Kevlar se fait par traitement chimique en milieu solvant à froid. Il s'agit du traitement de la paraphénylène diamine avec le chlorure téréphtalate dans l'hexaméthyl phosphoramidate et méthylpyrrolidone à une température de -10°C.

La réaction de synthèse est la suivante:

La fibre est obtenue par filage, puis par traitement thermique et un étirage mécanique permet d'améliorer les propriétés mécaniques et notamment d'augmenter le module d'élasticité.

La fibre de ce polymère a un taux de cristallinité élevé. L'alignement des noyaux aromatiques est parallèle à l'axe de la fibre, ce qui donne une fibre haute module. Avec les groupements aromatiques, la conjugaison des électrons tout au long de la chaîne et les liaisons d'hydrogène des pontages de chaîne donnent au matériau une très grande rigidité et une excellente résistance chimique.

Réseau cristallin de la fibre de Kevlar:

### III. Propriétés physico-chimiques

1.) Propriétés physiques du Kevlar et d'autres fibres industrielles

	Kevlar 29	Kevlar 49
Densité (g/cm )	1,44	1,45
Allongement à la rupture (%)	4,0%	2,1%
Ténacité (N/mm )	2760	2760
Module d'élasticité (N/mm ) (g/dernier)	6000 500	130000 1000
Diamètre du filament Coupe transversale	0,0122mm 12,1u	11,9u
Titre du filament (dtex)	1,67	1,67
Carbonisation	500°C	500°C

Caractéristiques du Kevlar:

- la légèreté
- très haute résistance à la traction, mais faible résistance à la compression.

- excellente résistance aux impacts répétés.
- bonne résistance à la fatigue.
- limitation de la propagation des criques.
- retrait et conductivité thermique faible.
- rétention de la majeure partie des propriétés à la température ambiante après exposition à des températures de 70°C à 180°C.
- résiste à la flamme, autoextinguible, ne fond pas.
- faible émission de fumée.

## 2.) Propriétés chimiques du Kevlar

Le Kevlar a une excellente résistance à l'attaque chimique des carburants, lubrifiants, détergents et de l'eau de mer. Il n'est attaqué que par les bases fortes à un moindre degré et par les acides forts et concentrés.

Les solvants tels que l'acétone ou le trichloroéthylène n'est pratiquement pas d'effet sur les fibres aramide.

## 3.) Reprise en Humidité

Les fibres aramides ont une forte reprise d'humidité. Cette reprise d'humidité n'altère pas les propriétés physico-chimiques de la fibre car la fixation d'eau se fait à la surface des fibres. Cela entraîne une mauvaise adhérence des résines avec les fibres aramides dans les composites. un séchage des fibres avant utilisation améliore les performances des composites.

## 4.) Sensibilité aux UV

Les fibres aramides sont sensibles aux rayons ultra-violetts: la fibre Kevlar non imprégnée passe de sa couleur naturelle, jaune claire, à une couleur plus foncée, ocre jaune, après exposition à la lumière naturelle pendant quelques jours.

Selon la grosseur de la mèche de fibre ou l'épaisseur dans le cas d'un tissu, la perte de performances est plus ou moins importante: elle est de 50% pour un tissu de 0,11mm d'épaisseur fait avec des fils de 420dtex, exposé cinq semaines à la lumière solaire.

La sensibilité est beaucoup moins grande dans le cas de fibres imprégnées: la diminution des performances n'affecte qu'une couche très fine qui protège des rayons U.V. les autres couches de l'épaisseur du matériaux. (courbe de stabilité du Kevlar aux rayons U.V.).

Courbe de stabilité de la fibre Kevlar aux rayons UV et ceci pour une fibre non imprégnée:

## 5.) Décomposition à 400°C

Le Kevlar ne fond pas au delà de 425°C, la dégradation de la fibre aramide s'amorce. Au delà de 425°C, le Kevlar carbonise,

il se décompose vers 480°C.

Gaz de décomposition obtenus lors de la combustion de fibre aramide Kevlar et d'autres fibres:

	CO	CO	C H	C H	CH	N O	HCN	NH	HCl	COS	SO
Kevlar	1850	50	-	1	-	10	14	0,5	-	-	-
Acrylique	1300	170	5	2	17	45	40	3	-	-	-
Acrylique/ Modacryli- que(70/30)	1100	110	10	1	18	17	50	5	20	-	-
Nylon 66	1200	250	50	5	25	20	30	-	-	-	-
Laine	1100	120	7	1	10	30	17	-	-	-	3
Poyester	1000	300	6	5	10	-	-	-	-	-	-

Remarque: les taux de gaz (mg par g d'échantillon ne représentent pas la toxicité de ces fibres ou d'autres matériaux lors d'un feu

**REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

<u>SOLS</u>
-------------

- [1] ALIMI I et Al (1977)  
"Etude de l'adhérence sol-armature" 9th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering Tokyo.
- [2] BARBAS A. et FRANK R. (1982)  
"Utilisation de la méthode des éléments finis en mécanique des sols dans le domaine de l'élastoplasticité" Rapport de recherche L.P.C. no 116 Sept.
- [3] DAVIS A. et PHILIPPONNAT G. (1978)  
"Essais de pieux en vraie grandeur dans des milieux pulvérulents" Annales de l'ITBTP no 363 Juil.-Août.
- [4] GILMAN Y. D. ET ZOTOV V. D. (1974)  
"Renforcement et compactage du sol pour les constructions des ouvrages type argile limoneuse loessique renforcé par des micropieux" Travaux du VIII Colloque en URSS.
- [5] HOLTZ et Al (1982)  
"Le fluage et le comportement de sable renforcé par géotextile" Second International Conference on Geotextiles Las Vegas.
- [6] JURAN I. (1986)  
"Renforcement des sols" Thèse d'état
- [7] LUONG M. P. (1978)  
"Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents" Revue Française de Géotechnique no 10
- [8] PELLERIN F.-M. (1980)  
"La porosimétrie au mercure appliquée à l'étude géotechnique des sols et des roches" Bull. Liaison LPC no 106 Mars-Avril pp 105-115.
- [9] PHILIPPONNAT G. (1979)  
"Fondations et ouvrages en terre" Editions Eyrolles 402p.
- [10] POTYONDY J. G. (1961)  
"Skin friction between various soils and construction materials" Geotechnique Dec.1961 Vol.11 no 4 pp 339-353.
- [11] QUEYROI D., CHAPUT D., PILOT G. (1985)  
"Amélioration des sol de fondation - Choix des méthodes d'exécution" Note d'information technique L.C.P.C.
- [12] SCHLOSSER F. (1975)  
"Dimensionnement des ouvrages en Terre Armée - Murs et Culées de ponts." Formation permanente E.N.P.C.
- [13] TADJBAKSH S. et FRANK R. (1985)  
"Etude par la méthode des éléments finis du comportement élastoplastique de sols dilatants - Application aux pieux sous charge axiale" Rapport de recherche LPC no 135 Fév.

[14] TCHENG Y. et ISEUX J. (1966)  
 "Nouvelle recherche sur le pouvoir portant des milieux pulvérulents - Fondations superficielles et semi-profondes"  
 Annales de l'ITBTP no 227 Nov.

<b>FIBRES</b>
---------------

[15] AKINMUSURU et Al (1982)  
 "Bearing capacity tests on fiber-reinforced soil" Second International Conference on Geotextiles Las Vegas. pp 599-603.

[16] ANDERSLAND Khattak (1979)  
 "Shear strength of kaolinite/fiber soil mixtures" International conference on soil reinforcement: reinforced earth and other techniques Paris pp 11-16

[17] ANDRAWES K.Z., Mc GOWN A. et Al (1980)  
 "Tension resistant inclusions in soils" Journ. of Geotec. Eng. vol 106 n° GT12, Dec pp 1313-1326.

[18] BACOT J. (1981)  
 "Contribution à l'étude du frottement entre un matériau souple et un matériau pulvérulent. Cas de la Terre Armée" Thèse INSA de Lyon

[19] BROMS B.B. (1977)  
 "Triaxial tests with fabric reinforced soil" International conference on the use of fabrics in geotechnics Paris .

[20] CEBTP-CER (1987)  
 "Essais sur matériaux granulaires confinés par fibres courtes" Rapport interne.

[21] DEAN R. Freitag (1986)  
 "Soil randomly reinforced with fibers" Journal of Geotechnical Engineering, vol 112, n°8 August pp 823-826.

[22] DELAGE et Al (1988)  
 "Sand reinforcement using short fibers" Euromech

[23] GRAY D.H. et AL REFEAI (1986)  
 "Behavior of fabric-versus fiber-reinforced sand" J. G. E. vol 112 pp 804-820

[24] GRAY D.H. ET MAHER M. H. (1989)  
 "Admixture stabilization of sands with random fibers" 12th Intl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sao Polo pp 1363-1366

[25] GRAY et HARUKAZU Ohashi (1983)  
 "Mechanics of fiber reinforcement in sand" J.G.E. n°3 vol 109 Mars pp 335-353

[26] HOARE D.J. (1977)

"Laboratory study of granular soils reinforced with randomly oriented discrete fibers" International conference on the use of fabrics in geotechnics Paris pp 47-52

[27] HOOVER M. , MOELLER D.T. and Al (1982)

"Performance of randomly oriented, fiber-reinforced roadway soils - A laboratory and field investigation" Report College of Engineering Iowa State University Déc.

[28] IONESCU et MATEI (1986)

"Possibilités de renforcement des massifs en terre aux fibres ou fils individuels, déchet de l'industrie" 3ème Congrès International des géotextiles Vienne 3ème Congrès International des géotextiles Vienne pp 517-521

[29] JEWELL, R. A. (1980)

"Some Factors Which Influence the Shear Strength of Reinforced Sand" CUED/D-Soils/TR85, Cambridge University Engineering Department, Cambridge, England

[30] LEFLAIVE E (1982)

"Le renforcement des matériaux granulaires avec des fils continus" 2ème Congrès International des géotextiles Las Vegas; pp 721-726.

[31] LEFLAIVE E., KHAY M., BLIVET J.C. (1983)

"Un nouveau matériau: le Texsol" Bull. Liaison Labo P. et Ch. no 125 Mai-Juin pp 105-114.

[32] LEFLAIVE E., LIAUSU Ph. (1986)

"Le renforcement des sols par fils continus" 3ème Congrès International des géotextiles à Vienne pp 523-528.

[33] LONG N.T., GUERAN Y., LEGEAY G. (1972)

"Etude de la Terre Armée à l'appareil triaxial" Juillet .

[34] MADHAR and VITKAR (1978)

"Strip footing on weak clay stabilized with a granular trench or pile" Canadian Geotech J. n°15 pp 605-609

[35] MAHER H. M. and GRAY H. D. (1990)

"Static Response of Sands Reinforced with Randomly Distributed Fibers" Journal of geotechnical Engineering vol.116 No 11 November

[36] MAHER H. M. and WOODS D. R. (1990)

"Dynamic Response of Sand Reinforced with Randomly Distributed Fibres" Journal of geotechnical Engineering vol.116 No 7 July

[37] Mc GOWN ANDRAWES et Al (1978)

"Effect of inclusion properties on the behavior of sand" Geotechnique 28 n°3 pp 327-346

[38] MIR-ARABCHAH I Nader (1985)

"Fluage des matériaux textiles utilisés dans les ouvrages de génie civil" Thèse de Docteur ingénieur de l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures de Paris (Juillet).

- [39] NGUYEN Thanh Long (1987)  
"Comportement et dimensionnement du texsol" Rapport de Recherche du LCPC (Septembre).
- [40] NGUYEN THANH LONG et LEGEAY G. (1988)  
"Ouvrages en Terre Armée - Etude en laboratoire" Rapports des laboratoires LCPC (Janvier).
- [41] SCHLOSSER F. et Al (1985)  
"Amélioration de la résistance des sols" 11 ème Congrès International de mécanique de sol et fondation San Francisco pp 211-254.
- [42] UCO - Septembre (1987)  
"Essais de fluage sur fibres polyester et polypropylène" communication non publiée.
- [43] VILLARD P. (1988)  
"Etude du renforcement des sables par des fils continus - Modélisation et application -" Thèse de Doctorat de l'Université de Nantes (Juillet).
- [44] WALDRON L. J. (1977)  
"The Shear Resistance of Root-Permeated Homogeneous and Stratified Soil" Sci. Am. J. 41:843-849
- [45] WALDRON L. J. and SUREN DAKESSIAN (1981)  
"Soil reinforcement by roots: calculation of increased soil shear resistance from root properties" Soil Science Vol 132 No 6 December 81.

<b><u>GEOTEXTILES</u></b>
---------------------------

- [46] ALLEN, T et al (1982)  
"Tensile Strength and creep Behavior of Geotextiles in Cold Region Applications " Second International Conference on Geotextiles Las Vegas. pp 775-780.
- [47] ANDRAWES K. et Al (1986)  
"The load-strain - temperature behaviour of geotextile and geogrids" 3ème Congrès International des géotextiles Vienne
- [48] BLIVET et GESTIN (1979)  
"Etude de l'adhérence entre le phosphogypse et le géotextile" Colloque International sur le renforcement des sols: Terre Armée et autres techniques Paris. pp 403-408
- [49] BLIVET J.C., DELMAS P. et Al (1986)  
"Caractéristiques des géotextiles - Mesures, Spécifications, Contrôles" Bull. de liaison Labo des P.C. no 142 (Mars-Avril) pp 45-57.

- [50] COLLIOS (1981)  
"Loi d'interaction mécanique sol-géotextile" Thèse de Docteur Ingénieur Grenoble.
- [51] COMITE FRANÇAIS DES GEOTEXTILES (1981)  
"Recommandations générales pour la réception et la mise en oeuvre des géotextiles - Normes françaises (AFNOR) des géotextiles et géomembranes" (Février).
- [52] DE GARIDEL R., MOREL G. (1986)  
"Techniques nouvelles de renforcement des sols par des éléments textiles en voirie à faible trafic" 3ème Congrès International des géotextiles Vienne pp 153-158.
- [53] DE GOUTTE, G. et MATHIEU G. (1986)  
"Etude expérimentale du frottement sol-membranes et sol-géotextiles à l'aide d'une boîte de Casagrande de 30 \* 30 \* 30 cm<sup>3</sup>" 3ème Congrès International des géotextiles Vienne pp 791-796
- [54] DELMAS et al (1986)  
"Mise en oeuvre et parement des massifs de soutènement renforcés par des nappes de géotextiles" Bull. de liaison du L.P.C. no 143 (Mai-Juin) pp 65-77.
- [55] DELMAS P., GIROUD (1979)  
"Analyse expérimentale de l'interaction sol-géotextile" Colloque international sur le renforcement des sols: Terre Armée et autres techniques" pp 29-40 Paris 79
- [56] EL FERMAOUI A. NOWATZKI E. (1982)  
"Effect of confining pressure on performance of geotextile in soils" Second International Conference on Geotextiles Las Vegas; pp 799-804.
- [57] FINNIGAN J.A. (1977)  
"The creep behaviour of high tenacity yarns and fabrics used in civil engineering applications" International conference on the use of fabrics in geotechnics Paris 77. pp 305-309
- [58] GAMSKI K. (1979)  
"Les géotextiles" Matériaux et Constructions no 67 vol 12
- [59] GAMSKI K. (1983)  
"Les géotextiles et géomembrane éléments d'étanchéité" Rapport Général Revue Technique Bâtiment construction Industrielle no 95 Mars -Avril; pp 51-72.
- [60] GOURC J. P. (1982)  
"Quelques aspects du comportement des géotextiles en mécanique des sols." Thèse d'état IRIGM Grenoble 249 p.
- [61] GREENWOOD J. H.; MYLES B. (1986)  
"Creep and stress relaxation of geotextiles" 3<sup>rd</sup> International Conference on Geotextiles Vienne pp 821-826

- [62] HAUSMAN M. R. and VAGNERON J. M. (1977)  
 "Analyse de l'interaction sol-textile" International conference on the use of fabrics in geotechnics Paris; pp 139-148.
- [63] INGOLD T.S. (1984)  
 "A laboratory investigation of soil-geotextile friction" Ground Engineering November pp 21-28.
- [64] INGOLD T.S  
 "Some observations on the laboratory measurement of soil-geotextile band" Matériaux et construction vol 16 no 93
- [65] JOHN N. W. M (1987)  
 "Geotextiles" Edition Blackie et Son Ltd 87 347p.
- [66] LEFLAIVE E. (1986)  
 "Géotextiles et géomembranes" Revue Française de Géotextile no 36.
- [67] MARTIN E. (1982)  
 "Résistance à la lumière des fibres textiles" 2ème Congrès International des géotextiles Las Vegas; pp 751-756.
- [68] MATICHARD Y. et DELMAS P. (1988)  
 "Le fluage des géotextiles: état des connaissances et perspectives" Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées n°153 Janv.-Fév. pp 81-88
- [69] Mc GOWN A. et Al (1977)  
 "The influence of non woven fabric inclusion on the stress-strain behaviour of a soil mass" 1er Colloque Inter. Sols-Textiles Paris; pp 161-166.
- [70] Mc GOWN A. et Al (1982)  
 "Load-Extension testing of geotextiles confined in-soil" 2ème Congrès International des géotextiles Las Vegas; pp 793-798.
- [71] PERFETTI J. (1980)  
 "Propriétés des géotextiles-Description et caractéristiques" Thèse de Doctorat d'Université. IRIGM
- [72] PUIG J., SCHAEFFNER M. (1985)  
 "Un géotextile tridimensionnel pour résoudre les problèmes d'érosion des talus" Revue générale des routes et des aérodromes no 617 Mars.
- [73] RICHARD F. (1988)  
 "Exposé sur quelques applications des géosynthétiques" Technique Générale de la construction no 465 Juin; pp 103-109.
- [74] RILEM Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherche sur les Matériaux et les Constructions (1984)  
 "Membranes synthétiques" Matériaux et Constructions - Essais et Recherche Mai-Juin; no 99 vol. 17; pp 241-268.
- [75] RIGO J. M., PERFETTI J. (1982)  
 "Etude en fatigue des géotextiles" 2ème Congrès International des géotextiles Las Vegas; pp 745-750.

[76] SETRA-LCPC (1983)

"Notions générales sur les géotextiles en géotechnique routière"  
" Fév.

[77] SIMON A., PAYANY M. et PUIG J. (1982)

"Emploi de nappes géotextiles à structure alvéolaire pour la lutte contre l'érosion" 2ème Congrès International des géotextiles Las Vegas; pp 247-251

[78] SOTTON M. et Al (1982)

"Quelques éléments de réponse au problème de la durabilité des géotextiles" 2ème Congrès International des géotextiles Las Vegas; pp 553-558.

[79] SOTTON M. et LECLERCQ B. (1982)

"Les géotextiles et les tests de vieillissement accéléré" 2ème Congrès International des géotextiles Las Vegas; pp 559-564.

[80] VAN LEEUWEN J.H. (1977)

"New methods of determining the stress-strain behaviour of woven and non woven fabrics in laboratory and in practice" International conference on the use of fabrics in geotechnics Paris; pp 299-304

[81] VAN DINE, D et al (1982)

"An evaluation of abrasion tests for geotextiles" Second International Conference on Geotextiles Las Vegas; pp 811-816

<b><u>CONTENEURS</u></b>
--------------------------

[82] BOGOSSIAN, F et Al (1982)

"Continuous Retaining Dikes by Means of Geotextiles" 2<sup>nd</sup> International Conference on Geotextile Las Vegas USA; pp 211-216.

[83] BOTZAN, D, et Al (1982)

"Constructive Elements for River Bank Defense Structures using woven Geotextiles" 2<sup>nd</sup> International Conference on Geotextile Las Vegas USA; pp 223-227.

[84] CARROLL R. G. et RICHARDSON G. N. (1986)

"Geosynthetic reinforced retaining walls" 3<sup>rd</sup> International Conference on Geotextiles Vienne; pp 389-394.

[85] CEBTP-CER (1987)

"Expérimentation sur manchons et sur cylindres de sable confiné par géotextile" Rapport interne.

[86] DORR, H.C. and DE HAAN, D.W. (1982)

"The Oesterschelde Filter Mattress and Gravel Bag" 2<sup>nd</sup> International Conference on Geotextile Las Vegas pp 271-276

- [87] DOUILLOT H., BLIVET J.C., PERRIER H. (1985)  
 "Stabilisation d'un glissement de terrain par renforcement tout textile-Route de la corniche à Trouville" Revue Générale des Routes et des Aérodrômes no 617 Mars.
- [88] FUKUOKA, M.(1986)  
 "Fabric retaining wall with multiple anchors" 3<sup>rd</sup> International Conference on Geotextiles Vienne pp 435-440.
- [89] GIROUD J.P. (1986)  
 "From geotextiles to geosynthetics: a revolution in geotechnical engineering" Third International Conference on Geotextiles, Vienne - Austria; pp 1-18.
- [90] GIROUD J.P. et PERFETTI J. (1977)  
 "Classification des textiles et mesure de leurs propriétés en vue de leur utilisation en géotechnique" Colloque international sur l'emploi des textiles en géotechnique - Paris; pp 345-352.
- [91] GOURC, J.P., MATICHARD et Al (1982)  
 "Capacité portante d'un bicouche, sable sur sol mou, renforcé par géotextile" 2<sup>nd</sup> International Conférence on Geotextile Las Vegas USA pp 411-416.
- [92] GRAY, D.H. et Al (1982)  
 "Internal/External Fabric Reinforcement of sand" 2<sup>nd</sup> International Conférence on Geotextile Las Vegas; pp 611-616.
- [93] LEDEUIL et Al (1986)  
 "Seuils et deviateurs en rivière en tissus injectés ou armés" 3<sup>rd</sup> International Conference on Geotextiles Vienne pp 535-540.
- [94] LEFLAIVE E. (1987)  
 "Géotextiles et géomembranes" Revue Travaux Juil-Août.
- [95] MARIOTTI M. (1977)  
 "Contribution pour une conception de chaussée souple munie d'une nappe d'armature" C.R. Coll. Int. Sols Textiles de Paris; pp 159-162.
- [96] MARIOTTI M. (1986)  
 "Développement de l'utilisation de géotextiles performants dans le renforcement des matériaux granulaires - Application aux assises de routes et de voies ferrées - Nov 85 IIIème Conférence Internationale sur les géotextiles Vienne.
- [97] PAUTE J.L. et SEGOUIN M. (1977)  
 "Détermination des caractéristiques de résistance et de déformabilité des textiles par dilatation d'un manchon cylindrique" Colloque international sur l'emploi des textiles en géotechnique Paris; pp 293-298.
- [98] PERRIER H. (1983)  
 "Sol bicouche renforcé par géotextile" Rapport de recherche LPC no 125 Oct.

- [99] PERRIER H. BLIVET, J-C, KHAY, M. (1986)  
 "Stabilisation de talus par renforcement tout textile: ouvrage expérimental et réel" 3ème Congrès International des géotextiles Vienne; pp 313-318
- [100] PERRIER H. (1986)  
 "Protection de berges par conteneurs textiles" 3ème Congrès International des géotextiles Vienne; pp 419-423.
- [101] PORRAZ J.L., M and SOLAR S.A. (1986)  
 "Geogrid-geotextile system to substitute mangrove fascines for break water construction" 3<sup>rd</sup> International Conference on Geotextiles Vienne pp 441-445.
- [102] RATEL A. (1987)  
 "Comportement à l'écrasement des conteneurs en géotextile" thèse IRIGM Grenoble.
- [103] SISSONS C.R. (1977)  
 "Strength testing of fabrics for use in civil engineering" International conference on the use of fabrics in geotechnics Paris pp 287-292.
- [104] STEPHENSON, R.W. (1982)  
 "A study of soil-filled synthetic fabric 'pillows' for erosion protection" 2<sup>nd</sup> International Conference on Geotextile Las Vegas pp 271-239.
- [105] TATSUOKA F. et Al (1986)  
 "Performances of clay test embankments reinforced with a non-woven geotextile" 3<sup>rd</sup> International Conference on Geotextiles Vienne pp 355-360.
- [106] VAN HARTEN, K. (1982)  
 "Analysis and Experimental testing of load distribution in the foundation mattress" 2<sup>nd</sup> International Conference on Geotextile Las Vegas pp 389-394.
- [107] VAN SANTVOORT, and TROOST, G.H. (1986)  
 "Reinforced rail way sleeperbed" 3<sup>rd</sup> International Conference on Geotextiles Vienne pp 159-164.

**ABSTRACT****EXPERIMENTAL STUDY OF BEHAVIOUR FOR THE CONFINED SAND BY SHORTS FIBERS OR BY MUCHS**

The works made, get on the development of the use geotextiles and shorts fibers in the reinforcement for the granular materials.

The first tests, these of preliminary and feasibility phase, have in a conspicuous, concerning the confined soil by geotextile, a new material, in reverse behaviour to those classical material in this direction under little load we attend to a material plastification and progressively the increase load, the material load to elastic equilibrium state with a growing more and more its deformation modulus and its bearing capacity. As regards material to foundation sand and synthetic fibers of short long, the first tests which it is made, have developed a substantial amelioration for the confined soil mechanics properties.

For the test made after, the efforts have been preparing to enter the using laboratory test on simple models as that cylindrical envelopes or geotextiles much filled up sand and reinforced sand test pieces with shorts synthetic fibers.

The geotextiles choice relates to two polyester flows varieties high tenacity (one thick, and one fine) ; when two sand categories, an unvarying choice sand (Fontainebleau sand) and a river sand well graded (Loire sand) are useful for foundation granular materials.

The selected fibers have been multifilaments in polyester to tenacity and high modulus and polypropylene narrow band.

The sands and the fibers have been mixed in given ratios and compressed according to the normal Proctor.

The test pieces from their matrix are over, have had simple compression test or floating drained shearing to the triaxial system.

As for its, the external over-crowding study is on two materials different :

cylindrical loaded containers following through the guidance of the upheaval axis calling again a test to the triaxial system in which the lateral over-crowding is brought by crowding casing and much which are, neither more nor less, identical cylindrical containers to the first material but loaded following through a perpendicular guidance to the upheaval axis

simulating, nothing of the kind an abridged pattern for the pavement structure.

The results rules experiences so on the containers that on the sand mixing and shorts fibers has showed a stake and the capacity of these news materials to fill essentials parts in the geotechnics buildings.

**Keys words :**

Sand, Fibers, Geotextiles, Geosynthetics, Reinforcement, Tests, Confinement, Container.



## **Etude expérimentale du comportement des sables confinés par fibres courtes ou par manchons.**

- OUATTARA Sinaly 1992 -

### **RÉSUMÉ**

*Les travaux réalisés s'inscrivent dans le cadre des projets spécifiques de la Commission des Communautés Européennes.*

*Ils portent sur le développement de l'utilisation des géotextiles et des fibres courtes dans le renforcement des matériaux granulaires et couvrent trois phases d'étude ayant nécessité des essais préliminaires, des essais de faisabilité et des essais approfondis précédant la phase dite d'exécution elle même antérieure à la phase de diffusion.*

*Les essais des phases préliminaire et de faisabilité ont mis en évidence en ce qui concerne le sol confiné par géotextile, un matériau nouveau, de comportement inverse à celui des matériaux classiques en ce sens que sous faible chargement on assiste à une plastification du matériau et au fur et à mesure que la charge augmente, le matériau tend vers un état d'équilibre élastique avec une croissance de plus en plus de son module de déformation et de sa capacité portante. Quant au matériau à base de sable et de fibres synthétiques de courte longueur, les premiers essais auxquels il s'est apprêté, ont révélé une amélioration substantielle des propriétés mécaniques du sol confiné.*

*Pour les essais réalisés par la suite, les efforts ont été orientés vers la réalisation d'essais de laboratoire sur des modèles simples tels que des enveloppes cylindriques ou des manchons de géotextile remplis de sable et des éprouvettes de sable renforcé de fibres synthétiques courtes.*

*Le choix des géotextiles a porté sur deux variétés de nappes en polyester haute ténacité (un épais et un fin); alors que deux catégories de sable, un sable fin uniforme (sable de Fontainebleau) et un sable de rivière bien gradué (sable de Loire) ont servi de matériaux granulaires de base.*

*Les fibres sélectionnées ont été des multifilaments en polyester à ténacité et module élevés et des bandelettes en polypropylène.*

*Les sables et les fibres ont été mélangés dans des proportions données et compactés selon le Proctor normal.*

*Les éprouvettes dès leur sortie du moule ont fait l'objet d'essais de compression simple ou de cisaillement drainé non consolidé à l'appareil triaxial.*

*L'étude du confinement externe a quant à elle, porté sur deux types de matériaux: Des conteneurs cylindriques chargés suivant la direction de l'axe de révolution rappelant un essai à l'appareil triaxial dans lequel le confinement latéral est apporté par l'enveloppe confinante et des manchons qui ne sont, ni plus ni moins, que des conteneurs cylindriques identiques au premier matériau mais alors chargés suivant une direction perpendiculaire à l'axe de révolution simulant de la sorte un modèle réduit de structure de chaussée.*

*Le résultat des expériences pratiquées tant sur les conteneurs que sur les mélanges de sable et de fibres courtes a montré l'intérêt et la capacité de ces matériaux nouveaux à remplir des rôles essentiels dans les constructions géotechniques.*

### **Mots clés:**

*Essais, sable, fibres, géosynthétiques, géotextiles, renforcement, amélioration, confinement interne, confinement externe, conteneur*